



UNIVERSIDAD  
PRIVADA  
DEL NORTE

# FACULTAD DE INGENIERÍA

Ingeniería Civil

**INFLUENCIA DEL DISEÑO DE ESTRUCTURAS TIPO MARCO CON DISPOSITIVOS DE CONTROL PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN EDIFICACIONES DE LA URB. SAN ISIDRO I ETAPA, DISTRITO DE TRUJILLO, 2019.**

Tesis para optar el título profesional de:

**Ingeniero Civil**

**Autor:**

Merino Caballero Wilson Javier

**Asesor:**

Ing. Cancino Rodas Cesar Leonidas

Trujillo - Perú

2019

## DEDICATORIA

*A DIOS, por habernos permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mi objetivo, además de su infinita bondad y amor.*

*A mis PADRES, por su amor, paciencia, comprensión, por ser ejemplos de perseverancia, por la motivación constante que me permite ser una persona de bien y sobre todo por el apoyo incondicional en cada momento de mi vida.*

*Al programa BECA 18, por apostar en mi talento y pagar mis estudios superiores en una prestigiosa universidad.*

*Al Ing. Cancino Rodas Cesar Leonidas, por su valiosa colaboración en la asesoría, revisión y corrección de la presente tesis.*

*A la Facultad de Ingeniería, por darme la oportunidad de haber recibido una buena formación académica profesional.*

*A la Universidad Privada del Norte, por darnos la oportunidad de haber estudiado en tan prestigiosa casa de estudios.*

*A cada una de las personas que estuvieron presentes en mi enseñanza a lo largo de mi vida.*

**EL AUTOR**

## AGRADECIMIENTO

*A mi **DIOS**, por protegerme durante todo mi camino y darme fuerzas para superar obstáculos y dificultades a lo largo de toda mi vida.*

*A mis padres **ANA MARIA CABALLERO VERA** y **MARCIAL MERINO VARGAS**, por su apoyo incondicional en cada momento de mi vida, Gracias por brindarme sus sabios consejos, por inculcarme valores y principios que han hecho de mí una buena persona y, sobre todo, gracias por enseñarme a no desfallecer ni rendirme ante nada y siempre perseverar a través de sus sabios consejos.*

*A mis hermanos **MAGALY, JOSE, LUIS, JANETH**, a mi tía **FLOR CABALLERO VERA** y mi mamita **MARGARITA VERA REYES** por el cariño y apoyo inmenso a lo largo de mi vida, por sus votos de confianza y apoyo en mis decisiones.*

*Al Padre **Wilder Henríquez Ledezma** y a la Prof. **Zelideth Torres Ulloa** por sus valiosos consejos y por guiarme para emprender una nueva etapa universitaria y ser un excelente profesional.*

*A **Liliana Lecca Castillo** y **Jonathan Lombardo Cueva Huatay** por acompañarme y compartir conmigo estos 5 años de nuestra etapa universitaria, momentos buenos y malos, siendo así personas muy especiales e importantes en mi vida.*

*A las Familias **SÁNCHEZ NUREÑA, HONORIO MARÍN** y **JARA CABALLERO** por abrirme las puertas de su casa y hacerme parte de su familia, sobre todo, gracias por brindarme sus sabios consejos para culminar con éxito la carrera.*

*A los Ings. **QUEVEDO NARVAEZ ALEJANDRO, SANCHEZ NOVOA MIGUEL ALEJANDRO** y a la Srita. **SHEVEBA VELASQUEZ BARDALES** por apoyarme, motivarme y por guiarme en mi nueva etapa profesional como Ingeniero Civil.*

**EL AUTOR**

## TABLA DE CONTENIDO

ACTA DE AUTORIZACIÓN PARA SUSTENTACIÓN DE TESIS .....	
ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS .....	
DEDICATORIA .....	
AGRADECIMIENTO .....	3
<b>CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>133</b>
<b>1.1. Realidad problemática .....</b>	<b>13</b>
<b>1.2. Antecedentes .....</b>	<b>21</b>
1.2.1. Nivel Internacional .....	21
1.2.2. Nivel Nacional .....	23
<b>1.3. Bases teóricas .....</b>	<b>26</b>
1.3.1. Acero Estructural .....	26
1.3.2. Aceros Estructurales Modernos .....	35
1.3.3. Configuraciones estructurales .....	38
1.3.4. Sistemas Estructurales .....	60
1.3.5. Especificaciones, métodos y cargas de diseño .....	70
1.3.6. Análisis sísmico .....	75
1.3.7. Diseño de elementos estructurales de acero .....	86
1.3.8. Tipos de columnas .....	100
1.3.9. Diseño de elementos a flexión .....	102
<b>1.4. Formulación de problema .....</b>	<b>141</b>
<b>1.5. Justificación .....</b>	<b>141</b>
<b>1.6. Objetivos .....</b>	<b>142</b>
1.6.1. Objetivo general .....	142
1.6.2. Objetivos específicos .....	143
<b>1.7. Hipótesis .....</b>	<b>143</b>
1.7.1. Hipótesis general .....	143
<b>1.8. Variables .....</b>	<b>143</b>
1.8.1. Variable Independiente .....	143
1.8.2. Variable Dependiente .....	143
<b>CAPÍTULO II. METODOLOGÍA .....</b>	<b>144</b>
<b>2.1. Operacionalización de Variables .....</b>	<b>144</b>
<b>2.2. Tipo de Investigación .....</b>	<b>145</b>
<b>2.3. Población y muestra (Materiales, instrumentos y métodos) .....</b>	<b>145</b>
2.3.1. Población .....	145

2.3.2.	Muestra.....	145
2.4.	Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos .....	146
2.4.1.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	146
2.4.2.	Técnicas e instrumentos de análisis de datos.....	149
2.4.3.	Procedimientos de análisis de datos.....	153
2.4.4.	Diseño Sísmico: .....	155
2.4.5.	Diseño de estructura tipo marco con arriostramiento.....	166
<b>CAPITULO III. RESULTADOS.....</b>		<b>209</b>
A.	Derivas máximas en ambas direcciones SIN arriostramiento .....	209
B.	Derivas máximas en ambas direcciones CON arriostramiento .....	210
C.	Verificación de cortante basal sin arriostramientos. ....	211
D.	Verificación de cortante basal con arriostramiento. ....	212
E.	Modos de vibración y porcentaje de masa participativa. ....	212
F.	Diseño de columna principal .....	214
G.	Diseño de viga principal .....	215
H.	Diseño de columna suspendida .....	217
I.	Diseño de viga suspendida.....	218
J.	Diseño de viguetas .....	219
K.	Diseño de arriostres .....	220
L.	Desplazamiento de estructura sin arriostramiento en el eje Y – 1er piso .....	221
M.	Desplazamiento de estructura sin arriostramiento en el eje Y – 2do piso .....	221
N.	Desplazamiento de estructura sin arriostramiento en el eje Y – 3er piso .....	222
O.	Desplazamiento de estructura con arriostramiento en el eje Y – 1er piso .....	222
P.	Desplazamiento de estructura con arriostramiento en el eje Y – 2do piso .....	223
Q.	Desplazamiento de estructura con arriostramiento en el eje Y – 3er piso .....	223
R.	Peso de la estructura por piso.....	224
S.	Centro de Gravedad, Centro de Rigidez y Momento Torsor .....	224
T.	Ubicación del Centro de Gravedad y el Centro de Rigidez de la estructura. ....	225
U.	Diseño de soldadura.....	225
V.	Diseño de pernos .....	226
W.	Diseño de zapata.....	227
A.	Prueba de Hipótesis.....	228
<b>DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES .....</b>		<b>232</b>
<b>DISCUSIÓN .....</b>		<b>232</b>
<b>CONCLUSIONES .....</b>		<b>235</b>
<b>RECOMENDACIONES .....</b>		<b>237</b>
<b>REFERENCIAS.....</b>		<b>238</b>

**ANEXOS .....241**

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1Módulo de Elasticidad del Acero-----	35
Tabla 2Aceros estructurales modernos -----	36
Tabla 3Factores de forma (C) -----	74
Tabla 4Factores de forma para determinar cargas adicionales en elementos de cierre (C)-----	75
Tabla 5Factores de zona -----	79
Tabla 6Factores del tipo de suelo -----	80
Tabla 7Factor de uso (categoría de las edificaciones). -----	82
Tabla 8 Sistema estructural - Factores de reducción. -----	83
Tabla 9 Límite de desplazamiento lateral de entrepiso. -----	85
Tabla 10Factores de carga según E-090 y las especificaciones AISC-LRFD. -----	87
Tabla 11 Factores de resistencia Característicos (AISC-LRFD)-----	88
Tabla 12 Valores de K para columnas aisladas o factor de longitud efectiva de columnas.-----	97
Tabla 13 Clasificaciones del tipo de conexiones -----	116
Tabla 14 Operacionalización de variables -----	144
Tabla 15 Materiales para vivienda-----	155
Tabla 16 Propiedades mecánicas -----	156
Tabla 17 Factores de reducción de resistencia de concreto. -----	156
Tabla 18 Elementos de la carga muerta -----	157
Tabla 19 Parámetros sísmico según E-030-----	158
Tabla 20 Irregularidad piso blando -----	158
Tabla 21 Irregularidades estructurales en altura (Evaluación) -----	161
Tabla 22 Parámetros de vibración -----	162
Tabla 23 Espectros de Pseudo aceleracion (Software)-----	163
Tabla 24 Distribución de Fuerza Cortante en altura, Según E.030-2014/DS-003-2016 (4.5.3)-----	164
Tabla 25 Combinaciones de carga-----	165
Tabla 26:Resumen de procesamiento de casos-----	228
Tabla 27:Pruebas de normalidad -----	230
Tabla 28:Prueba T -----	230

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Diagrama típico de formación para el acero.....	34
Figura 2. Productos laminados .....	38
Figura 3. Perfiles y placas conformadas.....	38
Figura 4. Diferentes configuraciones de los perfiles huecos .....	38
Figura 5. Placa Base de Columna. ....	39
Figura 6. Perfil HEB utilizado como soporte para un edificio metálico. Perfil HEB utilizado como soporte para un edificio metálico. ....	40
Figura 7. Perfil IPE utilizado como viga principal de los pórticos en edificio metálico. ....	42
Figura 8. Unión de dos perfiles IPN mediante pletinas y tornillos (superior), unión de dos vigas IPN mediante soldadura y tornillos (inferior).....	42
Figura 9. Diferente configuración del tipo de refuerzo en viga IPN (superior), utilización de pletinas como refuerzo en alas de viga IPN (inferior). ....	43
Figura 10. Viga formada por pletinas, unidas mediante ángulos estructurales y tornillos. Viga formada por pletinas, unidas mediante ángulos estructurales y tornillos.....	44
Figura 11. Pórtico principal de un galpón metálico conformado por una Viga aligera en forma de arco....	44
Figura 12. Montaje de una viga de celosía para conformación del pórtico estructural. ....	45
Figura 13. Uso de perfil C para las correas de la cubierta de una estructura metálica. ....	46
Figura 14. Cruz de San Andrés de estructura a porticada metálica. ....	48
Figura 15. Conexión atornillada entre dos vigas principales. ....	48
Figura 16. Conexión del alma de la viga principal y viga secundaria a la columna mediante soldadura...	49
Figura 17. Entrepiso metálico con láminas colaborante. ....	53
Figura 18. Sección típica del sistema de losa con láminas colaborantes .....	55
Figura 19. Sección típica de conector de corte en viga metálica .....	60
Figura 20. Vista general de una estructura de pórticos no arriostrados para un edificio comercial. ....	61
Figura 21. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente, (a) riostras en X, (b) en K, (c) en diagonal, (d) en V invertida y (e) en V. ....	62
Figura 22. Vista de un edificio en construcción con pórticos arriostrados.....	62
Figura 23. Construcción de un edificio de acero con pórticos arriostrados excéntricamente .....	63
Figura 24. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente .....	64
Figura 25. Ejemplos del sistema estructural columna en voladizo. ....	65
Figura 26. Pórtico de acero con riostras de pandeo restringido. ....	66
Figura 27. Esquema de muro de corte con placas de acero (a) sin aberturas,.....	67
Figura 28. Ejemplo de muro de corte con placas de acero en un edificio en construcción. ....	68
Figura 29. Imagen del edificio Millenium Tower, en Viena, Austria. ....	69
Figura 30: Súper-columna compuesta de sección circular de acero con pernos de vinculación con el concreto de relleno.....	69
Figura 31: Estados límites de fluencia y de fractura .....	91
Figura 32: Agujeros alternados en conexiones sometidas a tracción. ....	92
Figura 33. Representación típica del comportamiento de una columna por Euler.....	96
Figura 34.: Monogramas de longitud efectiva de columnas en pórticos continuos. ....	98
Figura 35. Tipo de fallas en columnas sometidas a fuerza axial de compresión .....	101
Figura 36. Representación típica del comportamiento real de una viga Fuente: Cristóbal Jiménez Mucho (2011) – Tesis: Análisis y diseño alternativo en acero estructural del Palacio Municipal del distrito de Santa Rosa de Melgar.....	103
Figura 37. Diagrama de esfuerzo cortante de un miembro a flexión.....	104
Figura 38. Articulación plástica en una viga por la presencia de la carga concentrada.....	105
Figura 39. Momento Mn en función de Lb sin apoyo lateral del patín a compresión. ....	106
Figura 40. Limite ancho - espesor para elementos a compresión (AISC-LRFD) .....	110
Figura 41: Representación esquemática del diagrama de esfuerzo de corte. ....	111
Figura 42. Momentos de 1er y 2do orden en pórticos arriostrados y no arriostrados. ....	113
Figura 43. Factores Cm, para diferentes condiciones de carga y apoyo .....	114
Figura 44. Análisis esquemático de pórticos no arriostrados lateralmente .....	115
Figura 45. Diagrama de la clasificaciones de las conexiones. ....	116



Figura 46. Conexión simple o de corte. ....	117
Figura 47. Comportamiento de la conexión simple o de corte. ....	117
Figura 48. Conexión de momento completamente restringida (FR). ....	118
Figura 49. Comportamiento de la conexión de momento FR. ....	119
Figura 50. Conexión de momento parcialmente restringida. ....	119
Figura 51. Comportamiento de la conexión de momento PR. ....	120
Figura 52. Esquema típico del tornillo de conexiones atornilladas. ....	121
Figura 53. Conexión tipo aplastamiento. ....	122
Figura 54. Conexión tipo deslizamiento crítico. ....	123
Figura 55. Espaciamiento mínimo de pernos. ....	124
Figura 56. Tipos de soldadura en arco metálico. ....	128
Figura 57. Tipos de juntas soldadas. ....	129
Figura 58. Clasificación de la soldadura. ....	129
Figura 59. Resistencia de diseño de soldaduras por el método LRFD. ....	130
Figura 60. Bloques de cortante en conexiones atornilladas y soldadas. ....	133
Figura 61. Representación gráfica de soldadura. ....	133
Figura 62. Soldadura de filete de caras iguales. ....	134
Figura 63. Soldadura de filete de dos caras desiguales. ....	134
Figura 64. Puntos de cambio en soldadura. ....	135
Figura 65. Soldadura intermedia o interrumpida. ....	135
Figura 66. Tipologías de soldadura acanalada. ....	136
Figura 67. Soldadura de canal cuadrado. ....	136
Figura 68. Soldadura en canal V. ....	137
Figura 69. Soldadura en V con diferente profundidad. ....	137
Figura 70. Profundidad de soldadura mayor que la profundidad del canal. ....	138
Figura 71. Bisel en el canal de soldadura. ....	139
Figura 72. Biselado cóncavo en canal de soldadura. ....	139
Figura 73. Soldadura en V curva. ....	140
Figura 74. Soldadura de canal con bisel curvo. ....	140
Figura 75. Refuerzo en canal de soldadura. ....	141
Figura 76. Técnicas, instrumentos y Recolección de datos. ....	146
Figura 77. Esquema de recolección de datos. ....	147
Figura 78. Sección de acero reducido (RBS) para controlar las fuerzas de distorsión. ....	149
Figura 79. Geometría de placa de refuerzo a base y campo de fuerza admisible, caja de eje fuerte. ....	151
Figura 80. Línea de rendimiento para la red de columna en placa base. ....	151
Figura 81. Procedimiento de análisis de datos. ....	153
Figura 82. Espectro de sismo Norma E-030. ....	162
Figura 83. Datos de la zapata. ....	195
Figura 84. Dimensiones de la columna. ....	196
Figura 85. Dimensiones. ....	203
Figura 86. Plano es la Proyección del esquema Tridimensional. ....	206
Figura 87. Tensiones de soporte. ....	208
Figura 88: Derivas Eje X e Y sin arriostramiento. ....	210
Figura 88: Derivas Eje X e Y con arriostramiento. ....	211
Figura 89. Modos de vibración por piso. ....	214
Figura 90. Diseño de columna principal. ....	215
Figura 91. Características de la columna. ....	215
Figura 92. Diseño de columna suspendida. ....	217
Figura 93. Diseño de viga suspendida. ....	218
Figura 94. Diseño de viguetas. ....	219
Figura 95. Diseño de arriostres. ....	220
Figura 95. Desplazamiento de estructura sin arriostramiento en el eje Y 1er piso. ....	221
Figura 95. Desplazamiento de estructura sin arriostramiento en el eje Y 2do piso. ....	221
Figura 95. Desplazamiento de estructura sin arriostramiento en el eje Y 3er piso. ....	222
Figura 95. Desplazamiento de estructura con arriostramiento en el eje Y 1er piso. ....	222

Figura 95. Desplazamiento de estructura con arriostramiento en el eje Y 2do piso. ....	223
Figura 95. Desplazamiento de estructura con arriostramiento en el eje Y 3er piso. ....	223
Figura 95. Peso de la estructura por Piso.....	224
Figura 95. Centro de Gravedad, Centro de Rigidez y momento torsor. ....	225
Figura 95. Centro de Gravedad, Centro de Rigidez y momento torsor. ....	225
Figura 96. Diseño de soldadura .....	226
Figura 97. Diseño de pernos.....	227
Figura 98. Diseño de zapata .....	227

## RESUMEN

El presente trabajo se desarrolló en la ciudad de Trujillo, teniendo como principal objetivo determinar la Influencia del diseño de estructuras tipo marco con dispositivos de control para el mejoramiento en el comportamiento sísmico en las edificaciones. Para la realización de la tesis de utilizo un diseño experimental, pre-experimental, el muestreo fue no probabilístico por juicio y para la recolección de datos se realizó la técnica de revisión documental, para analizar los datos se realizó una inferencia estadística, el problema es que las estructuras de Trujillo por efectos de sismo vienen siendo afectadas estructuralmente al no tener un correcto diseño estructural ya que se opta por un diseño convencional y no se desarrolla diseños modernos con tecnologías constructivas. Frente a esta problemática se optó por realizar un diseño moderno, y se analizó su comportamiento sísmico alcanzando así, valores razonables de tal forma que la edificación no presente ningún problema al momento que ocurra un sismo. La edificación tubo un excelente comportamiento ya se logró reducir su desplazamiento hasta en un 6.5% teniendo así valores de desplazamientos máximos de 0.00198 en el eje X, 0.00149 en el eje Y respectivamente. Asimismo, se alcanzó reducir las fuerzas internas hasta en un 37% logrando así un excelente comportamiento de la estructura.

## ABSTRACT

The present work refers to the city of Trujillo, having as main objective the influence of the design, the structures, the frame, the control devices for the improvement in the seismic behavior in the buildings. For the realization of the thesis of use of an experimental, pre-experimental design, sampling has not been probabilistic for the trial and for data collection the documentary review technique is performed, for the use of statistical information, the problem is that the structures of Trujillo due to the effects of the earthquake have developed in the same sense has been structured in the sense of not having been correct. Faced with this problem can be done using a modern design, and analyzed their behavior seismically reaching reasonable values in this way in the edition not present in the present problem. The building is an excellent behavior and the displacement is reduced to 6.5% taking into account the maximum displacements of 0.00198 on the X axis, 0.00149 on the Y axis respectively. In the same way, it can reduce internal forces by up to 37%, thus achieving excellent structure behavior.

## CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Realidad problemática

#### Global

Actualmente, los sismos son eventos trágicos de la naturaleza, en los que se pone a prueba la capacidad resistente de las edificaciones. Estos sucesos en el mundo causan daños en las estructuras, pérdidas económicas y de vidas humanas. El comportamiento sísmico de las estructuras ha sido analizado e investigado más que cualquiera otra materia. No obstante, las últimas catástrofes sísmicas han puesto al descubierto, las deficiencias en los criterios de diseño y en las prácticas constructivas empleadas. Incluso en países desarrollados y con una tecnología sísmica avanzada.

En los países, Chile, Colombia, Ecuador, México, Guatemala, San Francisco, Panamá, Rusia, Filipinas, Costa Rica y la costa oeste de los Estados Unidos, incluyendo Alaska, el comportamiento sísmico es muy variable, porque sufren continuamente movimientos telúricos llamados sismos que se originan en la zona denominada el cinturón de fuego ubicado en el Océano Pacífico. Estos, impactan mayormente en estos países porque no cuentan con un ordenamiento territorial y deja como consecuencia estructuras dañadas, ciudades incomunicadas miles de pérdidas humanas y un monto alto en pérdidas económicas (Velásquez, 2018).

Guatemala, debido a su ubicación geográfica es muy susceptible a desastres naturales, generalmente el comportamiento sísmico es constante. Sin embargo, tiene una alternativa de protección de edificaciones esenciales para evitar la muerte de miles de personas. Además, ya se ha aumentado la capacidad de absorber energía de la estructura o incluyendo en la misma dispositivos que mejoren la respuesta sísmica al momento de un sismo (Urizar, 2016).

México del norte y oriente son las regiones más vulnerables ante sismos de gran magnitud y se originan en las placas tectónicas. Además, el tipo de suelo es muy rocoso por lo cual, al llegar las ondas sísmicas a la ciudad, sufren una amplificación muy grande y tardan más en desvanecerse, Esto, ocasionó desastres ambientales, conflictos armados, perdidas económicas y humanas de un total de 5'445.406 personas afectadas entre los años 1985 y 2017 (Comisión nacional de los derechos humanos- México, 2016).

El Perú se encuentra ubicado en el borde oriental del Círculo del Fuego del Pacífico, una de las zonas de mayor actividad sísmica mundial; por lo tanto, se encuentra expuesto de manera frecuente a eventos sísmicos de gran magnitud. Estos, producen daños importantes en las viviendas, esto debido principalmente a que el riesgo no solo depende de las características de los eventos sísmicos, sino también de las condiciones de vulnerabilidad del suelo y de las estructuras que favorecen o facilitan que se desencadene un mayor desastre cuando se presentan estos peligros (Gallegos, 2017).

En la ciudad de Trujillo un gran porcentaje de los habitantes no cuentan con todos los acontecimientos sísmicos ocurridos en a lo largo de la historia del Perú, pese que está ubicado en la zona costera de nuestro país. En los últimos años los Distritos de Salaverry, Víctor Larco Herrera y Trujillo han sido los distritos que han presenciado sismos con epicentro ubicado a 66 km al suroeste de Salaverry. Así mismo, ocurrió a una profundidad de 48 km (La Industria, 2018).

De esta reflexión surge la importancia de la ingeniería sísmica, ya que debemos ser capaces de diseñar y construir edificaciones que tengan una gran confiabilidad frente a un sismo. El diseño de estructuras tipo marco con dispositivos de control ayuda al mejoramiento del comportamiento sísmico en edificaciones y es ideal para responder de una manera

significativa frente a un sismo. En tal sentido al aplicar ésta tecnología en cualquier edificación ahorra costos en las cimentaciones y sería un gran avance de la Ingeniería implantado en dicho distrito, ya que se tendrá edificaciones tipo marco con perfiles metálicos que estarán diseñados para soportar el peso de la edificación y comportarse según como describe el (Reglamento Nacional de Edificaciones [RNE] -Norma-E030, 2016). Por ende, permitirá prevenir estructuras dañadas, miles de pérdidas humanas y pérdidas económicas.

### **Macro**

(Montoya 2016), En su tesis, Influencia de flexibilidad de las conexiones en el comportamiento sísmico de edificios metálicos, concluye que, la característica de una estructura metálica tiene diversas ventajas ante el comportamiento estructural, Pueden proporcionar suficiente rigidez lateral, alta resistencia, uniformidad, elasticidad, durabilidad y ductilidad para edificios de baja altura. No fue necesario en los casos de estudio colocar dispositivos adicionales de arriostramiento para edificios de baja y mediana altura, en el caso de pórticos de doce pisos se necesitó arriostramiento adicional mínimo, sin embargo, aun así, sigue siendo una estructura más liviana. Para todos los casos se apreció que a medida que las longitudes de los vanos aumentan el porcentaje de redistribución es mayor.

(Fuentes 2015). En sus tesis, análisis sísmico de una edificación con aisladores sísmico, concluye que, al realizar el análisis de la edificación sin protección sísmica y al usar el dispositivo de control da respuesta de la norma peruana sismorresistente E.030, alcanzando derivas de entre piso de 9.1‰ y 10.5‰ en X e Y respectivamente, superando al límite permitido por la norma que es 7.0‰, también se observa que las fuerzas cortantes en la base fueron en 97 ton en X y 94 ton en Y (sin factor de escala), que están en el orden del 4.5% del peso de la edificación. Haciendo un análisis de respuesta espectral y como el amortiguamiento efectivo

depende del cociente de la deriva del edificio sin reforzar y la deriva objetiva que se pretende lograr, fue necesario incorporar en la estructura un amortiguamiento efectivo de 12.5% y 19.1% en X e Y respectivamente.

(Corzo 2017) en su tesis, Comparación de diseños estructurales de edificaciones metálicas con edificaciones de concreto armado para determinar el diseño más rentable en la construcción de viviendas multifamiliares, con respecto al comportamiento estructural de una estructura metálica concluye que los desplazamientos y distorsión muestran que el desempeño del acero, es mucho mejor que el de concreto, ya que la relación máxima comparada con el límite es menor. Así como también determina que las dimensiones de los elementos estructurales de acero, son menores y por sus propiedades elásticas, resisten grandes esfuerzos, debido a golpes o impactos fuertes y repentinos; el costo de ejecución con estos elementos es menor, por lo que es más rentable su utilización ya que, el uso de estructuras metálicas, para la construcción de viviendas multifamiliares, produce un ahorro del 25.86% del costo por metro cuadrado y reduce el tiempo de ejecución aproximadamente en un 44.25%, al realizar la programación de obra con estructuras metálicas. Esto conlleva a decir que el diseño con estructuras metálicas, por ser el más rentable, para ser utilizado en la construcción de viviendas multifamiliares porque también lleva a la parte del cuidado del medio ambiente, como se mencionó, el acero es un material reciclable, a diferencia del concreto, que no vuelve a tomar sus características iniciales.

También, (Jara, 2016). Concluye que los perfiles de arriostramiento son una solución atractiva para estructuras pequeñas y de mediana altura para cierto tipo de temblores. Aunque no modifican, de manera importante, la capacidad de disipación de energía de la estructura, pero incrementa su rigidez y resistencia, y mejora el comportamiento sísmico, con la contribución de la estructura existente. Además, menciona que los sistemas de control activo se



encuentran en desventaja en nuestro país con respecto a los pasivos, por su elevado costo la necesidad de mantenimiento periódico; no obstante, pueden controlarse más eficazmente el movimiento de la estructura. Es de esperarse que en el futuro se desarrollen con mayor frecuencia combinaciones de sistemas pasivos activos (sistemas híbridos) que disminuyan las limitaciones de los primeros y reduzcan las fuerzas de control necesarias, con la consecuente disminución del costo.

Además, según (Navarro, 2017) en su tesis, comparación de las respuestas dinámicas en estructuras con y sin arriostramientos en la zona sísmica cuatro. Concluye que la implementación de estos elementos pasivos a la estructura, ha producido una disminución de los desplazamientos máximos presentados en el sexto nivel en un 44%. Así como la reducción de las derivas de entrepiso desde un 43% hasta un 45%. Se pudo observar una reducción significativa en las fuerzas cortantes de los muros de corte en el eje Y (donde están presentes los dispositivos) desde un 47 % hasta un 50%, así mismo en las columnas esta reducción es de hasta 43%. También se pudo observar una reducción de los momentos de hasta 50% para placas y 43% para columnas.

Por tal motivo se puede decir que, el procedimiento de diseño en marcos resistentes a sismos consiste en detallar las vigas y las bases de las columnas, de tal manera, que durante un sismo severo pueda desarrollarse un mecanismo dúctil disipador de energía en esos puntos, mediante la formación de articulaciones plásticas, mientras se proporciona una reserva de resistencia suficiente, y mientras sea pequeña la probabilidad de que fluyan las columnas u ocurra una falla de cortante o adherencia. Además, al emplear estas filosofías de diseño, se estará construyendo edificaciones seguras ante cualquier circunstancia provocada por eventos sísmicos o desastres

naturales. Asimismo, se estará aportando y generando aun desarrollo de nuevas edificaciones dentro del todo el Perú.

La Constructora DLP Ltda es una empresa chilena con RUC: 87717500-6, quien en el 2013 ejecuto el edificio llamado, “Alcántara 99” que está hecho por un sistema multitorón (una serie de cables dentro de un conducto metálico) con cables que realizan el recorrido completo de la columna potenciada. El sistema multitorón es inyectado con lechada de cemento, para protegerlo de cualquier corrosión. La tensión de los cables es al 80% de la carga última, que es lo típico de cualquier postensado. Además, las columnas postensado permiten realizar el soporte del edificio desde las vigas superiores, estas fueron diseñadas para una historia de cargas. Por otro lado, debido a la vulnerabilidad de estos elementos a la acción de la componente vertical del sismo, fueron revisados para soportar estos efectos de acuerdo a lo estipulado en la norma NCh433. El comportamiento sísmico del edificio está determinado fundamentalmente por el núcleo central de muros de hormigón. “Es este elemento el que restringe los desplazamientos y que en mayor medida transfiere las fuerzas de inercia hacia el suelo”, indican los desarrolladores del proyecto (Revista Bit,2014).

VSL CHILE es una empresa chilena fundada en 2003, con RUC: 96.529.480-5, quien realizó el postensado del edificio Alcántara 99, para BCI colgado desde marcos exteriores a través de tirantes ejecutados con columnas potenciadas. Estas, columnas postensado permiten realizar el soporte del edificio desde las vigas superiores, estas fueron diseñadas para una historia de cargas. Estáticamente las columnas postensadas toman cargas en cada uno de los pisos y la llevan al nivel superior del edificio donde es recibida por un sistema de vigas metálicas que descarga sobre las doce columnas exteriores y también en el núcleo central (Revista Bit,2014).

## *Micro*

La realidad de nuestra ciudad, debido a la historia y cultura que alberga la ciudad de Trujillo, en especial el distrito de Trujillo - Urb. San Isidro I etapa en el cual el 60% de construcciones de las viviendas o edificaciones, están construidas de manera informal sin tener un conocimiento amplio de la Ingeniería Civil, ejecutando así viviendas sin ninguna supervisión y/o residencia de un profesional acreditado y esto hace que las edificaciones se hagan vulnerables frente a riesgos sísmicos. Esto, se da por falta de conocimientos en ingeniería aplicaciones de nuevas tecnologías constructivas, falta presupuesto para diseños arquitectónico y estructural y por la falta de personal capacitado. Sin embargo, es lamentable ver que a la actualidad aún esta ciudad todavía no adopta nuevas tecnologías constructivas y de diseño, debido a que se viene construyendo de la forma tradicional, por ende, las viviendas van a tener el mismo comportamiento frente a un sismo moderado o sismo severo debido a su simetría y diseño convencional.

Asimismo, un problema en las edificaciones del distrito de Trujillo de la urb. San Isidro I etapa es que vienen construyendo viviendas, edificios haciendo uso de energía eléctrica artificial de tal manera que vienen aportando negativamente al incremento del calentamiento global, contaminación del aire. A lo que este proyecto busca eliminar este sistema de energía y por lo consiguiente plantea un sistema de solución haciendo uso de muros cortina en todo el perímetro del edificio de tal manera que disminuya el peso del edificio y a la vez aproveche al 100% la energía natural y todos los ambientes estén totalmente iluminados y ventilados. Se opta por este diseño de tal manera que el edificio tenga una Certificación LED.

## *Nano*

Al no llevarse a cabo esta investigación, en la actualidad se seguirá construyendo de una manera tradicional y/o convencional como se viene llevando a cabo ahora, es decir se seguirá edificando construcciones de gran envergadura, sin aplicar ningún tipo de tecnologías constructivas que vayan más allá de nuestra realidad. Por lo tanto, al no construir tecnológicamente no podremos garantizar elementos estructurales económicos, que cumplan con los requerimientos de seguridad, funcionalidad y estética. Para ello se requiere de un buen análisis y diseño estructural. También hay que destacar que muchas metodologías, desarrolladas en la actualidad para el diseño de estructuras, utilizan soluciones iterativas que pueden ser desventajosas para los diseñadores; sobre todo para aquellos con escasa experiencia. Por tales motivos se vuelve necesario hacer uso de las herramientas y tecnologías disponibles en el presente. Una de ellas es la utilización de programas de cómputo desarrollados especialmente para el diseño estructural. Tal es el caso del software presentado en este trabajo que vendría a ser e programas RISA 3D.

Por lo tanto, si no se hace el uso de estas herramientas y/o tecnologías. El Distrito de Trujillo-urb. San Isidro I etapa no tendrá un desarrollo ingenieril, perjudicando así su cultura, su aspecto turístico y económico. Asimismo, dicho distrito seguirá expuesto a cualquier evento catastrófico que nos ofrece la naturaleza.

## 1.2. Antecedentes

### 1.2.1. Nivel Internacional

#### Antecedentes generales

En el año 2011 en China, la empresa constructora “Construcción Amplia Sostenible” (BSB) completó el proyecto BSB T-30, un hotel de 30 pisos de estructura metálica, en tan solo 15 días. Con una altura a punta de 104.2 metros, el cual cuenta con 330 habitaciones, 3 elevadores y 65 estacionamientos. El edificio T-30 tiene un área construida de 17,338 m<sup>2</sup> (578 m<sup>2</sup> cada piso), peso total de la edificación 23,030 toneladas, de las cuales la carga muerta de la edificación es 470 kg/m<sup>2</sup> y carga viva 250 kg/m<sup>2</sup> para la superestructura, para el sótano son 4000 kg/m<sup>2</sup> y 400 kg/m<sup>2</sup> correspondientemente; la estructura del edificio es de acero estructural, el cual tiene un nivel de resistencia al sismo de magnitud 9 (0.6 g).

En el año 2012 en Brasil - Río de Janeiro, el Estado ejecutó el proyecto de ocho edificios de 16 departamentos, diseñados con estructuras de acero, constituidas por vigas y pilares tubulares, cuadrados y rectangulares, por su alta resistencia, calidad y facilidad de soldadura, la utilización de columnas tubulares, permitió la reducción del peso de las columnas en aproximadamente 25%. Este proyecto, fue destinado para el beneficio de familias de bajos recursos, con viviendas de 40 m<sup>2</sup> de área útil.

La construcción en Río de Janeiro del hotel “Porto Maravilla” en 2013, utilizando un sistema estructural mixto, o sea compuesto de núcleos centrales de

concreto armado (cajas de escaleras y ascensores) y sistema de columnas, losas y vigas de acero.

### **Antecedentes de tesis de investigación**

#### **Título: “Tendencias actuales en la Construcción Sismo resistente para edificios en estructuras metálicas”**

Zambrano (2017), En su tesis de investigación concluye que el porcentaje de reducción de aceleraciones absolutas resultante de aislar el edificio es del orden del 75%, los desplazamientos del edificio se reducen al 42%, de lo que se obtendría en el edificio convencional, y con esto el porcentaje de reducción de los desplazamientos es del orden del 58%.

#### **Título: “Aislación sísmica de un edificio (Análisis comparativo de comportamiento y costos con un edificio tradicional”**

F. Cando, C. Monroy, J. Ortega, O. Puerres. En su tesis de investigación realizan una comparación de diferentes estructuras haciendo aplicación de aisladores elastoméricos y del tipo friccionantes, considerando un análisis dinámico no lineal según la NEC-11, y para la estructura aislada la Nch 2745. Llegando a la conclusión finalmente que los esfuerzos en columnas, vigas y diafragmas son notoriamente menores, disminuyendo las cuantías en 40% aproximadamente, y haciendo uso de un periodo de diseño de 2 segundos.

#### **Título: “Elementos estructurales”**

Instituto Técnico de la estructura en Acero, indica que las fuerzas internas de una estructura estáticamente determinada, se pueden hallar basándose sólo en la estática. En una estructura estáticamente indeterminada las ecuaciones de equilibrio

estático no bastan para resolverlas; hace falta también conocer algo de las condiciones geométricas bajo carga. En esta fase importa entender las diferencias fundamentales entre estructura determinada e indeterminadamente estática (hiperestática). Las fuerzas internas de una estructura se pueden determinar, bien por análisis elástico o plástico global. Aunque el análisis elástico global puede usarse en todos los casos, el análisis plástico global sólo sirve cuando la sección de las barras y el acero satisfacen determinadas condiciones.

Cuando se puede aplicar la teoría de primer orden, el comportamiento de la estructura hecha con un material que obedezca la ley de Hooke, es lineal por sí mismo; los desplazamientos –de traslación o rotación de cualquier perfil– varían linealmente con las fuerzas aplicadas; o sea, todo aumento del desplazamiento es proporcional a la fuerza que lo causa. En tales condiciones, se pueden sumar por el principio de superposición las tensiones, deformaciones, fuerzas internas y desplazamientos debidos a distintas acciones.

### **1.2.2. Nivel Nacional**

#### **Antecedentes generales**

Existen pocas empresas dedicadas a la construcción en acero estructural en Perú, como es el caso de Tecno Fast Corporate y Steel Framing Perú S.A.C. Tecno Fast es una empresa multinacional, orientada a entregar construcciones modulares a proyectos arquitectónicos, ingenieriles y de construcción, en Sudamérica.

Steel Framing Peru S.A.C, empresa innovadora, que ofrece nuevas tecnologías para que el usuario y el medio ambiente sean beneficiados, desarrollan proyectos para los sectores, residencial, institucional, industrial y comercial.

Un ejemplo de construcción con acero estructural en nuestro país, es el Centro de Convenciones Lima, ubicado en San Borja. Es uno de los proyectos más importantes de los últimos años en nuestra capital. Se construye sobre un área de 10,670 m<sup>2</sup>, cuenta con 4 niveles de sótanos y 10 niveles sobre la superficie, sumando un área construida de 80,000 m<sup>2</sup>, aproximadamente, teniendo la necesidad de un buen acople a la estructura metálica y la rapidez necesaria para culminar los trabajos sin alterar las propiedades, como la resistencia de los elementos.

### **Antecedentes de tesis de investigación**

**Título: “comparación de la respuesta estructural del pabellón a de la universidad privada del norte con aisladores sísmicos elastoméricos y sin aisladores sísmicos”,**

Soriano (2014), concluye que, Para la estructura con aisladores sísmicos, la respuesta estructural tiene un mejor comportamiento que el edificio sin aisladores sísmicos, debido a que las derivas y fuerzas en la base son minimizadas, aunque los aisladores presentan un mayor desplazamiento a nivel de diafragmas y diferentes valores de desplazamientos absolutos.

Para la estructura con aisladores respecto de la estructura convencional las derivas de entrepiso se han disminuido en varios porcentajes. En promedio se ha disminuido en un 60%, teniendo como máximo un 88% para el sismo de Lima de 1974 y un mínimo del 34% para el sismo de Ica.

Para el análisis de fuerzas en la base se concluye que el resultado es variado. En promedio se ha disminuido en un 79%, teniendo como máximo un 93% para el



sismo de Lima del año 1966, y un mínimo de 49% para el espectro de la norma E.030.

**Título: “diseño por desempeño sísmico de las estructuras de acero”,**

Silva (2017), concluye que, Este método de diseño estructuras metálicas trata de acercarse lo más posible al comportamiento que tienen los distintos sistemas estructurales de acero cuando se analizaron con registros sísmicos. Sin embargo, los programas de cómputo por más avanzados que sean siempre difieren de lo que pasa en la realidad, incluso el método tradicional se encuentra con estos problemas cuando ocurre un sismo. Las experiencias sísmicas nos enseñan a ajustar nuestras teorías y el avance de la tecnología nos permite diseñar programas de cómputo que nos faciliten los cálculos. Por ello, siempre es necesario investigar para poder acercarnos lo más posible a la realidad.

**Título “metodología para el análisis estático y dinámico de estructuras metálicas aplicando el método de los elementos finitos”,**

**Carrasco (2018)**, concluye que, Según el resultado del análisis sísmico, logró cuantificar la respuesta del sistema ante un sismo espectral. Éste último fue modelado a través de las ecuaciones gobernantes del análisis modal, integradas en cualquier software. La cortante basal o carga sísmica alcanzó un valor de 6,5 ton-f que comparado con el peso total de la estructura de anclaje (14 ton-f) es bastante alto. Sin embargo, es la misma conclusión a la que llega la NTE E.030 que la sustenta en función de que las estructuras van a experimentar, durante un sismo de intensidad moderada, posibles daños dentro de límites inelásticos aceptables. Esto se comprueba en el ejemplo de análisis, pues producto de la

cortante basal, los tramos correspondientes a las columnas verticales e inclinadas en el primer nivel de la estructura están cerca de no cumplir con la resistencia última ( $SR = 0,412$ ), según AISC–LRFD, con lo cual se concluye que estos tramos de columnas podrían deformarse inelásticamente durante un sismo moderado.

### **1.3.Bases teóricas**

#### **1.3.1.Acero Estructural**

##### **Definición**

Navarrete (2003), precisa que el acero resulta de la combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono, que generalmente es menor al 1% y pequeños porcentajes de otros elementos, siendo uno de los materiales estructurales más importantes, ya que es de alta resistencia en comparación con otros materiales estructurales.

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

Los lingotes de acero obtenidos de este proceso pasan entre rodillos que giran a la misma velocidad y en direcciones opuestas para producir un producto

semiterminado, largo y de forma rectangular que se llama plancha o lingote, dependiendo de su sección transversal. Desde aquí, se envía el producto a otros molinos laminadores para producir el perfil geométrico final de la sección, incluyendo perfiles estructurales, así como barras, alambres, tiras, placas y tubos. El proceso de laminado, además de producir el perfil deseado, tiende a mejorar las propiedades materiales de la tenacidad, resistencia y maleabilidad. Desde estos molinos laminadores, los perfiles estructurales se embarcan a los fabricantes de acero a los depósitos, según se soliciten.

Algunas propiedades de las más importantes del acero estructural es el módulo de elasticidad ( $E_s$ ), relativamente independiente de la resistencia de fluencia, el módulo de elasticidad para todos los aceros es de  $1968400\text{kg/cm}^2$  a  $2109000\text{kg/cm}^2$ , la densidad del acero estructural es de  $7.85\text{ ton/m}^3$ .

### **Ventajas y Desventajas del acero**

McCormac (2002) describe las siguientes ventajas y desventajas del acero estructural.

#### **A. Ventajas del acero como material estructural**

La supuesta perfección de este metal, tal vez el más versátil de todos los materiales estructurales, parece más razonable cuando se considera su gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación y otras propiedades convenientes.

#### **Estas y otras ventajas del acero se describen a continuación:**

**Alta Resistencia:** La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras; esto es de gran importancia

en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con condiciones deficientes en la cimentación.

**Uniformidad:** Las propiedades del acero no cambian apreciablemente en el tiempo como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

**Elasticidad:** El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, gracias a que sigue la ley de Hooke, hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden calcularse exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzado son relativamente imprecisos.

**Durabilidad:** Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente, investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura.

**Ductilidad:** La ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Cuando se prueba a tensión un acero con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no tenga esta propiedad probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino.

En miembros estructurales sometidos a cargas normales se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente en esos puntos,

evitándose así fallas prematuras. Una ventaja adicional de las estructuras dúctiles es que, al sobrecargarlas, sus grandes deflexiones ofrecen evidencia visible de la inminencia de la falla.

**Tenacidad:** Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aun capaz de resistir grandes fuerzas. Esta es una característica muy importante porque implica que los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su formación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos sin daño aparente. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

**Ampliaciones de estructuras existentes:** Las estructuras de acero se adaptan muy bien a posibles adiciones. Se pueden añadir nuevas crujeas e incluso alas enteras a estructuras de acero ya existentes y los puentes de acero con frecuencias pueden ampliarse.

### **Propiedades diversas**

Otras ventajas importantes del acero estructural son:

- Gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conexión como son las soldaduras, los tornillos y los remaches.
- Posibilidad de prefabricar los miembros.
- Rapidez de montaje.
- Gran capacidad de laminarse en una gran cantidad de tamaños y formas varias.

- Resistencia a la fatiga.
- Reusó posible después de desmontar una estructura

Posibilidad de venderlo como “chatarra” aunque no pueda utilizarse en su forma existente. El acero es el material más reutilizable por excelencia.

### **Desventajas del acero como material estructural**

En general el acero tiene las siguientes desventajas:

- ✓ **Costo de mantenimiento:** La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y el agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. El uso de aceros intemperados para ciertas aplicaciones, tiene a eliminar este costo.
- ✓ **Costo de la protección contra el fuego:** Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman. Han ocurrido muchos incendios en inmuebles vacíos en los que el único material combustible era el mismo inmueble. El acero es un excelente conductor de calor, de manera que los miembros de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección o compartimiento incendiado de un edificio a secciones adyacentes del mismo edificio e incendiar el material presente. En consecuencia, la estructura de acero de una construcción debe protegerse mediante materiales con ciertas características aislantes o el edificio deberá acondicionarse con un sistema de rociadores para que cumpla con los requisitos de seguridad.
- ✓ **Susceptibilidad al pandeo:** Cuanto más largos y esbeltos sean los miembros

a compresión, tanto mayor es el peligro de pandeo. Como se indicó previamente, el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, pero al usarse como columnas no resulta muy económico ya que debe usarse bastante material, solo para hacer más rígidas las columnas contra el posible pandeo.

- ✓ **Fatiga:** Otra característica inconveniente del acero es que su resistencia puede reducirse si se somete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios de la magnitud del esfuerzo de tensión. (Se tienen problemas de fatiga solo cuando se presentan tensiones.) En la práctica actual se reducen las resistencias estimadas de tales miembros, si se sabe de antemano que estarán sometidos a un número mayor de ciclos de esfuerzo variable, que cierto número límite.
- ✓ **Fractura frágil:** Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la falla frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos. Las cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas agravan la situación.

### **Propiedades mecánicas del acero**

Según Márquez (2007), el mayor esfuerzo para el cual tiene aplicación la ley de Hooke, o el punto más alto sobre la porción de la línea recta del diagrama esfuerzo-deformación, es el llamado límite de proporcionalidad. El mayor esfuerzo que puede soportar el material sin ser deformado permanentemente, es llamado límite elástico. En realidad, este valor es medido en muy pocas ocasiones y, para la mayor parte de los materiales de ingeniería, incluyendo el acero estructural, es sinónimo de límite de proporcionalidad. Por tal motivo, algunas veces se usa el término límite elástico de proporcionalidad.

Al esfuerzo que corresponde un decisivo en el alargamiento o deformación, sin el correspondiente incremento en esfuerzo, se conoce por límite de fluencia. Este es también el primer punto, sobre el diagrama esfuerzo- deformación, donde la tangente a la curva es horizontal.

Probablemente el punto de fluencia es para el proyectista la propiedad más importante del acero, ya que los procedimientos para diseñar elásticamente están basados en dicho valor (con excepción de miembros sujetos a compresión, donde el pandeo puede ser un factor). Los esfuerzos permisibles usados en estos métodos son tomados usualmente como fracción (%) el límite de fluencia. Más allá de tal límite, existe una zona en la cual ocurre un considerable incremento en la deformación, sin incrementos en el esfuerzo. La deformación que ocurre antes del punto de fluencia, se conoce como deformación elástica; la deformación que ocurre después del punto de fluencia, sin incremento en el esfuerzo, se conoce como deformación plástica. El valor total de ésta última, es usualmente de 10 o 15 veces el valor de la deformación elástica total.

Podría suponerse que la fluencia del acero, sin incremento de esfuerzo, es una seria desventaja, pero actualmente es considerada como una característica muy útil. A menudo ha desempeñado el admirable servicio de prevenir fallas debidas a omisiones o errores de diseño.

Pudiera ser que un punto de la estructura de acero dúctil alcanzará el punto de fluencia, con lo que dicha parte de la estructura cedería localmente, sin incremento del esfuerzo, previniendo así una falla prematura.



Esta ductilidad permite que los esfuerzos de la estructura de acero puedan reajustarse. Otro modo de describir este fenómeno es diciendo que los muy altos esfuerzos causados durante la fabricación, montaje o carga, tenderán a uniformarse y compensarse por sí mismos. También debe decirse que una estructura de acero tiene una reserva de deformación plástica que le permite resistir sobrecargas y choques súbitos. Si no tuviera esa capacidad, podría romperse bruscamente, como sucede con el vidrio y otras sustancias semejantes. Siguiendo la deformación plástica, existe una zona donde es necesario un esfuerzo adicional para producir deformación adicional, que es llamada de endurecimiento por deformación. Esta porción del diagrama no es muy importante para el diseñador actual.

En la figura 1 se muestra un diagrama esfuerzo – deformación para acero estructural, que es bien conocido. Solo se muestra la parte inicial de la curva por la gran deformación que ocurre antes de la falla. En la falla de los aceros dulces, las deformaciones totales son del orden de 150 a 200 veces las deformaciones elásticas.

En realidad, la curva continuará hasta el esfuerzo correspondiente a la resistencia final y luego descenderá, antes de la ruptura. Se presentan una aguda reducción (llamada estrangulamiento, cuello), en la sección transversal del miembro, seguida de la ruptura.

La curva esfuerzo – deformación de la figura 1 es una curva típica de un acero usual dúctil de grado estructural y se supone que es la misma para miembros a tensión o en compresión. (Los miembros en compresión deben ser cortos, ya que,

si son largos, la compresión tiende a pandearlos lateralmente, y sus propiedades se ven afectadas grandemente por los momentos flexionantes). La forma del diagrama varia con la velocidad de carga, el tipo de acero y la temperatura.

En la figura 1, se muestra con línea interrumpida, una variación del tipo mencionado, indicándose el límite superior de fluencia. Esta forma de la curva esfuerzo – deformación, es el resultado de aplicar rápidamente la carga al acero estructural laminado, en tanto que el límite inferior de fluencia corresponde a carga aplicada lentamente.

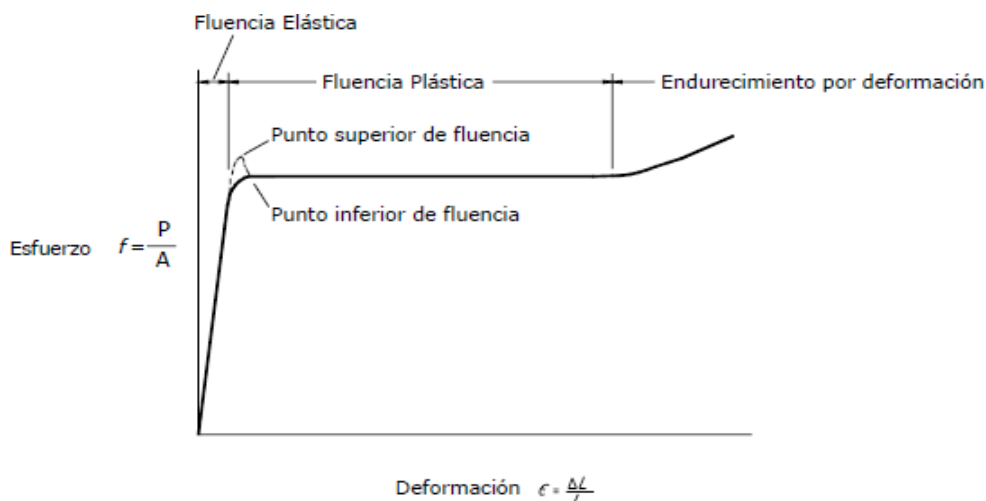


Figura 1. Diagrama típico de formación para el acero

Fuente: Leonilo Santiago Hernández (2005) – Tesis: Diseño de armaduras para techos.

Una propiedad muy importante de una estructura que no haya sido cargada más allá de su punto de fluencia, es que recuperará su longitud original cuando se le retire la carga. Si se hubiere llevado más allá de este punto, solo alcanzaría a recuperar parte de su dimensión original. Este conocimiento conduce a la posibilidad de probar una estructura existente mediante carga, descarga y medición de deflexiones. Si después de que las cargas se han retirado, la

estructura no recobra sus dimensiones originales, es porque se ha visto sometida a esfuerzos mayores que su punto de fluencia.

**Módulo de Elasticidad:** El módulo de elasticidad de un material es la medida de su rigidez.

*Tabla 1*  
*Módulo de Elasticidad del Acero*

TABLA MÓDULO DE ELASTICIDAD			
MATERIAL	Valor	Módulo	de Elasticidad
Acero	aproximado (kg/cm <sup>2</sup> )		
Hierro de fundición	E = 2100000		
	E = 1000000		

*Fuente: Leonilo Santiago Hernández (2005) – Tesis: Diseño de armaduras para techos*

### 1.3.2. Aceros Estructurales Modernos

Santiago (2005) indica que las propiedades del acero pueden combinarse en gran medida variando las cantidades presentes de carbono y añadiendo otros elementos como silicio, níquel, manganeso y cobre. Un acero que tenga cantidades considerables de estos últimos elementos se denomina acero aleado.

Aunque esos elementos tienen un gran efecto en las propiedades del acero, las cantidades de carbono y otros elementos de aleación son muy pequeños. El contenido de carbono en el acero es casi siempre menor que el 0.5 en peso y es muy frecuente que sea de 0.2 a 0.3 %.

La composición química del acero es de gran importancia en sus efectos sobre las propiedades del acero tales como la soldabilidad, la resistencia a la corrosión, la resistencia a la fractura, etc. El carbono en el acero incrementa su dureza y su resistencia, pero al mismo tiempo reduce su ductilidad igual que lo hacen el fósforo y el azufre.

Los aceros estructurales se agrupan generalmente según varias clasificaciones principales de la ASTM: los aceros de propósitos generales (A36), los aceros estructurales de carbono (A529), los aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación (A441 y A 572), los aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica (A242 Y A588) y la placa de acero templada y revenida (A514).

Tabla 2  
Aceros estructurales modernos

Designación de la ASTM	Tipo de Acero	Formas	Usos Recomendados	Esfuerzo mínimo de fluencia*Fy en kg/cm2	Resistencia especificada mínima a la tensión** Fu en kg/cm2
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Puentes, edificios y otras estructuras atornilladas, soldadas o remachadas	2520	4077-5624
A529	Al carbono	Perfiles, placas hasta 12.7 mm (½")	Similar al A36	2952	4218 – 5975
A441	De alta resistencia y baja aleación	placas y barras hasta 203 mm (8")	Similar al A36	2812 – 3515	4218 – 4921
A572	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta 152 mm (6")	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas.	2952 – 4569	4218 – 5624
A242	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Perfiles, placas y barras hasta 101 mm (4")	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas; técnica de soldado muy importante	2952 – 3515	4429 – 4921
A588	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Placas y barras	Construcciones atornilladas y	2952 – 3515	4429 – 4921
A514	Templados y revenidos	Placas solo hasta 101 mm (4")	Estructuras soldadas con mucha atención a la técnica empleada; no se use si la ductibilidad es importante	6327 – 7030	7030 – 9139

Los valores  $F_y$  varían con el espesor y el grupo.  
 Los valores  $F_u$  varían con el grado y tipo.

*Fuente: Leonilo Santiago Hernández (2005) – Tesis: Diseño de armaduras para techos.*

### ❖ Resistencia del Acero:

Santiago (2005) precisa que en todo diseño de acero se tiene en consideración la resistencia de fluencia del material. La resistencia de fluencia de diversos grados que están disponibles para el diseño como se puede ver en la tabla 2. La resistencia de fluencia es el mínimo valor garantizado por el productor de acero y que se basa en el promedio estadístico y la consideración del valor mínimo de fluencia obtenido mediante un gran número de pruebas. Así, para el acero A – 36, el valor garantizado es  $F_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ , y así como se puede observar en la tabla 2.

### A. Productos de Acero

Argüelles (2005) indica los siguientes productos del acero:

#### ○ Perfiles Laminados:

Con carácter indicativo se representa en la figura 2 los productos laminados en caliente para su empleo en estructuras de la edificación.

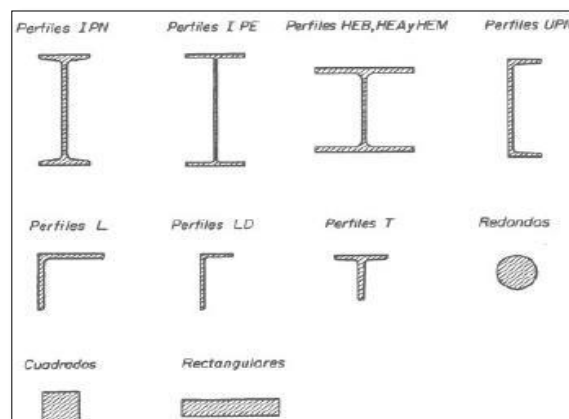


Figura 2. Productos laminados  
Fuente: Ramón Argüelles Álvarez (2005) – Estructuras de Acero. Cálculo.

○ **Perfiles y placas conformados**

Tiene espesor constante y pequeño en relación con la máxima dimensión de la sección y consta de caras planas o cilíndricas enlazadas sin aristas vivas y sin soldaduras. Antes o después de su conformación pueden someterse a procesos de pintado, galvanizado, etc.

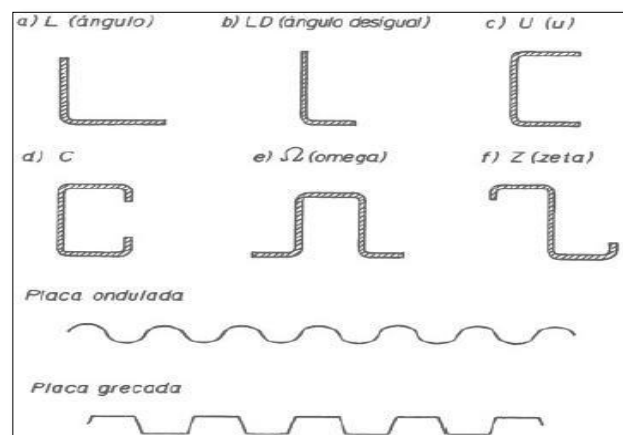


Figura 3. Perfiles y placas conformadas  
Fuente: Ramón Argüelles Álvarez (2005) – Estructuras de Acero. Cálculo.

○ **Perfiles Huecos**

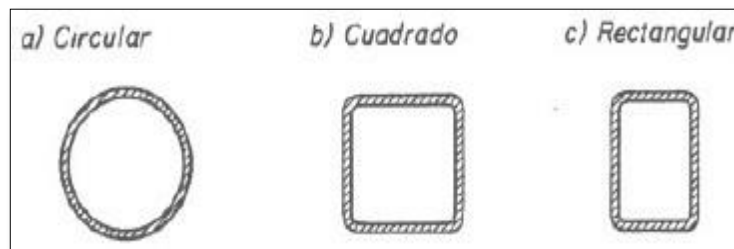


Figura 4. Diferentes configuraciones de los perfiles huecos  
Fuente: Ramón Argüelles Álvarez (2005) – Estructuras de Acero. Cálculo.

**1.3.3. Configuraciones estructurales**

**Elementos estructurales**

Algunos de los elementos resistentes de que constan las estructuras para

viviendas son los siguientes: }

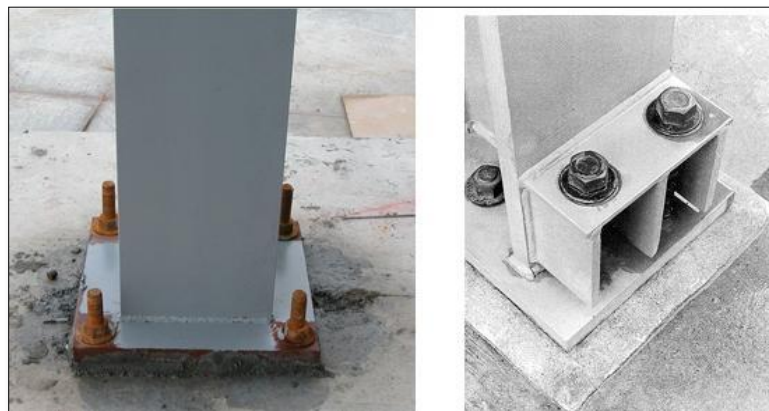
### 1) Placas de anclaje:

Según Soto (2005) las placas de anclaje son elementos estructurales que se emplean para unir los soportes metálicos a la cimentación y que tienen como objeto hacer que la transición del acero al concreto se realice sin que en ningún punto se sobrepasen las tensiones admisibles en este material.

El material que constituye el cimiento es menos resistente que el acero, por lo que la base debe ampliar la sección del soporte de acero hasta conseguir una superficie adecuada de contacto con el concreto, para que la transmisión de esfuerzos de uno a otro material sea lo más uniforme posible.

La placa de anclaje debe estar sujeta al cimiento mediante unos pernos de anclaje que quedan embebidos en el concreto, y que al fraguar y endurecer éste trabajan por adherencia.

Los elementos que constituyen una base del tipo generalmente utilizado en edificación son: Placa de base o de reparto, cartelas de rigidez y pernos de anclaje.



*Figura 5. Placa Base de Columna.  
Fuente: Héctor Soto Rodríguez (2005) – Conexiones*

Salvo en el caso excepcional de que el pie del soporte sea articulado, los soportes se consideran empotrados en la cimentación, lo que hace que la placa de anclaje deba prepararse para resistir los siguientes esfuerzos: axial, momento flector, cortante y momento torsor.

## 2) Soportes - Columnas

Pérez (2009), define que los soportes son elementos verticales sometidos principalmente a compresión y a flexión pequeña o nula. Son los elementos que transmiten las cargas verticales al terreno a través de los cimientos y las bases.

Para dimensionar un soporte se tendrá en cuenta: el tipo de acero, el tipo de carga que va a recibir el perfil, la longitud del soporte (por si hubiese pandeo) y la carga axial de compresión. En las estructuras para viviendas podemos encontrar los siguientes tipos de soportes o columnas:

Los soportes simples más utilizados son el HEB, el HEA, el IPN y el IPE. Con ellos se obtiene gran aprovechamiento y son muy aptos para formar columnas en pórticos rígidos, como se puede mostrar en la figura 6.



*Figura 6.* Perfil HEB utilizado como soporte para un edificio metálico. Perfil HEB utilizado como soporte para un edificio metálico.

Fuente: [www.vydsa.com](http://www.vydsa.com) – Estructuras metálicas y naves industriales.



Lo soportes simples de varios perfiles más utilizados son los formados por 2 UPN.

Los soportes compuestos se obtienen acoplando perfiles separados enlazados por medio de elementos transversales discontinuos. Pueden estar unidos mediante presillas o mediante celosía (red triangular formada por montantes y diagonales).

También podemos encontrar soportes mixtos, formados por un pilar metálico y un pilar de concreto armado.

### 3) Vigas

Márquez (2009), precisa que las vigas son elementos lineales en las que una dimensión predomina sobre las otras dos. Su forma de trabajo es casi exclusivamente a flexión, por ello suelen adoptar forma de I, para tratar de obtener la máxima inercia y el mayor módulo resistente con el material disponible, tratando de mejorar el rendimiento.

Las vigas son los elementos sustentantes horizontales, o como en las cubiertas, ligeramente inclinados, que reciben las cargas verticales y las transmiten, trabajando a flexión, a los pilares o apoyos. Las cargas que la viga recibe producen en sus secciones los siguientes esfuerzos: momento flector, esfuerzo cortante y torsión. Atendiendo a su constitución las vigas de acero se clasifican de la siguiente manera:

#### ▪ Vigas simples

Los perfiles empleados son IPN, IPE o HE. El empleo de los perfiles IPE resulta más económico en general, tanto por su mayor rendimiento mecánico

como por la simplificación que, en empalmes y uniones, proporciona el espesor uniforme de las alas. Los perfiles simples laminados tienen la ventaja sobre la viga armada que para igual resistencia su coste es menor.



Figura 7. Perfil IPE utilizado como viga principal de los pórticos en edificio metálico.

Fuente: [www.arqhys.com](http://www.arqhys.com) – Imágenes estructurales de acero.

#### ▪ Vigas múltiples

Son las vigas constituidas por dos o más perfiles I adosados, unidos a través de elementos de unión, tales como perfiles, presillas, tornillos, pasantes, etc., que solidaricen eficazmente los perfiles componentes.

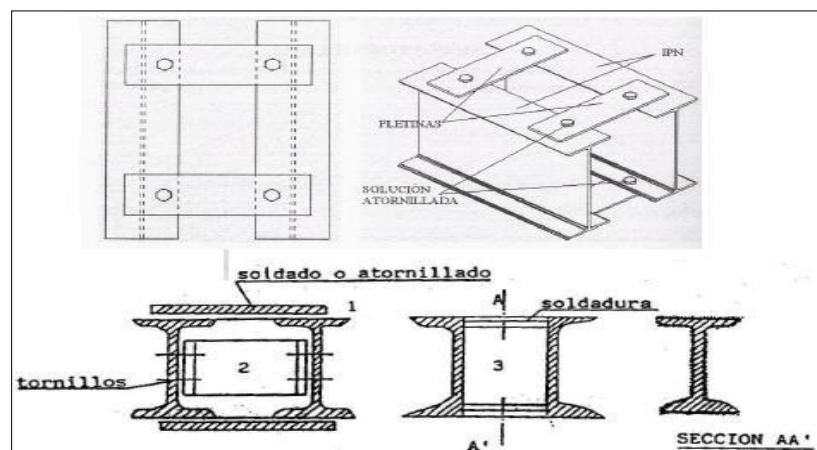


Figura 8. Unión de dos perfiles IPN mediante pletinas y tornillos (superior), unión de dos vigas IPN mediante soldadura y tornillos (inferior)

.Fuente: Carlos L. Gallego Dávila (2011) – Vigas de acero.

### ▪ Vigas reforzadas

La utilización de refuerzos, con chapa o pletina, en las estructuras metálicas es de gran eficacia para conseguir ahorro de material. Que un refuerzo sea económico o no, depende de los valores relativos de la chapa, el perfil y el cordón de soldadura. El elemento de refuerzo más utilizado es la chapa. Se utilizan estos refuerzos cuando queremos módulos resistentes mayores que los existentes en el mercado, o cuando exista limitación de canto.

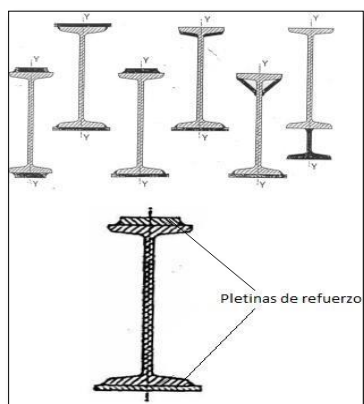
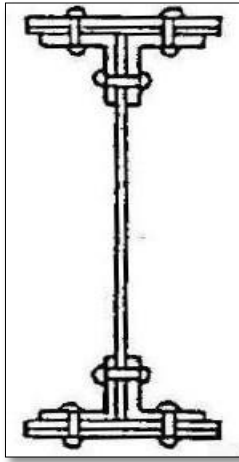


Figura 9. Diferente configuración del tipo de refuerzo en viga IPN (superior), utilización de pletinas como refuerzo en alas de viga IPN (inferior).

Fuente: Carlos L. Gallego Dávila (2011) – Vigas de acero.

### ▪ Vigas armadas

Las vigas armadas están formadas por varias pletinas o chapas, unidas con cualquiera de los medios de unión: soldadura, roblones, angulares y tornillos, etc. Para unas solicitaciones determinadas, siempre es posible encontrar una viga armada de menor peso que el perfil laminado que correspondería a esas solicitaciones.



*Figura 10.* Viga formada por pletinas, unidas mediante ángulos estructurales y tornillos. Viga formada por pletinas, unidas mediante ángulos estructurales y tornillos.

*Fuente:* Carlos L. Gallego Dávila (2011) – Vigas de acero.

#### ▪ Vigas aligeradas

Son vigas de alma aligerada. La solución de las vigas aligeradas puede resultar muy económica, cuando pueda adoptarse el canto que se estime más conveniente, y cuando la flexión predomine sobre el esfuerzo cortante, es decir, cuando se trate de luces grandes y de cargas moderadas.



*Figura 11.* Pórtico principal de un galpón metálico conformado por una viga aligerada en forma de arco

*Fuente:* [www.konstruir.com](http://www.konstruir.com) – Estructuras metálicas.

### ▪ Vigas de celosía

Las vigas de celosía son de gran utilidad en las construcciones metálicas, especialmente en edificaciones industriales y para grandes luces. Para luces de cierta importancia el peso de estas vigas es inferior al de las vigas de alma llena equivalentes. El coste de una estructura es el resultado de tres sumandos: coste del material, de la fabricación y del montaje.

Las vigas de celosía suelen estar constituidas por: cordón superior, cordón inferior, elementos de relleno (montantes y diagonales) y medios de unión (cartelas, soldadura, tornillería, etc.). Los cordones pueden ser paralelos o no. A aquellos cuyos cordones son paralelos, se les llama “vigas de celosía”, mientras que las que tienen dichos cordones inclinados, se les denomina “cerchas”. En las cerchas el cordón superior sigue la inclinación de la cubierta. Suelen ser estructuras ligeras, con cartelas simples y barras constituidas por angulares, o simples T



*Figura 12.* Montaje de una viga de celosía para conformación del pórtico estructural.

Fuente: [www.archiexpo.es](http://www.archiexpo.es) – Estructuras - Sistema constructivo.

#### 4) Correas

Pérez (2009), precisa que las correas son las vigas en que se apoya la chapa u otro tipo de techumbre, por lo que tienen que soportar su peso, así como el debido a posibles cargas de nieve y viento.

Se encuentran a su vez apoyadas sobre las cerchas o los pórticos, normalmente en un plano inclinado, lo que hace tender a flectar también en el sentido de la inclinación. Siendo variable su separación, dependiendo del material de cubierta, etc.

El apoyo de las correas sobre las cerchas o pórticos, se asegurará bien mediante uniones soldadas (un cordón por cada lado de la correa con el máximo espesor que permita la unión), bien mediante uniones remachadas poniéndose un casquillo en angular.

Las correas se calcularán como vigas apoyadas, con carga uniformemente distribuida. Suelen emplearse perfiles IPN, simple T, perfil Z, o vigas de celosía.



*Figura 13.* Uso de perfil C para las correas de la cubierta de una estructura metálica.

Fuente: [www.talleressanbernabe.com](http://www.talleressanbernabe.com) – Estructuras de hierro.

## 5) Arriostramientos

Según Pérez (2009), los arriostramientos tienen la función de transmitir los esfuerzos producidos por el viento frontal sobre el pórtico extremo a las paredes laterales, que a su vez los transmitirán al suelo.

El arriostramientos básico es la Cruz de San Andrés, en forma de aspa, que se coloca entre dos cerchas o pórticos y pueden abarcar varias correas para evitar ángulos pequeños y repartir bien los esfuerzos a las barras.

Este tipo de configuración presenta el inconveniente de ser estáticamente indeterminado, con lo que tenemos que hacer hipótesis para llegar a una que sea determinada. Estas hipótesis se hacen respecto a las diagonales cruzadas, observando que, cuando una diagonal está en tensión, la contradiagonal está en compresión. Por lo general, se toman dos métodos de análisis:

- Si las diagonales se diseñan esbeltas, es razonable suponer que no soportarán esfuerzos de compresión, pues en caso contrario podrían pandear con gran facilidad. Por lo tanto, la fuerza cortante será absorbida íntegramente por la diagonal en tensión, mientras que la diagonal en compresión se supone que es un elemento que no trabaja, es decir, a todos los efectos es como si no existiese.
- Si las barras diagonales se construyen con secciones robustas, serán capaces de soportar fuerzas de tensión y de compresión. En este caso supondremos que cada diagonal toma la mitad de la fuerza cortante que aparezca.



Figura 14. Cruz de San Andrés de estructura a porticada metálica.

Fuente: [www.virtual.unal.edu.co](http://www.virtual.unal.edu.co) – Los pórticos o marcos.

## 6) Medios de Unión

Soto (2005) describe los siguientes *medios* de unión:

*Uniones atornilladas:* Los medios de unión contemplados son los constituidos por tornillos, tuercas, y arandelas que, deberán estar **normalizados** y corresponder a los mismos grados del material que unen: límite elástico y resistencia a tracción.



Figura 15. Conexión atornillada entre dos vigas principales.

Fuente: [www.luvimetal.es](http://www.luvimetal.es) – Galería de imágenes.

**Uniones soldadas:** Un acero se considera soldable según un grado, un procedimiento determinado y para una aplicación específica, cuando



mediante la técnica apropiada se puede conseguir la continuidad metálica de la unión y ésta cumpla con las exigencias requeridas.

El material de aportación utilizable para la realización de soldaduras (electrodos) deberá ser apropiado para el proceso de soldeo, teniendo en cuenta al material a soldar y el procedimiento de soldeo; además deberá tener unas características mecánicas, en términos de límite elástico, resistencia a tracción, deformación bajo carga máxima, etc. no inferiores a las correspondientes del material de base que constituye los perfiles o chapas que se pretende soldar.



*Figura 16.* Conexión del alma de la viga principal y viga secundaria a la columna mediante soldadura.

Fuente: [www.emquintana.com](http://www.emquintana.com) – Uniones atornilladas y soldadas.

### Tipos de soldadura

#### ✓ Soldadura por gas

Esta técnica de soldadura se basa en la combustión de una sustancia llamada acetileno, capaz de generar una llama que llega a los 3.200°C.

En esta tipología también se incluyen algunas soldaduras que pueden trabajar a temperaturas bastantes más bajas. Este último es el caso de la

llamada soldadura fuerte, que requiere de un soplete que use gas licuado de petróleo.

La soldadura por gas es perfecta para la reparación de tuberías domésticas, por lo que se utiliza mucho en plomería. La principal ventaja que tiene este tipo de soldadura es su bajo costo. Por otra parte, su desventaja más clara es el gran intervalo de tiempo que requieren para secarse.

✓ Soldadura con arco eléctrico

En estos tipos de soldadura se necesita una fuente de energía eléctrica, sin importar en principio si se trata de corriente alterna o continua (cambiarán algunas características, pero en esencia son la misma soldadura), que consiga derretir el metal y así unir las piezas con las que se quiere trabajar.

Estas soldaduras se utilizan mucho en aceros: inoxidable, de baja aleación o al carbono. También ha sido usado en aleaciones de base níquel y en aplicaciones de superficie.

✓ Soldadura MMAW

Su nombre proviene de sus siglas en inglés (Metal Manual Arc Welding) y también puede llamarse soldadura metálica manual por arco. Los electrodos que se usan en estos tipos de soldadura son los de acero, pues vienen recubiertos de un material que, al fundirse por el calor del

soldador, genera una especie de escudo de dióxido de carbono que no deja pasar el oxígeno y, por tanto, no se genera escoria. Cuando se funde el acero del núcleo del electrodo los metales quedan sellados.

La técnica es muy fácil y los soldadores son accesibles, por lo que se pueden utilizar para tareas domésticas de bricolaje.

✓ Soldadura MIG

Estos tipos de soldadura, conocidas como MIG (por el uso de gas de metal inerte), son muy similares a los MMAW. Sin embargo, consume una fórmula característica de gas que, aunque también evita la formación de escorias, se suministra de forma diferenciada. Los equipos soldadores suelen ser un poco más complejos y el proceso no debe llevarse a cabo al aire libre, ya que requiere la aplicación de un gas. También requieren de un equipamiento de seguridad más sofisticado que en las otras soldaduras.

Suele utilizarse para cantidades de metal algo mayores que en los anteriores casos, así como para trabajos algo más complejos.

✓ Soldadura TIG

Este es uno de los tipos de soldadura que más se utiliza para trabajos delicados, como por ejemplo la unión de metales finos. Esta técnica es llamada TIG porque utiliza gas inerte de tungsteno.

Estas soldaduras son bastante complejas y lentas de llevar a cabo, por lo que están más enfocadas a profesionales que necesiten una gran precisión en el acabado.

#### Métodos de soldadura

- ✓ Soldadura manual con electrodo recubierto, con recubrimientos de tipo básico.
- ✓ Soldadura semiautomática bajo protección gaseosa, con hilo macizo tubular relleno de flux, con transferencia de lluvia.
- ✓ Soldadura semiautomática con hilo tubular relleno de flux, sin protección gaseosa, con transferencia de lluvia.
- ✓ Soldadura automática con arco sumergido.

#### 7) Losa Compuesta reforzada con lámina de acero

Según Ramos (2002) este método forma parte del sistema de losa de entrepiso que incorpora láminas de acero formadas en frío y una losa de concreto reforzada vaciada sobre dichas láminas, que actúan de manera monolítica y forman una sección compuesta.

Las láminas de acero sirven de encofrado para el vaciado de la losa de concreto, así como de refuerzo positivo de la losa una vez que el concreto haya fraguado. Por esto se dice que es una lámina colaborante.

La malla de acero de refuerzo que se recomienda colocar tiene como propósito absorber los efectos de la retracción de fraguado del concreto y los cambios térmicos que ocurran en el sistema. La malla es eficiente en el control

de las grietas, en especial, si se mantiene cercana a la superficie superior de la losa



*Figura 17.* Entrepiso metálico con láminas colaborante.

Fuente: Maritza Ramos Ángel (2002) – Tesis: Análisis técnico y económico de losas de entrepiso.

#### **a) Comportamiento estructural**

Según Ramos (2002) las láminas colaborantes conforman el refuerzo positivo de la losa. Una vez endurecido, el concreto y las láminas actúan en forma compuesta para resistir las cargas. La interacción se forma a partir de una combinación de adherencia superficial entre concreto y acero; de igual manera, existe otra interacción generada por medios mecánicos mediante la restricción impuesta por la forma de la lámina a través de resaltes en la superficie, hendiduras o dispositivos para la transferencia de cortante, tales como pernos o alambres transversales uniformemente espaciados.

Adicionalmente, la losa en construcción compuesta y la viga de acero o concreto reforzado que sirve de apoyo a la misma deben interconectarse convenientemente mediante conectores de cortante para producir una sola unidad estructural a flexión.

## b) Descripción del sistema

Según Ramos (2002) el sistema de losa con láminas colaborantes es un nuevo concepto para el diseño y la construcción de losas estructurales en edificaciones. Este sistema se compone de una lámina de acero preformada (steel deck) y una losa de concreto vaciada sobre ésta, que actúan de manera monolítica y forman una losa compuesta (Composite Steel Floor Deck).

Este tipo de losa se suele usar donde la estructura principal se erige en acero o es una construcción compuesta. El perfil de la lámina que trabaja mejor es el de forma trapezoidal. Las láminas son galvanizadas y tienen corrugaciones que hacen que la adherencia entre la interface lámina y acero sea satisfactoria evitando así deslizamientos horizontales entre los dos componentes. En el mercado se pueden encontrar láminas cuyo espesor varía aproximadamente de (0.7 – 1.5 mm).

Estas losas compuestas tienen una serie de ventajas:

- El tablero de acero, que se coloca fácil y rápidamente sobre las vigas, sirve como plataforma de trabajo para soportar la actividad de la construcción y para sostener el concreto recién vaciado. Esto elimina la necesidad de encofrado y de andamiajes.
- El tablero de acero sirve como refuerzo principal a tensión para la losa.
- Si parte o todos los paneles del tablero se forman en celdas cerradas, éstas pueden servir de conductos para cables eléctricos o de

comunicación o para la calefacción.

El sistema puede utilizarse en edificios donde la estructura principal es en concreto o en acero y debe conectarse adecuadamente a las vigas principales de apoyo para servir de diafragma estructural y conformar elementos en construcción compuesta con dichas vigas si así se proyecta. Adicionalmente, puede apoyarse de forma conveniente sobre muros estructurales en mampostería o concreto. En la figura 18 se presenta el esquema general del sistema estructural de entrepiso con láminas colaborantes.

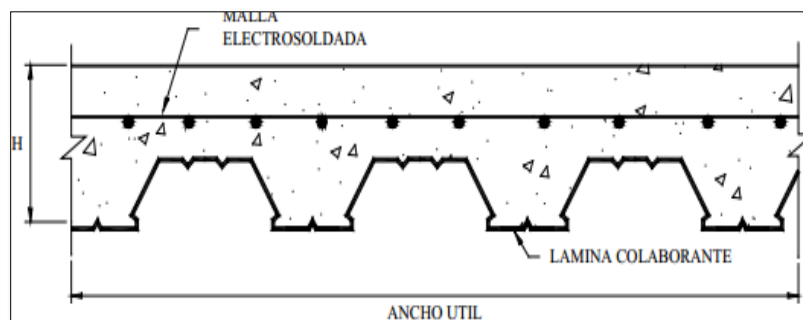


Figura 18. Sección típica del sistema de losa con láminas colaborantes

Fuente: Maritza Ramos Ángel (2002) – Tesis: Análisis técnico y económico de losas de entrepiso.

Este tipo de sistema involucra dos etapas principales para el diseño. La primera cuando el concreto fresco aún no ha endurecido, y la lámina colaborante funciona principalmente como encofrado. La segunda cuando el concreto endurece y la losa trabaja como sección compuesta para resistir las cargas muertas y las cargas vivas. En la primera etapa se acostumbra verificar los esfuerzos y las deflexiones con los valores admisibles. En la

segunda se aplica el criterio de resistencia.

### c) Aplicaciones

Según Acero-Deck (2005) el sistema constructivo acero-deck puede aplicarse básicamente para construir cualquier tipo de losas de entrepisos y sus variaciones; podemos nombrar algunos usos que se da al sistema en la actualidad:

- ✓ Edificios
- ✓ Centros Comerciales.
- ✓ Últimos techos y techos inclinados.
- ✓ Plataformas para muelles.
- ✓ Losas para puentes peatonales y vehiculares.
- ✓ Losas de entrepisos en general

### d) Elementos del sistema

Acero-Deck (2005) indica que el sistema constructivo tiene tres elementos:

- ✓ Placa colaborante Acero-Deck
- ✓ Concreto
- ✓ Malla de temperatura
- ✓ Para utilizar el sistema con vigas metálicas, se tiene un cuarto elementos:
  - ✓ Conector de Corte

### ❖ Placa colaborante

La plancha colaborante es elaborada de bobinas de acero estructural con protección galvánica pesada G-90 que se somete a un proceso de rolado en frío



para obtener la geometría deseada. Esta tiene un esfuerzo de fluencia mínimo de 33 Ksi o 2325 kgf/cm<sup>2</sup>, con un módulo de elasticidad de 2.1x10E kgf/cm<sup>2</sup>, cumpliendo con las normas del ASTM A653 y ASTM A611 para los grados C y D.

Los calibres o espesores del acero utilizados para la formación de las planchas del Sistema constructivo ACERO DECK son calibrados en gages (gauges) o como espesores en milímetros o pulgadas.

Para efectos de cálculo, sólo se considera como espesor de plancha colaborante el calibre del acero base no incluyendo los espesores de galvanizado o pre-pintado. Los calibres más utilizados son el gage 20 (0.909 mm) y el gage 22 (0.749 mm.) con una tolerancia máxima de 5% de su espesor.

El proceso de formación de la plancha Acero-deck incluye también un tratamiento en su superficie que le proporciona relieves o muescas ubicadas en las paredes de los valles, diseñado con el fin de proporcionar adherencia mecánica entre el concreto de la losa y la plancha de acero.

#### ❖ **Concreto**

El concreto a utilizarse en la construcción de la losa deberá cumplir con los requisitos establecidos según la Norma Peruana de Estructuras.

En lo que respecta a las “Especificaciones Estándar de los Agregados del Concreto” nos referiremos a las normas ASTM C33. En el caso de utilizar concretos con menor peso específico, nos referiremos entonces a la norma ASTM C330 “Especificaciones Estándar para agregados livianos para la elaboración de concreto Estructural”.

Las recomendaciones más relevantes son:

- ✓ La resistencia a la compresión de diseño mínima será de 210 kgf/cm<sup>2</sup>. No se tomarán en cuenta los concretos de resistencias mayores a los 580 kgf/cm<sup>2</sup>.
- ✓ Se realizará obligatoriamente el proceso de vibrado al concreto para garantizar así la adherencia mecánica entre el acero y el concreto, y para lograr la uniformidad del concreto.
- ✓ El curado del concreto se efectuará como mínimo hasta 7 días posteriores al vaciado. No se utilizarán aditivos que contengan sales clorhídricas en su composición por que pueden producir efectos corrosivos en la plancha de acero.

#### ❖ **Malla de temperatura**

El refuerzo de la malla de temperatura es esencial en cualquier tipo de losa estructural para evitar el fisuramiento de la misma, debido a los efectos de temperatura y contracción de fragua que sufre el concreto.

El diseño de dicho refuerzo estará acorde con la norma E-060 en lo referente al Refuerzo por Contracción y Temperatura del Reglamento Nacional de Edificaciones. El recubrimiento mínimo de la malla de temperatura será de 2 cm, quedando sujeto al criterio del diseñador.

El acero diseñado para soportar los momentos negativos, pasará por debajo de la malla de temperatura y podrá estar sujetado a ésta.

El diseño de la malla de temperatura se puede referir a las normas del ACI o al Reglamento Nacional de Edificaciones.

### ❖ Conector de Corte

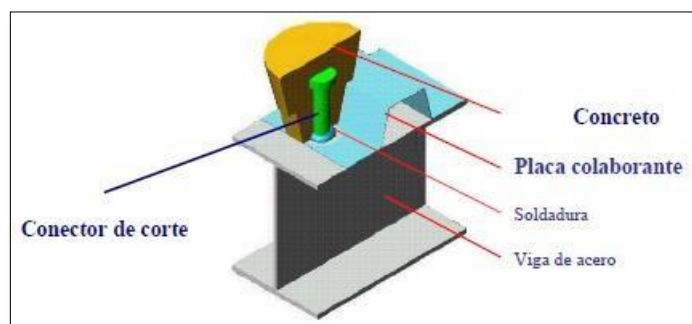
Los conectores de corte tipo Nelson Stud son elementos de acero que tienen como función primordial tomar los esfuerzos de corte que se generan en la sección compuesta (acero-concreto) controlando y reduciendo las deformaciones.

El conector de corte tipo Nelson Stud tiene la forma de un perno con cabeza cilíndrica, no posee hilos (roscas) y es soldado a el ala superior de la viga soporte a ciertos intervalos, quedando embebidos dentro de la losa. Estos conectores están sujetos a corte en la interface concreta/acero.

La losa transfiere las cargas de gravedad por una interacción de fuerzas de compresión sobre la viga en la cual se apoya. Además, en la parte de contacto de la losa se producen fuerzas de corte a lo largo de su longitud.

Algunas consideraciones en la utilización de los conectores de corte son:

- ✓ Los conectores de corte son elementos de una sola pieza con protección galvánica electroquímica de zinc conforme a ASTM B633.
- ✓ La cantidad de conectores por valle no debe ser mayor a 3 en el sentido transversal.
- ✓ La altura del conector de corte debe estar entre 3" a 7".
- ✓ La longitud de los conectores mínima  $\geq 4d_{stud}$
- ✓ El diámetro del conector de corte no debe ser mayor de  $\frac{3}{4}$ ".



*Figura 19.* Sección típica de conector de corte en viga metálica

Fuente: Acero-Deck (2005) – Manual Técnico: Sistema constructivo Placa colaborante Acero-Deck.

#### **1.3.4. Sistemas Estructurales**

Crisafulli (2013) indica que las estructuras de acero han evolucionado a lo largo de más de un siglo como resultado de la experiencia obtenida por la industria de la construcción y de numerosas investigaciones destinadas a optimizar su uso.

Este avance ha permitido desarrollar distintos tipos de estructuras sismorresistentes, los cuales presentan variaciones no solo en su comportamiento estructural, sino también diferencias construcciones, funcionales y económicas. Esto le permite al ingeniero estructural seleccionar la solución más adecuada para casos particulares. A continuación, se describe los siguientes tipos.

##### **Pórticos no arriostrados**

Los pórticos no arriostrados o pórticos resistentes a momento son ensambles rectilíneos de vigas y columnas conectadas entre sí mediante soldaduras, pernos o ambos. Los miembros componentes de estos pórticos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que controlan su diseño, razón por la cual también se los denomina “pórticos a momentos”. Este tipo estructural se caracteriza por su elevada capacidad de disipación de energía, cuando se diseña y construye para tal fin.



*Figura 20.* Vista general de una estructura de pórticos no arriostrados para un edificio comercial.

*Fuente:* Francisco J. Crisafulli (2013) – *Diseño sísmoresistente de construcciones de acero.*

### **Pórticos arriostrados concéntricamente**

Los pórticos arriostrados surgieron a comienzos del siglo XX como una alternativa estructural para edificios de mediana y baja altura. La presencia de las barras diagonales o riostras modifica significativamente el comportamiento del pórtico, dado que se forma una estructura reticulada, con triangulaciones.

Las acciones laterales de viento y sismo inducen en la estructura principalmente esfuerzos axiales de tracción y compresión. Este tipo estructural se caracteriza por una elevada rigidez lateral, lo que permite un adecuado control de los desplazamientos.

Se pueden plantear diferentes configuraciones. La adopción de la configuración más conveniente en cada caso se realiza a partir de consideraciones estructurales, funcionales y eventualmente aspectos estéticos.

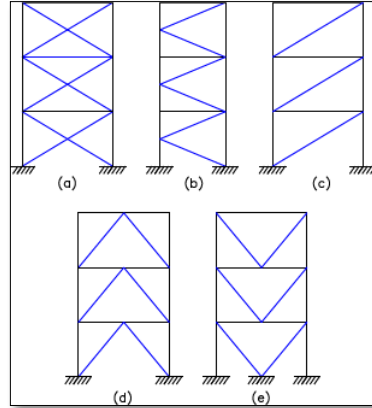


Figura 21. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricos, (a) riostras en X, (b) en K, (c) en diagonal, (d) en V invertida y (e) en V.

Fuente: Francisco J. Crisafulli (2013) – Diseño sísmoresistente de construcciones de acero.



Figura 22. Vista de un edificio en construcción con pórticos arriostrados.

Fuente: Francisco J. Crisafulli (2013) – Diseño sísmoresistente de construcciones de acero.

### **Pórticos arriostrados excéntricamente**

Los pórticos no arriostrados pueden exhibir una respuesta dúctil y estable; sin embargo, son estructuras relativamente flexibles y el diseño usualmente es controlado por las limitaciones de la distorsión de piso.

Los pórticos con arriostramientos concéntricos representan una situación inversa, debido a que se caracterizan por una elevada rigidez lateral, pero su

comportamiento sismorresistente puede verse afectado por el pandeo de las riostras comprimidas.

Así, surgieron los pórticos arriostrados excéntricamente, en los cuales las riostras se disponen deliberadamente de forma tal de generar una excentricidad en la viga donde se inducen esfuerzos de corte y momentos flectores elevados.



*Figura 23.* Construcción de un edificio de acero con pórticos arriostrados excéntricamente

Fuente: Francisco J. Crisafulli (2013) – Diseño sismorresistente de construcciones de acero

Los pórticos arriostrados con conexiones excéntricas constituyen un buen ejemplo de aplicación del diseño por capacidad, mediante el cual el diseñador define un mecanismo de deformación plástica (fluencia por flexión y/o corte en el enlace) y evita modos de falla no deseados (pandeo de las riostras y columnas).

Estas estructuras representan una solución excelente para el diseño sismorresistente debido a que combinan una elevada rigidez lateral, por efecto de las riostras, y una muy adecuada capacidad de disipación de energía.

Por estas razones, fueron adoptados rápidamente como sistema estructural en distinto tipo de construcciones sismorresistentes, incluso en casos de rehabilitación de estructuras existentes.

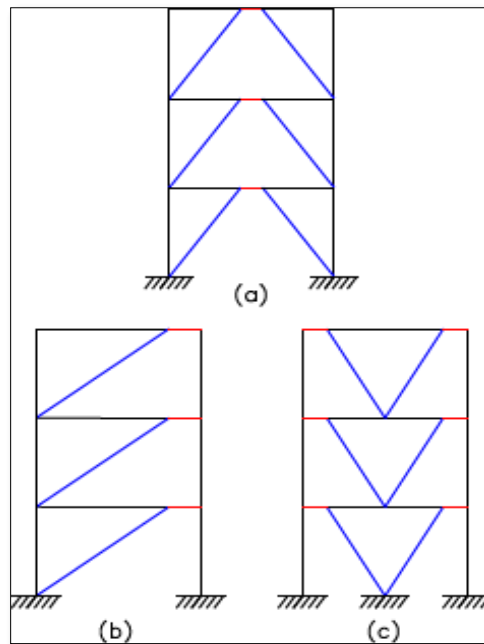


Figura 24. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente

Fuente: Francisco J. Crisafulli (2013) – Diseño sismorresistente de construcciones de acero

### Sistemas de columna en voladizo

Las columnas en voladizo constituyen un sistema estructural simple, en el cual el comportamiento de las columnas está controlado por la flexión originada por las acciones laterales, tales como viento o sismo.

El diagrama de momentos flectores presenta su valor máximo en la base, donde



la columna se empotra en la fundación o en otro elemento estructural.

Este sistema se emplea en construcciones industriales, soportes de equipos o tanques, estanterías para mercaderías, pilas de puentes, etc.



*Figura 25.* Ejemplos del sistema estructural columna en voladizo.

Fuente: Francisco J. Crisafulli (2013) – Diseño sísmoresistente de construcciones de acero.

De esta forma, se logra que el núcleo de acero fluya tanto en tracción como en compresión, dado que el tubo exterior y el mortero de relleno evitan el pandeo global y local del núcleo.

Las ventajas de las riostras de pandeo restringido frente a una riostra típica son significativas, debido a que se logra una respuesta estable y sin la reducción del área de los ciclos de histéresis por problemas de pandeo.



*Figura 26. Pórtico de acero con riostras de pandeo restringido.*

Fuente: Francisco J. Crisafulli (2013) – Diseño sísmoresistente de construcciones de acero.

### **Muros de corte o placas de acero**

Los muros de corte con placas de acero son estructuras formadas por placas esbeltas (alma del muro) conectadas a componentes de borde horizontal y vertical. En el caso de existir aberturas, éstas deben disponer de elementos intermedios de borde que rodeen totalmente su perímetro.

Las placas de acero se diseñan para fluir y pandear bajo la acción sísmica y constituyen así el principal mecanismo de deformación plástica y disipación de energía, mientras los componentes de borde permanecen en rango elástico. Solo se admite la formación de rótulas plásticas en los componentes de borde horizontal o vigas.

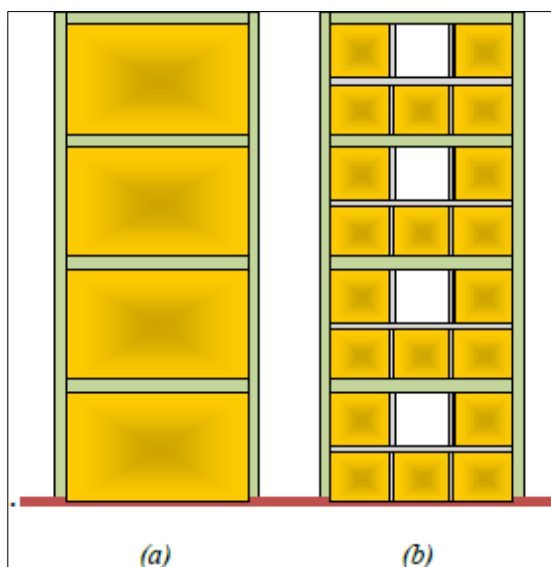


Figura 27. Esquema de muro de corte con placas de acero (a) sin aberturas,

Fuente: Francisco J. Crisafulli (2013) – Diseño sísmoresistente de construcciones de acero.

El tipo más usual de muros con placas de acero es el que incluye placas esbeltas sin rigidizadores. Otra alternativa es el uso de muros con placas rigidizadas, mediante elementos adicionales de acero que incrementan la resistencia al pandeo de la placa por corte.

De acuerdo con las características de los rigidizadores, se logra un efecto de rigidización total o parcial (en los casos en que son relativamente flexibles en comparación con la placa). Adicionalmente, pueden usarse muros compuestos con placas de acero, en los cuales se agrega hormigón en una o en ambas caras de la placa. La rigidización de la placa de acero tiene un efecto moderado sobre la rigidez y la resistencia de la estructura, pero mejora significativamente la respuesta histerética pues permite controlar el pandeo local y reducir el efecto de estrangulamiento de los ciclos. Adicionalmente, el uso de rigidizadores disminuye la demanda de resistencia y rigidez sobre los componentes de borde.

Sin embargo, estas ventajas estructurales se ven contrarrestadas por un aumento de los costos y tiempos de construcción, por lo cual se recomienda el uso de placas sin rigidizar



*Figura 28.* Ejemplo de muro de corte con placas de acero en un edificio en construcción.

Fuente: Francisco J. Crisafulli (2013) – Diseño sísmoresistente de construcciones de acero.

### **Estructuras con miembros compuestos**

Las estructuras compuestas de acero y hormigón se han utilizado desde hace más de 120 años, particularmente para edificios y puentes. Las primeras aplicaciones se realizaron con miembros de acero embebidos en hormigón, con el objetivo principal de proveer protección contra el fuego y luego, a medida que se difundió el sistema, se aprovecharon las ventajas estructurales del mismo.

Un ejemplo interesante es la Millennium Tower, en Austria, un edificio de 51 pisos para uso comercial y residencial. En este edificio se requería un plazo de ejecución muy reducido por lo que se adoptó un sistema estructural formado por un núcleo central de hormigón armado convencional en combinación con pórticos formados por miembros compuestos.

La estructura aporricada tiene columnas circulares embebidas y vigas de reducido espesor formadas por perfiles T embebidos en la losa de hormigón. El sistema constructivo adoptado, conjuntamente con una eficiente organización de las tareas, permitió construir, en promedio, 2.5 pisos del edificio por semana



Figura 29. Imagen del edificio Millenium Tower, en Viena, Austria.

Fuente: Francisco J. Crisafulli (2013) – Diseño sísmoresistente de construcciones de acero.

En el caso de edificios de altura, una solución muy conveniente desde el punto de vista estructural y constructivo ha sido el uso de “súper-columnas” compuestas. Éstas son columnas de gran tamaño, usualmente dispuestas en la periferia del edificio, que confieren a la estructura rigidez y resistencia lateral.

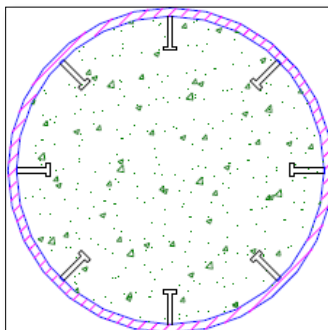


Figura 30: Súper-columna compuesta de sección circular de acero con pernos de vinculación con el concreto de relleno.

Fuente: Francisco J. Crisafulli (2013) – Diseño sísmoresistente de construcciones de acero.

### **1.3.5. Especificaciones, métodos y cargas de diseño**

#### **1.3.5.1. Normas de construcción**

Según el RNE (2016), es de aplicación obligatoria para quienes desarrollen procesos de habilitación urbana y edificación en el ámbito nacional, cuyo resultado es de carácter permanente, público o privado.

Las normas empleadas son las siguientes:

- E020 (Cargas)
- E030 (Diseño Sismoresistente)
- E050 (Suelos y cimentaciones)
- E060 (Concreto armado)
- E090 (Estructuras metálicas)

#### **1.3.5.2. Tipos de Cargas**

Según Bartolomé (1998) las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su norma de diseño específica. Además, estas cargas son clasificadas en siguientes tipos: Cargas estáticas, cargas dinámicas y otras sollicitaciones.

##### **Cargas Estáticas**

Son aquellas que se aplican lentamente sobre la estructura, lo cual hace que se originen esfuerzos y deformaciones que alcanzan sus valores máximos en conjunto con la carga máxima, prácticamente, estas sollicitaciones no

producen vibraciones en la estructura y estas son:

### **Carga muerta**

Según el RNE E-020 (2009) son cargas gravitacionales que actúan durante la vida útil de la estructura; peso propio de la estructura o adheridos a ella (acabados, tabiquería, tuberías, cubiertas de techos, cielos rasos y otros).

### **Carga viva**

Según Bartolomé (1998) es aquella carga de gravedad de carácter movable, que dependen del tipo de uso de la edificación, tales como: peso de los ocupantes, materiales, muebles, nieve, agua, equipos y otros elementos movibles soportados por la edificación.

#### ✓ **Carga viva del piso**

Según el RNE E-020 (2009) es muy importante diferenciar estas cargas de las que actúan sobre el techo o azoteas, dentro de estas tenemos: carga viva mínima repartida indicada en el Anexo 1, la carga viva concentrada (pisos y techos que soporten cualquier tipo de maquinaria u otra carga viva concentrada en exceso de 500 kg-f incluido el peso de los apoyos o bases), y tabiquería móvil estas son distribuidas por unidad de área tales como (50 y 100 kg-f/m<sup>2</sup> para divisiones livianas móviles de media altura y de altura completa respectivamente)

#### ✓ **Carga viva del techo**

Según la E-020 las cargas mínimas en techo, son los siguientes:

- a) Para techos con una inclinación hasta de 3°, 100 kg/m<sup>2</sup>.
- b) Para techos con inclinación mayor de 3°, 100 kg/m<sup>2</sup> reducida en 5

kg- f/m<sup>2</sup>, por cada grado de pendiente por encima de 3°, hasta un mínimo de 50 kg/m<sup>2</sup>.

c) Para techos curvos, 50 kg/m<sup>2</sup>.

d) Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico y otros, cualquiera sea su pendiente, 30 kg/m<sup>2</sup>.

e) Cuando los techos tengan jardines, 100 kg/m<sup>2</sup>. Excepto cuando los jardines puedan ser de uso común o público, en cuyo caso la carga viva será de 400 kg/m<sup>2</sup>.

✓ **Cargas de nieve**

El RNE E-020 (2009) indica que la carga de nieve es considerada en zonas donde la nevada es significativa, el mismo que permite selección apropiada de pendientes de los techos. Es recomendable que los techos de las estructuras que se encuentren a una altitud a más de 3000 m.s.n.m. serán diseñados para las cargas viva de nieve de un peso específico igual a 100 kg/m<sup>3</sup> y un espesor no menor de 40 cm. El RNE. E-020 aclara que no es necesario incluir en el diseño el efecto simultáneo de viento y carga de nieve.

**Cargas dinámicas**

Según Bartolomé (1998) son aquellas cuya magnitud, dirección y sentido varían rápidamente con el tiempo, por lo que los esfuerzos y desplazamientos que originan sobre la estructura, también cambian con el tiempo; cabe indicar que el instante en que ocurre la máxima respuesta estructural, no necesariamente coincide con el de la máxima sollicitación y estas son:



✓ **Cargas de sismo**

Jiménez (2011) indica que un sismo es una sacudida de la superficie del terreno como consecuencia de fuerzas internas generadas por el movimiento de placas tectónicas o erupciones de volcanes en las profundidades de los océanos. No obstante, para su estudio en ingeniería es común interpretar este fenómeno como una aceleración del suelo (onda sísmica), que generalmente está dada en dos componentes, una vertical y otra horizontal. La aceleración horizontal es intensa en comparación con la vertical, pero pocas veces es considerada insignificante. Varias normas, incluyendo la peruana E-030, consideran una aceleración vertical alrededor de dos tercios (66%) del efecto total.

✓ **Cargas de viento**

Según Jiménez (2011) todas las estructuras están sujetas a la acción del viento en especial las de 2 o más pisos, en zonas donde la velocidad del viento es significativa, debido a su forma, son más vulnerables a los efectos aerodinámicos. Toda edificación será diseñada para resistir las cargas de presión o succión exterior e interior del viento, presumiendo que éste actúa en 2 direcciones horizontales perpendiculares entre sí.

En caso de estructuras de acero, por su peso propio relativamente bajo y grandes superficies expuestas a la acción del viento, las cargas del viento pueden ser más importantes que las del sismo. La velocidad de diseño del viento hasta 10 m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación del edificio, pero no menos de 75 Km/h.

$$V_h = V \left( \frac{H}{10} \right)^{0.22}$$

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual actúa. Se calculará mediante la expresión:

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

Dónde:

Ph : Presión o succión del viento una altura h.

C: Factor de forma indicado en la tabla 3.

Vh: Velocidad de diseño.

V: Velocidad de diseño a 10 m de altura.

Tabla 3  
Factores de forma (C)

CONSTRUCCION	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0.8	-0.8
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1.5	-
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	-
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	-
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	±0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3, -0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.7, -0.3	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6
Superficies verticales o inclinadas (planas o curvas) paralelas a la dirección del viento	+0.7	-0.7

\*El signo positivo indica presión y el negativo succión

Fuente: RNE. E-020 (2009), adaptado

✓ **Carga interior de viento**

Para el diseño de los elementos de cierre, incluyendo sus fijaciones y anclajes, que limitan en cualquier dirección el nivel que se analiza, tales como paneles de vidrio, coberturas, alféizares y elementos de cerramiento, se adicionará a las cargas exteriores anteriormente definidas, y estas calculadas con los factores de forma para presión interior de la Tabla 4.

Tabla 4  
Factores de forma para determinar cargas adicionales en elementos de cierre (C)

DESCRIPCION DE ABERTURAS		
Uniforme en lados a barlovento y sotavento	Principales en lado de barlovento	Principales en lado a sotavento o en los costados
±0.3	+0.8	-0.6

Fuente: RNE. E-020 (2009), adaptado.

### 1.3.6. Análisis sísmico

Este análisis forma parte del análisis dinámico. La periodicidad y la espontaneidad son características de esta carga, razón por la cual los investigadores en el campo han desarrollado hipótesis de diseño sismorresistente, cuyo objetivo es modelar la carga sísmica real con precisión. Este modelo se basa en registros sismográficos, lográndose diseñar probables espectros de respuesta sísmica en función del tiempo o considerando los valores máximos absolutos de la respuesta.

#### 1.3.6.1.El análisis espectral de la respuesta sísmica

Jiménez (2011) expresa que dentro de este análisis modal existen dos métodos para cuantificar los efectos de un sismo. Estos son el análisis tiempo-historia (RHA Response History Analysis) y el espectral (RSA Response Spectrum Analysis). El análisis tiempo-historia permite determinar analíticamente las soluciones a las ecuaciones de equilibrio dinámico:  $(u(t), \dot{u}(t) \text{ ó } u''(t))$ , pero

este proceso demandará un poco más de tiempo de cálculo puesto que las soluciones depende de éste, método que no se emplea en esta tesis, sino más bien, el de análisis espectral, que aproxima la solución de las ecuaciones a sus valores representativos que son los máximos absolutos o valores pico. Esto es suficiente para el análisis dinámico en estructuras, pero se puede optar por un tiempo-historia si se conocen las variables de entrada de éste análisis. En resumen, la respuesta espectral para el  $n$ ésimo modo es

$$r_{no} = \max |r_n(t)| = r_n^{st} \chi A_n \quad (Ec 3)$$

Donde:

$r_n(t)$ : Respuesta en el tiempo

$A_n$ : Pseudoaceleración que depende del periodo natural del sistema

La respuesta espectral se genera a partir de los criterios de combinación modal espectral que permiten aproximar los valores máximos absolutos de los que no será precisamente iguales a los generados por el análisis tiempo-historia. En consecuencia, los modos tienen una respuesta independiente, pero es la combinación de estos la que determina el comportamiento dinámico del sistema. En efecto, el valor máximo absoluto de la combinación modal se determina ignorando el signo algebraico de éste. Los tres criterios de combinación modal son usados para obtener la respuesta dinámica total, entre éstas la sísmica, sobre un sistema estructural.

✓ **La suma absoluta o ABS (Absolute sum)**

Es conservadora en su estimación de la respuesta dinámica total porque asume que todos los valores máximos absolutos de las respuestas independientes de los

n modos que ocurren en el mismo instante. Sin embargo, se hace referencia que muchos diseñadores aún la consideran.

$$r_0 = \sum_{n=1}^N |r_{no}|$$

- ✓ **La raíz cuadrada de la suma de cuadrados o SRSS (Square Root of Sum of Squares)**

Wilson (2004) expresa que, es aplicable para sistemas estructurales cuya frecuencia natural de vibración tiene un amplio período. Asumiendo que todos los valores máximos absolutos de la respuesta dinámica total son estadísticamente independientes, dada por la expresión:

$$r_0 = \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{no}^2}$$

- ✓ **La combinación cuadrática completa o CQC (Complete Quadratic Combination)**

Jiménez (2011) precisa que el criterio de combinación es formulado por Wilson, Der Kiureghian y Bayo en 1981 y está basada en teorías de vibraciones avanzadas. Ésta engloba algunos conceptos de la y abarca aquellos sistemas estructurales cuya frecuencia natural de vibración es más pequeña. La expresión general de la respuesta dinámica total es:

$$r_0 = \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{no}^2 + \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{jo}}$$

Según el RNE. E-030 la respuesta máxima elástica esperada correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados dados por la expresión:

$$r = 0.25x \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75x \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

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

#### **1.3.6.2. Alcances de la Norma de diseño Sismoresistente: E-030**

El RNE E-030 (2009) expresa que la filosofía de diseño sismoresistente consiste en: evitar pérdidas de vidas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad; dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. Estas deben cumplir que: La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida útil, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

Inicialmente, es importante definir los parámetros de sitio que básicamente son dos: zonificación y condiciones geotécnicas. El primero depende de la ubicación geográfica donde se va a edificar la estructura, puesto que en Perú

hay zonas de mayor movimiento telúrico que otras. El RNE. E-030 diferencia tres zonas sísmicas para nuestro país con distintos factores de zonificación Z, asignando aceleración máxima a un suelo firme (de base rocosa), como una fracción de aceleración de la gravedad g. Esta aceleración corresponde al tiempo de exposición y peligro sísmico.

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla 5. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años y un amortiguamiento de 5%.

Tabla 5  
*Factores de zona*

DESCRIPCION DE ZONA		Z
4	Costa	0.45
3	Sierra	0.35
2	Selva	0.25
1	Selva	0.10

*Fuente: RNE. E-030 (2009), adaptado*

Por otro lado, existen dos factores a tomar en cuenta dentro del segundo parámetro (condiciones geotécnicas). El primero de estos se refiere a los perfiles o tipos de suelo, que se clasifican según las propiedades mecánicas, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. En consecuencia, quedan definidos; Suelos rígidos (roca), suelos intermedios y suelos flexibles, así como una cuarta categoría de estos, muy diferente a lo mencionado. Finalmente, el factor de tipos de suelos brinda la información del período esperado para cada tipo de suelo (mayor al período fundamental del perfil del suelo).

Tabla 6  
Factores del tipo de suelo

PARAMETROS DE SITIO					
FACTOR DE SUELO EN SUELO "S"					
ZONA	SUELO	S0	S1	S2	S3
	Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
	Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
	Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
	Z1	0.8	1.00	1.60	2.00
S0	ROCA DURA				
S1	ROCA O SUELO MUY RÍGIDOS				
S2	SUELOS INTERMEDIOS				
S3	SUELOS BLANDOS				

PERIODOS "Tr" "Y" "Ti"				
Perfil de suelo				
	S0	S1	S2	S3
Tr(s)	0.3	0.4	0.6	1
Ti(s)	3	2.5	2	1.6

(\*) Los valores de  $T_p$  y  $S$  serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso será menor que  $S_3$ .

Fuente: RNE. E-030 (2009), adaptado

Por último, este factor puede interpretarse como la aceleración esperada de una estructura en un suelo rígido, que se modifica al pasar por los distintos estratos del suelo hasta llegar a la cimentación de ésta. En consecuencia, este factor estima la amplificación de las solicitaciones sísmicas respecto al perfil del suelo cuya aceleración máxima esperada en la cimentación de una estructura queda expresada por el producto de  $ZS$ .

El segundo factor es el de amplificación sísmica de la aceleración como respuesta estructural respecto a la aceleración máxima esperada en la cimentación de ésta. Definida por la expresión:

$$C = 2.50 \left( \frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.50$$



De donde el producto ZS es amplificado por este factor, en función del período fundamental. Por lo que la aceleración como respuesta estructural queda definida por el producto de ZSC y el período fundamental de la estructura, se estima mediante dos análisis: El estático, que por lo general se realiza inicialmente desconocidos los parámetros del otro tipo de análisis, el dinámico.

$$T = \frac{h_n}{C_t}$$

Dónde: es la altura total de la estructura en metros y, constante que depende del tipo de estructura: Para estructuras solo con pórticos,  $C_t=35$ , para estructuras de concreto armado (pórticos con cajas de ascensores y escaleras),  $C_t=45$  y para estructuras de mampostería y muros de corte,  $C_t=60$ . Por otro lado, el período fundamental se obtiene de análisis dinámico, en donde considera las características de rigidez y distribución de masas en la estructura. Definida por la expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i D_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i D_i}}$$

Dónde:

$P_i$ , Peso del  $i$ ésimo nivel,  $D_i$ , Desplazamiento lateral relativo al suelo,  $F_i$ , Fuerza horizontal referida al  $i$ ésimo nivel,  $g$ , Aceleración de la gravedad.

Es recomendable usar los resultados del análisis dinámico para estructuras regulares en general. La norma precisa que, si el período fundamental  $T$  es mayor a 0,70 seg, una fracción de la fuerza cortante basal  $V$ , se deberá

aplicar como carga concentrada en la parte superior de la estructura ( $F_a$ ),  
Mientras que la diferencia ( $V - F_a$ ), deberá ser distribuida a cada nivel de la estructura. Las expresiones asociadas son:

$$\text{Si: } T > 10 \text{ seg, entonces } F_a = [0.070T \cdot V] \leq 0.15V; F_a = 0$$

$$F_i = \frac{P_{ixhi}}{\sum_{i=1}^n P_{ixhi}} (V - F_a)$$

El tercer parámetro es de categoría de las edificaciones o factor U. A continuación, se muestran, en una tabla extraída del RNE. E-030

Tabla 7  
Factor de uso (categoría de las edificaciones).

CATEGORIA	DESCRIPCION	U
<b>A=Edificaciones esenciales</b>	Edificaciones cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, subestaciones eléctricas, reservorios de agua, cuarteles de bomberos y policía. Además de centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1.5
<b>B=Edificaciones importantes</b>	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
<b>C=Edificaciones comunes</b>	Edificaciones cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no ocasione peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes y otros.	1
<b>D=Edificaciones menores</b>	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de altura menor a 1,5 metros, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	*

(\*) En estas edificaciones, a criterio del especialista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuada para acciones laterales.

Fuente: RNE. E-030 (2009), adaptado

Al producto se le denomina como el coeficiente sísmico elástico que brinda una importante aclaración. En consecuencia, la norma define un factor de reducción, cuya función es reducir la resistencia lateral de las estructuras a una fracción de la máxima sollicitación elástica, a cambio de garantizar un comportamiento inelástico adecuado, durante y posterior al sismo.

Tabla 8  
Sistema estructural - Factores de reducción.

SISTEMA ESTRUCTURAL	R
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momento	9.50
Otras estructuras de acero	
Arriostres excéntricas	6.50
Arriostres en cruz	6.00
Concreto armado	
Pórticos	8.00
Dual	7.00
De muros estructurales	6.00
Muros de ductilidad limitada	4.00
Albañilería armada o confinada	3.00
<b>Madera (por esfuerzos admisibles)</b>	<b>7.00</b>

Fuente: RNE. E-030 (2009), adaptado.

El RNE. E.030 concluye con análisis de edificios de forma estática o de dinámica, para el análisis estático es necesario definir la carga y/o peso de la edificación, y esta es igual a la sumatoria de la carga permanente más un porcentaje de la sobrecarga suministrada en las siguientes condiciones:

- a) En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.

- b) En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- c) En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- d) En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- e) En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga.

Finalmente, para este tipo de análisis la fuerza cortante en la base de la estructura en su dirección correspondiente, es determinada por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P, \text{ Considerando un valor mínimo de } \left(\frac{c}{r}\right) \geq 0.125$$

Por otro lado, para el diseño estructural, es común desarrollar el análisis dinámico y/o espectral, en función de los factores citados anteriormente.

Además, recomienda acoplar a éste, alguno de los criterios de combinación modal espectral, ya sea el SRSS o el CQC. Para el segundo método en particular, la norma propone emplear un factor de amortiguamiento del 5%. Este espectro elástico de pseudo-aceleraciones generará la carga sísmica de diseño, conocida como la cortante basal:

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} g$$

El espectro en dirección horizontal está dado por la Ec.12 y para el análisis de dirección vertical se tomará 2/3 del espectro de dirección horizontal.

El RNE. E-030 considera efectos de torsión suponiendo que la fuerza de cada nivel ( $F_i$ ) actúa en el centro de masa del nivel respectivo, mediante una excentricidad accidental igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la

dirección perpendicular a la dirección de análisis. Por lo que se genera momento accidental en cada nivel denominado  $M_{ti}$  calculado por la expresión:

$$M_{ti} = \pm F_i + e_i$$

En resumen, los únicos objetivos de determinar las fuerzas y momentos es la de conocer la estabilidad y los desplazamientos. Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por  $0.75R$  los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para el cálculo de  $C/R$  no se consideran los valores mínimos de  $C/R \geq 0.125$  ni el cortante mínimo en la base de 80-90 % de estructuras de análisis estático y dinámico respectivamente. El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, según el artículo 16.4 del RNE. E-030, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso indicada por la Tabla 9.

Tabla 9  
*Límite de desplazamiento lateral de entrepiso.*

MATERIAL PREDOMINANTE	( $D_i/h_{ei}$ )
<b>Concreto armado</b>	<b>0.0070</b>
<b>Acero</b>	<b>0.0100</b>
<b>Albañilería</b>	<b>0.0050</b>
<b>Madera</b>	<b>0.0100</b>

*Fuente: RNE. E-030 (2009), adaptado.*

Para el control de estabilidad se hace por efectos de segundo orden ( $P - \Delta$ ), deberán ser considerados cuando produzcan un incremento de más del 10% en las fuerzas internas. Para estimar la importancia de los efectos de segundo

orden, podrá usarse para cada nivel el siguiente cociente como índice de estabilidad.

$$Q = \frac{Ni\Delta i}{Vixhe_i xR}; \text{Consideramos: } Q > 0.10$$

### 1.3.7. Diseño de elementos estructurales de acero

#### 1.3.7.1. Diseño por factores de carga y resistencia (AISC-LRFD)

McCormac (2008) expresa que el manual AISC-LRFD en su método de diseño LRFD por factores de carga y resistencia está basado en los conceptos de estado límite de: Resistencia y servicio. El primero se basa en la seguridad o capacidad de carga de la estructura e incluye resistencia plástica de, pandeo, fractura, fatiga, volteo y otros, y el segundo se refiere al comportamiento de la estructura bajo cargas normales de servicio y tiene que ver con el uso y ocupación, tales como deflexión excesiva, deslizamiento, vibración y agrietamiento. La estructura no solo debe ser capaz de resistir las cargas de diseño sino también las de servicio. LRFD se concentra en requisitos muy específicos relativos a los estados límite de resistencia y permiten cierta libertad en el área de servicio. En el método LRFD, las cargas de trabajo o servicio, se multiplican por factores de carga o de seguridad ( $Y_i \geq 1.0$ ), obteniéndose las cargas factorizadas, y que la estructura proporcione resistencia última para resistir la carga factorizada igual a la resistencia teórica o nominal  $R_n$  del miembro estructural multiplicada por un factor de resistencia ( $\phi \leq 1.0$ ). Con este factor, se intenta tomar en cuenta las incertidumbres relativas a resistencia de los materiales, dimensiones y mano de obra y otros, formulado por la siguiente relación:

$$\sum Y_i Q_i \leq \phi R_n$$

✓ **Factores de carga o combinación de cargas**

McCormac (2008) expresa que el propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas, muertas y accidentales durante la vida útil de la estructura. La resistencia requerida del elemento estructural y conexiones es determinada para una adecuada combinación crítica de las cargas factorizadas.

Tabla 10  
Factores de carga según E-090 y las especificaciones AISC-LRFD.

Factores de carga según AISC-LRFD y E-090	Descripción del tipo de carga
$U=1.40D$ $U=1.20D+1.60L+0.50(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$ $U=1.20D+1.60L(L_r \text{ o } S \text{ o } R+0.50(L_r \text{ o } 0.8W))$ $U=1.20D+1.30W+0.50L+0.50(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$ $U=1.20D\pm 1.00E+0.50L+0.20S$	D = Carga muerta o peso propio. L = Carga viva, mobiliario y ocupantes. L <sub>r</sub> = Carga viva en las azoteas. R = Carga por lluvia o granizo. W = Carga de viento, S = Cargas de nieve. E = Carga de sismo, E-030
<b><math>U=0.90D\pm(1.30W+1.00E)</math></b>	

Fuente: RNE. E-090 (2009), adaptado

(\*) En las combinaciones de 3, 4 y 5 el factor de carga para L debe considerarse igual a 1.0 en el caso de estacionamientos, auditorios y todo lugar donde la carga viva sea mayor a 4800 Pa, y en las combinaciones 2 y 3 del método LRFD, se debe tener en cuenta del impacto si es que hubiera (capítulo 1.4.2 de E-090).

✓ **Factores de resistencia**

Según McCormac (2008) para estimar con precisión la resistencia última de una estructura, es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tiene en, la resistencia de los materiales, dimensiones, y la mano de obra, como: La

resistencia de materiales debido al flujo plástico, a la corrosión y la fatiga; métodos de análisis por criterio de estructuración; fenómenos naturales (sismos y tornados); proceso constructivo y el montaje; estimación de cargas muertas vs cargas vivas; presencia de esfuerzos residuales por concentración de esfuerzo y variación de sección transversal.

Tabla 11  
*Factores de resistencia Característicos (AISC-LRFD)*

Factor $\phi$	Descripción del miembro o conector definido por AISC-LRFD
1.00	Aplastamiento en áreas proyectadas de pasadores, fluencia local del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en juntas tipo fricción.
0.90	Vigas sometidas a flexión, corte, filete de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de soldadura, soldadura de ranura en el metal base, fluencia de la sección total de miembros a tensión.
0.85	Columnas sometidas a compresión axial, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros.
0.80	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.
0.75	Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muescas, fractura en la sección neta de miembros a tensión.
0.65	Aplastamiento en tornillos (que no sean del tipo A307).
0.60	Aplastamiento en tornillos A307, aplastamiento en cimentaciones de concreto.

*Fuente: McCormac (2008) - Diseño de estructuras de acero Método LRFD*

✓ **Especificaciones AISC para edificios de acero en zonas sísmicas.**

De acuerdo a las provisiones sísmicas AISC 2005.

Para construcciones con pórticos de momento

- Pórticos ordinarios de momentos (OMF): construcción en zonas no sísmicas,  $R=3.5$ .



- Pórticos especiales de momentos (SMF): construcción en zonas sísmicas donde se procura obtener la mejor ductilidad posible mediante cuidados en las conexiones,  $R=8$
- Pórticos intermedios de momentos (IMF): construcción en zonas sísmicas donde se procura solamente cumplir con algunos requisitos del buen diseño de elementos,  $R=4.5$ .
- Para construcción con arriostradas verticalmente
- Pórticos ordinarios arriostrados con conexiones concéntricas (OCBF): Construcciones en zonas no sísmicas,  $R=3.25$ .
- Pórticos especiales arriostrados con conexiones concéntricas (SCBF): construcción en zonas sísmicas,  $R=6$ .

El tratamiento que se da a estas categorías en el diseño está reflejado en el valor que se considera al tratar la fuerza sísmica y sus factores de reducción  $R$ , siendo mayores para los pórticos especiales, pero al mismo tiempo se incluyen cuidados en la selección de elementos y consideraciones especiales en sus conexiones y/o elementos específicos en cada sistema estructural.

### **1.3.7.2. Diseño de elementos a tensión**

Jiménez (2011) indica que el diseño por tensión no presenta problemas de pandeo ni estabilidad interna solo se necesita calcular la fuerza factorizada que debe tomar el miembro y dividirla entre un esfuerzo de diseño para obtener el área de la sección transversal necesaria, logrando la máxima capacidad en su resistencia de acero, sin embargo, el diseño de conexiones es muy importante. Para asegurar un buen comportamiento del miembro en tensión en sus

conexiones se debe tener cuidado con: las áreas netas y cadenas de falla en agujeros, áreas netas efectivas y bloques de corte por misma razón de que estos elementos son aplicadas en armaduras, puentes, techos, torres de antenas y de líneas de transmisión y en arriostramientos de edificios (con el objetivo de disminuir los efectos de flexión en vigas y esbeltez de columnas).

### **Diseño por resistencia de miembros a tensión**

McCormac (2008) indica que la resistencia de miembros de acero en tracción está definida por el estado límite, estos son: estados límites de fluencia de sección bruta y de fractura en la sección efectiva de las conexiones. El manual AISC-LRFD, especifica que la resistencia de diseño de un elemento a tensión ( ), será el menor de los valores indicadas en las ecuaciones 15 y 16, porque en miembros dúctiles de acero, sin agujeros sometidos a una carga de tensión puede resistir sin fracturarse a una carga mayor del producto del área de sección bruta y el esfuerzo de fluencia de acero gracias al endurecimiento por deformación pero sin embargo con agujeros para tornillos este puede fallar por fractura en la sección neta que pasa por los agujeros resultando esta carga más pequeña que la requerida para plastificar la sección bruta alejada de los agujeros.

#### ✓ **Fluencia**

Para el estado límite de fluencia en el área total de la sección,  $A_g$ , fuera de las conexiones.

$$P_u = \phi_t F_y x A_g \leftrightarrow \text{donde } \phi_t = 0.9$$

### ✓ **Fractura**

Para el estado límite de fractura en la sección neta efectiva, en la zona de las conexiones de agujeros de tornillos o remaches tal como se detalla en la figura 39.

Donde  $F_y$  es el esfuerzo de tensión mínimo especificado y es el área neta efectiva que resiste la tensión en la sección a través de los agujeros y en el caso especial para varillas y barras redondas el área neta efectiva es remplazada por  $A_d$  (área total de la varilla con base en el diámetro exterior de la rosca).

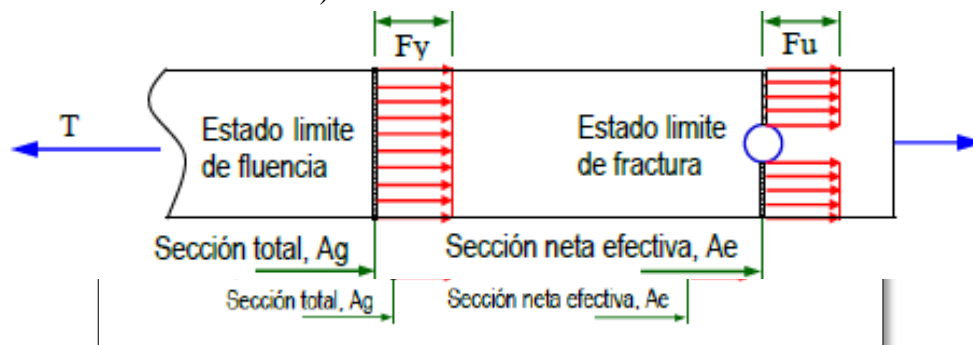


Figura 31: Estados límites de fluencia y de fractura

Fuente: Luis F. Zapata Baglieto (2004) – Diseño estructural en acero

### **Calculo de áreas netas**

Jiménez (2011), lo define como el área bruta de la sección transversal menos el área de las ranuras, muescas o agujeros. Al considerar el área de los agujeros, es necesario restar un área un poco mayor que la nominal del agujero. Para tornillos de alta resistencia, es necesario incrementar el diámetro del tornillo en un octavo de pulgada, el área que se resta por agujeros es igual al área de los agujeros por el espesor del metal. Cuando se tiene más de una hilera de agujeros para tornillos en un miembro, a veces es conveniente escalonar los agujeros a fin

de tener el máximo de área neta en cualquier sección para resistir la carga. Para determinar el ancho neto del elemento ( $W_n$ ) con agujeros alternados, se considera el ancho total del elemento ( $W$ ) sin tomar en cuenta la línea a lo largo donde pueda ocurrir la falla, restar el diámetro de los agujeros a lo largo de la sección considerada y añadiendo por cada diagonal una cantidad  $\left(\frac{s^2}{4g}\right)$ . Si "S" es el espaciamiento longitudinal o paso entre dos agujeros cualesquiera y "g" es el espaciamiento o gramil de dichos agujeros.

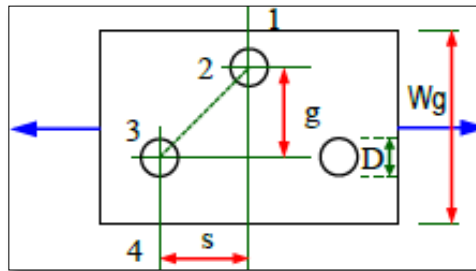


Figura 32: Agujeros alternados en conexiones sometidas a tracción.

Fuente: Cristóbal Jiménez Mucho (2011) – Tesis: Análisis y diseño alternativo en acero estructural del Palacio Municipal del distrito de Santa Rosa de Melgar.

Por la concentración de esfuerzos cortantes en vecindad de una conexión en elementos sometidos a tensión, se presenta una reducción de la resistencia por tensión. Si el flujo de esfuerzos de tensión entre la sección transversal del miembro principal y la del miembro más pequeño conectada a él, no es 100% efectiva. AISC-LRFD estipula que el área neta efectiva, de dicho miembro se determina multiplicando su área neta (si está atornillada o remachada) o su área total (si está soldada) por un factor de reducción. Este factor toma en cuenta la distribución no uniforme del esfuerzo de tensión.

### **Elementos atornillados o remachados (CAR)**

Según Jiménez (2011) si la fuerza se transmite por medio de tornillos o remaches a través de algunos, pero no de todos los elementos de la sección, el área neta efectiva se determina con:

$$Ae = UxAn$$

$$U = 1 - \frac{x}{l} \leq 0.90 \dots Ec 18$$

Dónde: x, excentricidad de la conexión, L, longitud de conexión en dirección de la fuerza y coeficiente de reducción U definido por la expresión de la Ec. 18 o se toma valores facilitadas:

- a)  $U = 0.90$  En los perfiles W, M, S con anchos de patín no menores que  $\frac{2}{3}$  de sus peraltes y Tees estructurales cortadas de esos perfiles, siempre que la conexión sea por los patines. Las conexiones CAR deben tener no menos de tres conectores por hilera en la dirección de la fuerza.
- b)  $U = 0.85$  En los perfiles W, M, S que no cumpla con requisitos anteriores del inciso a.
- c)  $U = 0.75$  en todos los miembros de conexiones CAR con sólo dos conectores por hilera en la dirección de la fuerza.

### **Elementos soldados (CSL)**

Según Jiménez (2011) si la carga se transmite por medio de soldadura a través de algunos, pero no de todos los elementos de la sección, el área neta efectiva es el producto del coeficiente de reducción por el área total del miembro, y valor de U es lo mismo de CAR, sin tomar en cuenta la especificación relativa al número de conectores:  $Ae = UxAg \dots \dots \dots$  . (Ec19)

Por otro lado, si la carga se transmite por medio de soldadura transversal a algunos, pero no de todos los elementos con perfiles W, M, S y Tees estructurales cortadas de esos perfiles, el área neta efectiva será igual al área de las partes conectadas directamente. Finalmente si la carga se transmite por medio de soldadura longitudinal a lo largo de esta, la cual no podrá ser menor al ancho de las placas o barras, el área neta efectiva será igual  $UxAg$ . Si:  $L$  es la longitud del cordón de soldadura y  $W$  es el ancho de la placa (distancia entre cordones), y valor de  $U$  se calcula de las siguientes relaciones.

$$U = 1.00 \text{ si } L \geq 2W$$

$$U = 0.87 \text{ si } 2w > L \geq 1.5W$$

$$U = 0.75 \text{ si } 1.5 w > L \geq w$$

### **Diseño de elementos a compresión**

Según McCormac (2008) una columna es un miembro que soporta una carga de compresión axial. Esta carga puede ser concéntrica, es decir, aplicada a lo largo del eje centroidal, o excéntrica, cuando la carga es aplicada paralelamente al eje del miembro centroidal, pero a cierta distancia del mismo.

Las diferencias de miembros sometidos a tensión y a compresión son: (1) Las cargas de tensión tienden a mantener rectos o soportan las cargas sin problemas de pandeo, mientras que las de compresión tienden a flexionarse hacia fuera del plano de las cargas (pandeo). (2) La presencia de agujeros para tornillos en la sección transversal de miembros a tensión, reduce el área efectiva para resistir las fuerzas, mientras en el caso de miembros a compresión (los tornillos,

remaches y pernos) llenan los agujeros apoyándose en ellas a pesar la holgura que existe, se considera área total disponible para resistir las cargas.

La resistencia a la carga aplicada depende de la longitud efectiva del miembro, así como de la forma de su sección transversal, y la longitud efectiva depende a su vez, de los tipos de conexiones y del desplazamiento relativo de sus nudos.

Los miembros en compresión sufren pandeos al crecer la carga axial de compresión, los pandeos se presenta cuando se alcanza una carga crítica denominada carga de pandeo y se debe a: Excesiva flexión alrededor de uno de los ejes de su sección transversal llamado eje crítico; denominado “pandeo flexional” o pandeo de Euler, rotación alrededor del centro de corte de su sección transversal; denominado “pandeo torsional”, excesiva flexión combinada con rotación; denominado “pandeo flexo-torsional”, pandeo local ocurre cuando alguna parte de la sección transversal de una columna es tan delgada, es decir que se pandea localmente en compresión por efectos de deformaciones excesivas.

### **Ecuación de Euler**

McCormac (2008) indica que la base de la teoría de las columnas es la fórmula de Euler, que fue publicada en 1757 por Leonard Euler, basada en la teoría

elástica  $EI \left( \frac{d^2y}{dx^2} \right) = M$ . La fórmula de Euler es válida solo para columnas largas

o esbeltas que también es denominado pandeo elástico flexional de Euler

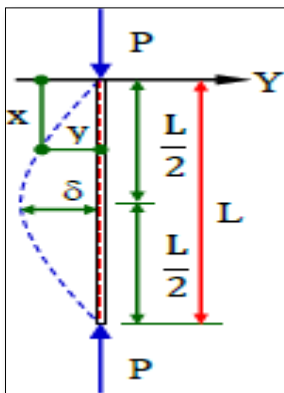


Figura 33. Representación típica del comportamiento de una columna por Euler

Fuente: Cristóbal Jiménez Mucho (2011) – Tesis: Análisis y diseño alternativo en acero estructural del Palacio Municipal del distrito de Santa Rosa de Melgar.

Para que una columna se pandee elásticamente, deberá ser larga y esbelta, y su carga de pandeo P es calculado con la fórmula de Euler.

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Dónde: P es la carga crítica de pandeo elástico o carga crítica de Euler, E, módulo de elasticidad del material, I, momento de inercia de la sección transversal y L, longitud del miembro.

De la ecuación de Euler se concluye que: L se tomará como la distancia entre los puntos de inflexión elástica, donde el momento de flexión vale cero, considerado como la longitud efectiva de la columna. El radio de giro es ( $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ ), resolviendo esta ecuación podemos decir que el momento de inercia ( $I = Ar^2$ ), sustituyendo este valor en la Ec 20, se obtiene el esfuerzo crítico de pandeo elástico o de Euler ( $\sigma = \frac{P}{A}$ ), designado con en el las especificaciones de AISC-LRFD.

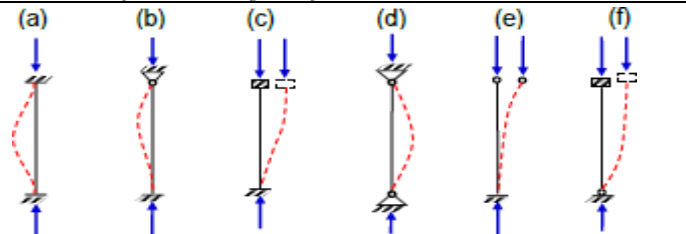



$$\left( \sigma = \frac{\pi E^2}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} = Fe \right)$$

### Longitud efectiva

Según McCormac (2008) es la distancia entre puntos de momento nulo en una columna o la distancia entre puntos de inflexión, en las especificaciones de AISC-LRFD, la longitud efectiva de una columna se denomina KL, donde K es el factor de longitud efectiva, número por el que se debe multiplicar la longitud de la columna para obtener la longitud efectiva de la columna. El valor de K depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y a su resistencia al movimiento lateral.

Tabla 12  
Valores de K para columnas aisladas o factor de longitud efectiva de columnas.

Las líneas interrumpidas muestran la forma pandeada de la columna						
	Valor K teórico	0.50	0.70	1.00	1.00	2.00
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales	0.65	0.80	1.20	1.00	2.10	2.00
Símbolos para las condiciones de extremo						
	Rotación y traslación impedidas					
	Rotación libre y traslación impedida					
	Rotación impedida y traslación libre					
Rotación y traslación libres						

Fuente: McCormac (2008) - Diseño de estructuras de acero Método LRFD.

El concepto de longitud efectiva es un artificio matemático para remplazar una columna con cualquier condición en sus extremos por una columna equivalente con sus extremos articulados, a fin de aplicar la ecuación de Euler.

Sin embargo, para pórticos continuos, no es recomendable usar los valores de dados en la tabla N° 12. Para estos casos, es posible obtener con base en un análisis matemático o utilizando los nomogramas para determinar las longitudes efectivas de pórticos continuos, de donde es:

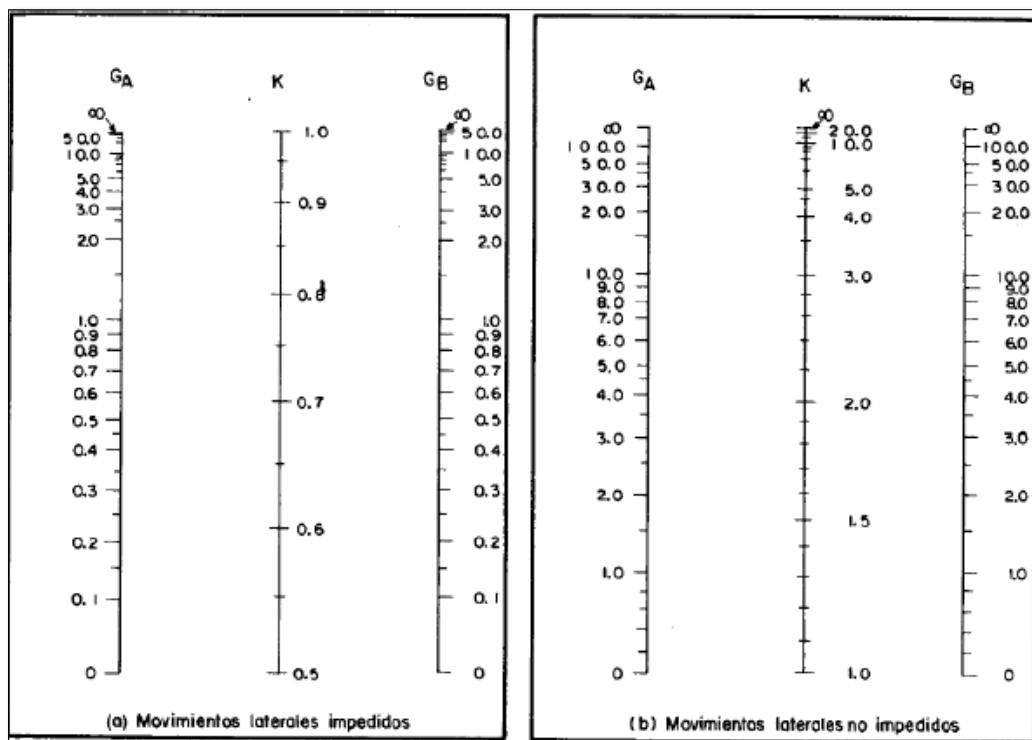


Figura 34.: Monogramas de longitud efectiva de columnas en pórticos continuos.

Fuente: Manual of Steel Construction (2005), AISC-LRFD

Las recomendaciones para el uso de nomogramas en diferentes tipos de conexiones o restricciones.

- a) Para la base de una columna conectada en la zapata por medio de una articulación sin fricción “apoyos articulados”, es teóricamente infinita, pero

debe tomarse igual a 10 en el diseño práctico. Si la base de la columna esta rígidamente unida a una zapata apropiada “apoyos empotrados”, tiene a un valor teórico de cero, pero debe tomarse igual a 1.00.

- b) Incrementar la longitud efectiva de las vigas en función de las condiciones de apoyo que tengan. El incremento de las longitudes de las vigas se puede calcular usando los valores de K la tabla anterior, en los cuales  $k > 10$ . Por otro lado, existen expresiones analíticas para calcular k.

- **Columnas arriostradas o Pórticos sin desplazamiento lateral**

En pórticos arriostrados la estabilidad es controlado por elementos de arriostre por lo que la longitud efectiva será menor o igual a la longitud real,  $K \leq 1.00$ , determinado por las expresiones:

$$K = 0.7 + 0.05(GA + GB) \leq 1.0$$

$$K = 0.85 + 0.05G_{min} \leq 1.0$$

- **Columnas no arriostradas o Pórticos con desplazamiento lateral**

La estabilidad del pórtico depende de la rigidez flexionante de la viga, columnas y nudos de donde la longitud de pandeo de las columnas será mayor que la longitud real,  $K \leq 1.00$ , determinado por las expresiones.

$$\text{Si } G_{promedio} < 2.0 \rightarrow k = \left[ \frac{20 - G_{promedio}}{20} \right] \sqrt{1 + G_{promedio}}$$

$$\text{Si } G_{promedio} \geq 2.0 \rightarrow k = 0.9 \sqrt{1 + G_{promedio}}$$

$$\text{Si } G_{promedio} = \frac{GA + GB}{2}$$

### 1.3.8. Tipos de columnas

McCormac (2008) indica que una columna sujeta a compresión axial se acortará en la dirección de la carga. Si la carga se incrementa hasta que dicho miembro se pandee, el acortamiento cesará y la columna se flexionará lateralmente torciéndose en una dirección perpendicular a su eje longitudinal.

La resistencia de una columna y la manera como falla, dependen en gran medida de su longitud efectiva. Mientras mayor sea la relación de esbeltez de un miembro, menor será la carga que pueda soportar y disminuye su esfuerzo de pandeo, es decir la relación de esbeltez mide la tendencia de una columna a pandearse. Si la relación de esbeltez excede de cierto valor, el esfuerzo de pandeo será menor al límite proporcional del acero. Las columnas en este intervalo fallan inelásticamente. Además, se pueden clasificar en tres tipos: columnas cortas, intermedias y largas o esbeltas. Las columnas cortas fallan por aplastamiento, las columnas largas fallan por pandeo y las columnas intermedias fallan en combinación de pandeo y aplastamiento.

#### Diseño de las columnas

El manual AISC-LRFD (2005) define, la resistencia de diseño para pandeo por flexión en miembros a compresión como:  $P_u = \phi_c P_n$ , donde,  $\phi_c = 0.85$ , (factor de resistencia a compresión), y la resistencia nominal  $P_n = A_g F_{cr}$ , donde  $F_{cr}$ , esfuerzo unitario de pandeo elástico. Asimismo, proporciona fórmulas para columnas largas con pandeo inelástico y una fórmula parabólica para las columnas cortas e intermedias, con los cuales se determinará el esfuerzo crítico de pandeo  $F_{cr}$ .

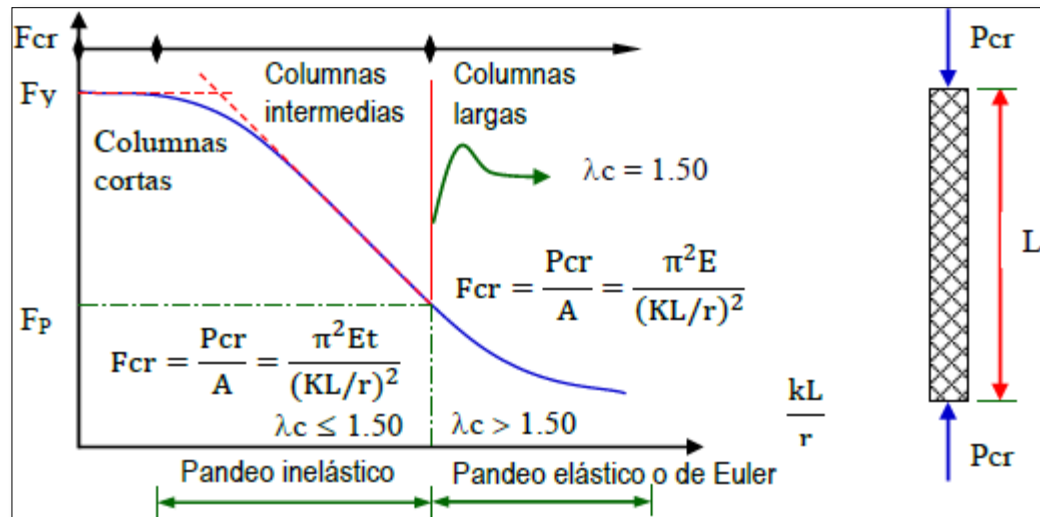


Figura 35. Tipo de fallas en columnas sometidas a fuerza axial de compresión

Fuente: Cristóbal Jiménez Mucho (2011) – Tesis: Análisis y diseño alternativo en acero estructural del Palacio Municipal del distrito de Santa Rosa de Melgar.

El manual AISC-LRFD recomienda las siguientes expresiones:

$$\text{Si } \gamma_c \leq 1.50 \rightarrow F_{cr} = [0.6580.658^{\gamma_c^2}] F_y (\text{pandeo inelástico})$$

$$\text{Si } \gamma_c > 1.50 \rightarrow F_{cr} = [0.877/\gamma_c^2] F_y (\text{pandeo inelástico})$$

Donde:

$$\gamma_c = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

Sin embargo el manual AISC-LRFD introduce un factor de reducción " $\phi$ " para considerar el caso en que haya espesores delgados en los elementos de la sección. (Cuando las relaciones ancho-espesor de las placas constituyentes de la sección son grandes). Este factor sirve para controlar el pandeo local de los elementos de la sección de columna que pandea en el rango inelástico. Para placas gruesas  $\phi \geq 1.0$  y para placas delgadas  $\phi \geq 1.0$ . Además, este no influye en el rango elástico por lo que no es modificada la Ec. 28.

$$\text{Si: } \gamma_c \sqrt{\varphi} \leq 1.50 \rightarrow F_{cr} = 0.658^{\varphi \gamma_c^2} \varphi F_y$$

Finalmente, en diseño de elementos a compresión será multiplicada por factor de reducción de rigidez (FRR) debido a que los nomogramas fueron elaborados bajo criterios de condiciones ideales o elásticas y la realidad dista mucho de estas condiciones por lo que las columnas fallan en el intervalo inelástico, obteniéndose  $k$  muy conservadores. Por lo que debe corregirse de acuerdo a los siguientes criterios. En el intervalo elástico, la rigidez de la columna es proporcional a  $E \times I$ , mientras que en el intervalo inelástico la rigidez es más bien proporcional a  $E t x_i$ ,  $E t$ , modulo reducido.

### 1.3.9. Diseño de elementos a flexión

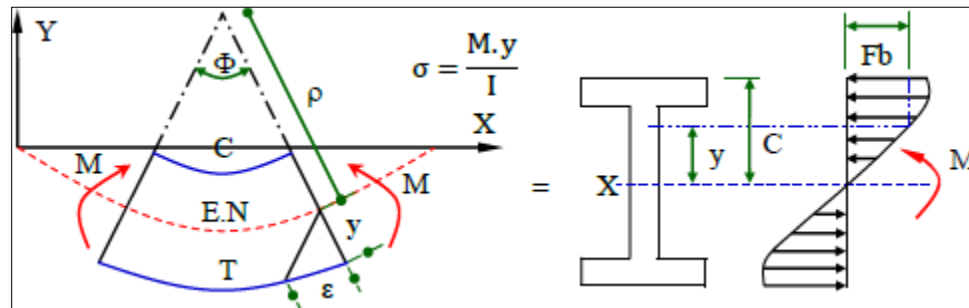
McCormac (2008) expresa que las vigas o miembros en flexión son elementos estructurales que soportan cargas transversales a su eje longitudinal. Entre los tipos de vigas están: viguetas, dinteles, largueros y vigas de piso o trabes y otros. El término trabe denota una viga grande a la que se conectan otras vigas de menor tamaño, conocido como viga principal en edificaciones y trabes armas o trabes de planchas en puentes o para claros considerables

Los perfiles son por lo general, las secciones más económicas para vigas y tienen una mayor cantidad de acero conectados en sus patines que las vigas, por lo que posee mayor momento de inercia (teorema de Steiner) y momentos resistentes para un mismo peso, además de que son relativamente anchos y tienen una rigidez lateral considerable. También se usan canales como largueros en cubiertas aligeradas y cuando los claros que tiene que cubrir no son muy grandes. Otro tipo de vigas utilizada comúnmente para soportar losas de piso y techo son las armaduras ligeras

de cuerdas paralelas (Joist beam) Resulta muy económica para grandes claros y cargas ligeras.

### Comportamiento de vigas a flexión

Como se sabe por mecánica de materiales que el comportamiento de una viga está sujeta a momento flector y al esfuerzo cortante dando lugar a las deformaciones de una viga en sus diferentes puntos de comportamiento como es el caso de la figura 37.



*Figura 36. Representación típica del comportamiento real de una viga Fuente: Cristóbal Jiménez Mucho (2011) – Tesis: Análisis y diseño alternativo en acero estructural del Palacio Municipal del distrito de Santa Rosa de Melgar.*

### Esfuerzo de flexión o diseño elástico

McCormac (2008) indica que el esfuerzo de flexión en una viga está sujeta a momento flexionante, el esfuerzo en cualquier punto de la sección transversal se puede calcular con la expresión ( $f_b = \frac{M \cdot y}{I}$ ); esta expresión es aplicable cuando el esfuerzo máximo calculado es menor al límite elástico. El momento de fluencia de una sección transversal se define como el momento para el cual empiezan a fluir las fibras extremas de la sección y es igual al esfuerzo de fluencia por el módulo de sección elástica ( $M_y = S \cdot F_y$ );

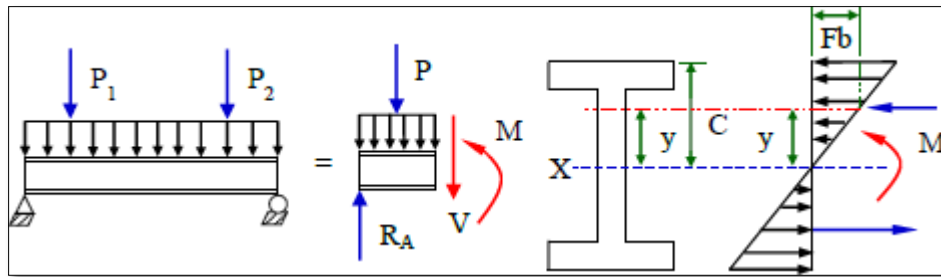


Figura 37. Diagrama de esfuerzo cortante de un miembro a flexión.

Fuente: Cristóbal Jiménez Mucho (2011) – Tesis: Análisis y diseño alternativo en acero estructural del Palacio Municipal del distrito de Santa Rosa de Melgar.

El diagrama mostrado en la figura 40, asume una hipótesis básica de la teoría elástica; el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria es decir que el esfuerzo es lineal debido a que las cargas son pequeñas, pero en la vida real no ocurre esto. Por lo que es incrementado la carga progresivamente en acero dúctil más allá del momento de fluencia, proporcionando momentos adicionales por las fibras más cercanas al eje neutro para mantener en estado de fluencia de donde el módulo de sección elástica alrededor del eje mayor, es  $(S = \frac{I}{C})$ , y el esfuerzo máximo de flexión se obtendrá con la expresión.

$$F_{max} = \frac{Mxc}{I} = \frac{M}{I/C} \rightarrow f_{max} = \frac{M}{C} \rightarrow S = \frac{I}{C}$$

Dónde: C, distancia perpendicular del eje neutro a la fibra extrema, S es el módulo de sección elástico, para secciones simétricas se debe centrar con  $d/2$  valores para las fibras superiores e inferior; en los que debe cumplir  $(Fb \leq Fy)$  y  $(Mn \leq My)$ .

### Momento plástico

McCormac (2008) indica que el momento plástico es el momento que producirá una plastificación completa en una sección transversal del miembro creándose ahí mismo



una articulación plástica, es decir cuando la fibra superior e inferior de distribución de esfuerzos ha alcanzado la etapa de distribución plástica, se dice que se ha formado una articulación plástica, ya que no puede resistir en esta sección ningún momento adicional. Cualquier momento adicional aplicado en la sección causaría una rotación en la viga con un pequeño incremento del esfuerzo, definida por la expresión.

$$Mn = Mp = (S \cdot Fy \cdot ydA) = Z \cdot Fy \rightarrow \begin{cases} Mp = Z \cdot Fy \\ My = S \cdot Fy \end{cases}$$

Dónde:  $(Z = S \cdot ydA)$ , Módulo de sección plástico. La relación del momento plástico  $Mp$  al momento elástico o de fluencia  $My$  se denomina factor de forma  $(\frac{Mp}{My} = \frac{Z}{S} = f)$ , estos factores pueden ser igual a 1.50 para secciones rectangulares y varía de 1.10 a 1.20 para secciones w (perfil laminado estándar). Para alcanzar  $Mp$  se requiere gran rotación concibiendo las rotulas plásticas los que serán estudiadas a partir de distribución de esfuerzos de compresión y de tensión tal como se muestra en la figura 39.

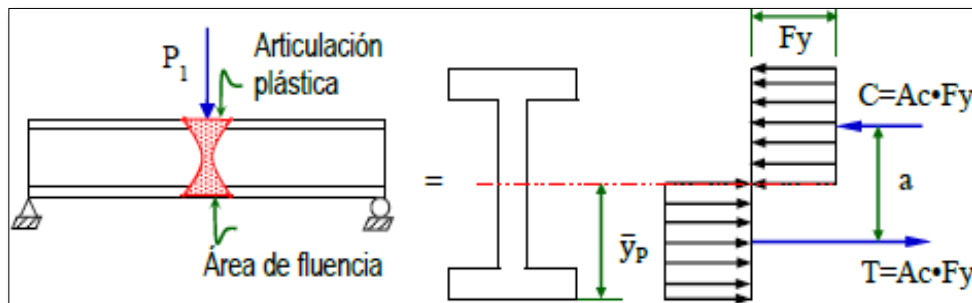


Figura 38. Articulación plástica en una viga por la presencia de la carga concentrada.

Fuente: Cristóbal Jiménez Mucho (2011) – Tesis: Análisis y diseño alternativo en acero estructural del Palacio Municipal del distrito de Santa Rosa de Melgar.

Si: son los áreas de compresión y de tensión de la sección transversal, y por equilibrio de esfuerzos se deduce:  $\sum Fc = \sum Ft \rightarrow Ac \cdot Fy = At \cdot Fy$  entonces  $Ac = At$ , y el eje neutro plástico  $Yp$  divide a dos secciones transversales iguales en perfiles

simétricos respecto al eje de flexión, los ejes neutros elástico y plástico  $M_p$  es el mismo, el momento plástico es el par resistente formado por las dos fuerzas iguales y opuestas.

$$M_p = [Fy(At)a] = Fy(At)a \rightarrow M_p = Fy \left(\frac{A}{2}\right) a = ZFy$$

Dónde: A es el Área total de la sección, a es la distancia entre los centroides de las dos medias áreas (C y T).

### Diseño de vigas por momentos (AISC-LRFD)

Zapata (2004) expresa que en diseño de vigas, con secciones compactas para diferentes condiciones de soporte lateral en los patines a compresión. Primero se supondrá, que las vigas tienen soporte lateral continuo en sus patines a compresión pandeándose plásticamente, posteriormente se incrementará la separación entre soportes laterales a intervalos cortos pandeándose inelásticamente y finalmente se supondrá, que las vigas están soportadas a intervalos cada vez más grandes o sin soporte lateral pandeándose elásticamente, figura, muestra una curva típica de momentos de pandeo en función de la longitud del soporte lateral.

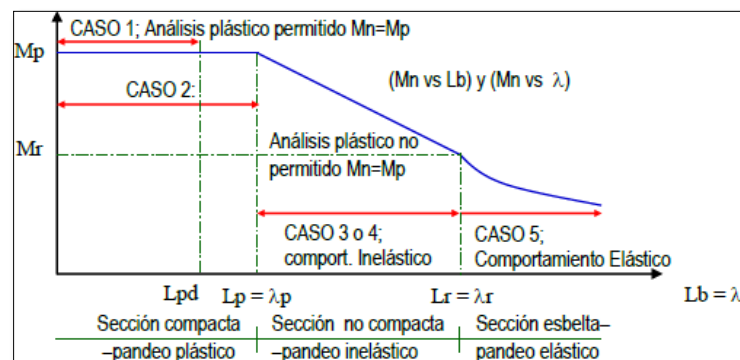


Figura 39. Momento  $M_n$  en función de  $L_b$  sin apoyo lateral del patín a compresión.

Fuente: Luis F. Zapata Baglieto (2004) – Diseño estructural en acero.

El manual AISC-LRFD (2005) define, la resistencia de diseño a flexión por el estado límite de fluencia (para vigas compactas con o sin arriostre lateral o no compactos), es decir el momento último es igual a  $(Mu \leq \phi_b \cdot Mn)$ , donde,  $\phi_b = 0.90$  (factor de resistencia de flexión),  $Mn = Mp \leq 1.20 \cdot My \rightarrow Zx \cdot Fy \leq 1.20 \cdot Sx \cdot Fy$  ((resistencia nominal en flexión) y  $Mu$  resistencia para el diseño a flexión.

A continuación, se describe los cinco casos de la figura 42, la resistencia nominal en función de sus tres intervalos de pandeo y la longitud de soporte lateral, para la resistencia el pandeo lateral-torsional y el pandeo local

**Caso 1:** Cuando se alcanza  $M_p$  con largas deformaciones en las rotulas plásticas ( $R > 3.0$ ), la sección debe ser compacta es decir que las relaciones ancho-espesor del ala ( $bf/2tf$ ) y del alma ( $hc/tw$ ), no deben exceder ( $\lambda_p$  ( $\lambda \leq \lambda_p$ )); siendo aplicable al diseño plástico en acero.

$$L_{pd} = \frac{3600 + 2200 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)}{F_y(ksi)} r_y$$

**Caso 2:** Cuando se alcanza el momento plástico ( $M_n = M_p$ ) ( ) pero con relativamente pequeña rotación in pandeo lateral-torsional (PLT). La sección debe ser compacta para prevenir el pandeo local, es decir  $\left( \frac{bf}{2tf} \right)$  y  $\left( \frac{hc}{tw} \right) \leq \lambda_p$ . Asimismo  $L_b \leq L_p$  cuando  $C_b = 1.00$ .

$$M_n = M_p \leq 1.20 M_y \rightarrow Z F_y \leq 1.20 S F_y \rightarrow L_p = \frac{3000 r_y}{\sqrt{F_y(ksi)}}$$

**Caso 3:** Cuando el pandeo lateral-torsional de secciones compactas puede ocurrir en el rango inelástico

( $M_p > M_n \geq M_r$ ), No debe existir posibilidad de pandeo local, es decir  $\lambda \leq \lambda_p$ , entonces la resistencia nominal en flexión es:  $M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$

Dónde:  $M_r = S_x \cdot (F_y - F_r)$ , (momento del pandeo limite),  $F_r$ , esfuerzo residual en compresión del patín,  $L_b$ , longitud sin soporte o arriostre lateral del patín en compresión, para prevenir la torsión de la sección recta. La longitud  $L_r$  se obtiene igualando  $M_r$  a  $M_{cr}$  (frontera de comportamiento elástico e inelástico) dada por la expresión.

$$L_r = \frac{r_{yx} x_1}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 (F_y - F_r)^2}} \rightarrow \begin{cases} x_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} \\ x_2 = \frac{4 c_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{G J} \right)^2 \end{cases}$$

Dónde:  $E$ , módulo de elasticidad del acero, módulo de elasticidad al corte ( $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ ), constante de torsión  $J = \left[ \frac{1}{a} - 0.21 \frac{b}{a} \left( 1 - \frac{b^4}{12h^4} \right) \right]^3 h$ , para secciones circulares macizas o huecas es igual a su momento de inercia polar, constante de alabeo  $C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4}$  de perfiles tipo W, esfuerzo de compresión residual en el patín  $F_r$  (10.0 ksi y 16.5 ksi en perfiles laminados y soldados respectivamente).

**Caso 4:** Estado limite general cuando la resistencia nominal de momento ocurre en el rango inelástico ( $M_p > M_n \geq M_r$ ). AISC-LRFD da ecuaciones de resistencia nominal:

Para el estado límite de pandeo local del alma  $\left(\lambda_p < \frac{h_c}{t_w} < \lambda_r\right)$  y *del patín*  $\left(\lambda_p < \frac{b_f}{2t_f} < \lambda_r\right)$ .

**Casos 5:** Estado límite general donde la resistencia nominal iguala la resistencia del pandeo elástico  $M_{cr}: (M_n = M_{cr} = S_x \cdot F_{cr} \leq M_p)$ ,  $L_b > L_r$  o cuando el pandeo local de ala y alma no exceden , y para secciones con simetría doble y canales.

### Secciones compuestas

Según Zapata (2004) es aquella con un perfil lo suficientemente fuerte para que sea capaz de desarrollar una distribución total de esfuerzos plásticos antes de pandearse. El término plástico significa que en todas las secciones tiene presente el esfuerzo de fluencia. Para que un elemento se clasifique como compacto, sus patines deben estar conectados en el alma o almas en forma continua y la relación ancho-espesor de sus elementos a compresión deben ser menores que  $\lambda_p$ .

### Sección no compacta

Es aquella en la que el esfuerzo de fluencia puede alcanzarse en algunos, pero no en todos sus elementos a compresión antes de que ocurra el pandeo, no es capaz de alcanzar una distribución plástica de esfuerzos total. La sección no compacta son aquellas con relación ancho-espesor mayores que, pero menores que  $\lambda_r$ .

### Elementos esbeltos a compresión

Estos elementos tienen relaciones ancho-espesor mayor que y se pandearán elásticamente antes de que se alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier parte de la sección. Para estos elementos es necesario considerar resistencias al pandeo elástico.

Descripción de los elementos		Relaciones Limite Ancho - espesor		
		$\lambda$	$\lambda_p$ Compacta	$\lambda_p$ No Compacta
Patines de cajones rectangulares o cuadrados y secciones estructurales huecas con espesor uniforme sujetos a flexión o compresión; patines de cubre placas y placas diafragma entre líneas de sujetadores o soldadura.		$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{190}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{238}{\sqrt{F_y}}$
Anchos de cubre placas sin soporte perforados con una sucesión de agujeros de acceso [b].		$\frac{b_f}{2t_f}$	NA	$\frac{317}{\sqrt{F_y}}$
Almas en Flexo-compresión [a].		$\frac{h_c}{t_w}$	$\frac{640}{\sqrt{F_y}} [C]$	$\frac{970}{\sqrt{F_y}} [g]$
Almas en flexión y compresión axial combinados	$\frac{h_c}{t_w}$	Si: $\frac{P_u}{\phi_b P_y} \leq \frac{1}{8} \rightarrow \frac{640}{\sqrt{F_y}} \left[ 1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_b P_y} \right] [C]$		$\frac{970}{\sqrt{F_y}} \left[ 1 - \frac{0.74 P_u}{\phi_b P_y} \right] [g]$
		Si: $\frac{P_u}{\phi_b P_y} > \frac{1}{8} \rightarrow \frac{191}{\sqrt{F_y}} \left[ 2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right] \geq \frac{253}{\sqrt{F_y}}$		
Cualquier otro elemento atiesado uniformemente comprimido, i. e. soportado a lo largo de dos bordes.		$\frac{b_f}{2t_f}$ y $\frac{h_c}{t_w}$	NA	$\frac{253}{\sqrt{F_y}}$
Secciones circulares huecas: En Flexo-compresión o compresión axial. En flexión.		$\frac{D}{t_w}$	NA [d] $\frac{2700}{F_y}$	$\frac{3300}{F_y}$ $\frac{8970}{F_y}$
Patines de vigas I laminadas y de canales a flexión.		$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{65}{\sqrt{F_y}} [C]$	$\frac{141}{\sqrt{F_y - F_r}} [e]$
Patines de vigas I híbridas o soldadas en flexión.		$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{65}{\sqrt{F_y f}}$	$\frac{162}{\sqrt{(F_y f - F_r)/k_c}} [f]$
Patines proyectantes de miembros armados a compresión.		$\frac{b_f}{2t_f}$	NA	$\frac{109}{\sqrt{F_y/k_c}} [f]$
Pares de alas de ángulos sobresalientes en contacto continuo, patines de canales en compresión axial, ángulos y placas proyectantes de vigas o miembros a compresión.		$\frac{b_f}{2t_f}$	NA	$\frac{95}{\sqrt{F_y}}$
Puntales en alas de ángulos simples, puntales en alas de ángulos dobles con separadores, elementos no atiesados como elementos soportados solo en un borde.		$\frac{b_f}{2t_f}$	NA	$\frac{76}{\sqrt{F_y}}$
Almas de Tees.		$\frac{D}{t_w}$	NA	$\frac{127}{\sqrt{F_y}}$

Figura 40. Limite ancho - espesor para elementos a compresión (AISC-LRFD)

Fuente: McCormac (2008) - Diseño de estructuras de acero Método LRFD.

### Deflexiones:

El manual AISC-LRFD (2005) indica que las deflexiones de las vigas de acero se limitan generalmente a ciertos valores máximos. Algunas de las buenas razones para limitar las deflexiones son las siguientes: Las deflexiones excesivas pueden dañar los materiales unidos o soportados por las vigas consideradas, las grietas, las deformaciones excesivas no inspiran confianza en las personas que utilizan una

estructura, aunque exista una completa seguridad desde el punto de vista de la resistencia. Por tal razón en términos generales se pueden usar deflexiones máximas de  $L/300$  hasta  $1/360$  para edificaciones.

- **Fuerza cortante**

McCormac (2008) indica que la resistencia por fuerza cortante de una viga debe ser suficiente para satisfacer la relación ( $V_u \leq \phi_v V_n$ ), además de la mecánica de materiales sabemos que el esfuerzo cortante es ( $f_v = VQ/Ib$ ). Dónde:  $V$ , fuerza cortante externa,  $Q$  es el momento estático respecto al eje neutro de la parte de la sección transversal situada arriba o abajo del nivel en que se busca el esfuerzo  $f_v$  y  $b$ , ancho de la sección al nivel del esfuerzo que se busca.

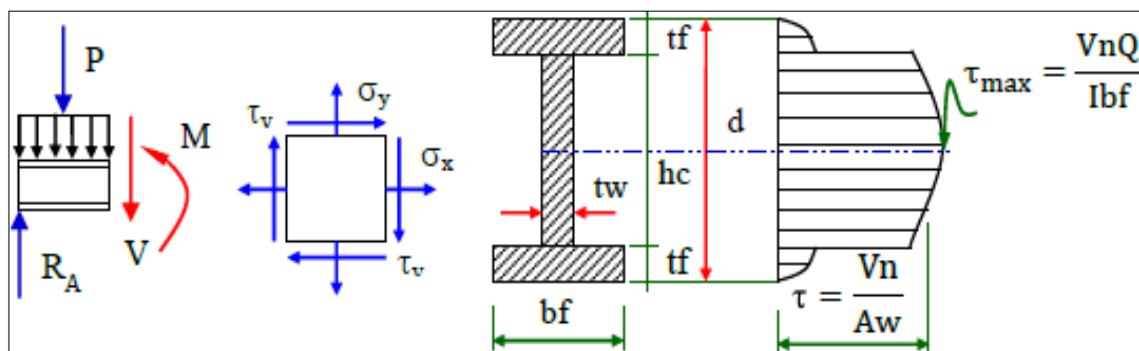


Figura 41: Representación esquemática del diagrama de esfuerzo de corte.

Fuente: Cristóbal Jiménez Mucho (2011) – Tesis: Análisis y diseño alternativo en acero estructural del Palacio Municipal del distrito de Santa Rosa de Melgar.

### Diseño de elementos a flexocompresión

Segui (1999) indica que los miembros flexo-comprimidos son elementos estructurales sometidos a la acción simultánea de fuerzas normales de

compresión y momentos flexionantes, que pueden actuar alrededor de uno de los ejes centroidales y principales de sus secciones transversales o tener componentes según los dos ejes principales. Su importancia es fundamental, ya que los elementos en compresión axial pura no existen prácticamente nunca en estructuras reales en las que, debido a principalmente a la continuidad entre los diversos miembros que las componen, la compresión se presenta acompañada por flexión.

### Momentos de primer y segundo orden (*efecto: $P\delta$ y $P\Delta$* )

Según Segui (1999) en el diseño viga-columna se puede aplicar procedimientos numéricos iterativos, llamado método de segundo orden que es empleado para encontrar las deflexiones y los momentos secundarios, pero este procedimiento no es aplicable en un análisis analítico por lo que las especificaciones AISC-LRFD establece un análisis elástico de primer orden o método de la amplificación del momento, consiste en calcular el momento flector máximo de la carga de flexión y fuerzas de primer orden (carga axial y momentos en sus extremos del miembro) por medio de un análisis de 1er orden para luego multiplicar por un factor de amplificación  $B_1$  y  $B_2$  y del momento para tomar en cuenta el momento secundario.

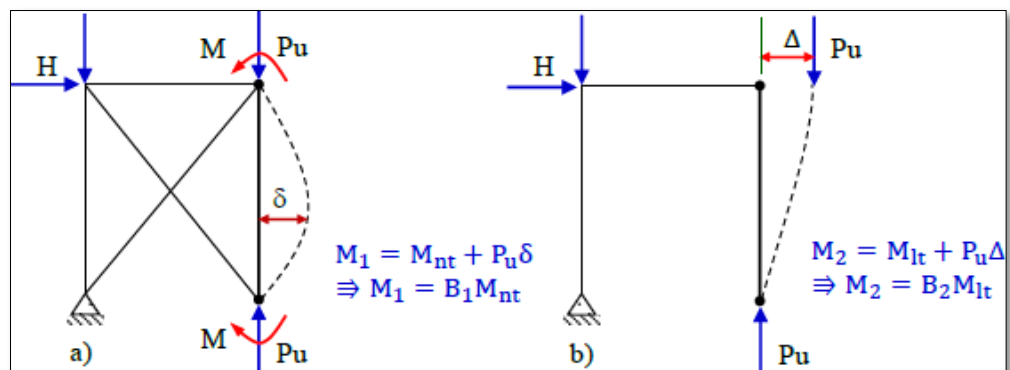




Figura 42. Momentos de 1er y 2do orden en pórticos arriostrados y no arriostrados.

Fuente: Cristóbal Jiménez Mucho (2011) – Tesis: Análisis y diseño alternativo en acero estructural del Palacio Municipal del distrito de Santa Rosa de Melgar.

### **Factores de amplificación**

Según McCormac (2008) los factores de amplificación son B1 y B2. Con B1 se estima el efecto  $P\mu\delta$  para una columna, este o no el marco soportado contra el lado. Con se estima el efecto en marcos sin soporte lateral. A continuación, se presenta en sus dos casos.

### **Marcos contraventeados o pórticos arriostrados**

Para pórticos arriostrados contra lado (sin traslación de nudos por efectos de fuerzas laterales y cargas de gravedad), B1 (magnificador de momentos) es usado solo para amplificar los momentos Mnt.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_e1}} \geq 1.0$$



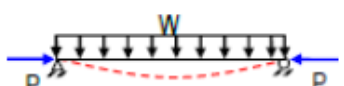

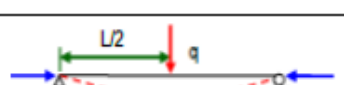

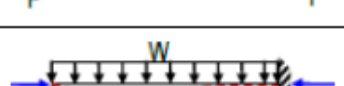

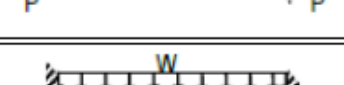

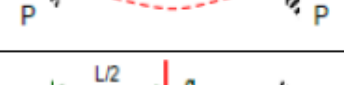
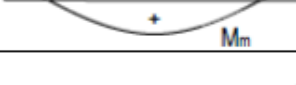
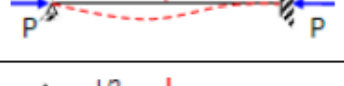
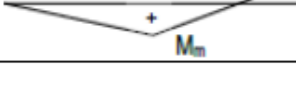
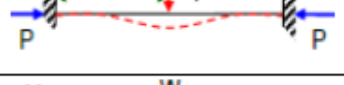
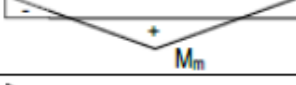
Sistema de Carga	Cm Momento [+]	Cm Momento [-]	Momento flector de primer orden
	$1+0.2\infty$	-	
	1.00	-	
	$1-0.2\infty$	-	
	$1-0.3\infty$	$1-0.4\infty$	
	$1-0.4\infty$	$1-0.4\infty$	
	$1-0.4\infty$	$1-0.3\infty$	
	$1-0.6\infty$	$1-0.2\infty$	
	$1+\psi\infty$	No disponible	

Figura 43. Factores  $C_m$ , para diferentes condiciones de carga y apoyo

Fuente: Luis F. Zapata Baglietto (2004) – Diseño estructural en acero

### Marcos no contraventados o pórticos sin arriostramiento

En cambio, un pórtico sin arriostramiento de los nudos, depende enteramente de la capacidad flexionante de sus elementos, vigas y columnas, así como de rigidez de sus nudos, para su estabilidad y el control de la magnitud de los desplazamientos laterales entre nudos. Por lo tanto, un pórtico sin arriostramientos, requiere un análisis especial

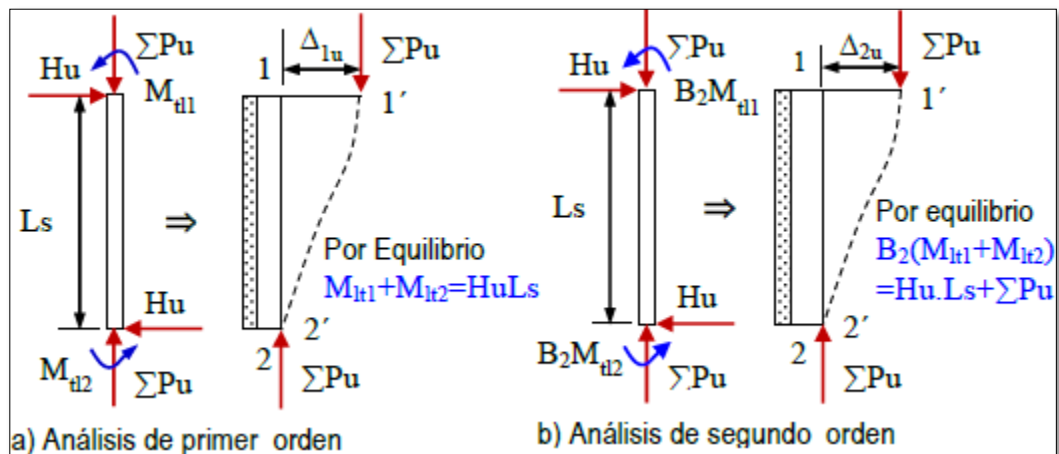


Figura 44. Análisis esquemático de pórticos no arriostrados lateralmente

. Fuente: Cristóbal Jiménez Mucho (2011) – Tesis: Análisis y diseño alternativo en acero estructural del Palacio Municipal del distrito de Santa Rosa de Melgar

### Diseño de conexiones

Zapata (2004) expresa que el comportamiento de las conexiones es muy importante y complejo, resultando imposible describir por medio de fórmulas ya sean sencillas o complejas. De hecho, las formulas obtenidas de manera analítica deben ser adecuadas con pruebas experimentales para tener resultados más seguros y satisfactorios. Lamentablemente, en la mayoría de los casos se deja al fabricante de las estructuras el diseño de las conexiones y los ingenieros calculistas no le dan la importancia requerida. Además, las pruebas de laboratorio han demostrado que las fallas se originan en las conexiones y no en los miembros estructurales. Los tipos de conexiones son: atornilladas y soldadas, esta última con mayor detalle será estudiada en este proyecto de investigación.

Las especificaciones AISC-LRFD define en función de la rigidez que transmiten, las conexiones se clasifican en simples o extremo articulado (extremo libre o pórtico no continuo), en donde el momento resistente que se desarrolla en la conexión es

prácticamente cero; las conexiones rígidas o extremo empotrado (pórtico continuo), donde se toma en cuenta la presencia de momento en la conexión evitando la rotación de nudo y las conexiones semi-rígidas que es una combinación de las dos anteriores.

### Tipos de conexiones

Según AISC (2005), el comportamiento y tipo de las conexiones es usualmente definida por la relación momento-rotación, Figura 46. El código AISC clasifica las conexiones dependiendo de su relación momento-rotación.

Tabla 13  
*Clasificaciones del tipo de conexiones*

Clasificación de las conexiones	
<b>Simple</b>	<b>Conexiones simples</b>
<b>Rígido</b>	<b>Conexiones de momento completamente restringidas (FR)</b>
<b>Semi-rígido</b>	<b>Conexiones de momento parcialmente restringidas (PR)</b>

*Fuente: Alacero (2010) – Modulo de uniones apornadas y soldada; Macro Steel Project*

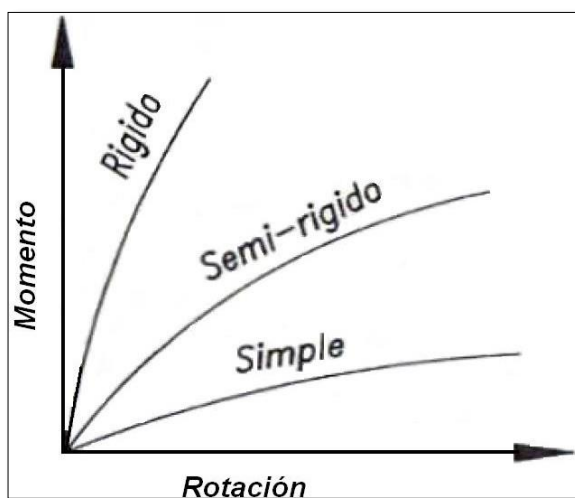


Figura 45. Diagrama de la clasificación de las conexiones.

*Fuente: Alacero (2010) – Modulo de uniones apornadas y soldada; Macro Steel Project.*

## Conexiones Simples

Las conexiones simples o de corte en vigas o enrejados deben ser diseñadas como flexibles y se permite dimensionarlas solamente para reacciones de corte, excepto que se indique lo contrario en los documentos de diseño. Las conexiones flexibles de vigas deben ser capaces de acomodar las rotaciones de los extremos de las vigas calculadas como simplemente apoyados (no restringidas) como lo muestra la Figura 47. Para lograr lo anterior se permiten deformaciones inelásticas, pero autolimitadas, de la conexión.



Figura 46. Conexión simple o de corte.

Fuente: Alacero (2010) – Modulo de uniones apernadas y soldada; Macro Steel Project.

Si bien es cierto, las conexiones simples o de corte poseen algo de restricción rotacional, como lo ilustra la curva A de la Figura 48, esta magnitud es comúnmente ignorada y la conexión es idealizada como totalmente flexible.

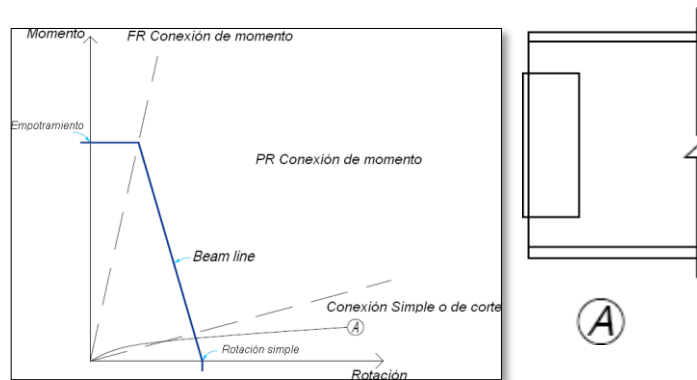


Figura 47. Comportamiento de la conexión simple o de corte.

Fuente: Alacero (2010) – Modulo de uniones apernadas y soldada; Macro Steel Project.

### Conexiones Rígidas (FR)

Las conexiones de momento completamente restringidas son conexiones que en los extremos empotrados de vigas y enrejados deben ser diseñadas para el efecto combinado de fuerzas de momento y de corte inducidos por la rigidez de las conexiones.

Este tipo de conexiones posee suficiente resistencia y rigidez para mantener el ángulo constante entre los miembros conectados durante la aplicación de las cargas como lo muestra la Figura 49.

Mientras las conexiones consideradas como totalmente rígidas raramente proporcionan una rotación cero entre los miembros, esta flexibilidad presente es comúnmente ignorada y la conexión es idealizada para prevenir la rotación relativa.

Las conexiones A, B y C de la figura 50 ilustran lo indicado.



Figura 48. Conexión de momento completamente restringida (FR).

Fuente: Alacero (2010) – *Modulo de uniones apornadas y soldada; Macro Steel Project.*

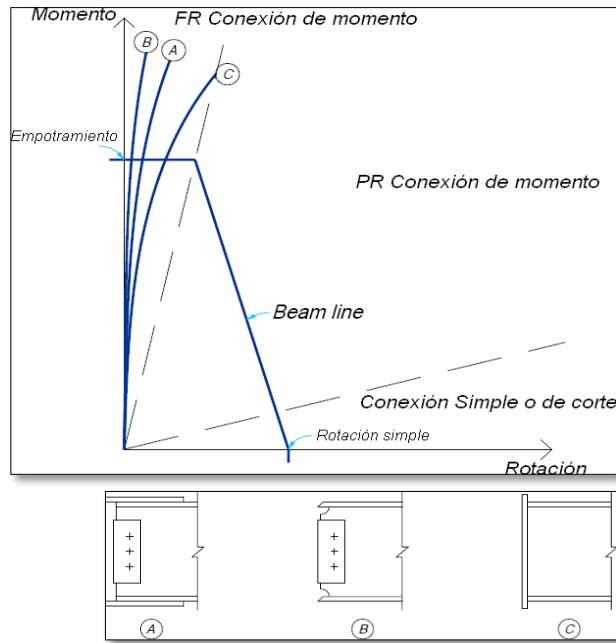


Figura 49. Comportamiento de la conexión de momento FR.

Fuente: Alacero (2010) – Modulo de uniones apornadas y soldada; Macro Steel Project

### Conexiones Semi-Rígidas (PR)

Las conexiones de momento parcialmente restringida, como se muestra en la figura 51, poseen un ángulo intermedio entre la flexibilidad de la conexión simple o de corte y la rigidez total de la conexión de momento FR. Las conexiones de momento PR son permitidas sobre la evidencia de que las conexiones a usar son capaces de proporcionar, como mínimo, un previsible porcentaje de empotramiento.

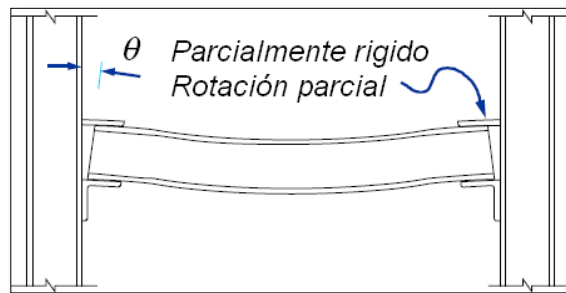


Figura 50. Conexión de momento parcialmente restringida.

Fuente: Alacero (2010) – Modulo de uniones apornadas y soldada; Macro Steel Project.

La línea de viga (beam line) representa la relación entre el momento y la rotación para una viga dada. La máxima rotación corresponde a un momento nulo (una conexión simple o de corte) mientras una rotación nula corresponde a un empotramiento (una conexión de momento FR).

La curva momento-rotación dada por la conexión de momento PR puede superponerse sobre la línea de viga como lo ilustra la Figura 52. Para las curvas A y B, el punto de intersección de la curva momento-rotación con la línea de viga define el momento de viga y el esfuerzo requerido para que la conexión de momento PR pueda ser diseñada.

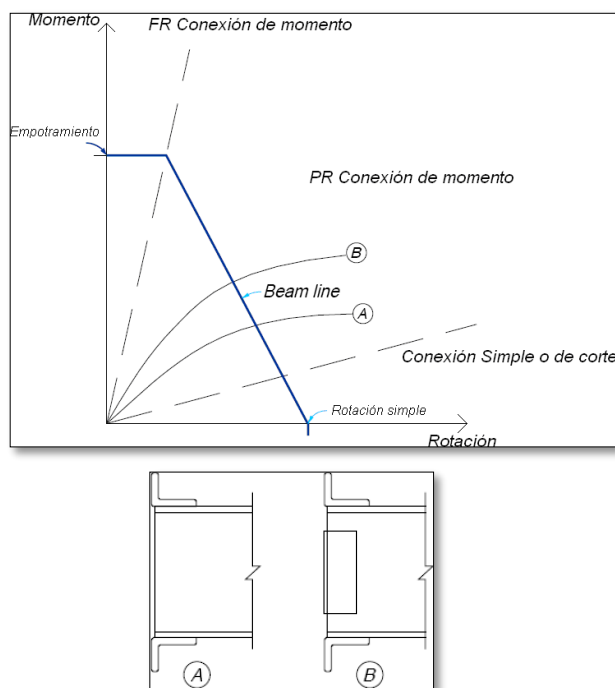


Figura 51. Comportamiento de la conexión de momento PR.

Fuente: Alacero (2010) – *Modulo de uniones apernadas y soldada; Macro Steel Project.*



### Conexión atornillada

McCormac (2008) indica que el montaje de estructuras de acero por medio de tornillos, es un proceso que es relativamente rápido y requiere mano de obra “menos especializada” que cuando se trabaja con soldadura o remaches. Los dos tipos de tornillos que se emplean para las conexiones de miembros estructurales son los tornillos ordinarios (A307) y los tornillos de alta resistencia (A325 y A490), figura 46.

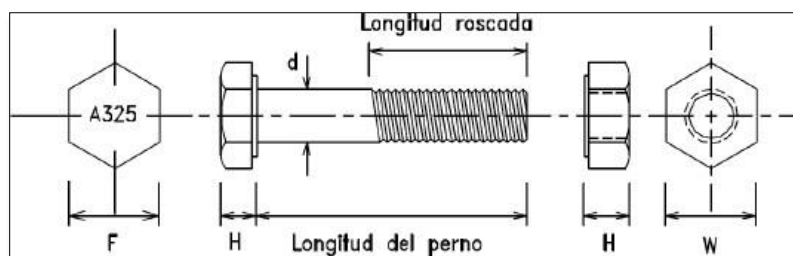


Figura 52. Esquema típico del tornillo de conexiones atornilladas

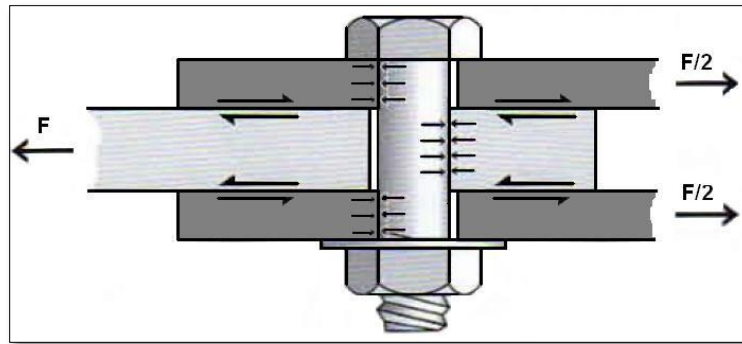
Fuente: Luis F. Zapata Baglietto (2004) – Diseño estructural en acero.

Los tornillos A307 son fabricados en acero de bajo carbono y en grado A y B con una resistencia mínima a la tensión de 60 Ksi y una resistencia máxima a la tensión de 100 ksi para los tornillos de grado B. Se usan para estructuras sometidas a cargas gravitacionales y no son adecuados para cargas vibratorias o de impacto. En cambio, las de alta resistencia se fabrican a base de acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados, su resistencia a la tensión es de más del doble de los tornillos ordinarios. La resistencia mínima a tensión en los tornillos A325 es de 105-120 Ksi y para los tornillos A490 es de 150 Ksi, se usan para cualquier tipo de estructuras. Los tornillos de alta resistencia pueden apretarse hasta que alcanzan esfuerzos de tensión muy altos, de manera que las

partes conectadas queden afianzadas entre la cabeza del tornillo y la tuerca de apriete, lo que permite que las fuerzas se transfieran por fricción

### **Tipos de conexiones atornilladas**

Son las conexiones en que la carga es resistida por la cortante en los pernos y por aplastamiento sobre los mismos (Figura 54). La resistencia de diseño está influenciada por la presencia de la rosca; es decir, a un perno con roscas excluidas del plano de corte se le asigna una mayor resistencia de diseño, que un perno con roscas incluidas en el plano de corte.



*Figura 53. Conexión tipo aplastamiento.*

*Fuente: Alacero (2010) – Modulo de uniones apornadas y soldada; Macro Steel Project*

### **Conexiones de deslizamiento crítico (slip critical)**

Son las conexiones en que el deslizamiento sería inconveniente para la capacidad de servicio de la estructura a que pertenecen dichas uniones. Estas incluyen conexiones sometidas a cargas de fatiga o a inversión importante de carga, vibraciones y sismo.

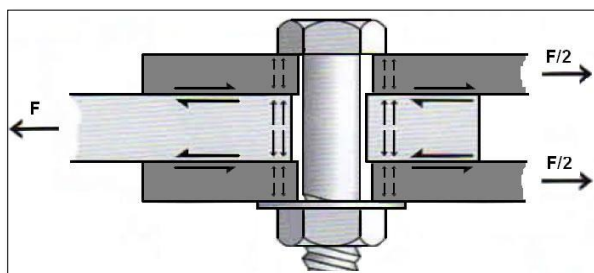


Figura 54. Conexión tipo deslizamiento crítico.

Fuente: Alacero (2010) – *Modulo de uniones apornadas y soldada; Macro Steel Project.*

### **Pernos de alta resistencia**

- **Generalidades (AISC 2005 – J3.1)**

El código AISC establece que el uso de pernos de alta resistencia debe satisfacer las disposiciones de la ASTM 325 y A490.

Todos los pernos ASTM A325 y A490 deben ser apretados a una tensión de perno no menor que la entregada en la Tabla J3.1 del Anexo 5, excepto lo que se indica a continuación. Con la excepción antes mencionada, se debe asegurar la instalación por cualquiera de los siguientes métodos: método del giro de la tuerca, un indicador de tensión directo, llave calibrada o diseño alternativo.

Se permite que los pernos sean instalados en la condición de apriete ajustado cuando se usan en:

- (a) Conexiones de tipo aplastamiento, o
- (b) Aplicaciones de tracción o combinación de corte y tracción, solamente para pernos ASTM A325, donde la pérdida o fatiga debido a vibración o fluctuaciones de la carga no se considera en el diseño.

La condición de apriete ajustado se define como la más firme alcanzada tanto por pequeños impactos de una llave de impacto o por el máximo esfuerzo de un

trabajador con una llave de palanca corriente que permite que las piezas conectadas queden en contacto firme. Se deben identificar claramente aquellos pernos que serán sujetos a apriete ajustado en los planos de proyecto y de montaje

Nota: Se permite que los pernos sean apretados en exceso respecto de la condición de apriete ajustado, si se especifica este tipo de apriete en los pernos.

- **Espaciamiento mínimo (AISC 2005 – J3.3)**

La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobremedidas o ranuradas, no debe ser menor que  $2 \frac{2}{3}$  veces el diámetro nominal,  $d$ , del conector; se prefiere una distancia de  $3d$

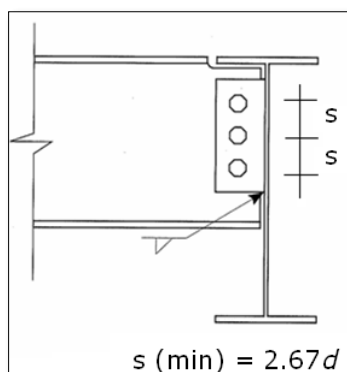


Figura 55. Espaciamiento mínimo de pernos.

Fuente: Alacero (2010) – Modulo de uniones apornadas y soldada; Macro Steel Project.

- **Distancia mínima al borde (AISC 2005 – J3.4)**

La distancia desde el centro de una perforación estándar hasta el borde de una parte conectada en cualquier dirección no debe ser menor que el valor aplicable de la Tabla J3.4 del anexo 8. La distancia desde el centro de una perforación sobredimensionada o ranurada hasta el borde de una parte

conectada no debe ser menor que la requerida por una perforación estándar hasta el borde de una parte conectada más el incremento aplicable C2 que se obtiene de la Tabla J3.5 del anexo 9.

- **Distancia a los bordes y espaciamientos máximos (AISC 2005 – J3.5)**

La distancia máxima desde el centro de cualquier perno o remache hasta el borde más cercano de partes en contacto debe ser 12 veces el espesor de la parte conectada bajo consideración, pero no debe exceder de 150 mm. El espaciamiento longitudinal de los conectores entre elementos en contacto continuo consistentes de un perfil o dos planchas debe ser la siguiente:

- (a) Para miembros pintados o sin pintar no sujetos a corrosión, el espaciamiento no debe exceder de 24 veces el espesor de la placa más delgada o 305 mm.
- (b) Para miembros sin pintar de acero de alta resistencia a la corrosión atmosférica, el espaciamiento no debe exceder de 14 veces el espesor de la placa más delgada o 180 mm

### **Conexiones soldadas**

Según Jiménez (2011) la soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido, describe las siguientes ventajas y desventajas.

### **Ventajas de la soldadura**

Las estructuras soldadas permiten eliminar un gran porcentaje de las placas de unión y empalme, tan necesarias en las estructuras con sujetadores, así como la eliminación de sus cabezas, en algunas estructuras es posible ahorrar hasta un 15% o más de peso de acero usando soldadura. Tiene una zona de aplicación mucho mayor que los remaches o los tornillos, por ejemplo, una columna de tubo de acero y las dificultades que representaría conectarla con otros miembros de acero con sujetadores. Las estructuras soldadas son estructuras un poco más rígidas, porque los miembros por lo general están soldados directamente uno a otro. El proceso de fusionar las partes por unir, hace a las estructuras realmente continuas, esto se traduce en la construcción de una sola pieza y puesto que las juntas soldadas son tan fuertes o más que el metal base, no debe haber limitaciones a las uniones y Se usan menos piezas y, como resultado, se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de la obra.

### **Desventaja de la soldadura**

Los sismos recientes han demostrado que las conexiones soldadas tienen poca capacidad de deformación, lo que la hace poco segura ante cargas que produzcan fatiga en las conexiones de miembros estructurales importantes. La revisión de las conexiones soldadas no es muy sencilla con el resto

### **Tipos de soldaduras estructurales**

Según McCormac (2008) existen dos tipos principales de soldaduras, con gas y con arco. En soldadura por arco se forma un arco eléctrico entre las piezas a soldarse y el electrodo. El arco es una chispa continua, entre el electrodo y las piezas, provocando la fusión. La resistencia del aire o gas entre el electrodo y las piezas que se sueldan

convierten la energía eléctrica en calor, que varía de 3,200 a 5,500°C. A medida que el extremo del electrodo se funde, se forman pequeñas gotitas o globulitos de metal fundido, forzadas por el arco hacia las piezas por unir, penetrando en el metal fundido para formar la soldadura.

El grado de penetración se puede controlar con la corriente consumida. Puesto que las gotitas fundidas de los electrodos, en realidad son impulsadas en la soldadura de arco puede usarse con éxito en trabajos en lo alto.

El acero fundido en estado líquido puede contener una cantidad muy grande de gases en solución, y si no hay protección contra el aire circundante, aquel puede combinarse químicamente con el oxígeno y el nitrógeno; después de enfriarse, las soldaduras quedarán relativamente porosas debido a pequeñas bolsas formadas por los gases. Esas soldaduras son relativamente frágiles y tienen mucha menor resistencia a la corrosión.

Una soldadura debe protegerse utilizando un electrodo recubierto de ciertos compuestos minerales. El arco eléctrico hace que el recubrimiento se funda, creando un gas inerte o vapor alrededor del área que se suelda. El vapor actúa como un protector alrededor del metal fundido y lo protege de quedar en contacto directo con el aire circundante.

El tipo de electrodo puede afectar las propiedades de la soldadura como; resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión. Los electrodos se dividen en dos, electrodos con recubrimiento ligero y los electrodos con recubrimiento pesado.

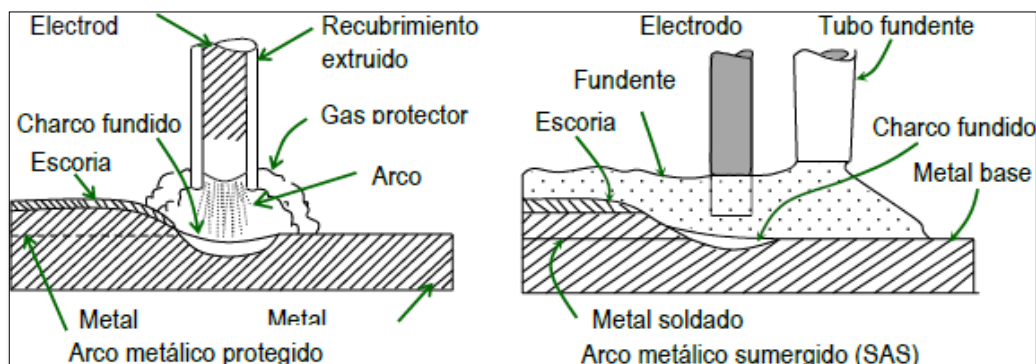


Figura 56. Tipos de soldadura en arco metálico

Fuente: McCormac (2008) - Diseño de estructuras de acero Método LRFD.

El proceso de soldadura de arco sumergido (SAS) proporciona una mayor penetración que el proceso de arco protegido (SAP). Por tanto, se puede emplear un área de garganta mayor en las soldaduras hechas mediante el proceso de arco sumergido. El manual AISC-LRFD establece que el espesor de la garganta efectiva para filetes hechos con el proceso SAS con lados de  $3/8''$  o menores, será igual al lado del filete. Para filetes mayores a  $3/8''$ , el espesor de la garganta efectiva será igual al espesor teórico de la garganta más 0.11 pulgadas.

### **Soldadura en arco con electrodo protegido**

Aquí el calor derrite la varilla protegida, que es de acero con un recubrimiento que rodea al electrodo, y este origina CO alrededor del material recién depositado, que impide el paso del oxígeno hacia la soldadura, formando CO<sub>2</sub>. El recubrimiento del electrodo es una mezcla de celulosa, carbonatos y aleaciones que previamente se muelen y luego se cocinan para secarlos y pegarlos al electrodo, evitando oxidación del material, donde se produce una costra depositada encima de la soldadura mantiene el cordón fuera del contacto del oxígeno del aire mientras se va enfriando.



Las especificaciones ASTM, define como, donde significa electrodo protegido, corresponden a los números de la resistencia mínima a tensión o a fractura en Ksi y los dígitos restantes identifica el tipo de corriente, polaridad o la posición.

### Tipos de juntas soldadas

McCormac (2008) indica los tipos de juntas básicas que se muestran en la figura 2.21 donde prima la forma en que se unen las piezas o también se puede clasificar de acuerdo al tipo de juntas tales como: a tope, traslapada, en tee, de canto o borde, de esquina.

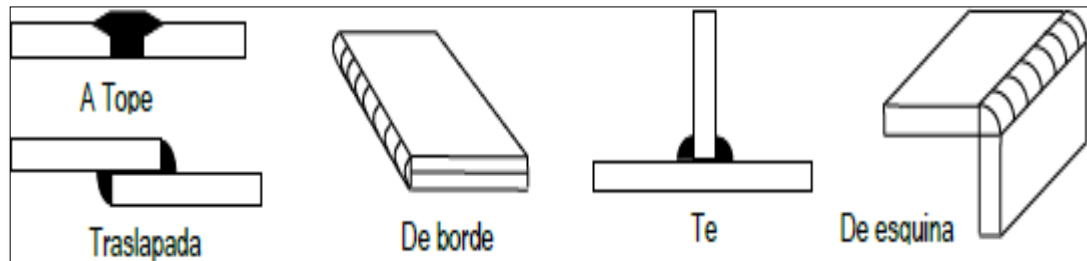


Figura 57. Tipos de juntas soldadas

Fuente: McCormac (2008) - Diseño de estructuras de acero Método LRFD.

### Tipos de soldaduras

Dentro de estas tenemos dos tipos de soldadura son las soldaduras de filete y de ranura. Además, existen las soldaduras de tapón y de muesca que no son comunes en el trabajo estructural.

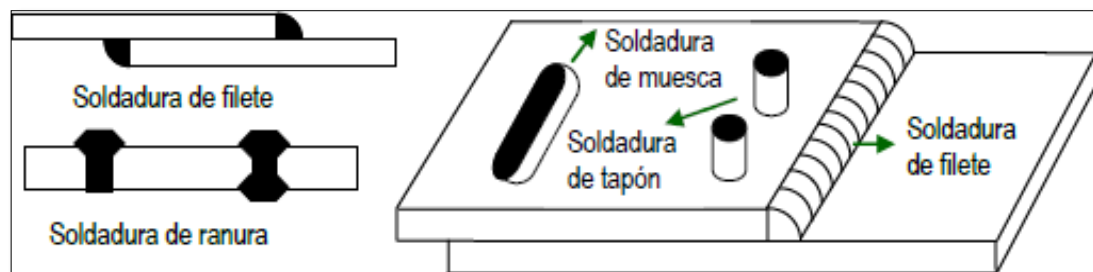


Figura 58. Clasificación de la soldadura

Fuente: McCormac (2008) - Diseño de estructuras de acero Método LRFD.

Tipo de soldadura y esfuerzo [a]	Material	Factor $\phi$ de resistencia	Resistencia nominal $F_{BM}$ O $F_W$	Nivel de resistencia requerido [b,c]
<b>Soldadura de ranura o acanalada con penetración completa</b>				
Tensión normal al área efectiva	Base	0.90	$F_y$	Debe usarse soldadura "compatible"
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	$F_y$	Debe usar un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante en el área efectiva	Base, electrodo de soldadura	0.90 0.80	$0.60F_y$ $0.60F_{EXX}$	0.934
<b>Soldadura de ranura o acanalada con penetración parcial</b>				
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	$F_y$	Puede usar un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura [d]				
Cortante paralelo al eje de la soldadura	Base, electrodo de soldadura	0.75	[e] $0.60F_{EXX}$	
Tensión normal en el área efectiva	Base, electrodo de soldadura	0.90 0.80	$0.60F_y$ $0.60F_{EXX}$	
<b>Soldadura de filete</b>				
Cortante en el área efectiva	Base, electrodo de soldadura	0.75	[f] $0.60F_{EXX}$	Puede usar un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura [d]	Base	0.90	$F_y$	
<b>Soldadura de tapón o muestra</b>				
Cortante paralelo al área de contacto (sobre área efectiva)	Base, electrodo de soldadura	0.75	[e] $0.60F_{EXX}$	Igual al de la soldadura de filete
a) Para la definición de área efectiva véase la sección J2 de las especificaciones LRFD o 10.2 del RNE. E-090. b) Para los metales de aportación "compatibles" véase la tabla 4.1, de la AWS D1.1 o tabla 10.2.6 de E-090. c) Se permite un metal de aportación con un nivel de resistencia mayor que el "compatible". d) Las soldaduras de filete y de ranura con penetración parcial que unen componentes de miembros armados, tales como conexiones entre ala o patín y alma, pueden diseñarse sin considerar los esfuerzos de tensión o compresión en los elementos paralelos al eje de las soldaduras. e) El diseño de material conectado esta regido por las secciones J4 y J5 de las especificaciones LRFD o 10.4 y 10.5 de E-090. f) [f] Para el diseño alternativo, vea el Apéndice J2.4, o 10.2.4 del RNE. E-090.				

Figura 59. Resistencia de diseño de soldaduras por el método LRFD

Fuente: McCormac (2008) - Diseño de estructuras de acero Método LRFD

Además de los esfuerzos nominales dados en la figura 60, existen otras recomendaciones del LRFD aplicables a la soldadura:

- 1) La longitud mínima de una soldadura de filete no debe ser menor de cuatro veces la dimensión nominal del lado de la soldadura. Si su longitud real es menor de este

valor, el grueso de la soldadura considerada efectiva debe reducirse a  $\frac{1}{4}$  de la longitud de la soldadura.

2)El tamaño máximo de una soldadura de filete a lo largo de material menor de  $\frac{1}{4}$ “ de grueso debe ser igual al grueso del material. Para material más grueso, no debe ser mayor del espesor del material menos  $\frac{1}{16}$ ”, a menos que la soldadura se arregle especialmente para dar un espesor completo de la garganta. Para una placa con un espesor de  $\frac{1}{4}$ ” o mayor, es conveniente terminar la soldadura por lo menos a  $\frac{1}{16}$ ” del borde para que el inspector pueda ver el borde de la placa y determinar con exactitud las dimensiones de la garganta.

3)Los filetes permisibles mínimos según el AISC-LRFD se dan en la tabla N° 17. Estos valores varían entre  $\frac{1}{8}$ ” para material de  $\frac{1}{4}$ ” de espesor o menor y  $\frac{5}{16}$ ” para material con espesor mayor de  $\frac{3}{4}$ ”. El tamaño mínimo práctico para la soldadura es de aproximadamente  $\frac{1}{8}$ ” y el tamaño que probablemente resulta más económico es de alrededor de  $\frac{1}{4}$ ” o  $\frac{5}{16}$ ”.

4)Cuando sea posible, deben realizarse vueltas en el extremo (remates) para soldadura de filete, la longitud de estas vueltas no debe ser menor que 2 veces el grueso nominal de la soldadura. Cuando no se usan, se recomienda restar el doble del grueso de la soldadura de la longitud efectiva de ésta. Las vueltas de extremo son muy útiles en la reducción de concentraciones de esfuerzos que ocurren en los extremos de las soldaduras, sobre todo para conexiones donde hay vibraciones considerables y excentricidad en la carga.

5)En soldadura de filete longitudinal para conexión de placas o barras, su longitud no debe ser menor que la distancia perpendicular entre ellas. La distancia entre

soldadura de filete no debe ser mayor de 8” en las conexiones de extremo. Y en juntas traslapadas, el traslape mínimo es igual a 5 veces el espesor de la parte más delgada conectada, pero no debe ser menor de 1”.

- **Diseño por resistencia a la corte**

Zapata (2004) indica que la resistencia de diseño para el estado límite de rotura a lo largo de una línea de falla en corte en los elementos afectados de los miembros conectados es  $\phi R_n = \phi(F_u \cdot A_{nt})$ ; donde:  $\phi = 0.75$ ,  $A_{nt}$  es el área neta sujeta a corte

$$R_n = 0.60F_u \cdot A_{nv}$$

- **Resistencia a la rotura en tracción**

Zapata (2004) indica que la resistencia de diseño para el estado límite de rotura a lo largo de un área en tracción en los elementos afectados de los miembros conectados  $\phi R_n = \phi(F_u \cdot A_{nt})$ ; donde:  $\phi = 0.75$ ,  $A_{nt}$  es el área neta sujeta a tensión.

$$R_n = F_u \cdot A_{nt}$$

- **Resistencia a la rotura por bloque de corte**

Según Zapata (2004) la falla de un miembro que involucre tensión en un plano y corte en otro plano perpendicular se llama bloque de corte. Es poco probable que la fractura ocurra en ambos planos simultáneamente.

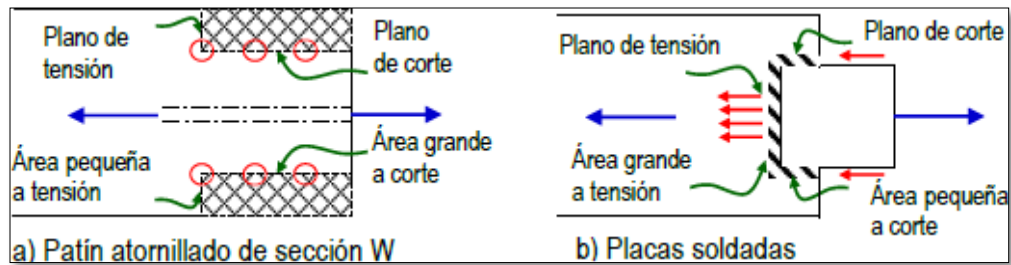


Figura 60. Bloques de cortante en conexiones atornilladas y soldadas.

Fuente: McCormac (2008) - Diseño de estructuras de acero Método LRFD.

## Simbología de la soldadura

### ✓ Soldadura de Filete

Las soldaduras de filete son usadas para hacer juntas de enfrentamiento perpendicular como esquinas y las juntas "T" y como su propio símbolo lo sugiere estas soldaduras son, básicamente, triangulares vistas desde su sección, aunque su forma no es siempre un triángulo perfecto o isósceles.

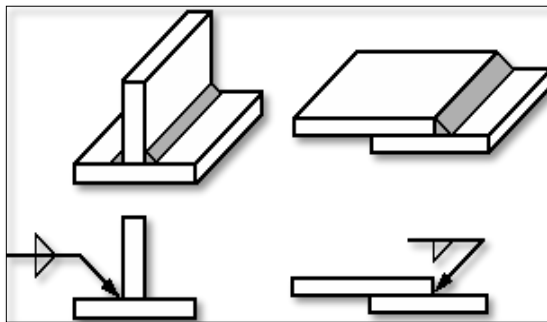


Figura 61. Representación gráfica de soldadura

Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones

La cara perpendicular del triángulo siempre es dibujada en la parte izquierda del símbolo, si las dos caras de la soldadura son de la misma dimensión, entonces solo una medida es dada.

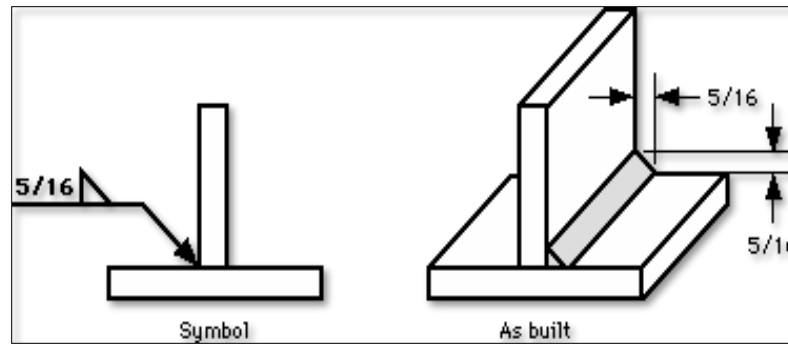


Figura 62. Soldadura de filete de caras iguales

Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones

Si la soldadura tuviera caras desiguales (menos común) entonces ambas dimensiones son dadas y una nota especial que indica en el dibujo cual cara es más larga.

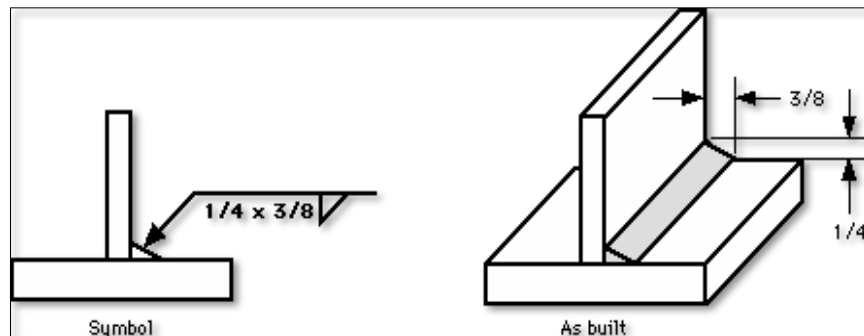


Figura 63. Soldadura de filete de dos caras desiguales.

Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones

La soldadura se debe situar entre las líneas dimensionales especificadas (si son dadas) o entre los puntos donde un cambio de dirección abrupto de la soldadura ocurra, como al final de las planchas o laminas.

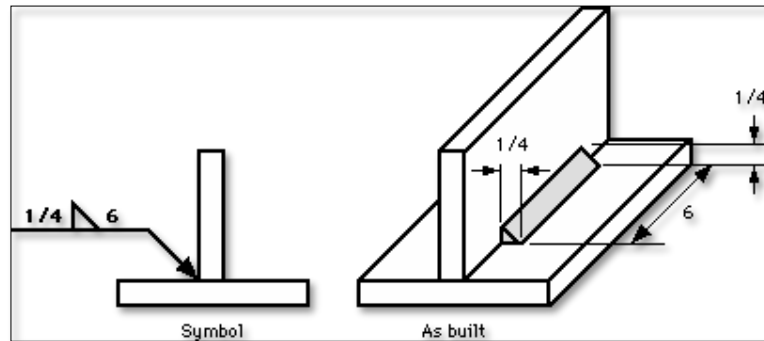


Figura 64. Puntos de cambio en soldadura.

Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones

En el caso de soldaduras intermitentes o interrumpidas, el largo de cada porción de la soldadura y los espacios que las separan, son indicado en el símbolo siendo separados con un guión (-) y el largo de la porción de soldadura va seguido de la dimensión centro-centro del espacio; estos siempre se colocan a la derecha del símbolo del filete (triángulo).

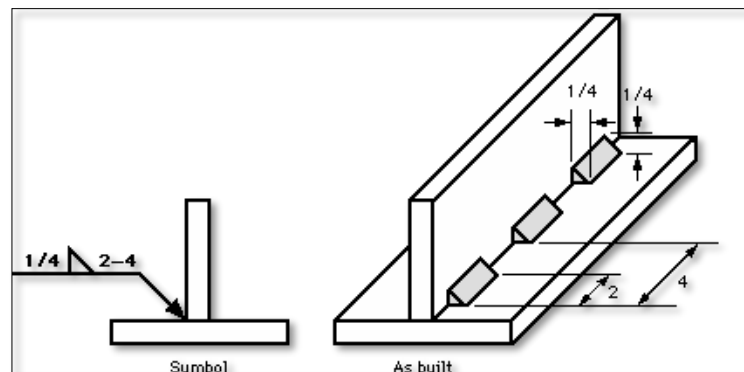


Figura 65. Soldadura intermedia o interrumpida.

Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones.

#### ✓ Soldadura acanalada o de inserción

Las soldaduras de Canal son usadas comúnmente para hacer juntas de bordes con bordes, aunque también son usadas frecuentemente en esquinas, juntas "T", juntas curvas y piezas planas. Como lo sugiere la variedad de

símbolos para estas soldaduras, hay muchas maneras de hacer soldaduras de Canal y la diferencia principal dependerá de la geometría de las partes que serán unidas y la preparación de sus bordes.

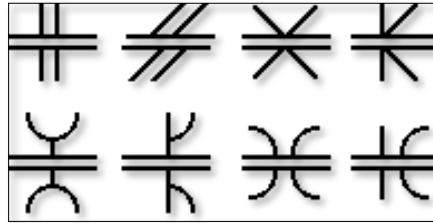


Figura 66. Tipologías de soldadura acanalada.

Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones.

El metal soldado es depositado entre el canal penetrando y fundiéndose con el metal base para formar la junta, por limitaciones de dibujo grafico la penetración no es indicada en los símbolos, pero en este tipo de soldaduras la penetración es sumamente importante para la buena calidad de la soldadura.

La soldadura de canal cuadrado, en la cual el canal es creado por una separación específica o ninguna separación, incluyendo hasta cierta presión de oposición, la distancia de la separación (si existe) es dada en el símbolo.

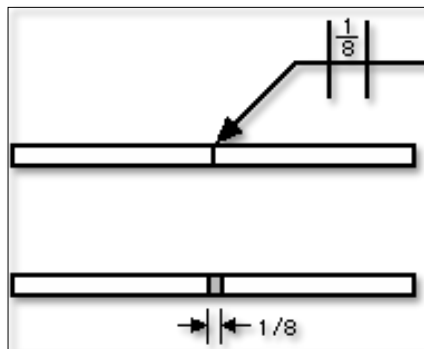


Figura 67. Soldadura de canal cuadrado.

Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones



soldaduras de canal "V", en la que los bordes son biselados, a veces por un lado o por los dos lados, para crea el canal, el ángulo del bisel es dado en el símbolo, así como la luz de separación o separación de la raíz (si existiera).

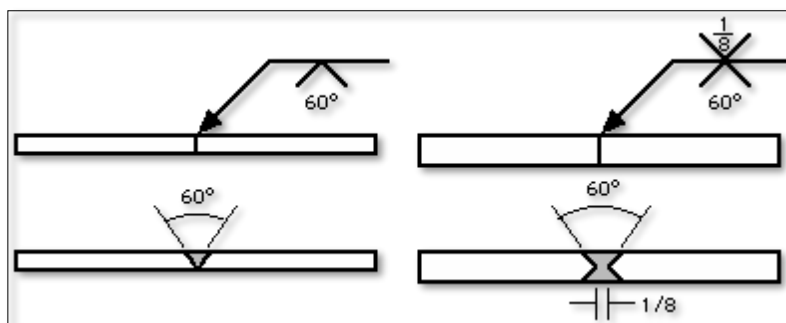


Figura 68. Soldadura en canal V.

Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones.

Si la profundidad de la "V" no fuera igual al espesor o a la mitad (en el caso de doble "V") del espesor de la lámina o plancha a soldar, entonces la profundidad es dada a la izquierda del símbolo de la soldadura.

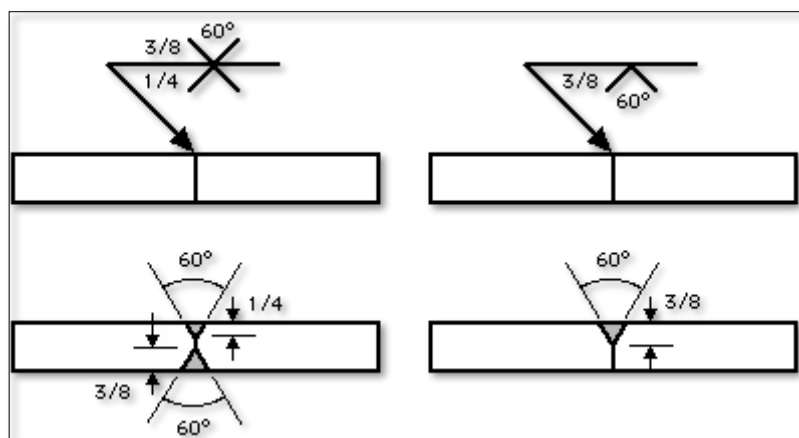


Figura 69. Soldadura en V con diferente profundidad

Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones.

Si la penetración de la soldadura fuera mayor que la profundidad del canal, la profundidad de la "garganta efectiva" es dada entre paréntesis después de la profundidad de la "V".

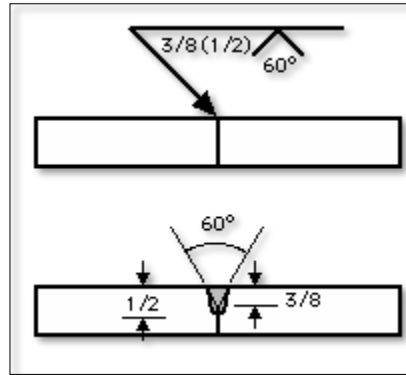


Figura 70. Profundidad de soldadura mayor que la profundidad del canal.

Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones.

En el bisel del canal de soldadura, en el cual el borde de una de las láminas es biselado y la otra es cuadrada, el símbolo de la línea perpendicular siempre es dibujada en el lado izquierdo sea cual sea la orientación de la soldadura, la flecha apunta la cara de la pieza que debe ser biselada y en este caso la flecha es cortada y doblada en ángulo para hacer énfasis en su importancia (este corte de ángulo no es necesario si el proyectista no tiene preferencias en cual lado debe ser biselado o si el dibujo es interpretado por un soldador calificado que reconoce la diferencia de cual lado debe ser tratado).

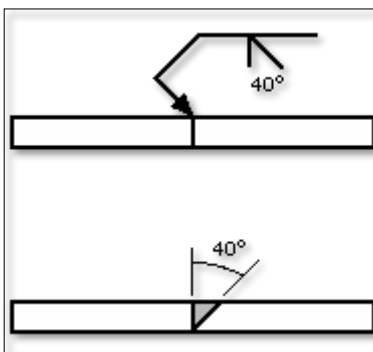


Figura 71. Bisel en el canal de soldadura

Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones

En la soldadura de canal "J", en la cual en uno de las láminas tiene un biselado cóncavo y la otra es dejada cuadrada, como con el bisel de la media "V" la línea perpendicular siempre aparecerá dibujada a la izquierda y la flecha (con un doblez si fuera necesario) apuntando la pieza que recibirá el tratamiento de bisel cóncavo.

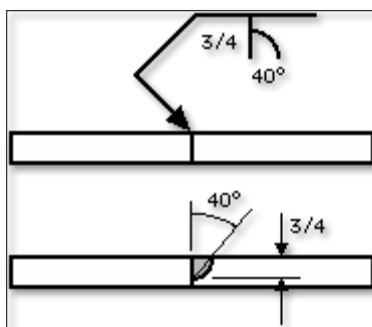


Figura 72. Biselado cóncavo en canal de soldadura.

Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones.

En la soldadura de "V" curva, comúnmente usada para unir dos partes curvas o dos partes tubulares la profundidad propuesta de la soldadura es dada a la izquierda del símbolo, con la profundidad de la garganta efectiva entre paréntesis.

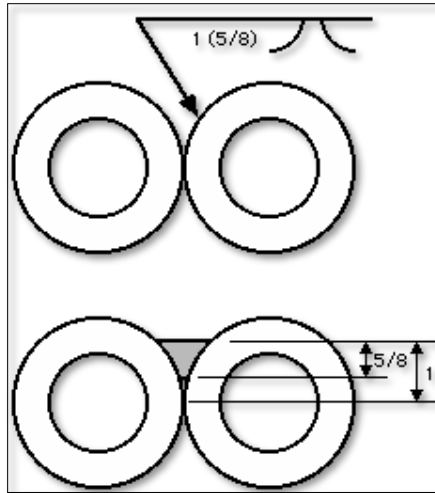


Figura 73. Soldadura en V curva.

Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones.

En la soldadura de canal con bisel curvo, comúnmente usada para unir una pieza curva o tubular a una pieza plana, como con la V curva (anterior), formada por dos superficies curvas o tubulares, la profundidad propuesta de la soldadura es dada a la izquierda del símbolo, con la profundidad de la garganta efectiva entre paréntesis. La línea perpendicular es dibujada siempre al lado izquierdo del símbolo sea cual sea la orientación de la soldadura.

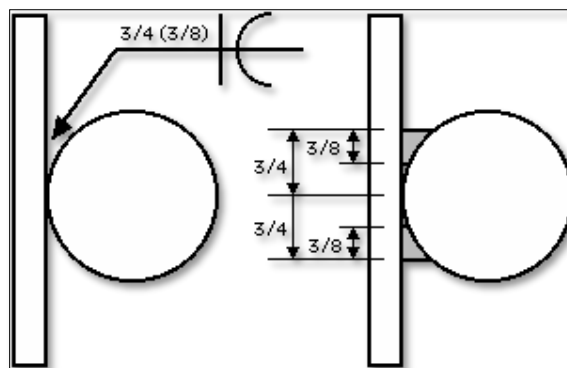


Figura 74. Soldadura de canal con bisel curvo.

Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones.

Otros símbolos suplementarios son usados con la soldadura de canal como: Penetración saliente y Barra o elemento de respaldo, ambos símbolos son indicación de que la penetración de la junta se efectúa desde un solo lado de la junta. El alto del refuerzo (si fuera crítico) es indicado a la izquierda del símbolo de penetraron saliente, el cual está situado.

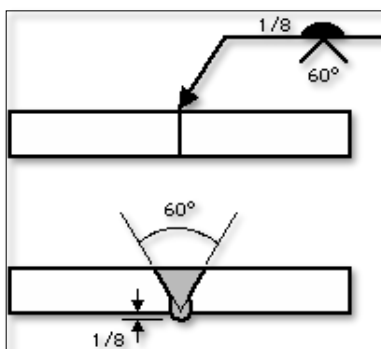


Figura 75. Refuerzo en canal de soldadura.

Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones.

#### 1.4. Formulación de problema

¿De qué manera influye el diseño de estructuras tipo marco para el mejoramiento del comportamiento sísmico en las edificaciones de Urb. San Isidro I Etapa, ¿Distrito de Trujillo, 2019?

#### 1.5. Justificación

La presente tesis, contribuirá como un aporte técnico, a la construcción y a la sociedad, al realizar el diseño estructural y análisis del comportamiento sísmico de edificaciones colgantes con perfiles metálicos conectados con marcos metálicos. En la actualidad en el Perú, las estructuras metálicas, se usan generalmente en la construcción de almacenes y centros comerciales, mas no en viviendas multifamiliares, a pesar de que estas estructuras, permiten un diseño estructural con luces de mayor longitud y brindan una respuesta más

segura ante los sismos. Esto es debido, a que el cálculo matemático para el diseño en acero, requiere de una mayor precisión y de mucho más detalle, que en el diseño en concreto.

La utilización de estructuras metálicas en las edificaciones, tiene beneficios como proporcionar rigidez lateral, alta resistencia, uniformidad, elasticidad, durabilidad y una facilidad de montaje de la estructura, los componentes pueden ser reutilizados, el acero es no combustible, es dimensionalmente estable. Asimismo, el uso de estas estructuras permite reducir el tiempo de construcción de viviendas multifamiliares y los costos de ejecución.

Es por estos motivos que se determinará la factibilidad e importancia del uso de estructuras metálicas para la construcción de edificaciones familiares, oficinas, etc, ya que tiene un impacto técnico y constructivo, rompiendo así paradigmas constructivos; por ello, con la presente tesis, se busca promover el uso de estructuras metálicas para la construcción de viviendas, departamentos, etc. y dejar de optar por construcciones de concreto armado con esta nueva alternativa.

## **1.6.Objetivos**

### **1.6.1. Objetivo general**

Determinar la influencia del diseño de estructuras tipo marco con dispositivos de control para el mejoramiento en el comportamiento sísmico en las edificaciones de la Urb. San Isidro I Etapa, Distrito de Trujillo, 2019.

### **1.6.2. Objetivos específicos**

O.E.1 Aplicar los requisitos del Reglamento Nacional de Edificaciones, (Norma E-030, E-090 y las especificaciones AISC DG1), en la realización del análisis estructural de la vivienda.

O.E.2 Determinar las dimensiones comerciales de los elementos estructurales para la estructura metálica.

O.E.3 Modelar la estructura tipo marco con dispositivos de control usando el programa RISA 3D.

O.E.4 Evaluar el comportamiento sísmico de la estructura tipo marco con los dispositivos de control según parámetros que exige el RNE.

### **1.7.Hipótesis**

#### **1.7.1. Hipótesis general**

Realizando el diseño de estructuras tipo marco con dispositivos de control influirá significativamente en el comportamiento sísmico de las viviendas de la Urb. San Isidro I Etapa, Distrito De Trujillo, 2019.

### **1.8.Variables**

#### **1.8.1. Variable Independiente**

Diseño estructural tipo marco con dispositivos de control.

#### **1.8.2. Variable Dependiente**

Comportamiento sísmico en las edificaciones

## CAPÍTULO II. METODOLOGÍA

### 2.1. Operacionalización de Variables

Tabla 14

*Operacionalización de variables*

OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES							
	VARIABLES	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	MEDICIÓN
INDEPENDIENTE	Diseño estructural tipo marco con dispositivos de control.	Para el caso de edificios de acero, entre los diferentes sistemas estructurales, los marcos resistentes a momento (MRMs) y han sido muy usados porque permiten la optimización de los espacios y por su gran capacidad de rigidez y ductilidad. (Reyes, Bojórquez, Velázquez y Rodríguez, 2010).	Se realizará el diseño del edificio mediante el programa RISA 3D y luego se analizará el comportamiento sísmico de la estructura, verificando que los	Predimensionamiento de elementos estructurales RNE - E.090 Cálculo de criterios para modelamiento Modelamiento estructural según AISC DG -1 y el RNE - E.030	Todos los elementos estructurales Parámetros sísmicos Modelo de toda la estructura en programa RISA 3D	Valores mínimos Consideraciones para el diseño Método elementos finitos	Valores de talas NORMA E - 090 Valores de talas NORMA E - 030 Software Cálculo Estructural.
	Comportamiento sísmico en las edificaciones	El comportamiento sísmico ayuda a la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales y no estructurales. Esto va a variar según el terreno que se tenga y la cantidad de pisos de la estructura con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite... (Bertero, 1997).	desplazamientos de entrepiso de la estructura cumplan y estén por debajo del valor mínimo que establece el Reglamento Nacional de Edificaciones.	Derivas de entrepiso según RNE - E.030 Fuerzas internas según RNE - E.030	Desplazamiento 1er piso Desplazamiento 2do piso Modos de vibración Cortante máxima en la base Momento máximo en la base	Distorsión de entrepiso Distorsión de entrepiso Fuerza axial vs Desplazamiento Fuerza Cortante vs Desplazamiento Momento máximo vs Desplazamiento	Software Cálculo Estructural. Software Cálculo Estructural. Software Cálculo Estructural. Software Cálculo Estructural. Software Cálculo Estructural.

*Fuente: Elaboración propia*



## 2.2. Tipo de Investigación

### 2.2.1. Según su Propósito

La Investigación es aplicada (práctica) porque busca el conocer, para hacer, para actuar, para construir y para modificar en base a un marco teórico.

### 2.2.2. Según el diseño de investigación:

El tipo de diseño es Pre experimental

$$O1-----X-----O2$$

Donde:

O1: Mejorar el comportamiento sísmico en edificaciones de la Urb. San Isidro I Etapa, Distrito De Trujillo antes del diseño de estructuras tipo marco con dispositivo de control.

X: Diseño de estructuras tipo marco con dispositivos de control.

O2: Mejorar el comportamiento sísmico en edificaciones de la Urb. San Isidro I Etapa, Distrito de Trujillo, después del diseño de estructuras tipo marco con dispositivo de control.

Dónde:  $O1 < O2$

## 2.3. Población y muestra (Materiales, instrumentos y métodos)

### 2.3.1. Población

Todas las viviendas de la Urb. San Isidro I Etapa, Distrito De Trujillo, 2019.

### 2.3.2. Muestra

No probabilístico y por juicio de expertos porque según el Ing. Civil Cancino Rodas Cesar Leonidas, asegura que para llevar acabo el análisis de este proyecto solo es necesario, analizar una sola estructura ya que tendrá un comportamiento

único y en base a los resultados se analizará bajo las exigencias del Reglamento Nacional de Edificaciones y se evaluará si cumplen o no el diseño estructural y si tiene las características para ser habitado como una vivienda. Por lo tanto, la muestra está constituida por una vivienda de 3 pisos.

## 2.4. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos

### 2.4.1. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

En el presente trabajo de investigación se utilizó la técnica de revisión documental debido al carácter teórico de la investigación. Para ello se recolectará información de diversas normas tales como la N.T.P - E.030 del 2016 (Diseño Sismoresistente), N.T.P - E.060 (Diseño de Concreto Armado. Posteriormente usando la información recabada en las normas anteriormente mencionadas se realizará un análisis estático de la estructura con la finalidad de recabar información sobre el comportamiento estructural de la edificación.

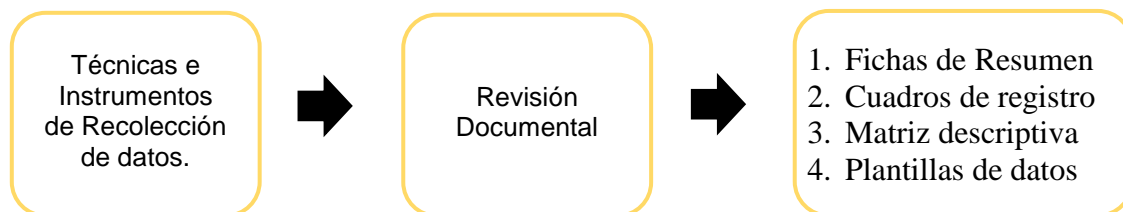


Figura 76. Técnicas, instrumentos y Recolección de datos

Los instrumentos que se usaron para la recolección de datos fueron las fichas de resumen, los cuadros de registro de información, las matrices descriptivas y las plantillas de datos. Mediante estos instrumentos se procesó la información obtenida de la revisión documental de normas, códigos de diseño, trabajos de investigación, fichas técnicas y los resultados numéricos que se obtenga del programa RISA 3D.

**Esquema del procedimiento para la recolección de datos**

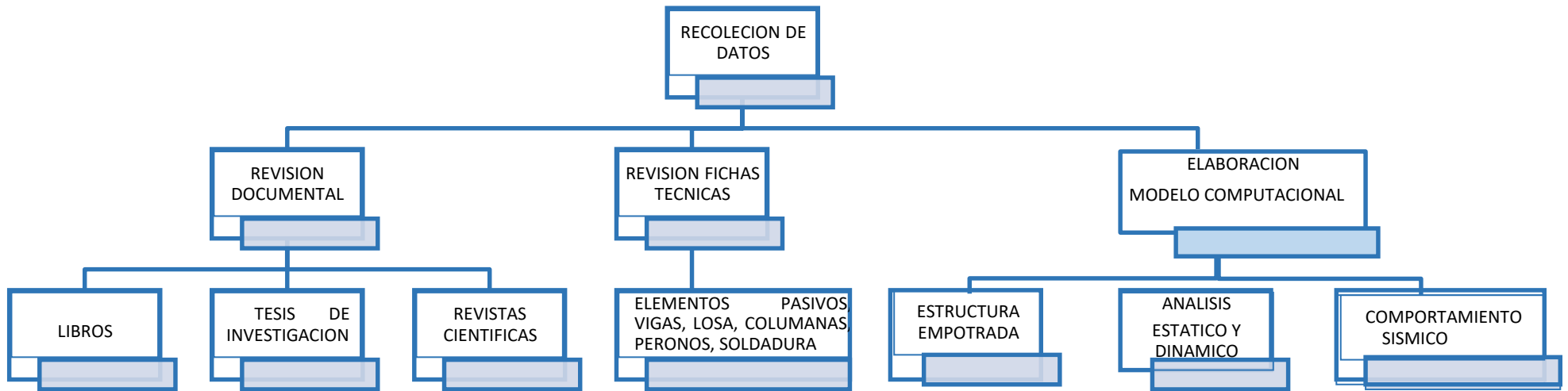


Figura 77. Esquema de recolección de datos.

Para la recolección de los datos empleados para el desarrollo de la tesis se siguió el procedimiento mostrado en el esquema anterior.

En primer lugar, se realizó una revisión documental de la información existente sobre el desempeño sísmico a nivel mundial existente en libros, tesis e informes científicos. Para esta actividad se usaron las fichas de resumen con la finalidad de sintetizar la información necesaria y tomarla como base para la investigación en curso.

Luego se revisó las fichas técnicas de los elementos estructurales (Losa, vigas, columnas y elementos metálicos de arrostramiento) con la finalidad de usar dimensiones comerciales de estos elementos de tal forma que cumplan con su resistencia requerida y así permita familiarizarse con la metodología sobre el predimensionamiento de los mismos y la implementación en los programas de cálculo, además de ello se revisaron tesis que analizaron el comportamiento sísmico y se analizó la metodología empleada para el uso de los perfiles metálicos A36.

Finalmente, con la información recabada anteriormente se elaboró el modelo computacional para la estructura tipo marco con perfiles metálicos, con ello se obtuvieron los resultados necesarios para determinar el comportamiento sísmico de la estructura. Para esta fase de la recolección de información se empleó la herramienta denominada “Guía de observación estructural” (Ver anexo 4), con la cual se determinó los principales parámetros sísmicos y además se emplearon las planillas de datos para recabar la información numérica del modelo computacional de edificio en evaluación.

## 2.4.2. Técnicas e instrumentos de análisis de datos

Los instrumentos comprendidos para el análisis de los resultados son los siguientes. Se analizará en base a las formulas y graficas que establece la Guía de Diseño de Acero\_29 donde establece que, una conexión de refuerzo a una base de columna se muestra a la columna eje fuerte en la Figura 78, junto con un admisible campo de fuerza. Al igual que con la UFM, el campo de fuerza admisible de La figura 78, produce fuerzas uniformes en los bordes del refuerzo, como mostrado. El punto de trabajo se muestra a una distancia,  $e$ , arriba del parte superior de la placa base porque esta posición es favorecida por muchos diseñadores para mantener parte o la totalidad de la ortesis sobre la superficie del piso terminado. La ubicación ideal del punto de trabajo es en la superficie superior de la placa base, porque esta ubicación elimina fuerzas de flexión y corte en la sección transversal de la columna.

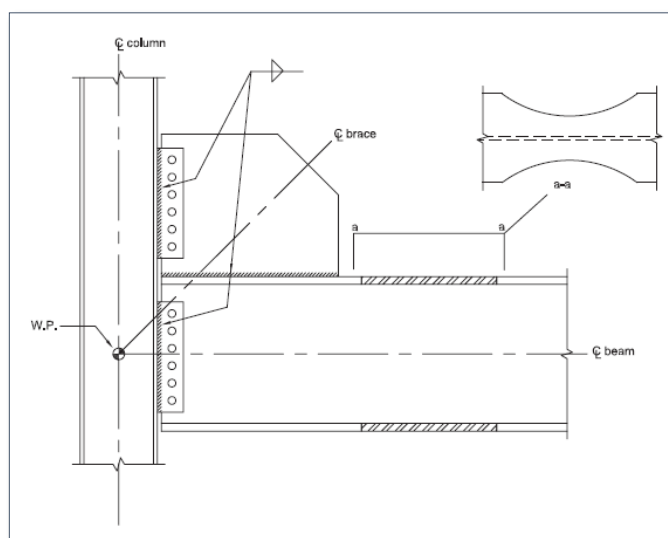


Figura 78. Sección de acero reducido (RBS) para controlar las fuerzas de distorsión.

En la posición que se muestra en e sobre la placa base, la columna será sometido a fuerza de corte,  $H_c$ , y momento,  $H_c e$ , en. Además de cualquier otra carga de columna. Esta fuerza y momento ( $H_c$  y  $H_c e$ ) son probablemente insignificantes, pero el diseñador debería sé consciente de ellos. El punto de trabajo a menudo se especifica para estar en la parte inferior del placa base, en  $e = -t_{bp}$ . Este punto es muy conveniente para el diseño geométrico porque no se requiere el grosor de la placa base para determinar los biseles (inclinaciones de las riostras). Si  $e$  es grande, puede será deseable unir el refuerzo a la columna solamente. La figura 79 muestra el refuerzo conectado a una columna. brida. Se recomienda que el punto de trabajo estar ubicado en la parte superior de la placa base ( $e = 0$ ) siempre que sea posible. Se puede ver que si  $e$  no es igual a cero, habrá ser una fuerza,  $H_c$ , actuando normal a la red de columnas. Esta fuerza se puede dividir entre el refuerzo opcional de la Figura 79 con  $2H_c$  añadido a  $H_b$  en la placa base. Sin embargo, la columna web es capaz de transportar una parte o la totalidad de  $H_c$ , como puede ser determinado por un análisis de línea de rendimiento. La figura 4-24 muestra un patrón de línea de rendimiento apropiado. De Abolitz y Warner (1965), el momento que puede llevar la columna web, con el refuerzo pivotando sobre el punto A de la Figura 79, es:

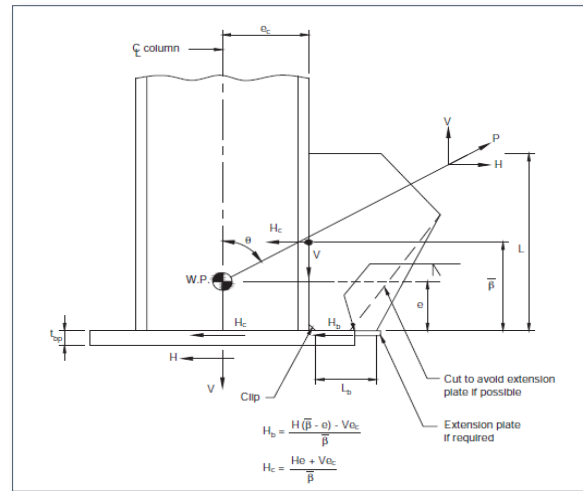


Figura 79. Geometría de placa de refuerzo a base y campo de fuerza admisible, caja de eje fuerte.

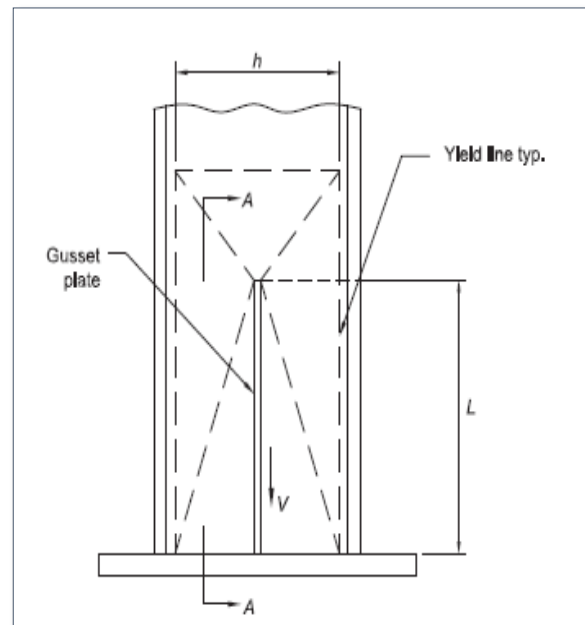


Figura 80. Línea de rendimiento para la red de columna en placa base.

Para el análisis de datos también se utilizará la estadística para probar si la hipótesis es verdadera o falsa. Para ellos se hará la Prueba de normalidad para determinar si un conjunto de datos está bien modelado por una distribución normal o no, o para calcular la probabilidad de una variable aleatoria de fondo es que se distribuye

normalmente. Más precisamente, son una forma de selección de modelos, y se puede interpretar de varias maneras, lo correcto e ideal sería que el nivel de significancia sea mayor a 0.05 es decir que supere el 5% y así poder afirmar que los datos son normales y cumplen una distribución normal.

Asimismo, también es necesario hacer una prueba “T” DE STUDENT debido que los datos cumplen una distribución normal y el tamaño de la muestra es pequeña. Lo importante de este método es determinar el nivel de significancia de los datos y según ello ver si se rechaza o no la prueba de hipótesis nula. Lo ideal para esta investigación sería que el nivel de significancia tienda a un valor 0 y así poder afirmar que la hipótesis nula es correcta.



**2.4.3. Procedimientos de análisis de datos**

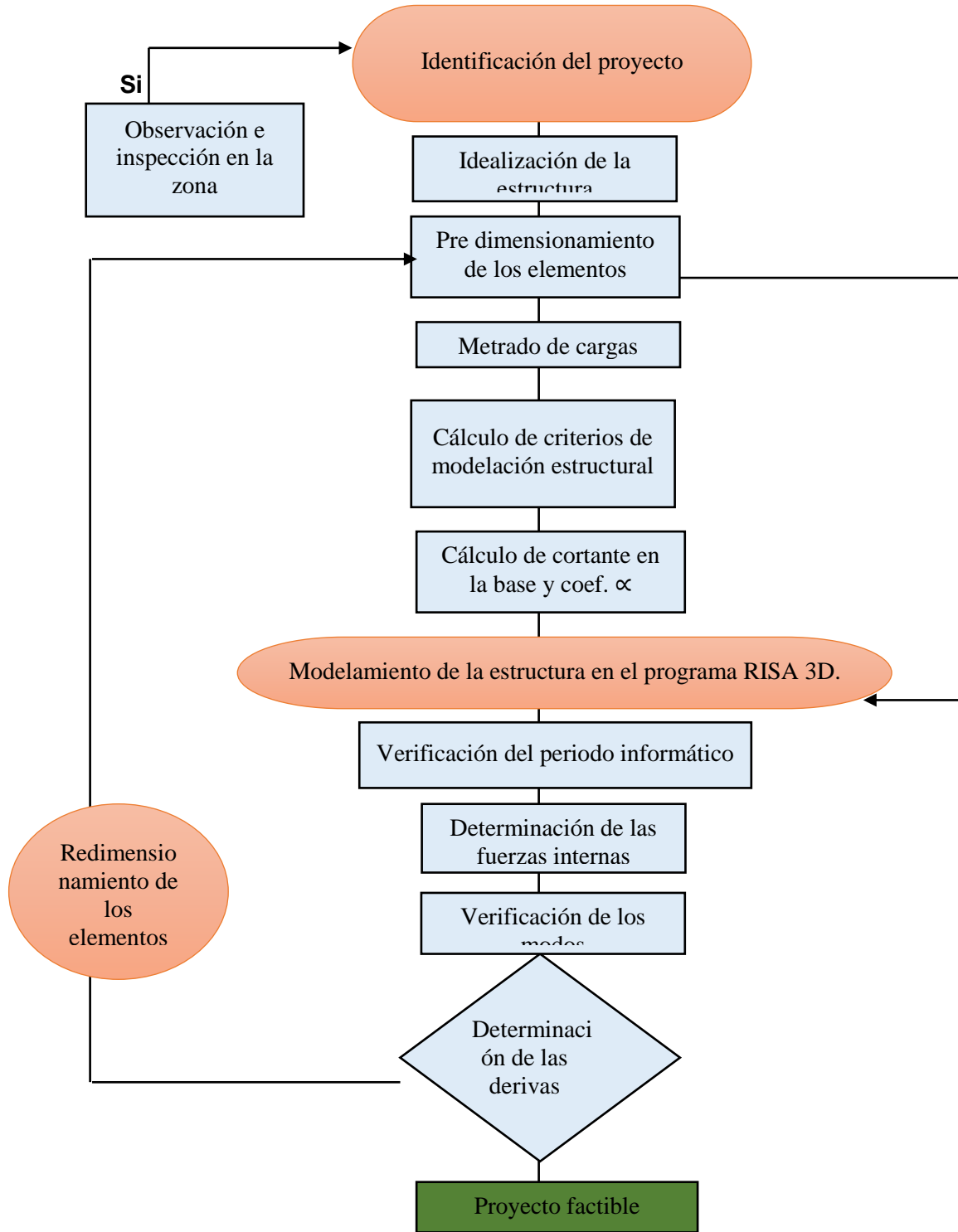


Figura 81: Procedimiento de análisis de datos

Fuente: Elaboración Propia

En la figura 81 muestra el esquema del procedimiento que se siguió para el desarrollo de la investigación. En primer lugar, se idealizó la estructura y luego se inició con el predimensionamiento, pero para obtener con exactitud los cálculos del Predimensionamiento y los criterios de modelación estructural se empleará el Microsoft Excel. Con los datos correspondientes obtenidos del Reglamento Nacional de Edificaciones se creará plantillas para obtener el periodo fundamental, Factor de amplificación sísmica, centro de masa, centro de rigidez, coeficiente  $\alpha$ , fuerza sísmica, excentricidad accidental y cortante basal que servirán para ingresar al programa RISA 3D.

Para la modelación de la estructura, se empleará el programa RISA 3D. Donde se obtendrá los resultados de las fuerzas internas (cortante máxima en el eje fuerte y eje débil; así como también momentos máximos en el eje fuerte y en el eje débil de la columna.) valores de los 9 modos y las derivas de entrepiso en ambas direcciones. Pero antes de analizar y hacer procesamiento de datos arrojados del programa RISA 3D, primero se debe verificar el predimensionamiento de los elementos estructurales que satisfagan los valores mínimos que establece el Reglamento Nacional de Edificaciones;

es decir que el área transversal mínima sea de 1000 cm<sup>2</sup> y que el  $A_s = \frac{V}{\phi 0.53 \sqrt{f'_c}}$ ;

donde  $A_s$  es el área de las columnas, “V” es la Cortante Basal,  $\phi = 0.90$  y  $f'_c$  es resistencia del concreto.

Luego de verificar el correcto predimensionamiento de todos los elementos estructurales, se procederá al análisis de la estructura. Se empezará con la verificación del análisis dinámico, donde se deberá verificar que el cortante dinámico ( $V_{din}$ ) sea

0.8 veces mayor que el cortante estático ( $V_{din} > 0.8 * V_{est}$ ). De la misma forma se verificará que las fuerzas internas arrojadas por el programa RISA 3D, sean menor que las fuerzas resistentes de la estructura. También se verificará en análisis modal de tal forma que sus valores sean menores a la vibración de la estructura. Además se verificará que el periodo de vibración informático sea menor al periodo fundamental de vibración y finalmente se verificará las distorsiones de la estructura en el eje “x” como en el eje “y” y sus valores deben ser menor al 0.010 m según como lo establece el Reglamento de Edificaciones para una estructura metálica.

Por lo tanto; Si la edificación satisface todas las consideraciones expresadas anteriormente, sísmicamente se podrá afirmar que su diseño está correcto o de lo contrario se tendrá que hacer un nuevo diseño.

#### 2.4.4. Diseño Sísmico:

##### 2.4.4.1. Parámetros

Tabla 15  
*Materiales para vivienda*

PARAMETROS	
ELEMENTO	MATERIAL
- Vigas y Columnas:	Acero ASTM 500 Grado A36.
- Paredes Exteriores e interiores de los 2 niveles:	Material liviano (Drywall).
- Cielo raso:	Pvc con esqueleto de aluminio.
- Entrepiso:	Placa Colaborante Acero-Deck D600.
- Perfiles :	Acero Estructural (Acero A-36).

*Fuente:Elaboracion propia*

#### 2.4.4.2. Propiedades mecánicas

Tabla 16  
*Propiedades mecánicas*

PROPIEDADES MECÁNICAS		
	VALORES	UND
<b>CONCRETO:</b>		
Esfuerzo a la compresión ( $f'c$ ):	210.00	kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico del concreto:	2400.00	kg/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad:	217400.00	kg/cm <sup>2</sup>
<b>ACERO DE REFUERZO</b>		
Punto de fluencia grado 60	4200.00	kg/cm <sup>2</sup>
<b>ACERO ESTRUCTURAL</b>		
Punto de fluencia A-36	2520.00	kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad:	2100000.00	kg/cm <sup>2</sup>
<b>FACTOR DE SUELO DE CIMENTACIÓN</b>		
Capacidad de carga:	0.90	kg/cm <sup>2</sup>
Peso promedio del suelo:	1.50	tn/m <sup>3</sup>
Coefficiente de balasto:	3.00	kg/cm <sup>3</sup>

*Fuente: Eche, E & Pérez, G(2018)*

#### 2.4.4.3. Factores de reducción de resistencia

Tabla 17  
*Factores de reducción de resistencia de concreto.*

Para el Concreto	Factor	Para el Acero	Factor
Compresión:	0.9	Compresión:	0.9
Flexión:	0.9	Flexión:	0.85
Cortante:	0.85	Corte de pernos	0.75
Torsión:	0.85	Soldadura	1.00
Aplastamiento:	0.7	-----	-----

*Fuente: Elaboración propia*

#### 2.4.4.4. Idealización de la estructura

##### Estimación de cargas

##### A. Carga muerta

La carga muerta se la va a analizar de tal manera que nos sirva para poder predimensionar los elementos de soporte, estos son: viguetas, vigas, losa colaborante (Acero-Deck) y columnas. Para adoptar el espesor de la placa

colaborante, se ha impuesto una separación entre viguetas de apoyo menores a 1.15 m de distancia. No se incluye el peso propio de la estructura en éste análisis debido a que el programa estructural RISA 3D lo hace de forma automática.

Tabla 18  
*Elementos de la carga muerta*

ELEMENTO	CARGA	Und
PLACA COLABORANTE	10.88	Kg/m <sup>2</sup>
CONCRETO S/PLACA COLABORANTE (e=5 cm)	177.60	Kg/m <sup>2</sup>
CIELO RASO	25.00	Kg/m <sup>2</sup>
PISO TERMINANDO	150.00	Kg/m <sup>2</sup>
DRYWALL	25.00	Kg/m <sup>2</sup>
<b>CARGA MUERTA (CM)</b>	<b>388.48</b>	<b>Kg/m<sup>2</sup></b>

*Fuente: Elaboración propia*

### **B. Carga viva**

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones, para viviendas y/o departamentos se debe utilizar la carga viva de 250 kg/cm<sup>2</sup>.

**CARGA VIVA (CV): 250.00 kg/cm<sup>2</sup>**

### **C. Cargas Sísmicas**

Para determinar las fuerzas sísmicas a utilizar, se realizó el método de análisis dinámico modal espectral definido en el RNE E-030 para la clasificación correspondiente.

#### **2.4.4.5. Parámetros y consideraciones de diseño sísmico**

Parámetros según E-030 (Diseño sismoresistente)

Tabla 19

Parámetros sísmico según E-030

CATEGORÍA	C	FACTORES	VALOR
ZONA	4	ZONA (4) :	0.45
TIPO DE SUELO	S2	USO :	1.00
R	6.0	SUELO :	1.05
FACTOR ESCALA	1.0	TP:	0.6
		TL:	2.00

Fuente: Elaboración propia

- ✓ Se considera dos casos para el análisis sísmico de la estructura

Sismo X: Fuerza sísmica actuando en la dirección transversal

Sismo Y: Fuerza sísmica actuando en la dirección longitudinal.

#### 2.4.4.6. Irregularidad piso blando

Tabla 20

Irregularidad piso blando

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO		
DIRECCIÓN CORTA	Fuerza cortante primer entrepiso:	44.917 tonf
	Desplazamiento centro de masa primer techo:	0.075 cm
	Rigidez primer entrepiso:	598.889 tonf/cm
	Fuerza cortante de segundo entrepiso:	36.278 tonf
	Desplazamiento relativo centro de masa segundo entrepiso:	0.123 cm
	Rigidez segundo entrepiso:	294.943 tonf/cm
DIRECCIÓN LARGA	Rigidez primer entrepiso/Rigidez segundo entrepiso:	2.03
	Fuerza cortante primer entrepiso:	44.917 tonf
	Desplazamiento centro de masa primer techo:	0.058 cm
	Rigidez primer entrepiso:	774.425 tonf/cm
	Fuerza cortante de segundo entrepiso:	36.280 tonf
	Desplazamiento relativo centro de masa segundo entrepiso:	0.070 cm
	Rigidez segundo entrepiso:	518.286 tonf/cm
	Rigidez primer entrepiso/Rigidez segundo entrepiso:	1.49

Fuente: Elaboración propia

Direc. X - X Primer entrepiso: La razón entre la rigidez del primer a segundo entrepiso es mayor a 0.70

Direc. Z – Z Primer entrepiso: La razón entre la rigidez del primer a segundo  
entrepiso es mayor a 0.70

Segundo entrepiso no aplica puesto que no existe entrepisos superiores.

#### **2.4.4.7. ANALISIS DE DISEÑO: IREGULARIDADES -(Tabla N°8 (Norma E.030-2014/ds-003-2016)).**

✓ **Irregularidad de resistencia – Piso débil**

No presenta irregularidad ya que las secciones de los elementos  
verticales no varían de un nivel a otro.

✓ **Irregularidad extrema de Rigidez**

No presenta irregularidad extrema de rigidez, ver ítem irregularidad  
de rigidez.

✓ **Irregularidad extrema de resistencia**

No presenta irregularidad extrema resistencia, ver ítem irregularidad  
de resistencia.

✓ **Irregularidad de masa o peso**

La relación entre el peso del primer y segundo piso,  $P1/P2 =$   
 $(26.029/15.907) = 1.64 > 1.50$ , por consiguiente, existe irregularidad  
de masa.

✓ **Irregularidad geometría vertical**

No presenta irregularidad geométrica vertical puesto que las  
dimensiones en planta de los sistemas resistentes a cargas laterales  
se mantienen en elevación en ambas direcciones de análisis.

✓ **Discontinuidad en los sistemas resistentes**

No presenta discontinuidad en los sistemas resistentes dado que los elementos estructurales se proyectan en los tres niveles sin cambio de orientación o desplazamiento de sus ejes.

✓ **Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes**

No presenta discontinuidad extrema de los sistemas resistentes, ver ítem anterior.

✓ **Irregularidad torsional**

Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11. Para nuestro caso, el máximo desplazamiento en ambas direcciones, es menor al 50% del máximo permitido.

✓ **Irregularidad torsional extrema**

No presenta irregularidad torsional extrema, ver ítem de irregularidad torsional.

✓ **Esquinas entrantes**

La estructura no cuenta con esquinas entrantes en ninguna de las direcciones de análisis.

✓ **Discontinuidad del diafragma**

Los diafragmas no presentan aberturas, discontinuidades abruptas y variación de rigidez.



✓ **Sistemas no paralelos**

Los ejes estructurales son paralelos

**2.4.4.8. Irregularidades estructurales en altura (Evaluación)**

Tabla 21

*Irregularidades estructurales en altura (Evaluación)*

<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA</b>		<b>la Dir X-X</b>	<b>la Dir Y-Y</b>
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	DIR X-X     DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad de Resistencia - Piso Débil	DIR X-X     DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	DIR X-X     DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	DIR X-X     DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	AMBAS DIRECCIONES	1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	DIR X-X     DIR Y-Y	1.00	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	AMBAS DIRECCIONES	1.00	1.00
Discontinuidad Extrema de los Sistemas R	AMBAS DIRECCIONES	1.00	1.00
Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10		<b>Se toma el valor más crítico</b>	<b>1.00</b>

<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA</b>		<b>lp Dir X-X</b>	<b>lp Dir Y-Y</b>
Irregularidad Torsional	DIR X-X     DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	DIR X-X     DIR Y-Y	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	DIR X-X     DIR Y-Y	1.00	1.00
Discontinuidad del Diafragma	AMBAS DIRECCIONES	1.00	1.00
Sistemas no Paralelos	DIR X-X     DIR Y-Y	1.00	1.00
Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10		<b>Se toma el valor más crítico</b>	<b>1.00</b>

*Fuente: Elaboración propia*

**2.4.4.9. Parámetros de periodos de vibración**

$H_n = h_1 + h_2 + h_3$ ; donde  $h$  = altura de cada piso

$H_n = 0.50 + 3.50 + 2.80 + 2.80 \rightarrow H_n = 9.10$

$C_t = 60$  (Edificios de concreto, duales, etc)

Parámetro de periodo de la Estructura (Software)

$T_{xx} = 0.085$  ;  $T_{zz} = 0.038$

## Resumen

Tabla 22  
Parámetros de vibración

DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y	Factor de Amplificación Sísmica, Según E.030-2016 (2.5)			
Z	0.45	Ro	6	6	Cx-x	2.50	Cx/ Rx > 0.11	0.42
U	1.00	Ia	1.00	1.00	Cy-y	2.50	Cy/ Ry > 0.11	0.42
S	1.05	Ip	1.00	1.00	Coeficiente de Cortante Basal, C (Software)			
TP	0.60	R	6	6	Vx/P=(Cx/Rx)*Z*U*S	0.197		
TL	2.00	g	9.81m/s <sup>2</sup>		Vy/P=(Cy/Ry)*Z*U*S	0.197		

Fuente: Elaboración propia

Por tratarse de una zona sísmica se analizará como pórticos SMF (Pórticos especiales resistentes a momentos).

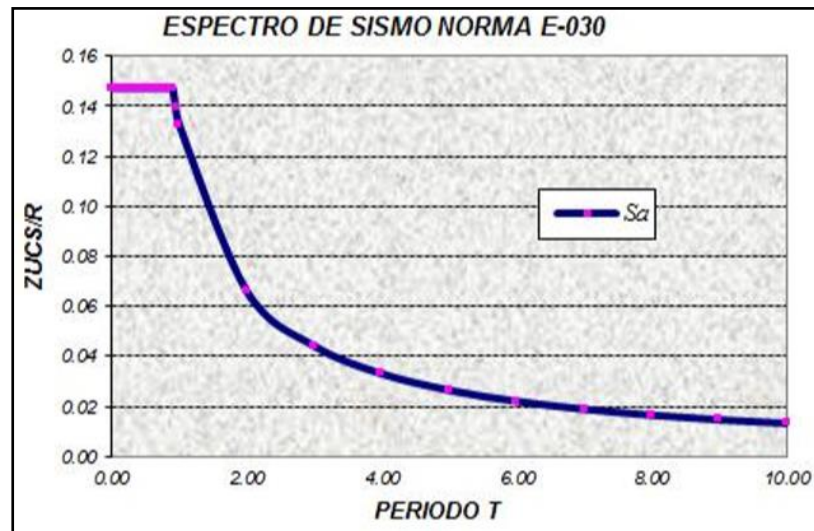
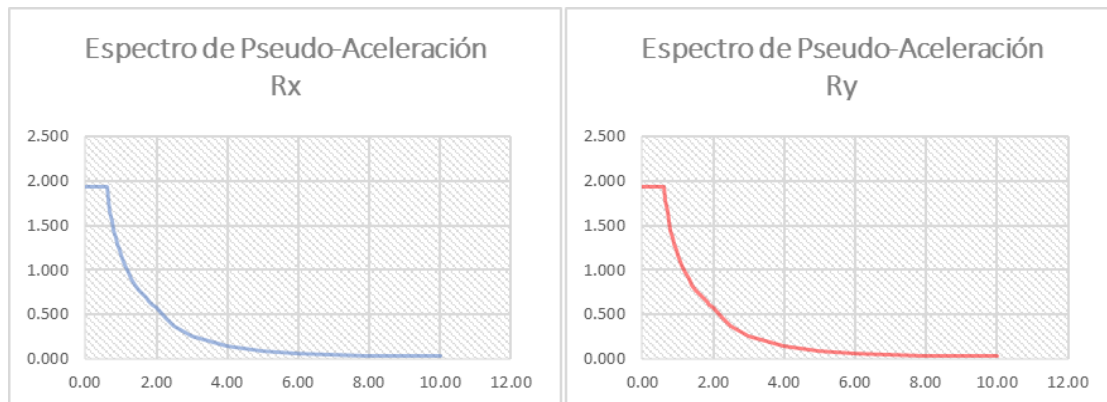


Figura 82. Espectro de sismo Norma E-030

Fuente: Norma Técnica E-030

### 2.4.4.10. Espectros de Pseudo aceleración (Software)

Tabla 23  
*Espectros de Pseudo aceleración (Software)*



C	T	Sa Dir X	Sa Dir Y
2.50	0.00	0.197	0.197
2.50	0.02	0.197	0.197
2.50	0.04	0.197	0.197
2.50	0.06	0.197	0.197
2.50	0.08	0.197	0.197
2.50	0.10	0.197	0.197
2.50	0.12	0.197	0.197
2.50	0.14	0.197	0.197
2.50	0.16	0.197	0.197
2.50	0.18	0.197	0.197
2.50	0.20	0.197	0.197
2.50	0.25	0.197	0.197
2.50	0.30	0.197	0.197
2.50	0.35	0.197	0.197
2.50	0.40	0.197	0.197
2.50	0.45	0.197	0.197
2.50	0.50	0.197	0.197
2.50	0.55	0.197	0.197
2.50	0.60	0.197	0.197
2.31	0.65	0.182	0.182
2.14	0.70	0.169	0.169
2.00	0.75	0.158	0.158
1.88	0.80	0.148	0.148
1.76	0.85	0.139	0.139

C	T	Sa Dir X	Sa Dir Y
1.67	0.90	0.131	0.131
1.58	0.95	0.124	0.124
1.50	1.00	0.118	0.118
1.36	1.10	0.107	0.107
1.25	1.20	0.098	0.098
1.15	1.30	0.091	0.091
1.07	1.40	0.084	0.084
1.00	1.50	0.079	0.079
0.94	1.60	0.074	0.074
0.88	1.70	0.069	0.069
0.83	1.80	0.066	0.066
0.79	1.90	0.062	0.062
0.75	2.00	0.059	0.059
0.59	2.25	0.047	0.047
0.48	2.50	0.038	0.038
0.40	2.75	0.031	0.031
0.33	3.00	0.026	0.026
0.19	4.00	0.015	0.015
0.12	5.00	0.009	0.009
0.08	6.00	0.007	0.007
0.06	7.00	0.005	0.005
0.05	8.00	0.004	0.004
0.04	9.00	0.003	0.003
0.03	10.00	0.002	0.002

Fuente: Elaboración propia

#### 2.4.4.11. Distribución de Fuerza Cortante en altura SIN arriostramientos, Según

##### E.030-2014/DS-003-2016 (4.5.3)

Tabla 24

Distribución de Fuerza Cortante en altura, SIN arriostramiento Según E.030-2014/DS-003-2016 (4.5.3)

DIRECCIÓN X - X						
PISO	Pi (tonf)	hi (m)	k	Pi*hi <sup>k</sup>	Pi*hi/S(Pi*hi)	Fi
Piso 3	62.16	8.60	1.00	534.58	0.42	18.89
Piso 2	84.54	5.80	1.00	484.51	0.38	17.12
Piso 1	81.73	3.00	1.00	242.18	0.19	8.564
DIRECCIÓN Y - Y						
PISO	Pi (tonf)	hi (m)	k	Pi*hi <sup>k</sup>	Pi*hi/S(Pi*hi)	Fi
Piso 3	62.16	8.60	1.00	534.58	0.42	18.89
Piso 2	84.54	5.80	1.00	484.51	0.38	17.12
Piso 1	81.73	3.00	1.00	242.18	0.19	8.56

$$V_{basal\ xx} = 44.58\ tonf$$

$$V_{basal\ yy} = 44.58\ tonf$$

#### 2.4.4.12. Distribución de Fuerza Cortante en altura CON arriostramientos,

##### Según E.030-2014/DS-003-2016 (4.5.3)

Tabla 25

Distribución de Fuerza Cortante en altura, Según E.030-2014/DS-003-2016 (4.5.3)

DIRECCIÓN X - X						
PISO	Pi (tonf)	hi (m)	k	Pi*hi <sup>k</sup>	Pi*hi/S(Pi*hi)	Fi
Piso 3	62.51	8.60	1.00	537.62	0.42	19.01
Piso 2	84.23	5.80	1.00	488.51	0.38	17.27
Piso 1	81.41	3.00	1.00	244.22	0.19	8.64
DIRECCIÓN Y - Y						
PISO	Pi (tonf)	hi (m)	k	Pi*hi <sup>k</sup>	Pi*hi/S(Pi*hi)	Fi
Piso 3	62.51	8.60	1.00	537.62	0.42	19.01
Piso 2	84.23	5.80	1.00	488.51	0.38	17.27
Piso 1	81.41	3.00	1.00	244.22	0.19	8.64

$$V_{basal\ xx} = 44.92\ tonf$$

$$V_{basal\ yy} = 44.92\ tonf$$

ESTRUCTURAS REGULARES				Area	X	Y
PISO	Pi (tonf)	M <sub>T</sub> (tonf.s <sup>2</sup> /m)	M <sub>R</sub> (tonf.s <sup>2</sup> .m)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)
Piso 3	62.51	6.37	153.47	120.00	8.00	15.00
Piso 2	84.23	8.59	206.77			
Piso 1	81.41	8.30	199.85			

Fuente: Elaboración propia

#### 2.4.4.13. Combinaciones de carga para ambos diseños (Ver anexo 1)

Tabla 26  
Combinaciones de carga

COMBINACION	ANALISIS P DELTA	CASO DE CARGA	FACTOR	CASO DE CARGA	FACTOR
Peso		DL	1	LL	0.25
Peso Dinámico		7	1		
DL	Y	DL	1		
LL	Y	LL	1		
ELZ+X	Y	ELZ+X	1		
ELZ-X	Y	ELZ-X	1		
ELX+Z	Y	ELX+Z	1		
ELX-Z	Y	ELX-Z	1		
SD Z-Z	Y	SZ	1		
1.4D	Y	DL	1.4		
1.2D + 1.6L	Y	DL	1.2	LL	1.6
1.2D+0.5L+1.0ELZ+X	Y	DL	1.2	LL	0.5
1.2D+0.5L-1.0ELZ+X	Y	DL	1.2	LL	0.5
1.2D+0.5L+1.0ELZ-X	Y	DL	1.2	LL	0.5
1.2D+0.5L-1.0ELZ-X	Y	DL	1.2	LL	0.5
1.2D+0.5L+1.0ELX+Z	Y	DL	1.2	LL	0.5
1.2D+0.5L-1.0ELX+Z	Y	DL	1.2	LL	0.5
1.2D+0.5L+1.0ELX-Z	Y	DL	1.2	LL	0.5
1.2D+0.5L-1.0ELX-Z	Y	DL	1.2	LL	0.5
1.2D+1.0L+1.0ELZ+X	Y	DL	1.2	LL	0.5
1.2D+1.0L-1.0ELZ+X	Y	DL	1.2	LL	0.5
1.2D+1.0L+1.0ELZ-X	Y	DL	1.2	LL	0.5
1.2D+1.0L-1.0ELZ-X	Y	DL	1.2	LL	0.5
1.2D+1.0L+1.0ELX+Z	Y	DL	1.2	LL	0.5
1.2D+1.0L-1.0ELX+Z	Y	DL	1.2	LL	0.5
1.2D+1.0L+1.0ELX-Z	Y	DL	1.2	LL	0.5
1.2D+1.0L-1.0ELX-Z	Y	DL	1.2	LL	0.5
0.9D+1.0ELZ+X	Y	DL	0.9	ELZ+X	1
0.9D-1.0ELZ+X	Y	DL	0.9	ELZ+X	-1

0.9D+1.0ELZ-X	Y	DL	0.9	ELZ-X	1
0.9D-1.0ELZ-X	Y	DL	0.9	ELZ-X	-1
0.9D+1.0ELX+Z	Y	DL	0.9	ELX+Z	1
0.9D-1.0ELX+Z	Y	DL	0.9	ELX+Z	-1
0.9D+1.0ELX-Z	Y	DL	0.9	ELX-Z	1
0.9D-1.0ELX-Z	Y	DL	0.9	ELX-Z	-1
deformacion total	Y	DL	1	LL	1
deformacion carga viva	Y	LL	1		

COMBINACION	ANALISIS P DELTA	CASO DE CARGA	FACTOR	CASO DE CARGA	FACTOR
<b>Cimentación</b>					
1.4D + 1.7L	Y	DL	1.4	LL	1.7
1.25(D+L)+1.0ELZ+X	Y	DL	1.25	LL	1.25
1.25(D+L)+1.0ELZ-X	Y	DL	1.25	LL	1.25
1.25(D+L)+1.0ELX+Z	Y	DL	1.25	LL	1.25
1.25(D+L)+1.0ELX-Z	Y	DL	1.25	LL	1.25
0.9D+1.0ELZ+X	Y	DL	0.9	ELZ+X	1
0.9D+1.0ELZ-X	Y	DL	0.9	ELZ-X	1
0.9D+1.0ELX+Z	Y	DL	0.9	ELX+Z	1
0.9D+1.0ELX-Z	Y	DL	0.9	ELX-Z	1

Fuente: Elaboración propia

## 2.4.5. Diseño de estructura tipo marco con arriostramiento (Ver anexo 2,3,4,5,6,7,8).

### 2.4.5.1. Diseño de Placa Base

#### a. Resultante de esfuerzos en la columna

- ✓ Carga Axial ( $P_c$ ): 54.6 ton
- ✓ Cortante Eje Fuerte ( $V_z$ ): 6.40 ton
- ✓ Cortante Eje Débil ( $V_y$ ): 3.90 ton
- ✓ Momento Eje Fuerte ( $M_z$ ): 27.1 ton-m
- ✓ Momento Eje Débil ( $M_y$ ): 11.5 ton-m

**b. Resultante de Esfuerzos en el Arriostre**

- ✓ Carga Axial (P): 4.50 ton
- ✓ Angulo con la Vertical ( $\theta$ ): 60°

**c. Cargas Aplicadas a la Placa Base**

- ✓ Componente Vertical producida por el Arriostre (V): 2.25 ton
- ✓ Componente Horizontal producida por el Arriostre (H): 3.90 ton
- ✓ Desplazamiento Vertical en el Punto de Trabajo (e): 0.00 cm
- ✓ Distancia Horizontal al centro de la columna ( $e_c$ ): 28.45 cm
- ✓ Distancia de la parte superior de la Placa Base al centroide de la Cartela ( $\beta$ ): 25.64 cm
- ✓ Cortante calculada entre la Cartela y la Placa Base (AISC-DG29 Secc.4.3 – Pág. 38): Resistencia Requerida

$$H_b = \frac{H * (\beta - e) - V * e_c}{\beta} = \frac{3.90 * (25.64 - 0) - 2.25 * 28.45}{25.64}$$

$$H_b = 1.41 \text{ ton}$$

- ✓ Carga Axial calculada entre la Cartela y la Columna (AISC-DG29 Secc.4.3):

$$H_c = \frac{H * e + V * e_c}{\beta} = \frac{3.90 * 0 + 2.25 * 28.45}{25.64} = 2.50 \text{ ton}$$

- ✓ Carga Axial de Diseño:

$$P_{bp} = P_c + V = 54.6 + 2.25 = 56.85 \text{ ton}$$

- ✓ Cortante de Diseño en el Eje Fuerte:

$$V_{z-bp} = Vz - H = 6.40 - 3.90 = 2.50 \text{ ton}$$

- ✓ Cortante de Diseño en el Eje Débil:

$$V_{y-bp} = Vy = 3.90 \text{ ton}$$

- ✓ Momento de Diseño en el Eje Fuerte:

$$M_{z-bp} = Mz - Hc * e = 27.10 - (2.50 * 0) = 27.10 \text{ ton} - m$$

- ✓ Momento de Diseño en el Eje Débil:

$$M_{y-bp} = My = 11.50 \text{ ton} - m$$

#### d. Distribución de Cargas en el Eje Fuerte

- ✓ Momento Último de Diseño en el Eje Fuerte (Muz): 27.10 ton-m
- ✓ Carga Axial Última de Diseño (Pu): 56.85 ton
- ✓ Esfuerzo Admisible a Compresión ( $\phi R_n$ ): 160.11 kg/cm<sup>2</sup>
- ✓ Longitud de Placa Base (N): 75 cm
- ✓ Ancho de Placa Base (B): 70 cm
- ✓ Distancia del Centroides del Perno al Centroides de la Placa Base:

$$32.5 \text{ cm}$$

Esfuerzo Máximo (q<sub>max</sub>):

$$q_{max} = \phi R_n * B = 160.11 * 70 = 11207.70 \frac{kg}{cm}$$

- ✓ Excentricidad Equivalente:

$$e = \frac{M_{uz}}{P_u} = \frac{27.10}{56.85} = 47.67 \text{ cm}$$

- ✓ Excentricidad Crítica:

$$e_{crit} = \left(\frac{N}{2}\right) - \left(\frac{P_u}{2 * q_{max}}\right) = \left(\frac{75}{2}\right) - \left(\frac{56850}{2 * 11207.7}\right) = 34.96 \text{ cm}$$

- ✓ Longitud Y (AISC DG-1, Eq.3.4.3)



$$Y_z = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2Pu(e + f)}{q_{max}}} = 6.07 \text{ cm}$$

- ✓ Esfuerzo de Tensión en la Barra de Anclaje (AISC DG-1, Eq.3.4.2)

$$T_c = q_{max} * Y - Pu = (1120.77 * 0.0607) - 56.85 = 11.18 \text{ ton}$$

#### e. Distribución de cargas en el Eje Débil

- ✓ Momento Último de Diseño en el Eje Débil (Muy): 11.50 ton-m
- ✓ Carga Axial Última de Diseño (Pu): 56.85 ton
- ✓ Esfuerzo Admisible a Compresión ( $\phi R_n$ ): 160.11 kg/cm<sup>2</sup>
- ✓ Longitud de Placa Base (N): 75 cm
- ✓ Ancho de Placa Base (B): 70 cm
- ✓ Esfuerzo Máximo (q<sub>max</sub>):

$$q_{max} = \phi R_n * N = 160.11 * 75 = 12008.25 \frac{kg}{cm}$$

- ✓ Excentricidad Equivalente:

$$e = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{11.50}{56.85} = 20.23 \text{ cm}$$

- ✓ Excentricidad Crítica:

$$e_{crit} = \left(\frac{B}{2}\right) - \left(\frac{Pu}{2 * q_{max}}\right) = \left(\frac{70}{2}\right) - \left(\frac{56850}{2 * 12008.25}\right) = 32.63 \text{ cm}$$

- ✓ Longitud Y (AISC DG-1, Eq.3.3.8):

$$Y_y = B - 2 * e = 70 - 2 * 20.23 = 29.54 \text{ cm}$$

#### f. Esfuerzo de Corte por Fluencia de la Cartela (AISC 360-10 J4-3)

- ✓ Resistencia Requerida (Hb): 1.41 ton
- ✓ Esfuerzo de Fluencia A36 (fy): 2520 kg/cm<sup>2</sup>

✓ Área de Cartela sujeta a Cortante ( $A_{gv}$ ): 11.25 cm<sup>2</sup>

✓ Resistencia a Cortante ( $\phi = 1$ ):

$$\phi R_n = 0.6 * f_y * A_{gv} = 0.6 * 2520 * 11.25 = 17.01 \text{ ton}$$

✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{H_b}{\phi R_n} = \frac{1.41}{17.01} = 0.09$$

**g. Esfuerzo de Corte por Rotura de la Cartela (AISC 360-10 J4-4)**

✓ Resistencia requerida ( $H_b$ ): 1.41 ton

✓ Esfuerzo de Último A36 ( $f_u$ ): 4060 kg/cm<sup>2</sup>

✓ Área de Cartela Sujeta a Cortante ( $A_{gv}$ ): 11.25 cm<sup>2</sup>

✓ Resistencia a Rotura ( $\phi = 0.75$ ):

$$\phi R_n = 0.75 * (0.6 * 4060 * 11.25) = 20.56 \text{ ton}$$

✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{H_b}{\phi R_n} = \frac{1.41}{20.56} = 0.07$$

**h. Resistencia a la Compresión del Soporte de Concreto (ACI 318-14**

**Tabla 22.8.3.2)**

✓ Resistencia a la Compresión del Concreto ( $f'_c$ ): 210 kg/cm<sup>2</sup>

✓ Carga Axial Última ( $P_u$ ): 56.85 ton

✓ Longitud de Placa Base ( $N$ ): 75 cm

✓ Ancho de Placa Base ( $B$ ): 70 cm

✓ Área de Placa Base ( $A_1$ ): 5250 cm<sup>2</sup>

- ✓ Longitud Efectiva del Bloque de Concreto (L): 100 cm
- ✓ Ancho Efectivo del Bloque de Concreto (W): 100 cm
- ✓ Área del bloque de Concreto (A<sub>2</sub>): 10000 cm<sup>2</sup>
- ✓ Factor de Incremento de Esfuerzo:

$$\alpha = \min\left(2; \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^{0.5}\right) = 1.38$$

- ✓ Esfuerzo Admisible de Compresión:

$$\phi R_n = \phi(0.85 * f'c * \alpha) = 0.65 * (0.85 * 210 * 1.38)$$

$$\phi R_n = 160.11 \frac{kg}{cm^2}$$

- ✓ Demanda Capacidad en el Eje Fuerte (AISC DG-1, Secc. 3.4):

$$f_{pz} = f_{pz-max} = \phi R_n = 160.11 \frac{kg}{cm^2}$$

$$DC = \frac{f_{pz}}{\phi R_n} = \frac{160.11}{160.11} = 1$$

- ✓ Demanda Capacidad en el Eje Débil (AISC DG-1, Secc. 3.3):

$$f_{py} = \frac{Pu}{N * Y_y} = \frac{56850}{75 * 29.54} = 25.66 \frac{kg}{cm^2}$$

$$DC = \frac{f_{py}}{\phi R_n} = \frac{25.66}{160.11} = 0.16$$

#### **i. Diseño a Flexión por Compresión de la Placa Base – Eje Fuerte**

- ✓ Peralte de Columna (d): 56.90 cm
- ✓ Ancho de Columna (bf): 45.47 cm
- ✓ Espesor de la Placa Base (tp): 5 cm
- ✓ Momento de Flexión Recto (AISC DG-1, Secc. 3.3.2, 3.1.2):

$$m = \frac{N - 0.95 * d}{2} = \frac{75 - 0.95 * 56.90}{2} = 10.4725 \text{ cm}$$

$$M_{pl-1} = \frac{f_{pz} * m^2}{2} = \frac{1601.1 * (0.104725)^2}{2} = 8.78 \text{ ton} - m/cm$$

✓ Momento de Flexión Lateral (AISC DG-1, Secc. 3.1.2):

$$n = \frac{B - 0.80 * b_f}{2} = \frac{70 - 0.80 * 45.47}{2} = 16.812 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{Y_z}{\left(\frac{Y_z}{2}\right) + n} = \frac{6.07}{\left(\frac{6.07}{2}\right) + 16.812} = 0.31$$

$$M_{pl-2} = \frac{f_{pz} * n^2}{2} * \beta = \frac{1601.1 * (0.16812)^2}{2} * 0.31$$

$$= 7.01 \text{ ton} - m/cm$$

✓ Momento de Flexión entre Bridas (AISC DG-1; Secc. 3.1.2):

$$x = \frac{4 * d * b_f}{(d + b_f)^2} * DC = \frac{4 * 56.90 * 45.47}{(56.90 + 45.47)^2} * 1 = 0.99$$

$$\lambda = \min\left(\frac{2 * x^{0.5}}{1 + (1 - x)^{0.5}}; 1\right) = \min(1.81; 1) = 1$$

$$\lambda n' = \frac{\lambda * (d * b_f)^{0.5}}{4} = \frac{1 * (56.90 * 45.47)^{0.5}}{4} = 12.72 \text{ cm}$$

$$M_{pl-3} = \frac{f_{pz} * (\lambda n')^2}{2} = \frac{1601.1 * (0.1272)^2}{2}$$

$$= 12.95 \text{ ton} - m/cm$$

✓ Momento de Flexión Máximo Admisible (AISC DG-1, Secc. 3.3.13)

$$\phi Mn = \phi \left(\frac{F_y * t_p^2}{4}\right) = 0.90 * \left(\frac{25200 * 0.05^2}{4}\right) = 14.175 \text{ ton} - m/cm:$$

✓ Demanda Capacidad por Esfuerzos de Flexión por Compresión:

$$DC = \frac{\max(M_{pl-1}; M_{pl-2}; M_{pl-3})}{\phi Mn} = \frac{12.95}{14.175} = 0.91$$

**j. Diseño a Flexión por Compresión de la Placa Base – Eje Débil**

- ✓ Peralte de Columna (d): 56.90 cm
- ✓ Ancho de Columna (bf): 45.47 cm
- ✓ Espesor de la Placa Base (tp): 5 cm
- ✓ Momento de Flexión Recto (AISC DG-1, Secc. 3.3.2, 3.1.2):

$$m = \frac{N - 0.95 * d}{2} = \frac{75 - 0.95 * 56.90}{2} = 10.4725 \text{ cm}$$

$$M_{pl-1} = \frac{f_{py} * m^2}{2} = \frac{256.6 * (0.104725)^2}{2} = 1.41 \text{ ton} - m/cm$$

- ✓ Momento de Flexión Lateral (AISC DG-1, Secc. 3.1.2):

$$n = \frac{B - 0.80 * b_f}{2} = \frac{70 - 0.80 * 45.47}{2} = 16.812 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{Y_y}{\left(\frac{Y_y}{2}\right) + n} = \frac{29.54}{\left(\frac{29.54}{2}\right) + 16.812} = 0.94$$

$$M_{pl-2} = \frac{f_{py} * n^2}{2} * \beta = \frac{256.6 * (0.16812)^2}{2} * 0.94$$

$$= 3.41 \text{ ton} - m/cm$$

- ✓ Momento de Flexión entre Bidas (AISC DG-1; Secc. 3.1.2):

$$x = \frac{4 * d * b_f}{(d + b_f)^2} * DC = \frac{4 * 56.90 * 45.47}{(56.90 + 45.47)^2} * 1 = 0.99$$

$$\lambda = \min\left(\frac{2 * x^{0.5}}{1 + (1 - x)^{0.5}}; 1\right) = \min(1.81; 1) = 1$$

$$\lambda n' = \frac{\lambda * (d * b_f)^{0.5}}{4} = \frac{1 * (56.90 * 45.47)^{0.5}}{4} = 12.72 \text{ cm}$$

$$M_{pl-3} = \frac{f_{pz} * (\lambda n')^2}{2} = \frac{256.6 * (0.1272)^2}{2} = 2.08 \text{ ton} - m/cm$$

- ✓ Momento de Flexión Máximo Admisible (AISC DG-1, Secc. 3.3.13):

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \left( \frac{Fy * tp^2}{4} \right) = 0.90 * \left( \frac{25200 * 0.05^2}{4} \right) \\ &= 14.175 \text{ ton} - m/cm \end{aligned}$$

- ✓ Demanda Capacidad por Esfuerzos de Flexión por Compresión:

$$DC = \frac{\max(M_{pl-1}; M_{pl-2}; M_{pl-3})}{\phi Mn} = \frac{3.41}{14.175} = 0.24$$

#### k. Cálculo del Diámetro de los Pernos de Anclaje

De los cálculos anteriormente realizados tenemos,  $T_u = 11.18$  ton. Si se usan 2 pernos de anclaje en cada cara de la columna, la fuerza de diseño por perno es igual a 5.59 ton.

La resistencia de extracción de cada varilla de anclaje con una tuerca hexagonal pesada se selecciona de la tabla 3.2 del AISC DG-1, el esfuerzo resistente para perno Gr. A36 de  $\phi 7/8''$  es de 9.30 ton (para zonas de moderada o alta sismicidad,  $0.75 * 9.39 = 6.97$  ton)

- ✓ Se usarán: Pernos Gr. A36 –  $\phi 7/8''$

#### l. Cálculo de Soldadura entre las Alas de la Columna y la Placa Base

Usando Electrodo E70xx

- ✓ Garganta Efectiva (D): 1.5 cm
- ✓ Ruptura por Tensión ( $F_{EXX}$ ): 4920 kg/cm<sup>2</sup>

- ✓ Resistencia Admisible (AISC 14th, Eq. 8-2a)

$$\phi R_n = 0.75 * \left( 2 * 1.5 * 0.6 * F_{EXX} * \frac{0.707 * D_{16}}{16} \right)$$

$$= 44.02 \text{ ton/m}$$

- ✓ Resistencia Requerida:

$$T_u = \frac{T_c}{b_f} = \frac{11.18}{0.4547} = 24.59 \text{ ton/m}$$

- ✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{T_u}{\phi R_n} = \frac{24.59}{44.02} = 0.56$$

#### m. Cálculo de Soldadura entre el Alma de la Columna y la Placa Base

Usando Electrodo E70xx

- ✓ Garganta Efectiva (D): 1.5 cm
- ✓ Longitud de Soldadura (l): 28 cm
- ✓ Ruptura de Tensión ( $F_{EXX}$ ): 4920 kg/cm<sup>2</sup>
- ✓ Resistencia Admisible (AISC 14th, Eq. 8-2a)

$$\phi R_n = 0.75 * \left( 2 * 1.5 * 0.6 * F_{EXX} * \frac{0.707 * D_{16}}{16} \right)$$

$$\phi R_n = 0.75 * \left( 2 * 1.5 * 0.6 * 4920 * \frac{0.707 * 0.15}{16} \right)$$

$$\phi R_n = 44.02 \text{ ton/m}$$

- ✓ Resistencia Requerida:

$$T_u = \frac{T_c}{l} = \frac{11.18}{0.28} = 39.93 \text{ ton/m}$$

- ✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{Tu}{\phi Rn} = \frac{39.93}{44.02} = 0.91$$

#### n. Cálculo de Soldadura entre la cartela y la Placa Base

Usando Electrodo E70xx

- ✓ Garganta Efectiva (D): 0.8 cm
- ✓ Longitud de Soldadura (l): 7 cm
- ✓ Ruptura de Tensión ( $F_{EXX}$ ): 4920 kg/cm<sup>2</sup>
- ✓ Resistencia Admisible (AISC 14th, Eq. 8-2a)

$$\phi R_n = 0.75 * \left( 2 * 1.5 * 0.6 * F_{EXX} * \frac{0.707 * D_{16}}{16} \right)$$

$$\phi R_n = 23.48 \text{ ton/m}$$

- ✓ Resistencia Requerida:

$$Tu = \frac{Hb}{l} = \frac{1.41}{0.07} = 20.15 \text{ ton/m}$$

- ✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{Tu}{\phi Rn} = \frac{20.15}{23.48} = 0.86$$

#### 2.4.5.2. Diseño a cortante de Perfil con Viga Principal

##### a. Fluencia por Cortante de la Columna

- ✓ Esfuerzo de Fluencia (A36): 2520 kg/cm<sup>2</sup>
- ✓ Área Sujeta a Cortante ( $A_w$ ): 39.05 cm<sup>2</sup>
- ✓ Coeficiente de corte del Alma ( $C_v$ ): 1.00
- ✓ Esfuerzo Resistente (AISC 360-16, G-2) ( $\phi=1$ , LRFD):

$$\phi V_n = \phi * (0.6 * F_y * A_w * C_v) = 59.04 \text{ ton}$$

- ✓ Cortante requerido ( $V_u$ ): 10.35 ton
- ✓ Demanda Capacidad:



$$DC = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{10.35}{59.04} = 0.18$$

### b. Rotura por Cortante de la Columna

- ✓ Esfuerzo Último de Fluencia (A36): 4060 kg/cm<sup>2</sup>
- ✓ Área Sujeta a Cortante (A<sub>w</sub>): 39.05 cm<sup>2</sup>
- ✓ Esfuerzo Resistente (AISC 360-16, G-2, J4.4) ( $\phi=0.75$ , LRFD):  

$$\phi V_n = \phi * (0.6 * F_u * A_w) = 71.34 \text{ ton}$$
- ✓ Cortante Requerido: 10.35 ton
- ✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{10.35}{71.34} = 0.15$$

### c. Fluencia por Tracción de la Columna

- ✓ Esfuerzo de Fluencia (A36): 2520 kg/cm<sup>2</sup>
- ✓ Área Sujeta a Tensión (A<sub>w</sub>): 165.70 cm<sup>2</sup>
- ✓ Esfuerzo Resistente (AISC 360-16, J4-1) ( $\phi=0.90$ , LRFD):  

$$\phi R_n = \phi * (F_y * A_e) = 375.81 \text{ ton}$$
- ✓ Tensión Requerida: 39.71 ton
- ✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{T_u}{\phi R_n} = \frac{39.71}{375.81} = 0.11$$

### d. Rotura por Tracción de la Columna

- ✓ Esfuerzo Último de Fluencia (A36): 4060 kg/cm<sup>2</sup>
- ✓ Área Sujeta a Tensión (A<sub>e</sub>): 165.70 cm<sup>2</sup>
- ✓ Esfuerzo Resistente (AISC 360-16, J4-2) ( $\phi=0.75$ , LRFD):

$$\phi R_n = \phi * (F_u * A_e) = 504.56 \text{ ton}$$

✓ Tensión Requerida: 39.71 ton

✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{T_u}{\phi R_n} = \frac{39.71}{504.56} = 0.08$$

#### e. Fluencia por Cortante del Ángulo

✓ Esfuerzo de Fluencia (A36): 2520 kg/cm<sup>2</sup>

✓ Área Sujeta a Tensión (A<sub>gv</sub>): 28.73 cm<sup>2</sup>

✓ Esfuerzo Resistente (AISC 360-16, J4-3) ( $\phi=1$ , LRFD):

$$\phi R_n = \phi * (2 * 0.6 * F_y * A_{gv}) = 86.88 \text{ ton}$$

✓ Cortante Requerido: 10.35 ton

✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{10.35}{86.88} = 0.12$$

#### f. Rotura por Cortante del Ángulo en la Columna

✓ Esfuerzo Último de Fluencia (A36): 4060 kg/cm<sup>2</sup>

✓ Área Sujeta a Tensión (A<sub>gv</sub>): 28.73 cm<sup>2</sup>

✓ Esfuerzo Resistente (AISC 360-16, J4-4) ( $\phi=0.75$ , LRFD):

$$\phi R_n = \phi * (2 * 0.6 * F_u * A_{gv}) = 104.98 \text{ ton}$$

✓ Cortante Requerido: 10.35 ton

✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{10.35}{104.98} = 0.10$$

### g. Rotura por Cortante del Ángulo en la Viga

✓ Esfuerzo Último de Fluencia (A36): 4060 kg/cm<sup>2</sup>

✓ Área Sujeta a Tensión (Agv): 19.05 cm<sup>2</sup>

✓ Esfuerzo Resistente (AISC 360-16, J4-4) ( $\phi=75$ , LRFD):

$$\phi Rn = \phi * (2 * 0.6 * Fu * Agv) = 69.61 \text{ ton}$$

✓ Cortante Requerido: 10.35 ton

✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{Vu}{\phi Rn} = \frac{10.35}{69.61} = 0.15$$

### h. Fluencia por Tracción del Ángulo

✓ Esfuerzo de Fluencia (A36): 2520 kg/cm<sup>2</sup>

✓ Área Sujeta a Tensión (Ag): 28.73 cm<sup>2</sup>

✓ Esfuerzo Resistente (AISC 360-16, J4-1) ( $\phi=0.90$ , LRFD):

$$\phi Rn = \phi * (2 * Fy * Ag) = 130.32 \text{ ton}$$

✓ Tensión Requerida: 39.71 ton

✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{Tu}{\phi Rn} = \frac{39.71}{130.32} = 0.30$$

### i. Rotura por Tracción del Ángulo

✓ Esfuerzo Último de Fluencia (A36): 4060 kg/cm<sup>2</sup>

✓ Área Sujeta a Tensión (An): 28.73 cm<sup>2</sup>

Esfuerzo Resistente (AISC 360-16, J4-2) ( $\phi=0.75$ , LRFD):

$$\phi Rn = \phi * (2 * Fu * An) = 174.97 \text{ ton}$$

✓ Tensión Requerida: 39.71 ton

✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{Tu}{\phi Rn} = \frac{39.71}{174.97} = 0.23$$

#### j. Fluencia por Flexión del Ángulo

✓ Carga Axial (Tu): 39.71 ton

✓ Cortante Actuante (Vu): 10.35 ton

✓ Esfuerzo de Fluencia de la Placa (Fy): 2520 kg/cm<sup>2</sup>

✓ Área resistente de la Placa (Ag): 28.73 cm<sup>2</sup>

✓ Módulo de Plasticidad de la Placa a Cortante (Z): 162.45 cm<sup>3</sup>

✓ Resistencia Requerida a Fluencia por Tracción (Pt): 130.32 ton

✓ Resistencia Requerida a Fluencia por Cortante (Vc): 86.88 ton

✓ Excentricidad Horizontal (ex): 6.55 cm

✓ Excentricidad Vertical (ey): 0.53 cm

✓ Momento debido a la excentricidad:

$$Mr = Vu * ex + Tu * ey = 0.88 \text{ ton} - m$$

✓ Momento Disponible ( $\phi=0.9$ ):

$$Mc = 2 * \phi * (Fy * Z) = 7.37 \text{ ton} - m$$

✓ Demanda Capacidad (AISC 360-14, Eq.10-5):

$$DC = \left(\frac{Vu}{Vc}\right)^2 + \left(\frac{Tu}{Pt}\right)^2 + \left(\frac{Mr}{Mc}\right)^2 = 0.12$$

#### k. Rotura por Flexión del Ángulo

✓ Carga Axial (Tu): 39.71 ton

✓ Cortante Actuante (Vu): 10.35 ton

- ✓ Esfuerzo Último de Fluencia de la Placa ( $F_y$ ): 2520 kg/cm<sup>2</sup>
- ✓ Área neta resistente de la Placa ( $A_n$ ): 28.73 cm<sup>2</sup>
- ✓ Módulo de Plasticidad de la Placa a Cortante ( $Z_n$ ): 162.45 cm<sup>3</sup>
- ✓ Resistencia Requerida a Fluencia por Tracción ( $P_t$ ): 174.97 ton
- ✓ Resistencia Requerida a Fluencia por Cortante ( $V_c$ ): 104.98 ton
- ✓ Excentricidad Horizontal ( $e_x$ ): 6.55 cm
- ✓ Excentricidad Vertical ( $e_y$ ): 0.53 cm

- ✓ Momento debido a la excentricidad:

$$Mr = V_u * e_x + T_u * e_y = 0.88 \text{ ton} - m$$

- ✓ Momento Disponible ( $\phi=0.75$ ):

$$Mc = 2 * \phi * (F_u * Z_n) = 9.89 \text{ ton} - m$$

- ✓ Demanda Capacidad (AISC 360-14, Eq.10-5):

$$DC = \left(\frac{V_u}{V_c}\right)^2 + \left(\frac{T_u}{P_t}\right)^2 + \left(\frac{Mr}{Mc}\right)^2 = 0.07 \leq 1$$

#### a. Resistencia a Flexión del Ángulo

- ✓ Esfuerzo Último de Tensión ( $F_u$ ): 4060 kg/cm<sup>2</sup>
- ✓ Esfuerzo de Tensión Aplicado ( $T_u$ ): 39.71
- ✓ Espesor del Ángulo ( $t$ ): 1.905 cm
- ✓ Espesor del Alma de la viga ( $t_b$ ): 1.12 cm
- ✓ Distancia del centroide de los pernos a la cara del Ángulo: 2.17  
cm
- ✓ Longitud del Ángulo ( $L$ ): 22.62 cm
- ✓ Brazo de Palanca ( $dm$ ):

$$d_m = b + 0.5 * t_b + t = 4.635 \text{ cm}$$

- ✓ Momento Resistente (AISC 360-14, Eq.15-21,  $\phi=0.90$ ):

$$\phi Mn = \phi * \left( \frac{t^2 * L * Fu}{4} \right) = 0.75 \text{ ton} - m$$

- ✓ Momento Requerido:

$$M_{req} = 0.25 * Tu * d_m = 0.46 \text{ ton} - m$$

- ✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{M_{req}}{\phi Mn} = \frac{0.46}{0.75} = 0.613$$

### I. Esfuerzo de Tensión en los Pernos:

- ✓ Tensión de Tracción Nominal (AISC 360.10, Tabla J3.2, A325-N) 6320 kg/cm<sup>2</sup>
- ✓ Cortante actuante (Vu): 10.35 ton
- ✓ Carga Axial (Tu): 39.71 ton
- ✓ Área de Perno ( $\phi 7/8''$ ) (Ab): 3.88 cm<sup>2</sup>
- ✓ Número de Pernos (nb): 6
- ✓ Excentricidad Horizontal (ex): 6.55 cm
- ✓ Excentricidad Vertical (ey): 0.53 cm
- ✓ Momento debido a la Excentricidad (Me): 0.88 ton-m
- ✓ Ancho del Ángulo (b): 6.35 cm
- ✓ Longitud del Ángulo (d): 22.62 cm
- ✓ Coeficiente de Corrección (keff): 0.66
- ✓ Área tributaria máxima por perno (At): 48.01 cm<sup>2</sup>
- ✓ Carga máxima de tensión en el perno debida a la excentricidad:

$$T_{bolt} = 0.5 * \left( \frac{6 * Me}{b * d^2} \right) * A_t * k_{eff} = 2.575 \text{ ton}$$

- ✓ Tensión total incluyendo Momento (T):

$$T = T_{bolt} + \frac{Tu}{n_b} = 2.575 + \frac{39.71}{6} = 9.193 \text{ ton}$$

- ✓ Resistencia a la Tensión (AISC 360-10, J3.2,  $\phi=0.75$ ):

$$\phi R_n = \phi * (F_{nt} * A_b) = 18.39 \text{ ton}$$

- ✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{T}{\phi R_n} = \frac{9.193}{18.39} = 0.50$$

#### m. Flexión Local del Ala de la Viga

- ✓ Esfuerzo de Fluencia de la Viga (Fy): 2520 kg/cm<sup>2</sup>

- ✓ Espesor del Ala de la Viga (tf): 2.489 cm

- ✓ Resistencia a la Tensión (AISC 360-10, J10-1,  $\phi=0.90$ ):

$$\phi R_n = \phi * (6.25 * Fy * t_f^2) = 87.82 \text{ ton}$$

- ✓ Tensión Requerida (Tu):

$$39.71 \text{ ton}$$

- ✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{Tu}{\phi R_n} = \frac{39.71}{87.82} = 0.45$$

#### n. Fluencia Local del Alma de la Viga

- ✓ Distancia de la cara externa del Ala hasta la punta del filete (K):

$$3.76 \text{ cm}$$

- ✓ Longitud de Apoyo (lb): 22.62 cm

- ✓ Espesor del Alma de la Viga (tw): 1.397 cm

✓ Esfuerzo de Fluencia de la Viga ( $F_y$ ): 2520 kg/cm<sup>2</sup>

✓ Resistencia a la Tensión (AISC 360-10, J10-3,  $\phi=1$ ):

$$\phi R_n = \phi * (2.5 * K + l_b) * F_y * t_w = 112.72 \text{ ton}$$

✓ Tensión Requerida ( $T_u$ ):

$$39.71 \text{ ton}$$

✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{T_u}{\phi R_n} = \frac{39.71}{112.72} = 0.35$$

#### o. Cálculo de Soldadura en Alma de la Columna

Usando Electrodo E70xx

✓ Esfuerzo requerido (AISC 360-10, Eq.8-11): 116.33 ton/m

✓ Tamaño del filete de soldadura: 6.35 mm

✓ Coeficiente de esfuerzo del electrodo: 0.71

✓ Esfuerzo resistente (AISC 360-10, Eq.8-2a): 141.59 ton/m

✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{R_u}{\phi R_n} = \frac{116.33}{141.59} = 0.82$$

### 2.4.5.3. Diseño de conexión a momento end Plate, Viga Principal – Columna

#### Principal

Basada en la guía de Diseño AISC DG-3

#### a. Datos de la Viga (W24x103)

✓ Peralte ( $d_b$ ): 62.31 cm

✓ Ancho ( $b_{fb}$ ): 22.86 cm

✓ Espesor del Ala ( $t_{fb}$ ): 2.49 cm



✓ Espesor del Alma ( $t_{wb}$ ):	1.40 cm
✓ Módulo Plástico ( $Z_b$ ):	680.07 cm <sup>3</sup>
✓ Módulo Elástico ( $S_b$ ):	434.26 cm <sup>3</sup>
✓ Acero A36	$F_{yb} = 2520 \text{ kg/cm}^2$
	$F_{ub} = 4060 \text{ kg/cm}^2$

### B. Datos de la Columna (W14x730)

✓ Peralte ( $d_c$ ):	56.95 cm
✓ Ancho ( $b_{fc}$ ):	45.44 cm
✓ Espesor del Ala ( $t_{fc}$ ):	12.47 cm
✓ Espesor del Alma ( $t_{wc}$ ):	7.80 cm
✓ Módulo Plástico ( $Z_c$ ):	13371.92 cm <sup>3</sup>
✓ Acero A36	$F_{yc} = 2520 \text{ kg/cm}^2$
	$F_{uc} = 4060 \text{ kg/cm}^2$

### C. Información de la Placa

✓ Espesor Tentativo de la Placa ( $t_p$ ):	20 mm
✓ Ancho de la Placa ( $b_p$ ):	400 mm
✓ Altura de la Placa ( $h_p$ ):	825 mm
✓ Gramil de la Columna ( $g$ ):	250 mm
✓ Distancia entre el Perno interior y el Ala del perfil ( $P_{fi}$ ):	50.1 mm
✓ Distancia entre el Perno exterior y el Ala del perfil ( $P_{fo}$ ):	50.8 mm
✓ Distancia del Perno al Borde de la Placa ( $d_e$ ):	50 mm

✓ Altura del Rigidizador (hst): 100.95 mm

✓ Longitud del Rigidizador (lst): 200 mm

✓ Usando las dimensiones Asumidas:

$$h_o = d_b - \frac{t_{fb}}{2} + P_{f0} = 62.31 - \frac{2.49}{2} + 0.0508 = 61.12 \text{ cm}$$

$$h_i = d_b - t_{fb}(1 + 0.5) - P_{fi} = 62.31 - 2.49(1 + 0.5) - 0.0501$$

$$h_i = 58.52 \text{ cm}$$

✓ Acero A36  $F_{ys} = 2520 \text{ kg/cm}^2$

$$F_{us} = 4060 \text{ kg/cm}^2$$

#### D. Información de los Pernos

✓ A325 (CR):  $F_{nt} = 6330 \text{ kg/cm}^2$

$$F_{nv} = 3370 \text{ kg/cm}^2$$

#### E. Información de la Soldadura

Usando Electrodo E70XX:

✓ Resistencia límite a tracción:  $4920 \text{ kg/cm}^2$

#### F. Datos Extraídos del Programa:

✓ Carga Axial en la Columna (Pu): 49.10 ton

✓ Momento Actuante en la Viga (Mu): 25.20 ton-m

✓ Cortante Actuante (Vu): 44.70 ton

#### G. Momento Plástico Probable:

$$C_{pr} = \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 * F_{yb}} = \frac{2520 + 4060}{2 * 2520} = 1.31 > 1.20 \dots Usar = 1.20$$

$$R_y = 1.50$$

$$M_{pe} = C_{pe} * R_y * F_{yb} * Z_b = 1.20 * 1.50 * 2520 * 680.07 = 30.85 \text{ ton} - m$$

### H. Fuerzas en la Rotula Plástica:

✓ Momento Plástico Probable ( $M_{pe}$ ): 30.85 ton-m

✓ Momento Último Actuante ( $M_u$ ): 25.20 ton-m

✓ Momento Último de Diseño:

$$M_{uc} = M_{pe} + M_u = 30.85 + 25.20 = 56.05 \text{ ton} - m$$

### I. Determinación del Diámetro de Perno Requerido:

$$d_{b-req} = \sqrt{\frac{2 * M_{uc}}{\pi * \phi * F_{nt} * (h_o + h_i)}} = 2.29 \text{ cm}$$

✓ Diámetro Nominal (db): 2.54 cm (1")

✓ Diámetro del Agujero (da): 2.7 cm

### J. Cálculo del Momento Límite para la Capacidad a Tracción de los Pernos:

$$P_t = F_{nt} * A_b = 6330 * \left( \frac{\pi * 2.54^2}{4} \right) = 32.07 \text{ ton}$$

$$\phi M_{np} = \phi * (2 * P_t * (h_o + h_i)) = 57.55 \text{ ton} - m$$

✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{M_{uc}}{\phi M_{np}} = \frac{56.05}{57.55} = 0.97$$

### K. Cálculo del Espesor de la Placa Extrema:

✓ Ancho de la Placa Extrema:

$$\text{Si } b_p > b_{fb} + 5 \text{ cm} \rightarrow \text{Usar } b_p = b_{fb} + 5 \rightarrow b_p$$

$$b_p = 27.86 \text{ cm}$$

- ✓ Cálculo de “S”:

$$S = \frac{1}{2} * \sqrt{b_p * g} = 13.20 \text{ cm}$$

- Si,  $P_{fi} > S$ , usar  $P_{fi} = S$

- ✓ Cálculo del Centroides Plástico ( $Y_p$ ): 599 cm

$$Y_p = \frac{b_p}{2} * \left[ h_i \left( \frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{S} \right) + h_0 \left( \frac{1}{P_{f0}} + \frac{1}{2 * S} \right) \right] \\ + \frac{2}{g} [h_i(P_{fi} + S) + h_0(d_e + P_{f0})]$$

- ✓ Espesor Requerido de Placa:

$$t_{p-req} = \sqrt{\frac{1.1 * \phi * M_{np}}{\phi_b * F_{yp} * Y_p}} = 2.24 = 2.25 \text{ cm}$$

#### L. Cálculo de las Fuerzas en las Alas de la Viga:

$$F_{fu} = \frac{M_{uc}}{(d_b - t_{fb})} = \frac{56.05}{(0.6231 - 0.0249)} = 93.70 \text{ ton}$$

#### M. Espesor requerido de los Rigidizadores de la Placa Extrema:

$$t_{s,min} = t_{wb} * \left( \frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) = 1.40 * \left( \frac{2520}{2520} \right) = 1.40 \text{ cm}$$

$$t_{s-req} \geq \frac{h_{st}}{0.56 * \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}} = \frac{10.095}{0.56 * \sqrt{\frac{2.1 * 10^6}{2520}}} = 0.65 \text{ cm}$$

- ✓ Espesor seleccionado para los rigidizadores: 1.5 cm
- ✓ Espesor de soldadura: 8 mm

#### N. Tendencia por Corte de la porción de la Placa que se Extiende:

- ✓ Resistencia Admisible:

$$\phi R_n = \phi * 0.6 * F_{yp} * b_p * t_p = 0.9 * 0.6 * 2520 * 40 * 2.25$$

$$\phi R_n = 122.47 \text{ ton}$$

- ✓ Resistencia de Trabajo (Ffu): 93.70 ton

- ✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{F_{fu}}{\phi R_n} = \frac{93.70}{122.47} = 0.77$$

#### O. Ruptura por Corte de la porción de la Placa que se Extiende:

- ✓ Resistencia Admisible:

$$A_n = \left[ b_p - 2 * \left( d_b + \frac{1}{8} \right) \right] * t_p = 77.14 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi * (0.6 * F_{up} * A_n) = 0.75 * (0.6 * 4060 * 77.14)$$

$$\phi R_n = 140.93 \text{ ton}$$

- ✓ Resistencia de Trabajo (Ffu): 93.70 ton

- ✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{F_{fu}}{\phi R_n} = \frac{93.70}{140.93} = 0.66$$

#### P. Ruptura por Corte en Pernos:

- ✓ Resistencia Admisible:

$$\phi R_n = \phi * n_b * F_{nv} * A_b = 0.75 * 4 * 3370 * 5.07$$

$$\phi R_n = 51.26 \text{ ton}$$

- ✓ Cortante Último (Vu): 44.70 ton

- ✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{Vu}{\phi R_n} = \frac{44.70}{51.26} = 0.87$$

### Q. Resistencia al Aplastamiento y Desgarramiento por Corte de los

#### Pernos:

✓ Número de pernos internos ( $n_i$ ): 2

✓ Número de pernos externos ( $n_o$ ): 2

✓ Placa Externa:

$$2.4 * d_b * t_p * F_{up} = 61.87 \text{ ton}$$

✓ Pernos Externos:

$$L_c = d_e - \frac{d_a}{2} = 5 - \frac{2.7}{2} = 3.65 \text{ cm}$$

$$r_{n0} = 1.2 * L_c * t_p * F_{up} = 44.457 \text{ ton}$$

○ Controlado por Aplastamiento

✓ Pernos Internos:

$$L_c = P_{fi} + P_{f0} + t_{fb} - d_a = 9.88 \text{ cm}$$

$$r_{ni} = 1.2 * L_c * t_p * F_{up} = 108.30 \text{ ton}$$

○ Controlado por Aplastamiento

✓ Resistencia Admisible:

$$\phi R_n = \phi * n_i * r_{ni} + \phi * n_o * r_{n0} = 274.96 \text{ ton}$$

✓ Cortante Actuante: 44.70 ton

✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{Vu}{\phi R_n} = \frac{44.70}{274.96} = 0.16$$

## R. Diseño de Soldadura del Ala y Alma de la Viga a la Placa

### Extrema

Esfuerzo cortante de la Soldadura:

$$\phi F_w = 0.75 * 0.60 * F_{EXX} = 2214 \frac{kg}{cm^2}$$

#### 1. Ala de la Viga

Se usará soldadura de ranura a penetración completa para resistir el momento cedente inicial de la viga, más esfuerzo de filete a ambos lados para resistir el momento máximo probable en la cara de la columna, de esa manera la viga podrá desarrollar su capacidad plástica por completo.

- ✓ Fuerza de diseño para la soldadura de filete:

$$F_{ced} = \frac{S_b * F_{yb}}{d - t_{fb}} = \frac{434.26 * 2520}{62.31 - 2.49} = 18.29 \text{ ton}$$

$$F_{filete} = F_{fu} - F_{ced} = 93.70 - 18.29 = 75.41 \text{ ton}$$

- ✓ Longitud efectiva:

$$L_{efec} = 2 * b_{fb} - t_{wb} = 2 * 22.86 - 1.40 = 44.32 \text{ cm}$$

- ✓ Espesor requerido de la soldadura ( $\phi=1$ ):

$$D_{fb} = \frac{F_{filete}}{0.707 * \phi * F_w * L_{efec}} = \frac{75410}{0.707 * 1 * 2214 * 44.32}$$

$$D_{fb} = 1.09 \text{ cm}$$

- Se usará soldadura de filete por ambos lados con un espesor de 11 mm.

○

## 2. Alma de la Viga

Se utilizará soldadura de filete a ambos lados, el corte de diseño  $V_u$  es resistido por la Soldadura del Alma sobre una longitud efectiva " $L_v$ ".

$$L_v = \text{menor} \begin{cases} L_1 = \frac{d_b}{2} - t_{fb} = 28.67 \text{ cm} \\ L_2 = d_b - 2 * t_{fb} - (p_{fi} + 2 * d_b) = 47.24 \text{ cm} \end{cases}$$

$$D_{wb} \geq \frac{V_u}{2 * 0.707 * \phi * F_w * L_v} = 0.50 \text{ cm} = 5 \text{ mm}$$

El tamaño requerido de la soldadura para desarrollar la resistencia a flexión del alma en el área cercana a los pernos a tensión es:

$$D_{wb} \geq \frac{0.9 * F_{yb} * R_y * t_{wb}}{1.5 * \phi * F_w * \sqrt{2}} = 1.02 \text{ cm} = 10.5 \text{ mm}$$

- Se usará soldadura de filete en ambos lados con un espesor de 11 mm.

## S. Flexión Local en las Alas de la Columna

- ✓ Cálculo de "S":

$$S = \frac{1}{2} * \sqrt{b_{fc} * g} = 16.85 \text{ cm}$$

- Si,  $\Psi > S$ , usar  $\Psi = S$

$$c = P_{f0} + t_{fb} + P_{fi} = 12.58 \text{ cm}$$

- ✓ Cálculo del Centroide Plástico ( $Y_p$ ):

$$400.97 \text{ cm}$$

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} * \left[ h_i \left( \frac{1}{S} \right) + h_o \left( \frac{1}{S} \right) \right] +$$



$$+ \frac{2}{g} \left[ h_i \left( S + \frac{3c}{4} \right) + h_o \left( S + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$$

✓ Espesor Requerido:

$$t_{fc-req} = \sqrt{\frac{1.1 * \phi M_{np}}{\phi * F_{yc} * Y_c}} = 2.64 \text{ cm} \leq t_{fc} = 12.47 \text{ cm}$$

○ No requiere Planchas de Continuidad.

### T. Flexión Local en las Alas de la Columna

✓ Cálculo del Centroide Plástico (Yp):

909.63 cm

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} * \left[ h_i \left( \frac{1}{P_{si}} + \frac{1}{S} \right) + h_o \left( \frac{1}{P_{so}} + \frac{1}{S} \right) \right] +$$

$$\frac{2}{g} [h_i(P_{si} + S) + h_o(S + P_{so})]$$

✓ Espesor Requerido:

$$t_{fc-req} = \sqrt{\frac{1.1 * \phi M_{np}}{\phi * F_{yc} * Y_c}} = 1.75 \text{ cm} \leq t_{fc} = 12.47 \text{ cm}$$

✓ Calculo de Momento:

$$\phi M_{cf} = \phi * F_{yc} * Y_c * t_{fc}^2 = 3208.05 \text{ ton} - m$$

✓ Resistencia Admisible:

$$\phi R_n = \frac{\phi M_{cf}}{(d_b - t_{fb})} = 5362.84 \text{ ton}$$

### U. Cedencia Local del Alma

Caso 1: Cuando  $S_o \geq d_c$ , entonces  $C_t = 1$

Caso 2: Cuando  $S_o < d_c$ , entonces  $C_t = 0.5$

Aplica el Caso 2:

$$C_t = 0.5$$

$$K_c = 15 \text{ cm}$$

$$N = t_{fb} + 2D_{fb} = 2.49 + 2 * (1.10) = 4.69 \text{ cm}$$

✓ Resistencia Admisible:

$$\phi R_n = \phi * C_t * (6 * K_c + N + 2 * t_p) * F_{yc} * t_{wc}$$

$$\phi R_n = 877.36 \text{ ton}$$

✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{F_{fu}}{\phi R_n} = \frac{93.70}{877.36} = 0.11$$

## V. Resistencia al Pandeo del Alma

Caso 1: Cuando  $S_o \geq d_c/2$ , entonces  $C_t = 1$

Caso 2: Cuando  $S_o < d_c/2$ , entonces  $C_t = 0.5$

Aplica el Caso 1:

$$C_t = 1$$

$$h = 25.4 \text{ cm}$$

✓ Resistencia Admisible:

$$\phi R_n = \phi * C_t * \frac{24 * t_{wc}^3 * \sqrt{F_{yc} * E}}{h} = 29357.14 \text{ ton}$$

✓ Demanda Capacidad:

$$DC = \frac{F_{fu}}{\phi R_n} = \frac{93.70}{29357.14} = 0.003$$

#### 2.4.5.4. Diseño de Zapata Aislada

##### Zapata: Z-01

##### A. Materiales

Resistencia a la Compresión del Concreto  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del concreto  $Ec = 217371 \text{ kg/cm}^2$

Peso Específico del Concreto  $gt = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia a la fluencia del acero Grado 60°  $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad del Acero  $Es = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

##### B. Datos para diseño de zapata aislada

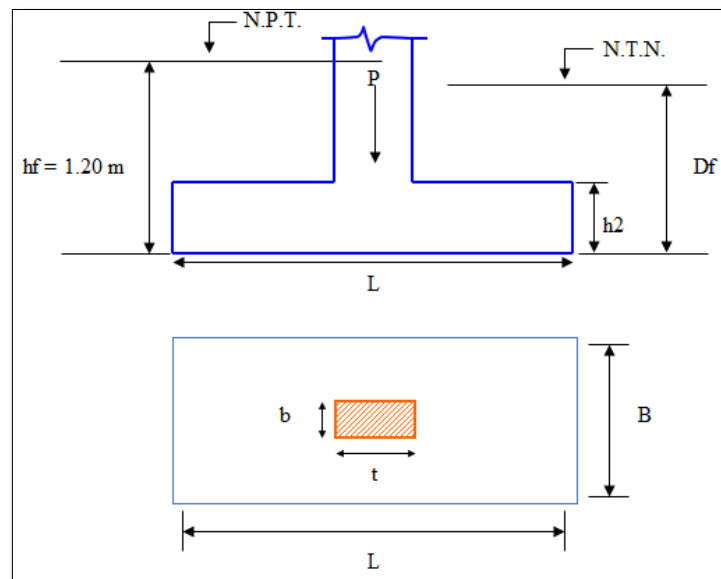


Figura 83. Datos de la zapata.

Fuente: Elaboración propia

Debemos trabajar con condiciones de cargas de servicio, por lo tanto, no se factoran las cargas. El peso de la Zapata, puede considerarse entre un 10% - 20% de la carga Puntual P proveniente del peso de la estructura.

$$P_{total} = 1.15P$$

$$A_{zap} = \frac{1.15 P}{\sigma_n}$$

### C. Dimensionamiento de la zapata aislada central

#### Esfuerzo neto del Terreno

$$\sigma_t \text{ ( kg/cm}^2 \text{ )} = 1.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$g_t \text{ ( kg/cm}^3 \text{ )} = 1.70 \text{ ton/m}^3$$

$$S / C \text{ ( kg/cm}^2 \text{ )} = 0.50 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzo = Neto

Recubrimiento = 7.5 cm

#### Dimensiones de la columna

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$t = 100.00 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{\text{barra}} = 5/8''$$

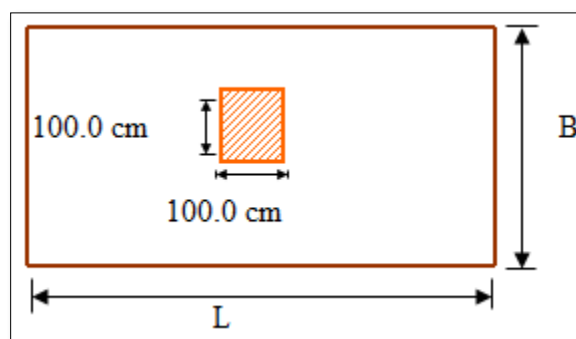


Figura 84. Dimensiones de la columna

Fuente: Elaboración propia

### D. Cargas actuantes

Tabla 27  
Cargas actuantes

Carga Muerta	Carga Viva	Carga de Sismo en X	Carga de Sismo en Y
$P_m = 35257 \text{ kg}$	$P_v = 9148 \text{ kg}$	$P_{sx} = 1451 \text{ kg}$	$P_{sy} = 306 \text{ kg}$
$M_{mx} = 50 \text{ kg-m}$	$M_{vx} = 25 \text{ kg-m}$	$M_{sx} = 560 \text{ kg-m}$	$M_{sy} = 11003 \text{ kg-m}$
$M_{my} = 911 \text{ kg-m}$	$M_{vy} = 326 \text{ kg-m}$	$M_{sy} = 23350 \text{ kg-m}$	$M_{sy} = 528 \text{ kg-m}$

Fuente: Elaboración propia

### E. Dimensionamiento considerando únicamente cargas de servicio

$$\sigma_n \text{ ( kg/cm}^2 \text{ )} = 1.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = P_m + P_v = 44404.80 \text{ kg}$$

$$Azap = \frac{1.15P}{\sigma_n} = 5.107 \text{ m}^2$$

Aumentamos el área en un 10% por no haber considerado

Momentos

$$Azap. = 5.617 \text{ m}^2$$

$$\begin{array}{lclclcl} L & - & t & = & B & - & b \\ L & - & B & = & t & - & b \\ L & - & B & = & 0.0 & \dots\dots & (1) \\ L & x & B & = & Azap. & & \\ L & x & B & = & 5.62 & \dots\dots & (2) \end{array}$$

Resolviendo (1) y (2)

$$\begin{array}{lclclcl} L - & \frac{5.62}{L} & = & 0 \\ L^2 - & 0 & L - & 5.617 & = & 0 \end{array}$$

$$L = 2.40 \text{ m} \quad B = 2.40 \rightarrow Azap = 5.76 \text{ m}^2$$

#### ✓ Cálculo de excentricidad

$$P_{rx} = 44404.80 \text{ kg}$$

$$P_{ry} = 44404.80 \text{ kg}$$

$$M_{rx} = 75.70 \text{ kg-m}$$

$$M_{ry} = 1236.20 \text{ kg-m}$$

$$e_x = \frac{M_{Tx}}{P_{Tx}} = \frac{75.70}{44405} = 0.002 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{1.00}{6} = 0.167 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_{Ty}}{P_{Ty}} = \frac{1236.20}{44405} = 0.028 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{1.00}{6} = 0.167 \text{ m}$$

## F. Verificación de las Medidas Obtenidas en X

### Verificación Uniaxial

Dimensionamiento Considerando solo Momentos en X

$$\sigma_{Mx} = \frac{1.15 P}{A} \pm \frac{6M}{BL^2} = 0.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Mx} = 0.89 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_n = 1.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \dots \text{ok}$$

Se aumentan dimensiones hasta que cumpla la relación de esfuerzos

$$\% = 5.0 \%$$

$$L = 2.55 \text{ m} \quad B = 2.55 \text{ m}$$

$$\text{Azap} = 6.50 \text{ m}^2$$

Repetimos el proceso con nuevas dimensiones

$$\sigma_{Mx} = \frac{1.15 P}{\text{Azap}} \pm \frac{6M}{BL^2} = 0.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Mx} = 0.79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_n = 1.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \dots \text{ok}$$

### Verificación por sismo

Dimensionamiento considerando solo Momentos producidos por Sismo.

Sismo X

$$\sigma_{sx} = \frac{1.15 P}{Azap} \pm \frac{6M}{BL^2} \pm \frac{6M}{LB^2} = 0.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sx} = 0.88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1.3\sigma_n = 1.30 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \dots \text{ok}$$

Sismo Y

$$\sigma_{sY} = \frac{1.15 P}{Azap} \pm \frac{6M}{BL^2} \pm \frac{6M}{LB^2} = 1.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sY} = 1.24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1.3\sigma_n = 1.30 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \dots \text{ok}$$

### Verificación Biaxial

Dimensionamiento Considerando solo Cargas de Gravedad

$$\sigma_{Biax} = \frac{1.15 P}{Azap} \pm \frac{6M}{BL^2} \pm \frac{6M}{LB^2} = 0.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Biax} = 0.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_n = 1.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \dots \text{ok}$$

Finalmente, las dimensiones correctas serian:

$$L = 2.55 \text{ ; } B = 2.55 \text{ m } \rightarrow Azap. = 6.50 \text{ m}^2$$

### G. Reajuste de Presiones Ultimas

#### Reajuste de Presiones Considerando el Peso de la Zapata

$$Hasum. = 0.50 \text{ m}$$

$$P_{zap.} = 2.55 \times 2.55 \times 0.50 \times 2400$$

$$P_{zap.} = 7803.00 \text{ kg}$$

Reajuste Uniaxial de presiones

$$\sigma_{Mx} = \frac{P + P_{zap.}}{Azap} \pm \frac{6M}{BL^2} = 0.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{mx} = 0.81 \frac{kg}{cm^2} < \sigma_n = 1.00 \frac{kg}{cm^2} \dots ok$$

Reajuste considerando Momentos producidos por Sismo

SISMO X

$$\sigma_{sx} = \frac{P + P_{zap.}}{A_{zap}} \pm \frac{6M}{BL^2} \pm \frac{6M}{LB^2} = 0.89 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{sx} = 0.89 \frac{kg}{cm^2} < 1.30 \sigma_n = 1.30 \frac{kg}{cm^2} \dots ok$$

SISMO Y

$$\sigma_{sy} = \frac{P + P_{zap.}}{A_{zap}} \pm \frac{6M}{BL^2} \pm \frac{6M}{LB^2} = 1.25 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{sy} = 1.25 \frac{kg}{cm^2} < 1.30 \sigma_n = 1.30 \frac{kg}{cm^2} \dots ok$$

Reajustes Biaxiales de Presiones

Reajuste considerando solo Cargas de Gravedad

$$\sigma_{Biax} = \frac{P + P_{zap.}}{A_{zap}} \pm \frac{6M}{BL^2} \pm \frac{6M}{LB^2} = 0.85 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{Biax} = 0.85 \frac{kg}{cm^2} < \sigma_n = 1.00 \frac{kg}{cm^2} \dots ok$$

#### H. Reajuste de Presiones NO considerando el peso de la Zapata

Reajuste Uniaxial de Presiones

$$\sigma_{Mx} = \frac{P}{A_{zap}} \pm \frac{6M}{BL^2} = 0.69 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{mx} = 0.69 \frac{kg}{cm^2} < \sigma_n = 1.00 \frac{kg}{cm^2} \dots ok$$

Reajuste considerando Momentos producidos por Sismo

SIMSMO X



$$\sigma_{sx} = \frac{P}{Azap} \pm \frac{6M}{BL^2} \pm \frac{6M}{LB^2} = 0.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sx} = 0.77 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1.30 \sigma_n = 1.30 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \dots \text{ok}$$

SISMO Y

$$\sigma_{sy} = \frac{P}{Azap} \pm \frac{6M}{BL^2} \pm \frac{6M}{LB^2} = 1.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sy} = 1.30 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1.30 \sigma_n = 1.30 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \dots \text{ok}$$

Reajuste Biaxial de Presiones

Reajuste considerando solo cargas de gravedad

$$\sigma_{Biax} = \frac{P + Pzap.}{Azap} \pm \frac{6M}{BL^2} \pm \frac{6M}{LB^2} = 0.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Biax} = 0.73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_n = 1.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \dots \text{ok}$$

## I. Presión última de diseño

Para la elección de la Presión Última de Diseño se tienen que considerar los tres casos para los cuales se ha determinado los diferentes esfuerzos producidos por la estructura.

Para efectos de diseño de la Zapata, estos Esfuerzos serán factorados, es decir Multiplicados por un factor de mayoración.

Los factores de mayoracion son los siguientes:

- ✓ Para esfuerzos por gravedad: 1.65
- ✓ Para esfuerzos en los que interviene el sismo: 1.25

Tabla 28  
Presiones obtenidas

<b>RESUMEN DE PRESIONES OBTENIDAS</b>						
$\sigma$	Pzap= 15% de P(Pm+Pv)		Peso real de Zapata		Sin Peso de Zapata	
	$\sigma$ obt.	$\sigma$ fact.	$\sigma$ obt.	$\sigma$ fact.	$\sigma$ obt.	$\sigma$ fact.
$\sigma$ umx	0.788	1.300	0.806	1.329	0.686	1.131
$\sigma$ usx	0.875	1.094	0.893	1.116	0.773	0.966
$\sigma$ usy	1.236	1.545	1.253	1.567	1.133	1.417
$\sigma$ ubiax	0.833	1.374	0.850	1.403	0.730	1.205

Fuente: Elaboración propia

El Esfuerzo último de diseño es: 1.57 kg/cm<sup>2</sup>

Para una sección B x L = 2.55 m x 2.55 m

#### J. Dimensionamiento del peralte de la zapata

✓ Diámetro del refuerzo de la columna (Db):

✓ Longitud de desarrollo (Ldc):

$$L_{de} = \frac{0.08 \times db \times fy}{\sqrt{f'c}} ; Ldc \geq 0.004 \times Db \times Fy$$

✓ Recubrimiento (r):

✓ La altura calculada de la Zapata será:

$$H = L_{de} + r$$

✓ Peralte efectivo

$$D = H_{zap} - r$$

#### K. Cálculo de H zap

Longitud de desarrollo

$$L_{de} = \frac{0.08 \times db \times fy}{\sqrt{f'c}} = 36.81$$

$$L_{de} \geq 0.004 \times db \times fy = 26.67$$

$$L_{de} = 36.81 > 0.004 \times db \times fy = 26.67 \dots ok$$

Entonces  $L_{dc} = 36.81 = 40.00 \text{ cm}$

### Altura calculada

$$H = 47.5 \equiv 50.00 \text{ cm}$$

### Altura de Diseño

$$H_{zap} = 50.00 \text{ cm}$$

### Peralte Efectivo

$$D = 42.50$$

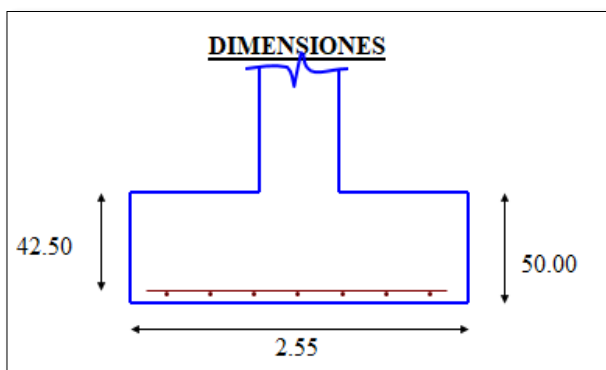


Figura 85. Dimensiones

Longitud de Zapata en X - X      A =    2.55 m

Ok !!!

Longitud de Zapata en Y - Y      B =    2.55 m

Altura de Zapata                      H =    0.50 m

Vuelo X - X                              V<sub>x</sub> =   0.78 m      Zapata Rígida

Vuelo Y - Y                              V<sub>y</sub> =   0.78 m      Zapata Rígida

Teniendo en cuenta que la zapata es RÍGIDA, procedemos a realizar el cálculo y diseño por el método de bielas y tirantes.

### L. Tensiones del Terreno – Esfuerzo en Zapata

Cargas Actuantes:  $P_g = 44.4 \text{ tonf}$

Peso de la Zapata:  $P_z = 7.80 \text{ tonf}$

Carga Axial Total:  $P_t = 73.3 \text{ tonf}$

Excentricidad:  $Exc. = 0.002$

Tipo de Diagrama de Presiones:  $0.425$

Coef. Mayoración =  $1.65$

TRAPECIAL –  $A/6 > Exc$

$$P_1 = \frac{Nd}{A \cdot B} \left( 1 + \frac{6 \times Exc}{A} \right)$$

$$P_2 = \frac{Nd}{A \cdot B} \left( 1 - \frac{6 \times Exc}{A} \right)$$

$$P_{med} = \frac{Nd}{A \cdot B}$$

Presión máxima  $P_1 = 11.313$

Presión Mínima  $P_2 = 11.222$

Presión Media  $P_3 = 11.268$

Para esf. en Zapata

### M. Diagrama de presiones y fuerzas equivalentes

$$R_{1d} = \frac{1}{2} (P_1 + P_{med}) \times \frac{A}{2} \times B$$

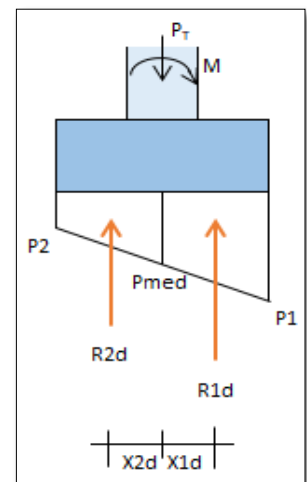
$$R_{2d} = \frac{1}{2} (P_2 + P_{med}) \times \frac{A}{2} \times B$$

$$X_{1d} = \frac{A}{2} - \frac{1}{3} \times \frac{A}{2} \left( \frac{2 \times P_{med} + P_1}{P_1 + P_{med}} \right)$$

$$X_{2d} = \frac{1}{3} \times \frac{A}{2} \left( \frac{2 \times P_2 + P_{med}}{P_2 + P_{med}} \right)$$

$$R_{1d} = 36.7 \text{ ton}$$

$$X_{1d} = 0.638 \text{ m}$$



$$R1d = 36.7 \text{ ton}$$

$$X1d = 0.638 \text{ m}$$

MODELO DE BIELAS Y TIRANTES - ESQUEMA PLANO

N. Angulo de las bielas

$$\text{Tg } \theta_2 = 0.548 \quad \rightarrow \quad \theta_2 = 28.72^\circ$$

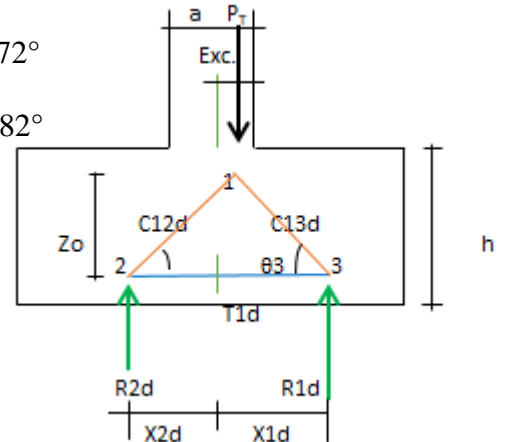
$$\text{Tg } \theta_3 = 0.55 \quad \rightarrow \quad \theta_3 = 28.82^\circ$$

$$\text{Exc.} \leq A/6$$

$$\text{Rec} = 0.075 \text{ m}$$

$$d = 0.425 \text{ m}$$

$$Z_o = 0.350 \text{ m}$$



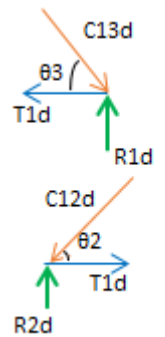
O. Hallamos el Valor de las Bielas y Tirantes

$$R1d = C13d \cdot \text{sen}(\theta_3) \quad C13d = 76.16 \text{ tonf}$$

$$T1d = C13d \cdot \text{cos}(\theta_3) \quad T1d = 66.73 \text{ tonf}$$

$$R2d = C12d \cdot \text{sen}(\theta_2) \quad C12d = 76.09 \text{ tonf}$$

$$T1d = C12d \cdot \text{cos}(\theta_2) \quad T1d = 66.73 \text{ tonf}$$



El Esquema Plano es la Proyección del esquema Tridimensional

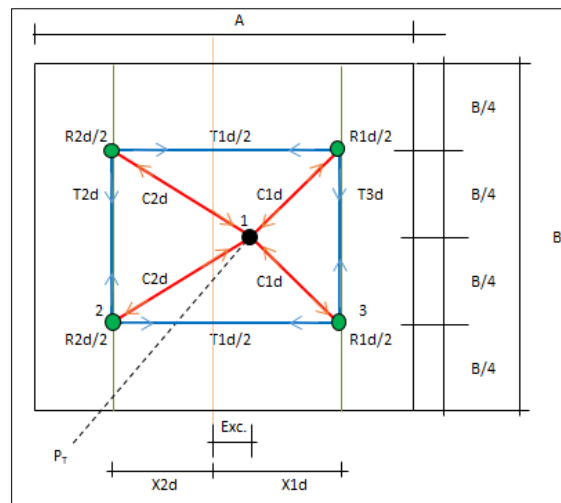


Figura 86: Plano es la Proyección del esquema Tridimensional

#### P. Esfuerzo

$$T1d = 66.73 \text{ tonf}$$

$$\frac{T2d}{B/2} = \frac{T1d/2}{X2d + Exc} \qquad \frac{T3d}{B/4} = \frac{T1d/2}{X1d - Exc}$$

$$T2d = 33.2962 \text{ tonf} \qquad T3d = 33.4300 \text{ tonf}$$

NUDO 3

$$C1d = \sqrt{(T1d/2)^2 + (T3d)^2 + (R1d/2)^2} \qquad C1d = 50.6706 \text{ tonf}$$

$$C2d = \sqrt{(T1d/2)^2 + (T2d)^2 + (R2d/2)^2} \qquad C2d = 50.5558 \text{ tonf}$$

Comprobamos el equilibrio (Nudo 1)

Calculamos la componente vertical de C1d y de C2d, las sumamos y al duplicarlas, el resultado debe ser igual a PT.

$$\frac{V1d}{Zo} = \frac{C1d}{\sqrt{(B/4)^2 + (X1d - Exc)^2 + Zo^2}} \qquad V1d$$

$$= 18.4 \text{ tonf}$$

$$\frac{V2d}{Zo} = \frac{C2d}{\sqrt{(B/4)^2 + (X2d - Exc)^2 + Zo^2}} \qquad V2d$$

$$= 18.3 \text{ tonf}$$

$$2xV1d + 2xV2d = 73.27 \text{ tonf} = Pt \ 73.27 \text{ tonf} \dots ok$$

#### Q. Calculo de armadura

$$Fyd = 3652.17$$

$$Aas1 = T1d/fyd = 18.270 \text{ cm}^2 \qquad \text{En todo el ancho B de la}$$

Zapata.

$$As_2 = T_2d/f_{yd} = 9.117 \text{ cm}^2 \quad \text{En el largo } A/2 \text{ de la}$$

Zapata

$$As_3 = T_3d/f_{yd} = 9.153 \text{ cm}^2 \quad \text{En el largo } A/2 \text{ de la}$$

Zapata

$$\text{Cuantía mecánica mínima} = 0.0018*bh \rightarrow 9.000 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Cuantía mecánica máxima} = 0.0075*bh \rightarrow 37.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{As dirección "A"} \quad As_1 = 22.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{As dirección "B"} \quad As_2 = 22.95 \text{ cm}^2$$

		$\phi$	As
1.-As1	$3/8$ "	0.95	0.71
$\phi$		cm	cm <sup>2</sup>
2.-As2	$1/2$ "	1.27	1.27
$\phi$		cm	cm <sup>2</sup>
3.-As3	$5/8$ "	1.59	1.98
$\phi$		cm	cm <sup>2</sup>
4.-As4	$3/4$ "	1.91	2.85
$\phi$		cm	cm <sup>2</sup>

Armadura Inferior en Dirección "A" y Armadura Inferior en Dirección "B"

"A" $\rightarrow 1/2$ "	@ 14.00 cm	18 bar
"B" $\rightarrow 1/2$ "	@ 14.00 cm	18 bar

En la cara superior para ambas direcciones, cuantía mínima =  $0.001*bh =$

5.00 cm<sup>2</sup>/m

As dirección  $\rightarrow As = 18.27$

Colocaremos barras de

$1/2$ "	@ 17.00 cm	14 bar
---------	------------	--------

Nota: Cabe mencionar que no es necesario colocar una cuantía de acero en la parte superior de la zapata por considerarse una zapata rígida, sin embargo, de ser el caso, solo se requiere un refuerzo mínimo.

### R. Comprobación de tensiones

$$a_1 = 2x \left( \frac{a}{2} - Exc. \right) = 0.997 \quad f_{cd} = 127.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_s = \frac{P_t}{a_1 x b} = 7.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad P_s < f_{cd} \dots \text{ok}$$

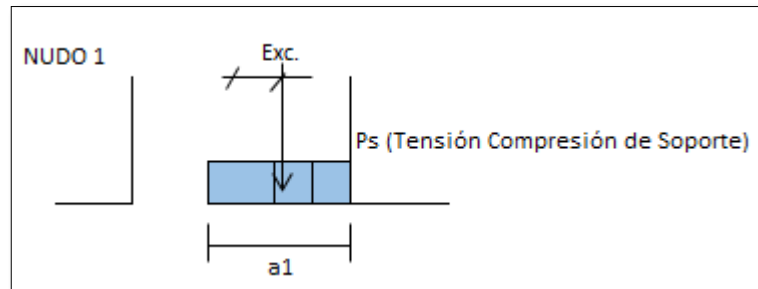


Figura 87: Tensiones de soporte

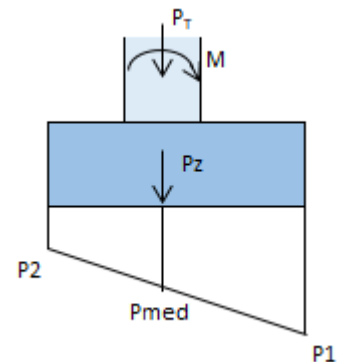
### S. Comprobación de presiones sobre el

terreno

$$P_1 = \frac{N}{AB} \left( 1 + \frac{6Exc}{A} + PP_z \right)$$

$$P_2 = \frac{N}{AB} \left( 1 - \frac{6Exc}{AxB} + PP_z \right)$$

$$P_{med} = \frac{N}{AB} + PP_z$$



Carga Axial + Peso de Zapata:

$$P_T = 52.21 \text{ tonf}$$

Carga Axial:

$$P_g = 44.40 \text{ tonf}$$

Momento:

$$M_g = 0.0757$$

tonf-m



Excentricidad:  $Exc = 0.0017 \text{ m}$

A/6 :  $0.4250 \text{ m}$

Presión Máxima:  $P1 = 8.061 \text{ ton/m}^2 < 1-25x \sigma$

Presión Mínima  $P2 = 7.997 \text{ ton/m}^2 > 0$

Presion Media:  $Pmed = 8.029 \text{ to/m}^2 < \sigma$

**Solución Correcta...**

### CAPITULO III. RESULTADOS

Tabla 29

*Desplazamientos máximos sin arriostramiento*

#### A. Derivas máximas en ambas direcciones SIN arriostramiento

STORY	LOAD CASE	DIRECC.	POINT	X Drift (cm)	% OF HT	DERIVA	E.030
Story 3	Est. X-X	X	N137	0.324	0.116	0.00522	0.010
Story 2	Est. X-X	X	N138	0.548	0.196	0.00882	0.010
Story 1	Est. X-X	X	N139	0.791	0.264	0.01188	0.010
						0.01188	0.010
STORY	LOAD CASE	DIRECC.	POINT	Z Drift (cm)	% OF HT	DERIVA	E.030
Story 3	Est. Z-Z	Z	N137	0.337	0.120	0.00540	0.010
Story 2	Est. Z-Z	Z	N138	0.670	0.239	0.01076	0.010
Story 1	Est. Z-Z	Z	N139	1.743	0.581	0.02615	0.010
					Max. Drift	0.02615	0.010

Respecto al cálculo anterior se concluye que las derivas y/o distorsiones de la estructura en ambas direcciones, supera el límite del valor permitido por el Reglamento Nacional de Edificaciones, puesto que no existe una rigidez lateral en el eje Y.

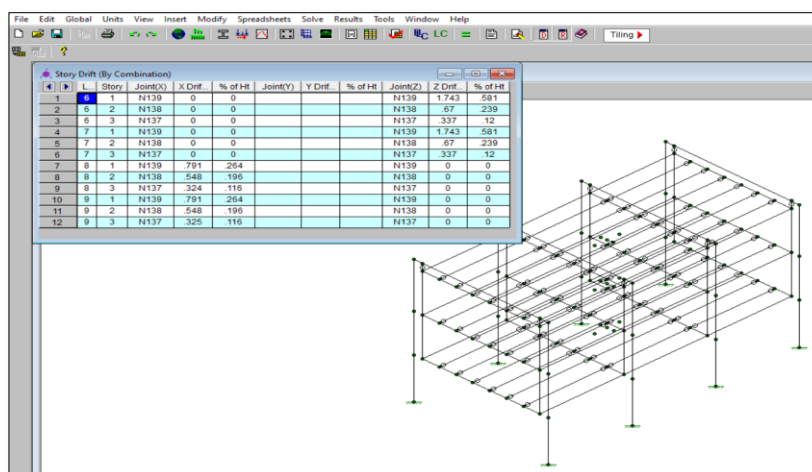


Figura 88: Derivas Eje X e Y sin arriostramiento

Fuente: Elaboración propia

## B. Derivas máximas en ambas direcciones CON arriostramiento, Según E.030-2014/DS-003-20165.2 - Tabla N° 11).

Tabla 30

Desplazamientos máximos

STORY	LOAD CASE	DIRECC.	POINT	X Drift (cm)	% OF HT	DERIVA	E.030
Story 3	Est. X-X	X	N137	0.119	0.043	0.00194	0.010
Story 2	Est. X-X	X	N138	0.123	0.044	0.00198	0.010
Story 1	Est. X-X	X	N139	0.075	0.025	0.00113	0.010
						0.00198	0.010
STORY	LOAD CASE	DIRECC.	POINT	Z Drift (cm)	% OF HT	DERIVA	E.030
Story 3	Est. Z-Z	Z	N137	0.082	0.029	0.00131	0.010
Story 2	Est. Z-Z	Z	N138	0.098	0.033	0.00149	0.010
Story 1	Est. Z-Z	Z	N139	0.072	0.024	0.00108	0.010
					Max. Drift	0.00149	0.010

Respecto al cálculo anterior se concluye que las derivas y/o distorsiones de la estructura en ambas direcciones, en menor al límite del valor permitido por el Reglamento Nacional de Edificaciones, puesto que en este planteamiento de un nuevo diseño con arriostramientos, si existe una rigidez lateral en el eje Y.

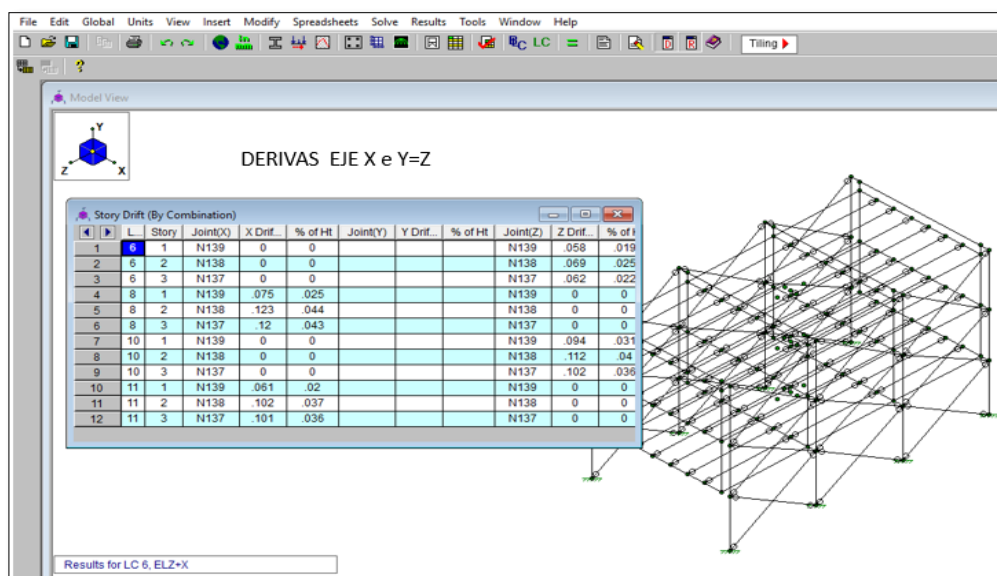


Figura 89: Derivas Eje X e Y con arriostramiento

Fuente: Elaboración propia

### C. Verificación de cortante basal sin arriostramientos (Fuerza Cortante Mínima en la Base, Según E.030-2014/DS-003-2016 (4.6.4)).

Tabla 31  
Verificación de cortante basal Estática y Dinámica  $\rightarrow V_e > 80\%$

STORY	LOAD CASE	LOCATION	P (tonf)	Vx (tonf)	Vz (tonf)	T (tonf-m)	Mx (tonf-m)	Mz (tonf-m)
Story 1	Est. X-X	Bottom		42.36				
Story 1	Est. Z-Z	Bottom			42.36			
STORY	LOAD CASE	LOCATION	P (tonf)	Vx (tonf)	Vz (tonf)	T (tonf-m)	Mx (tonf-m)	Mz (tonf-m)
Story 1	Din. X-X	Bottom		31.95				
Story 1	Din. Z-Z	Bottom			31.78			
STORY	LOAD CASE	LOCATION	P (tonf)	Vx (tonf)	Vz (tonf)	Vd / Ve	Factor de Corrección	
Story 1	Est. X-X	Bottom		42.36				
Story 1	Din. X-X	Bottom		31.95		75.42%		1.00
Story 1	Est. Z-Z	Bottom			41.36			
Story 1	Din. Z-Z	Bottom			31.78	75.02%		1.00

Fuente: Elaboración propia

De los datos anteriores de la tabla 31, se puede afirmar que La Cortante Basal entre el Momento Máximo no superan el 80% y consecuencia de ello hace que la estructura sea más vulnerable frente a un sismo.

**D. Verificación de cortante basal con arriostramiento (Fuerza Cortante Mínima en la Base, Según E.030-2014/DS-003-2016 (4.6.4)).**

Tabla 32  
Verificación de cortante basal Estática y Dinámica  $\rightarrow V_e > 80\%$

STORY	LOAD CASE	LOCATION	P (tonf)	Vx (tonf)	Vz (tonf)	T (tonf-m)	Mx (tonf-m)	Mz (tonf-m)
Story 1	Est. X-X	Bottom		44.92				
Story 1	Est. Z-Z	Bottom			44.92			
STORY	LOAD CASE	LOCATION	P (tonf)	Vx (tonf)	Vz (tonf)	T (tonf-m)	Mx (tonf-m)	Mz (tonf-m)
Story 1	Din. X-X	Bottom		36.24				
Story 1	Din. Z-Z	Bottom			36.31			
STORY	LOAD CASE	LOCATION	P (tonf)	Vx (tonf)	Vz (tonf)	Vd / Ve	Factor de Corrección	
Story 1	Est. X-X	Bottom		44.92				
Story 1	Din. X-X	Bottom		36.24		81%	1.00	
Story 1	Est. Z-Z	Bottom			44.92			
Story 1	Din. Z-Z	Bottom			36.31	81%	1.00	

Fuente: Elaboración propia

De los datos anteriores de la tabla 32, se puede afirmar que la Cortante Basal entre el Momento Máximo si superan el 80%. Por lo tanto, se estaría cumpliendo con lo que indica el Reglamento Nacional de Edificaciones.

### E. Modos de vibración y porcentaje de masa participativa (Modos de Vibración,

Según E.030-2014/DS-003-2016 (4.6.1)).

Periodo 1, T1 = 0.200 Traslación en X

Periodo 3, T2 = 0.179 Traslación en Z

Periodo 3, T3 = 0.137 Traslación en Y

Tabla 33

Modos de vibración y porcentaje de masa participativa con arriostramientos

MODO	PERIODO (s)	UX	UZ	SUM X	SUM Z	RY	SUM RY
1	0.200	78.734		78.73	0.00		0.00
2	0.179		83.071	78.73	83.07		0.00
3	0.137			78.73	83.07	92.310	92.31
4	0.060		12.004	78.73	95.08		
5	0.047	16.801		95.54	95.08		
6	0.036			95.54	95.08		
7	0.029		4.925	95.54	100.00		
8	0.022	4.465		100.00	100.00		
9	0.017			100.00	100.00		
<b>Masa participativa &gt; 90% =</b>				Ok !!	Ok !!		

Fuente: Elaboración propia

De los siguientes resultados se puede afirmar que la masa de la estructura tiene un buen comportamiento ya que supera el 90% de su masa participativa según como indica la Norma.

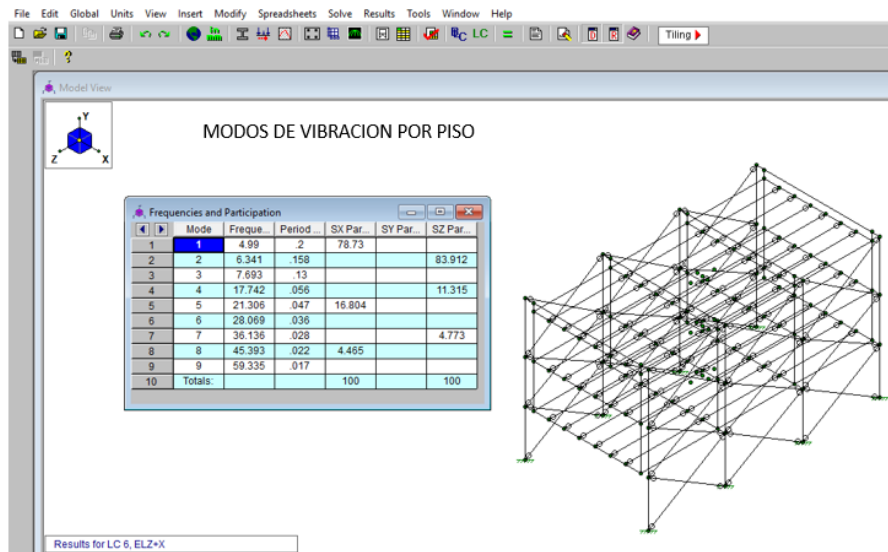


Figura 90. Modos de vibración por piso

Fuente: Elaboración propia

## F. Diseño de columna principal

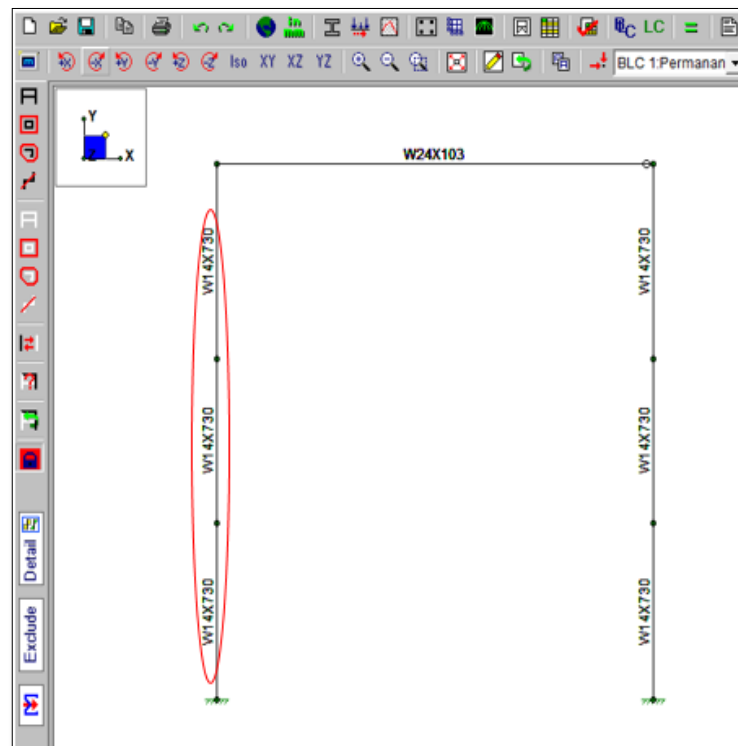


Figura 91. Diseño de columna principal

Fuente: Elaboración propia

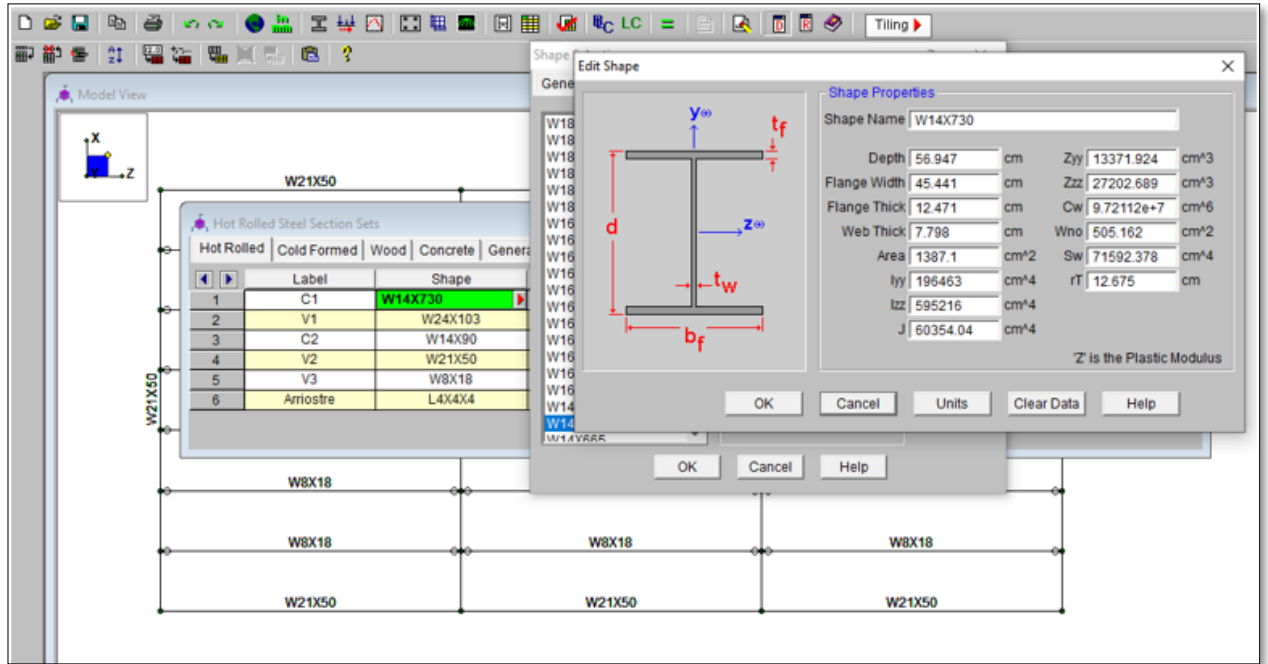


Figura 92. Características de la columna

Fuente: Elaboración propia

## G. Diseño de viga principal

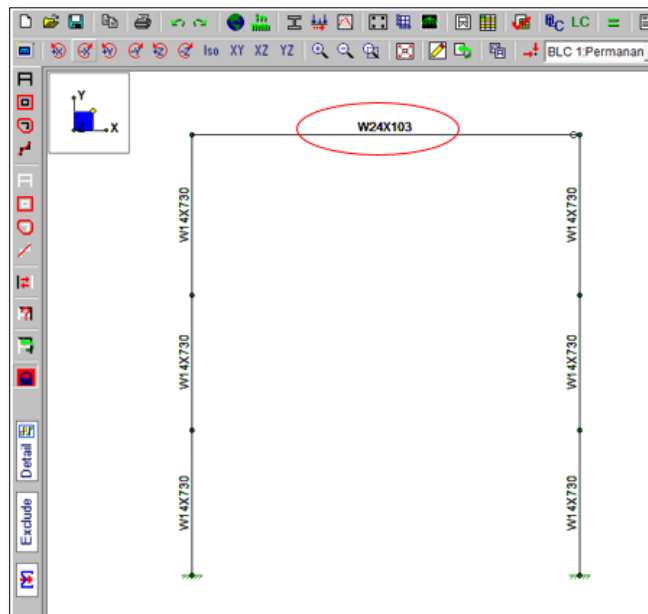
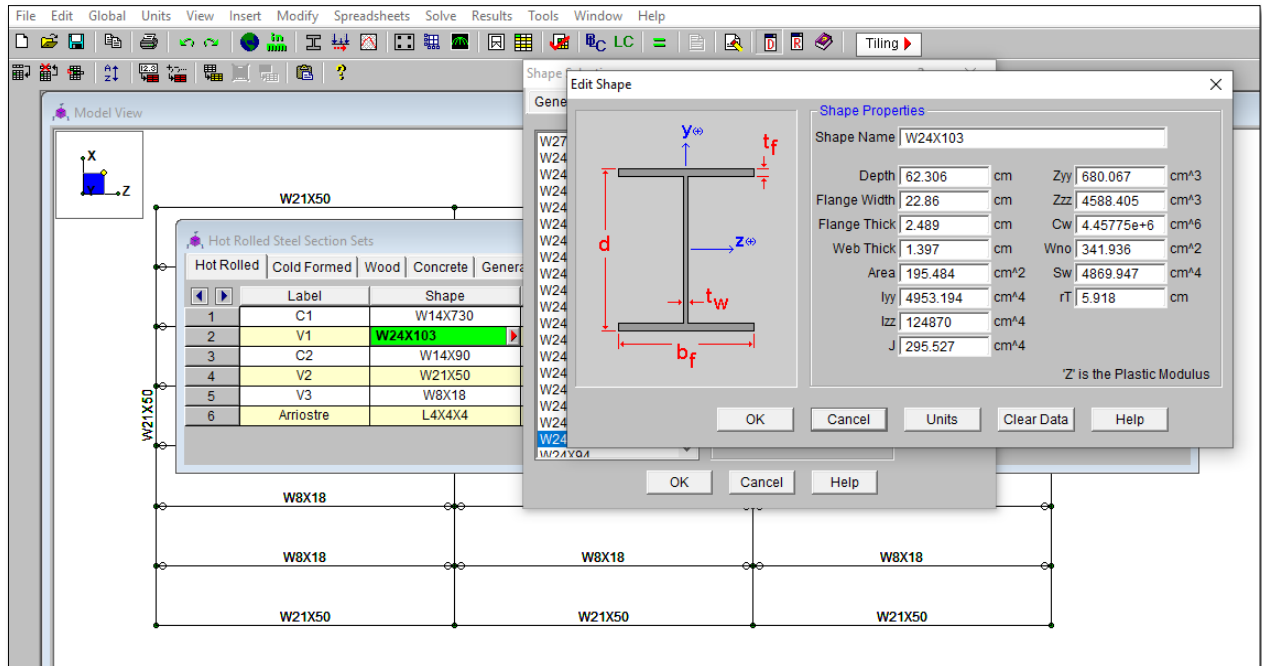


Figura. Diseño de viga principal

Fuente: Elaboración propia





## H. Diseño de columna suspendida

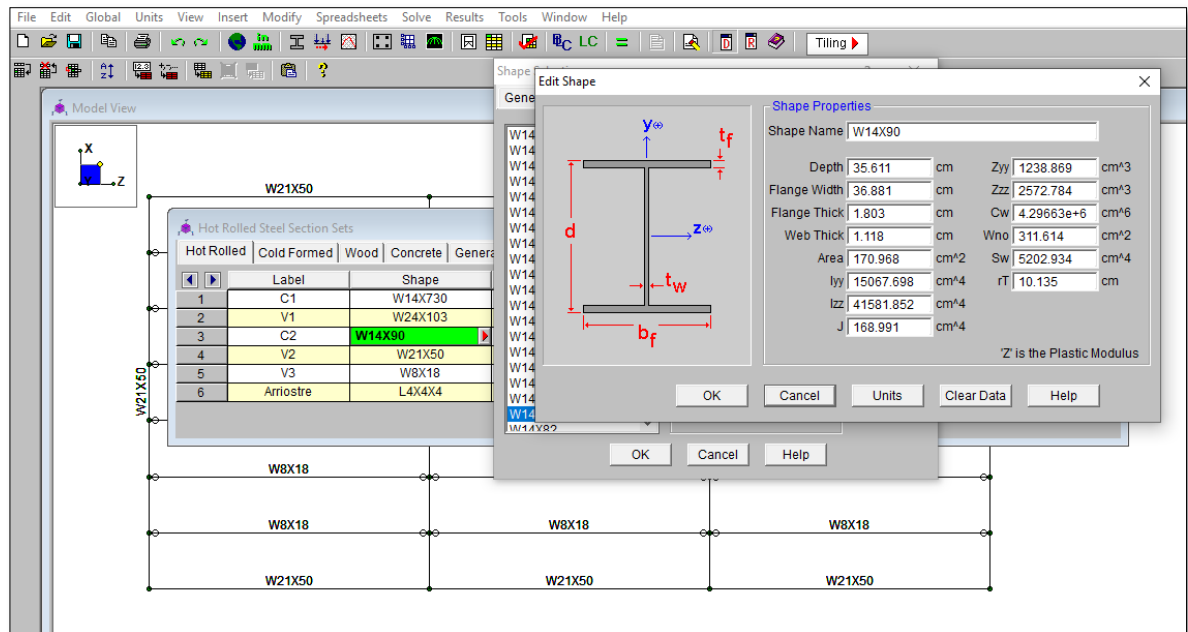
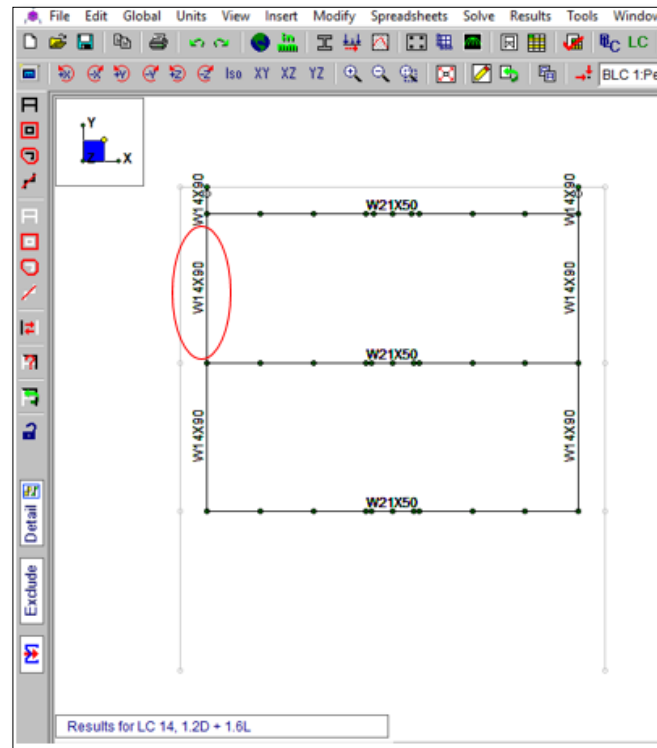


Figura 93. Diseño de columna suspendida

Fuente: Elaboración propia

## I. Diseño de viga suspendida

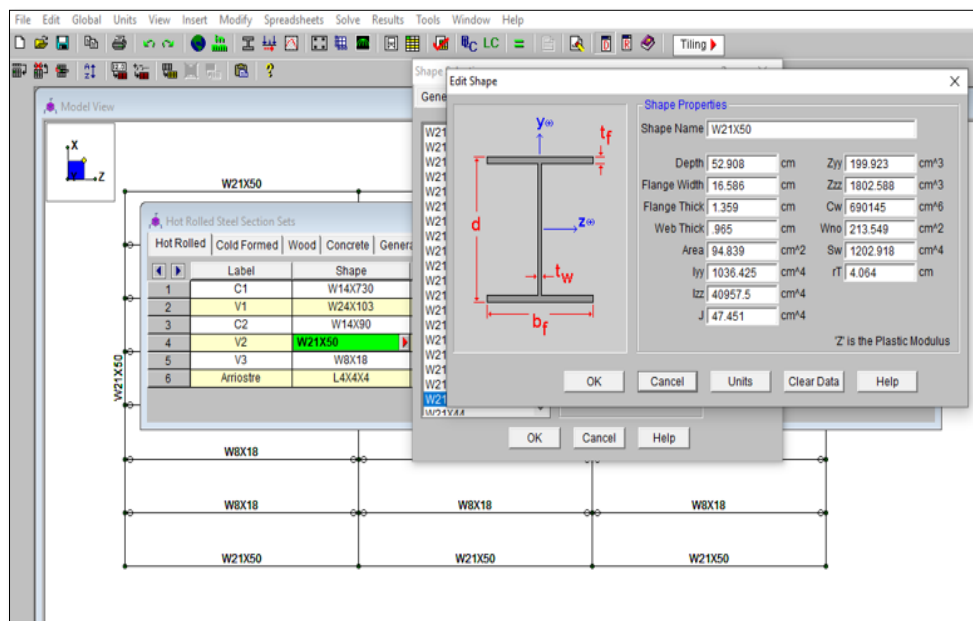
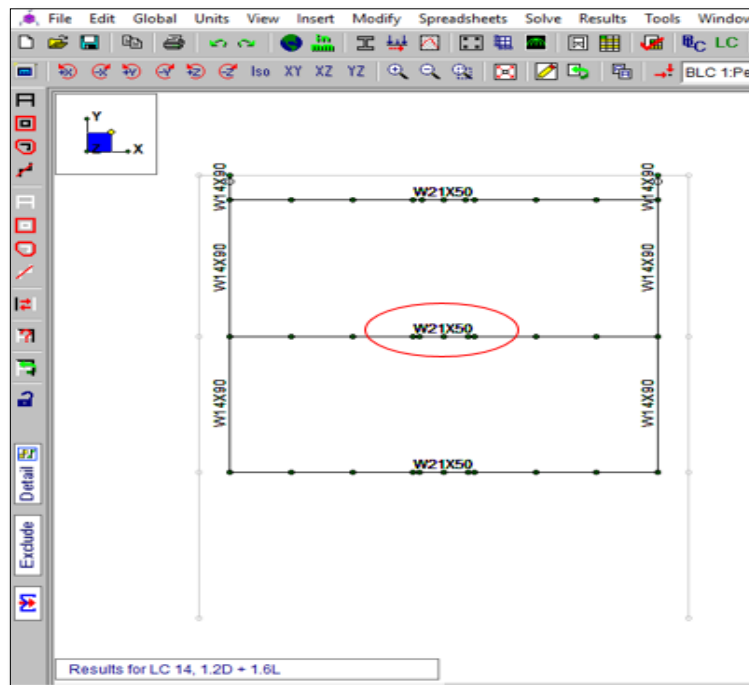


Figura 94. Diseño de viga suspendida

Fuente: Elaboración propia

## J. Diseño de viguetas

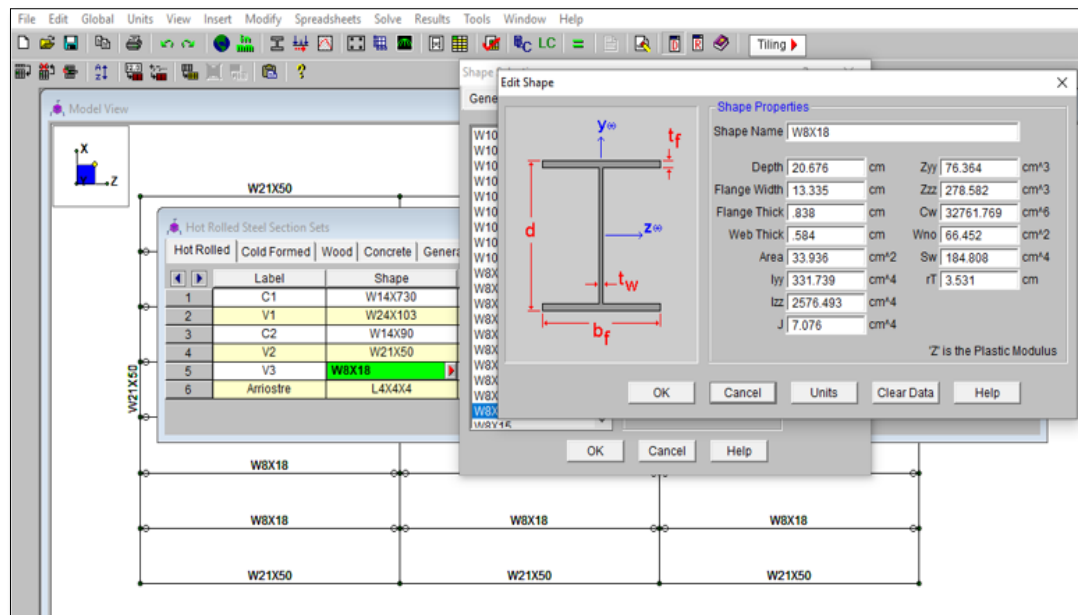
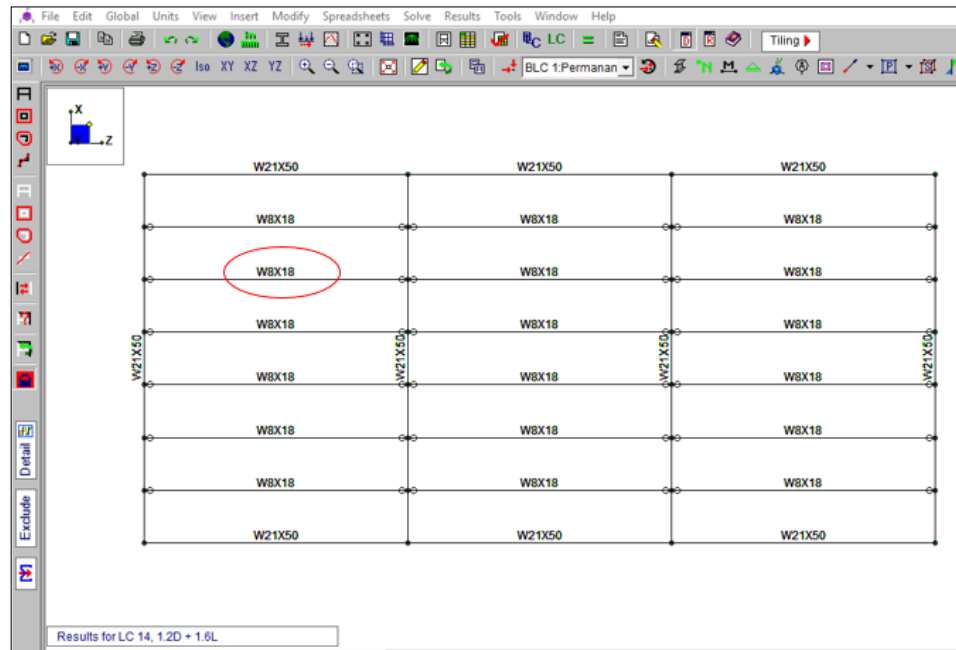


Figura 95. Diseño de viguetas

Fuente: Elaboración propia

## K. Diseño de arriostres

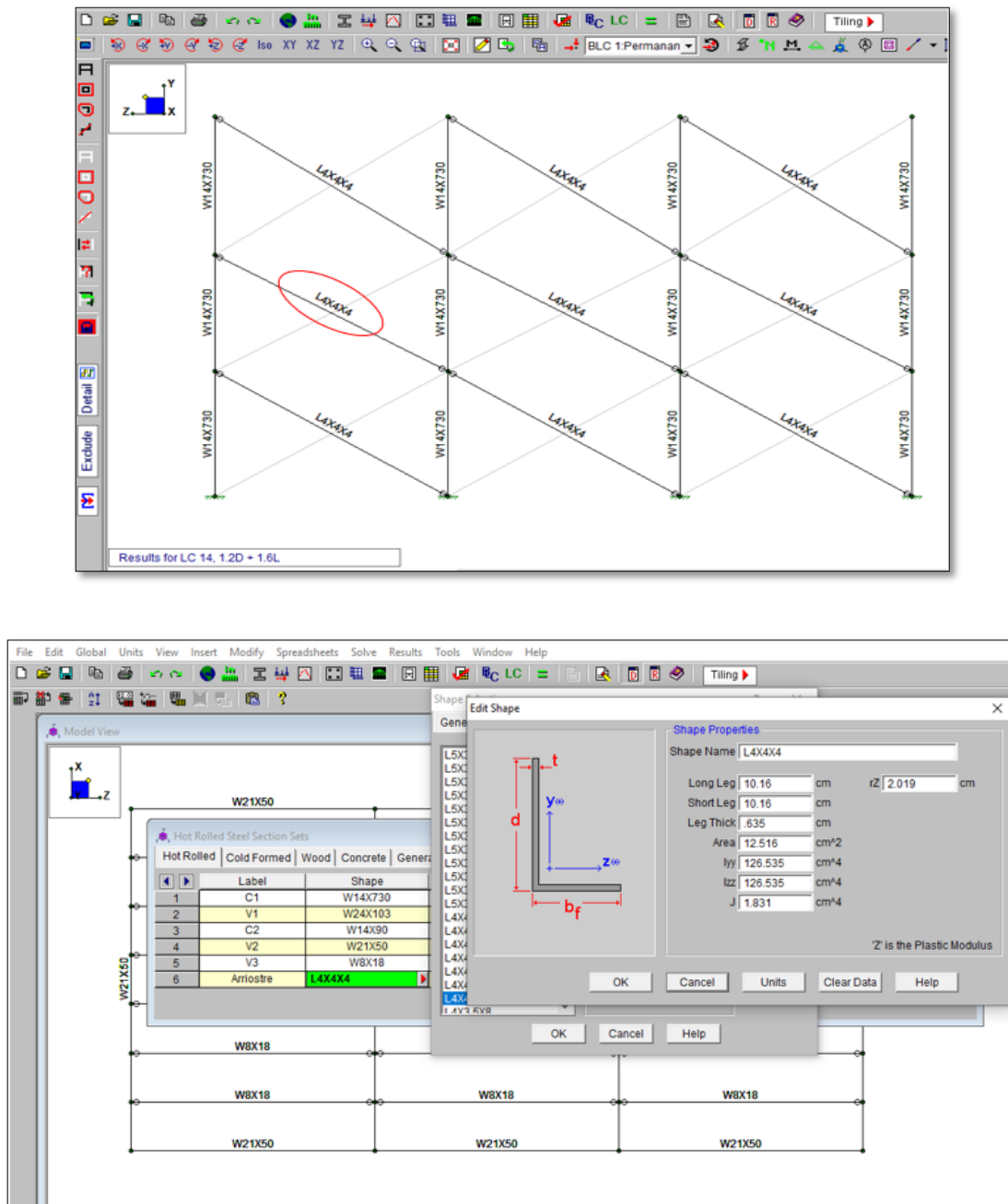


Figura 96. Diseño de arriostres

Fuente: Elaboración propia

## L. Desplazamiento de estructura sin arriostramiento en el eje Y – 1er piso

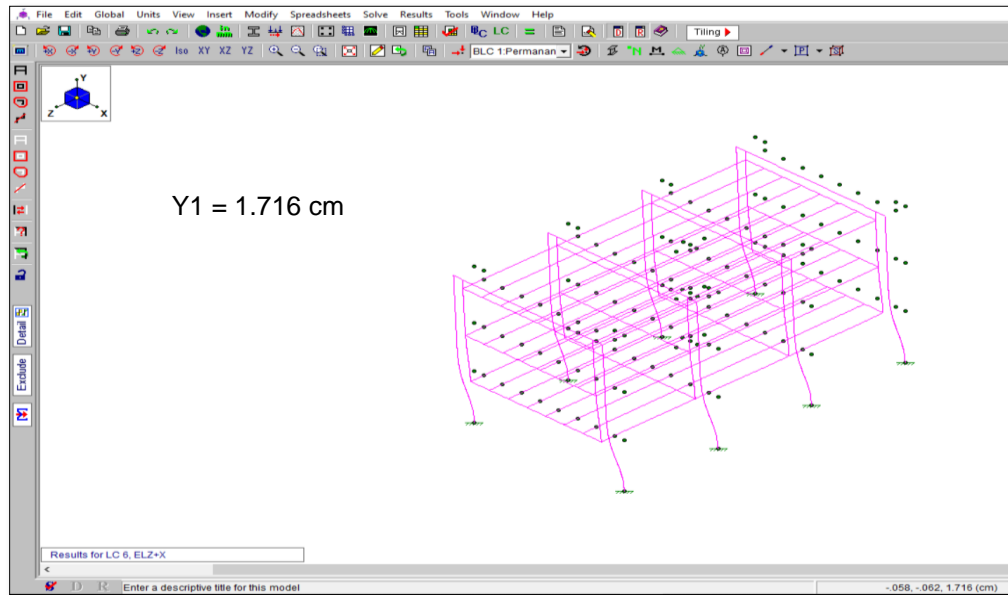


Figura 97. Desplazamiento de estructura sin arriostramiento en el eje Y 1er piso.

Fuente: Elaboración propia

## M. Desplazamiento de estructura sin arriostramiento en el eje Y – 2do piso

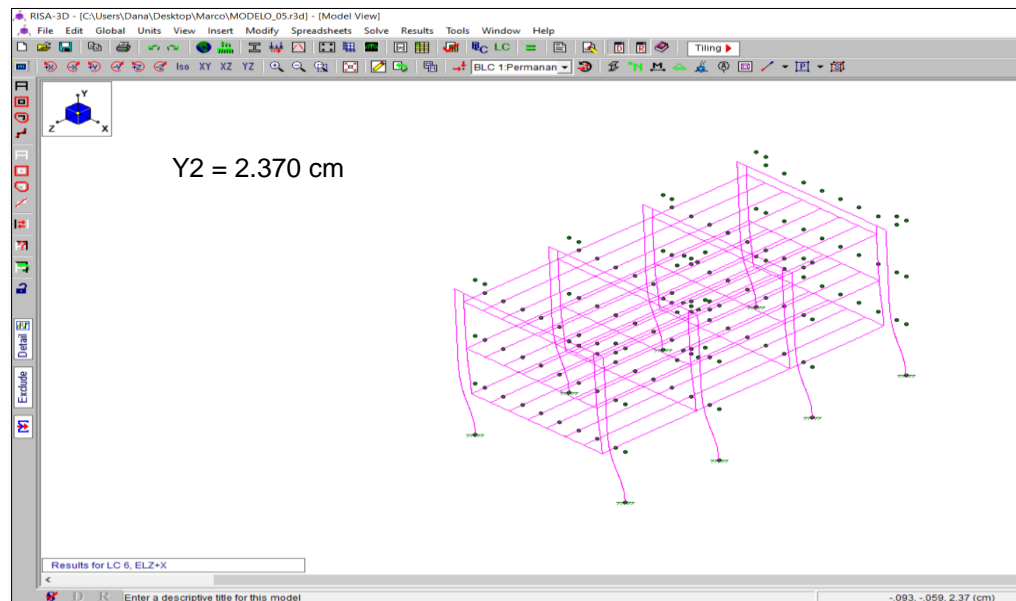


Figura 98. Desplazamiento de estructura sin arriostramiento en el eje Y 2do piso.

Fuente: Elaboración propia

## N. Desplazamiento de estructura sin arriostramiento en el eje Y – 3er piso

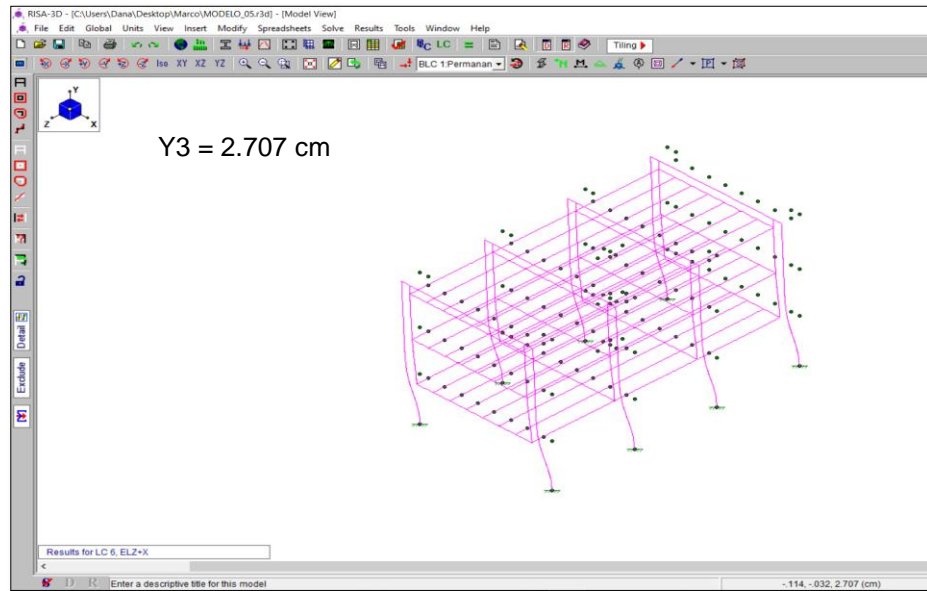


Figura 99. Desplazamiento de estructura sin arriostramiento en el eje Y 3er piso.

Fuente: Elaboración propia

## O. Desplazamiento de estructura con arriostramiento en el eje Y – 1er piso

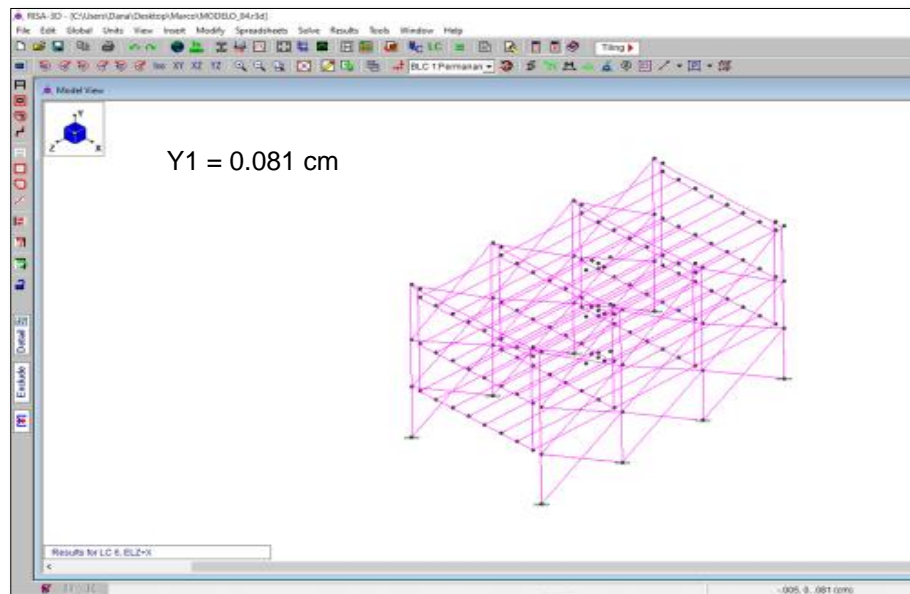
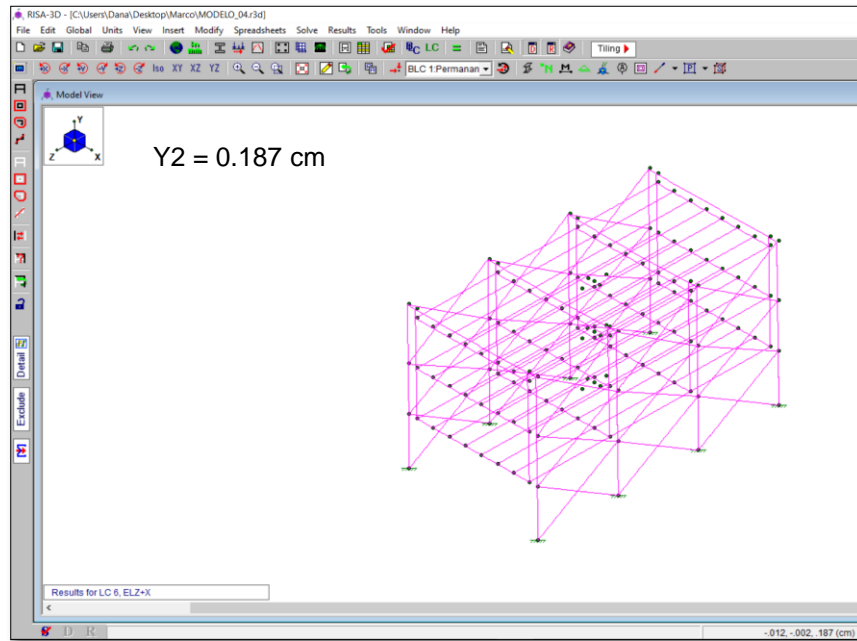


Figura 100. Desplazamiento de estructura con arriostramiento en el eje Y 1er piso.

Fuente: Elaboración propia

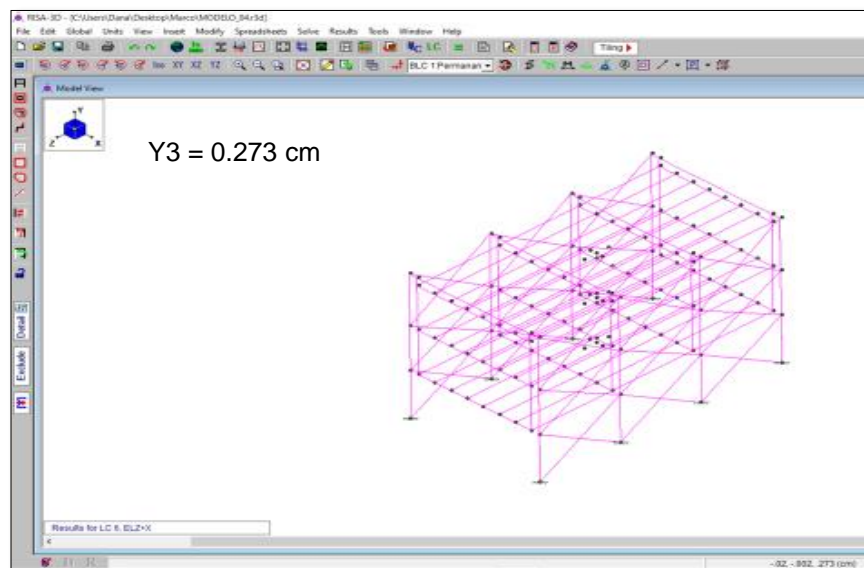
**P. Desplazamiento de estructura con arriostramiento en el eje Y – 2do piso**



*Figura 101. Desplazamiento de estructura con arriostramiento en el eje Y 2do piso.*

*Fuente: Elaboración propia*

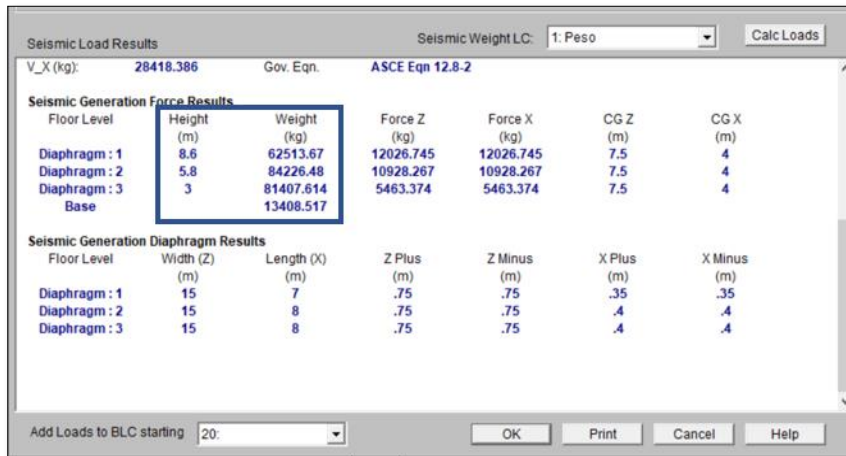
**Q. Desplazamiento de estructura con arriostramiento en el eje Y – 3er piso**



*Figura 102. Desplazamiento de estructura con arriostramiento en el eje Y 3er piso.*

*Fuente: Elaboración propia*

## R. Peso de la estructura por piso



Seismic Load Results      Seismic Weight LC: 1: Peso      Calc Loads

V\_X (kg): 28418.386      Gov. Eqn. ASCE Eqn 12.8-2

**Seismic Generation Force Results**

Floor Level	Height (m)	Weight (kg)	Force Z (kg)	Force X (kg)	CG Z (m)	CG X (m)
Diaphragm : 1	8.6	62513.67	12026.745	12026.745	7.5	4
Diaphragm : 2	5.8	84226.48	10928.267	10928.267	7.5	4
Diaphragm : 3	3	81407.614	5463.374	5463.374	7.5	4
Base		13408.517				

**Seismic Generation Diaphragm Results**

Floor Level	Width (Z) (m)	Length (X) (m)	Z Plus (m)	Z Minus (m)	X Plus (m)	X Minus (m)
Diaphragm : 1	15	7	.75	.75	.35	.35
Diaphragm : 2	15	8	.75	.75	.4	.4
Diaphragm : 3	15	8	.75	.75	.4	.4

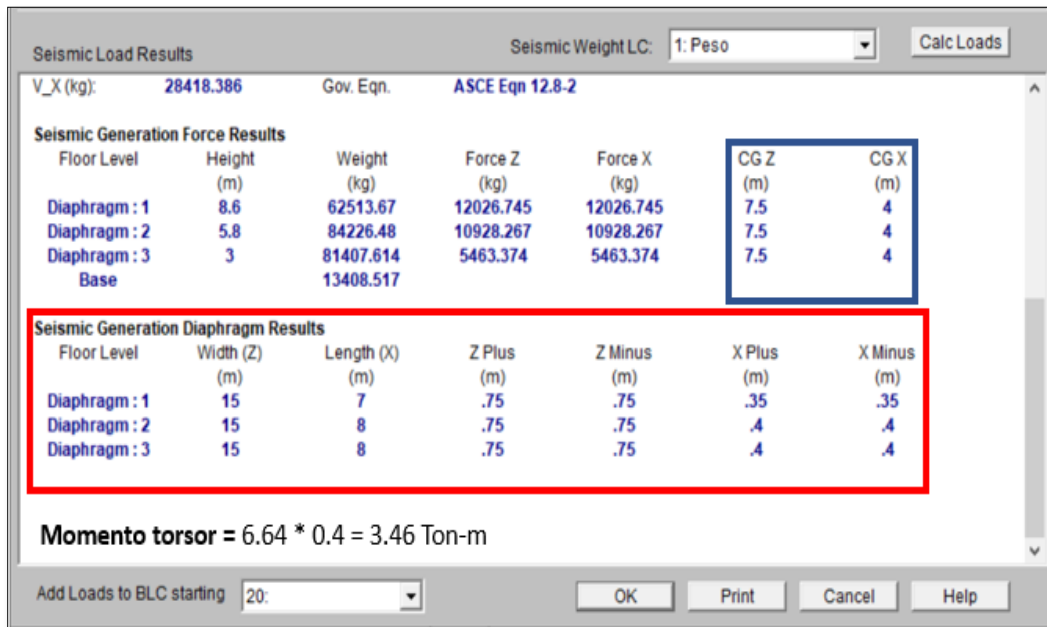
Add Loads to BLC starting 20:      OK      Print      Cancel      Help

Figura 103. Peso de la estructura por Piso.

Fuente: Elaboración propia

En la Imagen se muestra el peso por piso, teniendo así 81.41 toneladas en el primer piso, 84.23 toneladas en el segundo piso y 62.51 toneladas en el tercer piso. Es importante recalcar que los pesos se tomaron en cuenta según las alturas tributarias.

## S. Centro de Gravedad, Centro de Rigidez y Momento Torsor



Seismic Load Results      Seismic Weight LC: 1: Peso      Calc Loads

V\_X (kg): 28418.386      Gov. Eqn. ASCE Eqn 12.8-2

**Seismic Generation Force Results**

Floor Level	Height (m)	Weight (kg)	Force Z (kg)	Force X (kg)	CG Z (m)	CG X (m)
Diaphragm : 1	8.6	62513.67	12026.745	12026.745	7.5	4
Diaphragm : 2	5.8	84226.48	10928.267	10928.267	7.5	4
Diaphragm : 3	3	81407.614	5463.374	5463.374	7.5	4
Base		13408.517				

**Seismic Generation Diaphragm Results**

Floor Level	Width (Z) (m)	Length (X) (m)	Z Plus (m)	Z Minus (m)	X Plus (m)	X Minus (m)
Diaphragm : 1	15	7	.75	.75	.35	.35
Diaphragm : 2	15	8	.75	.75	.4	.4
Diaphragm : 3	15	8	.75	.75	.4	.4

**Momento torsor = 6.64 \* 0.4 = 3.46 Ton-m**

Add Loads to BLC starting 20:      OK      Print      Cancel      Help



Figura 104. Centro de Gravedad, Centro de Rigidez y momento torsor.

Fuente: Elaboración propia

En la figura 95 se muestra que la distancia entre el Centro de Gravedad y el centro de rigidez, es menor al 5% según como lo establece el Reglamento Nacional de Edificaciones.

## T. Ubicación del Centro de Gravedad y el Centro de Rigidez de la estructura.

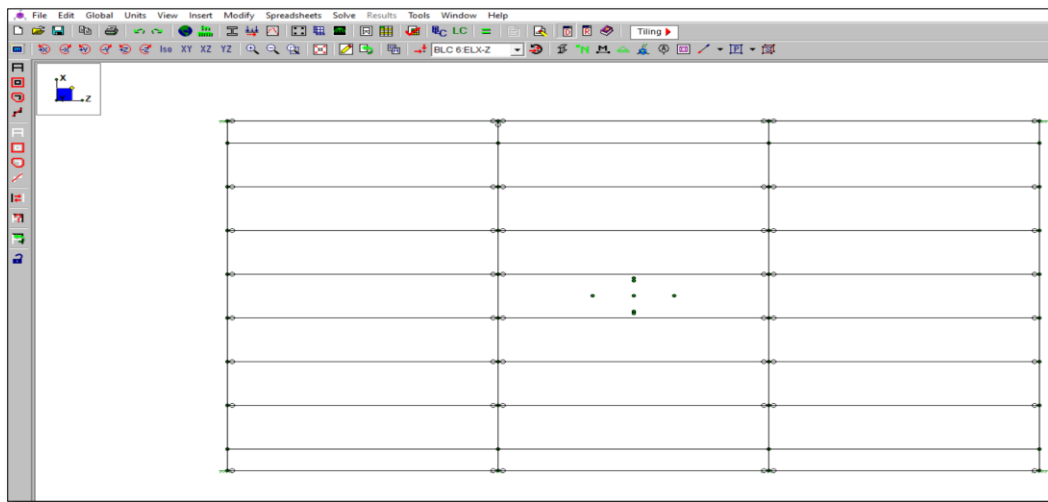


Figura 105. Centro de Gravedad, Centro de Rigidez y momento torsor.

Fuente: Elaboración propia

En la presente figura se muestra la ubicación exacta del Centro de Gravedad, respecto al Centro de rigidez, siendo su ubicación al centro ya que la estructura no presenta ninguna irregularidad.

## U. Diseño de soldadura

Se usará soldadura Electrodo E70XX

Resistencia limite a tracción: 4920

Garganta efectiva – Placa Base: 1.5 cm

Espesor para los rigidizadores - cartela: 1.5 cm

Longitud Efectiva – cartela 0.80 m

Longitud de soldadura – cartela 7 cm

Tamaño de filete – alma de la columna: 6.35 mm

Tamaño de filete en las de la viga 8 mm

Tamaño de filete en las de la viga 11 mm

Espesor para ala de la Viga: 11mm

Espesor para alma de la Viga: 11 mm

Espesor: 8 mm

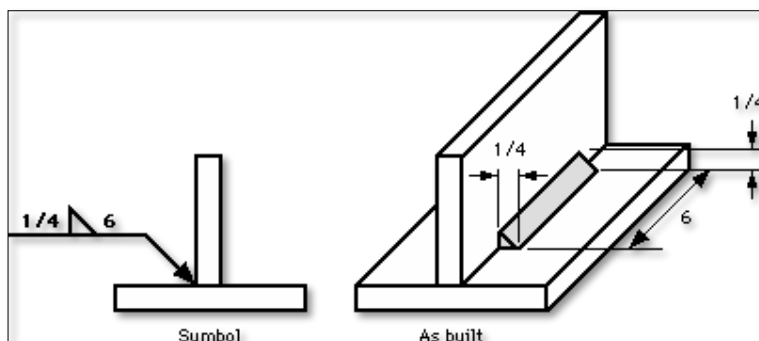


Figura 106. Diseño de soldadura

## V. Diseño de pernos

Se usará pernos estructurales con cabeza exagonal – Norma ASTM A-325 TIPO 1

Pernos de anclaje para Placa Base Gr. A36: 4 Ø 7/8” con resistencia de 5.59 ton

Pernos de anclaje para Columna suspendida –Viga Principal Gr. A36: 6 Ø 7/8” con  
resistencia de 5.59 ton



Figura 107. Diseño de pernos

## W. Diseño de zapata

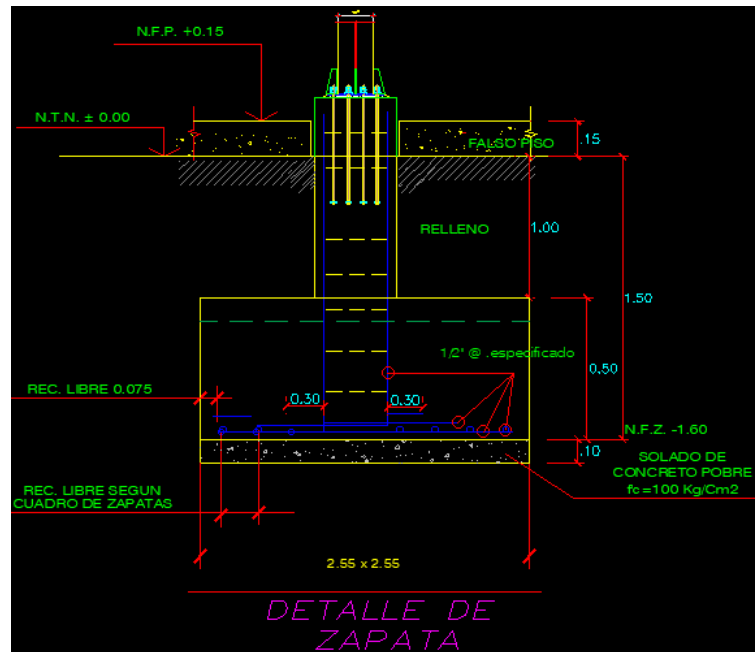


Figura 108. Diseño de zapata

Fuente: Elaboración propia

## A. Prueba de Hipótesis

La prueba de hipótesis se realizó con la finalidad de poder determinar el nivel de significancia. Para ello, con los datos mostrados en la tabla anterior se hizo la prueba de Normalidad utilizando el programa SPSS y así poder determinar si el nivel de significancia es mayor al 5% entonces se tendrá datos normales, es decir que entre todos los datos no existe una diferencia significativa ya que se aproximan a una distribución normal.

Tabla 34

*Resumen de procesamiento de casos*

### Resumen de procesamiento de casos

	Válido		Casos Perdidos		Total	
	N	Porcentaje	N	Porcentaje	N	Porcentaje
Derivas 1er Piso eje "X"	16	100,0%	0	0,0%	16	100,0%
Derivas 2do piso eje "X"	16	100,0%	0	0,0%	16	100,0%
Derivas 1er Piso eje "Y"	16	100,0%	0	0,0%	16	100,0%
Derivas 1do Piso eje "Y"	16	100,0%	0	0,0%	16	100,0%

### Descriptivos

		Estadístico	Desv. Error
Derivas 1er Piso eje "X"	Media	,070938	,0004028
95% de intervalo de confianza para la media	Límite inferior	,070079	
	Límite superior	,071796	
Media recortada al 5%		,070875	
Mediana		,071000	
Varianza		,000	
Desv. Desviación		,0016112	
Mínimo		,0690	
Máximo		,0740	
Rango		,0050	
Rango intercuartil		,0027	
Asimetría		,333	,564

	Curtosis		-,949	1,091
Derivas 2do piso eje "X"	Media		,007581	,0000344
	95% de intervalo de confianza para la media	Límite inferior	,007508	
		Límite superior	,007655	
	Media recortada al 5%		,007579	
	Mediana		,007550	
	Varianza		,000	
	Desv. Desviación		,0001377	
	Mínimo		,0074	
	Máximo		,0078	
	Rango		,0004	
	Rango intercuartil		,0002	
	Asimetría		,207	,564
	Curtosis		-1,261	1,091
Derivas 1er Piso eje "Y"	Media		,008550	,0000258
	95% de intervalo de confianza para la media	Límite inferior	,008495	
		Límite superior	,008605	
	Media recortada al 5%		,008550	
	Mediana		,008550	
	Varianza		,000	
	Desv. Desviación		,0001033	
	Mínimo		,0084	
	Máximo		,0087	
	Rango		,0003	
	Rango intercuartil		,0001	
	Asimetría		,000	,564
	Curtosis		-,994	1,091
Derivas 1do Piso eje "Y"	Media		,009131	,0000326
	95% de intervalo de confianza para la media	Límite inferior	,009062	
		Límite superior	,009201	
	Media recortada al 5%		,009135	
	Mediana		,009100	
	Varianza		,000	
	Desv. Desviación		,0001302	
	Mínimo		,0089	
	Máximo		,0093	
	Rango		,0004	

Rango intercuartil	,0003	
Asimetría	-,046	,564
Curtosis	-1,158	1,091

Fuente: Programa SBS

Tabla 35

Pruebas de normalidad

### Pruebas de normalidad

	Kolmogorov-Smirnov <sup>a</sup>			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
Derivas 1er Piso eje "X"	,157	16	,200*	,920	16	<b>,166</b>
Derivas 2do piso eje "X"	,222	16	,033	,898	16	<b>,074</b>
Derivas 1er Piso eje "Y"	,186	16	,143	,892	16	<b>,060</b>
Derivas 2do Piso eje "Y"	,157	16	,200*	,904	16	<b>,095</b>

\*. Esto es un límite inferior de la significación verdadera.

a. Corrección de significación de Lilliefors

Luego de probar la normalidad de los datos mediante el programa SPSS, es necesario hacer una prueba más, para definir si la hipótesis nula es cierta.

Para ellos se aplicó la prueba de T de Student, ya que la muestra es pequeña y sigue una distribución normal.

### Prueba T

Tabla 36

Prueba T

#### Estadísticas para una muestra

	N	Media	Desv. Desviación	Desv. Error promedio
Derivas 1er Piso eje "X"	16	,007094	,0001611	,0000403
Derivas 2do piso eje "X"	16	,007581	,0001377	,0000344
Derivas 1er Piso eje "Y"	16	,008550	,0001033	,0000258
Derivas 2do Piso eje Y"	16	,009131	,0001302	,0000326

Fuente: Programa SBS

Valor de prueba = 1

	t	gl	Sig. (bilateral)	Diferencia de medias	95% de intervalo de confianza de la diferencia	
					Inferior	Superior
Derivas 1er Piso eje "X"	-24650,733	15	,000	-,9929063	-,992992	-,992820
Derivas 2do piso eje "X"	-28830,679	15	,000	-,9924188	-,992492	-,992345
Derivas 1er Piso eje "Y"	-38398,693	15	,000	-,9914500	-,991505	-,991395
Derivas 2do Piso eje "Y"	-30435,787	15	,000	-,9908688	-,990938	-,990799

Fuente: Programa SBS

Como se observa en el cuadro anterior el nivel de significancia es = 0.00, se afirma que; se rechaza la hipótesis nula ya que los datos si guardan una relación de tal forma que demostramos que la hipótesis planteada es cierta. Por lo tanto, Al Realizar el diseño de estructuras tipo marco con dispositivos de control influirá significativamente en el comportamiento sísmico de las viviendas de la Urb. San Isidro I Etapa, Distrito De Trujillo, 2019.

## DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

### DISCUSIÓN

- ✓ El diseño de cada elemento estructural se hizo mediante la verificación de la resistencia de las secciones, la estabilidad de las barras de la estructura o de los perfiles que las componen, y quizá la fatiga, exigen conocer de antemano el reparto de las fuerzas internas en la estructura; de aquí se puede deducir el reparto de las tensiones en cualquier sección que se requiera. La expresión “fuerzas internas” (o también “fuerzas en las barras”) según el Instituto técnico de la estructura en acero designa generalmente y se refiere a las fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos de flexión, momentos de torsión los cuales se muestran en el anexo 3 Y 4. Estos datos, muestran valores máximos de Fuerza Cortante Estática Máxima de 44.92 toneladas para sismo en “X” y 44.92 toneladas para sismo en “Y”. Asimismo, muestra que la estructura tiene un Momento Dinámico Máximo de 36.24 toneladas para sismo en “X” y 36.31 toneladas para sismo en “Y” cuando ocurra un sismo o se le aplique una fuerza externa a la estructura. Por tanto, se puede afirmar que se obtuvieron fuerzas internas importantes y razonables ya que la estructura se diseñó con material que obedezca la ley de Hooke puesto que este principio dice que los desplazamientos (fuerzas internas) debidos a varias cargas actuando simultáneamente son iguales a la suma de los desplazamientos (fuerzas internas) debidos a la acción de cada carga por separado. Esto no se aplica si la relación tensión-deformación del material no es lineal, o si la estructura (aunque esté hecha con material que obedezca la ley de Hooke) no se comporta linealmente debido a los cambios de geometría causados por las cargas aplicadas.



Asimismo también es importante resaltar que para el análisis sísmico de esta estructura se obtuvo resultados de fuerzas internas con valores pequeños debido a que se diseñó con dispositivos de control que permitieron a la estructura tener un mejor comportamiento frente a la acción de un sismo, es por ello que al analizar la estructura con estos dispositivos (aisladores sísmico) se obtuvo una reducción de fuerzas internas de más del 37% puesto que al analizarlo la estructura sin dispositivos de control sobrepasaban los valores de 44.92 y 36.24 toneladas tanto para cortante como para momento máximo. Por lo tanto, se puede afirmar que este porcentaje obtenido producto del cálculo y análisis sísmico es importante ya que guarda relación con los valores que determinó Navarro (2017) en su tesis de investigación donde pudo reducir las fuerzas internas entre el 43% hasta un 50%.

De la misma manera Fuentes (2015) en su tesis de investigación logra reducir fuerzas internas hasta un 75.42% puesto que sus condiciones de diseño son más óptimas, pero guardan una relación con la estructura planteada. Teniendo así el mismo objetivo.

- ✓ Los resultados de la tabla 28 muestran que los desplazamientos de la estructura están por debajo del valor máximo que exige el Reglamento Nacional de Edificaciones norma G-030. Es decir, son menores a 0.010 m que corresponde para desplazamientos máximos de estructuras metálicas correspondientes al eje “X”, teniendo así un valor promedio máximo de las distorsiones calculado en el programa RISA 3D de 0.00198 para el segundo piso puesto que la estructura tendrá un comportamiento elástico lineal, es decir que a mayor altura tendrá un mayor desplazamiento. Así mismo se evidencia los resultados que para el eje “Y” donde es el eje más crítico. Los valores de las

distorsiones están por debajo de lo que exige la norma G-030, teniendo así un valor máximo de 0.00108 para el primer, 0.00149 para el segundo piso y 0.00131 para el tercer piso, puesto que la estructura en el eje “Y” presenta menor rigidez lateral debido a que los marcos principales y/o estructurales están orientados en el eje “X”. Asimismo, en el eje X presenta derivas de 0.00113 para el primer, 0.00198 para el segundo piso y 0.00194 para el tercer piso, afirmando así que los valores de ambos ejes son aceptables ya que están por debajo de lo que exige la norma para estructuras metálicas.

- ✓ Asimismo, Se evidencia en los modos de vibración y porcentaje de masa participativa para los 3 pisos, teniendo así 9 modos en total que al sumarlos superan el 90% de la masa participativa, cumpliendo así las normativas de diseño.
- ✓ También se evidencia la Cortante Estática Máxima y El Momento Dinámico Máximo donde la división de ambos supera el 80%, cumpliendo así con la normativa de diseño.

Por lo tanto también es importante decir que haciendo un análisis sísmico con dispositivos de control y comparándolo con una estructura sin estos dispositivos, se logró disminuir derivas de entrepiso hasta en un 6.5% y damos una importancia a estos valores ya que Fuentes (2015) en sus tesis de investigación logra disminuir derivas de entre piso hasta en un 9.10% y 10.5% en “X” y “Y” respectivamente, puesto que sus aisladores sísmicos tuvieron un amortiguamiento efectivo por diferentes condiciones del terreno y diseño lo cual diferencia de los valores obtenidos en este diseño y tipo de estructura.

## CONCLUSIONES

- ✓ Se determinó que el diseño de estructuras tipo marco con dispositivos de control influye en el mejoramiento del comportamiento sísmico en las edificaciones de la Urb. San Isidro I Etapa, Distrito de Trujillo, 2019.
- ✓ Se logró aplicar los requisitos del Reglamento Nacional de Edificaciones, (Norma E-030, E-090 y las especificaciones AISC), en la realización del análisis estructural de la vivienda.
- ✓ Se logró determinar las dimensiones comerciales de los elementos estructurales para la estructura metálica obteniéndose así dimensiones de 11 cm de espesor para la losa deck con planchas galvanizadas de 92 cm cada una, así como también se obtuvo viguetas de 20 cm de peralte con dimensiones de 5 metros cada una, también se obtuvo el peralte para vigas principales para la losa deck de 30 cm y un área transversal de 69 cm<sup>2</sup>. Asimismo se obtuvo las dimensiones de las vigas principales W24X103 que soportarán toda la estructura, teniendo así un peralte de 60.306 cm con una área transversal de 195.484 cm<sup>2</sup>, de la misma forma se obtuvo las dimensiones de las columnas W14X730 haciendo una área de 1387.10 cm<sup>2</sup> con un peralte de 56.95 cm, asimismo, se obtuvieron dimensiones de las columnas y vigas suspendidas; obteniendo así un columna necesarios para soportar la estructura con un acero tipo W14X90 teniendo un peralte de 35.661 y un área de 170.968 cm<sup>2</sup>, de la misma forma se obtuvieron dimensiones de la viga suspendida con un acero tipo W21X50 teniendo un peralte de 52.908 y un área de 94.839 cm<sup>2</sup>. Finalmente se obtuvieron dimensiones de los perfiles para los arriostramientos de acero tipo L4x4x4 con un peralte de 20.676 y un área de 33.936 cm<sup>2</sup>.

- ✓ Se logró modelar la estructura tipo marco con dispositivos de control usando el programa RISA 3D donde se ingresó todos los parámetros sísmicos para una edificación de categoría “C” que estará ubicada sobre un tipo de suelo S2 ubicado en la zona 4 que corresponde y/o comprende toda la costa del Perú.
- ✓ Se evaluó el comportamiento de la estructura tipo marco con los dispositivos de control según parámetros que exige el RNE. Donde se obtuvieron derivas máximas en el eje X de 0.00113 para el primer, 0.00198 para el segundo piso y 0.00194 para el tercer piso y 0.00149 m. También se obtuvieron derivas máximas para el de eje Y de 0.00108 para el primer, 0.00149 para el segundo piso y 0.00131 para el tercer piso, garantizando así una buena respuesta sísmica de la estructura frente a un sismo o evento provocado por la naturaleza.

## RECOMENDACIONES

- ✓ Para efectos de investigación de la presente tesis, se recomienda hacer el análisis sísmico para viviendas con un mayor número de pisos, de tal forma que se pueda determinar la cantidad de perfiles o columnas metálicas necesarias y así se pueda verificar si resisten a la estructura.
- ✓ Para la construcción de esta estructura y con este diseño en especial recomendamos que se lleve un estricto control en la calidad de los materiales a utilizar ya que estos deberán cumplir con requisitos especiales para el buen funcionamiento de la estructura, además que estos deberán ser supervisados a la hora de la construcción por medio de un ingeniero especializado en la rama para garantizar el diseño estructural ya definido.
- ✓ Seguir con el análisis y comparación para determinar el tiempo de ejecución comparándolo con una estructura de concreto.
- ✓ Calcular el costo entre de ejecución de este tipo de estructuras metálicas con una estructura de concreto y afirmar una vez mas cual de ambas estructuras es la más económica.
- ✓ Se recomienda analizar la estructura con otro tipo de arrostramiento.

## REFERENCIAS

Fuentes, J. (2015). *Análisis sísmico de una edificación con disipadores de fluido viscoso.*

(Tesis pregrado). Universidad Pontificia Universidad Católica. Lima, Perú.

Recuperado el 20 de abril del 2019 en

[http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/6091/FUENTES  
JUAN\\_ANALISIS\\_SISMICO\\_EDIFICACION\\_DISIPADORES\\_FLUIDO\\_VISCO.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/6091/FUENTES_JUAN_ANALISIS_SISMICO_EDIFICACION_DISIPADORES_FLUIDO_VISCO.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Gallegos, R. (2017). *Nivel de conocimientos sobre las medidas preventivas en caso de sismo y tsunami en estudiantes de una Institución Educativa de Chorrillos, 2016.*

(Tesis de bachiller). Universidad nacional mayor de San Marcos. Lima, Perú

Recuperado en línea el 17 de abril del 2019 en

[http://cybertesis.unmsm.edu.pe/bitstream/handle/cybertesis/6586/Gallegos\\_chr.pdf?  
sequence=1&isAllowed=y](http://cybertesis.unmsm.edu.pe/bitstream/handle/cybertesis/6586/Gallegos_chr.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Jara, J. (2016). *Estado del arte sobre dispositivos para reducir daños provocados por temblores.* Revista de Ingeniería Sísmica, vol. (37). Pg. 25-79. Recuperado en línea

el 17 de abril del 2019 en

<http://www.smis.mx/index.php/RIS/article/viewfile/277/210>

La Industria (27 de octubre 2018). Trujillo: Sismo de 4.0 grados de magnitud se registró en

Salaverry. Trujillo-Perú. Recuperado el 09 de abril del 2019 en

[http://laindustria.pe/nota/1514-trujillo-sismo-de-40-grados-de-magnitud-se-registr-  
en-salaverry?fbclid=IwAR3Va472tGd1uHHYRLvM-  
2HuBLxhswOUxC6TPbaK5r-yr5PMFzmfXWyIMY](http://laindustria.pe/nota/1514-trujillo-sismo-de-40-grados-de-magnitud-se-registr-en-salaverry?fbclid=IwAR3Va472tGd1uHHYRLvM-2HuBLxhswOUxC6TPbaK5r-yr5PMFzmfXWyIMY)

Luján, E. (2011). Microzonificación Geotécnica del distrito de Trujillo. Trujillo-Perú.

Recuperado el 16 de junio del 2019 en [http://www.guzlop-editoras.com/web\\_des/ing01/civil/pld0114.pdf](http://www.guzlop-editoras.com/web_des/ing01/civil/pld0114.pdf)

National Geographic (20 de mayo de 2017). *Los diez terremotos más devastadores que*

*ocurrieron en el Perú.* Perú. Recuperado el 18 de abril del 2019, de

<https://www.ngenespanol.com/naturaleza/por-que-hay-tantos-sismos-en-mexico//>

Navarro, F. (2017). *Comparación de las respuestas dinámicas en estructuras con y sin*

*disipadores de energía pasivos de fluido viscoso en la zona sísmica cuatro* (Tesis de

bachiller). Universidad Nacional De Piura. Perú. Recuperado el 21 de abril del 2019

en <file:///C:/Users/USUARIO/Downloads/CIV-NAV-VIE-17.pdf>

Ministerio de vivienda, *construcción* y saneamiento. (2016). Nacional de Edificaciones

[RNE] Perú.

RNE. (2009). Reglamento Nacional de Edificaciones, 3ra Edición, Megabyte S.A.C,

Lima-Perú.

Comisión nacional de los derechos humanos- México, (2016). *Informe especial sobre*

*desplazamiento forzado interno (DFI) en México.* México. Recuperado el 21 de abril

del 2019 en

[http://www.cndh.org.mx/sites/all/doc/informes/especiales/2016\\_ie\\_desplazados.pdf](http://www.cndh.org.mx/sites/all/doc/informes/especiales/2016_ie_desplazados.pdf)

Urizar R. (2016). *Comparación del comportamiento estructural de edificación de concreto,*

*utilizando aisladores elastoméricos en la base.* (Tesis de maestría). Universidad de

San Carlos. Guatemala. Recuperado el 16 de abril del 2019

en :<http://www.repositorio.usac.edu.gt/6283/1/Ronald%20Enrique%20Urizar%20Monzon%20C3%B3n.pdf>

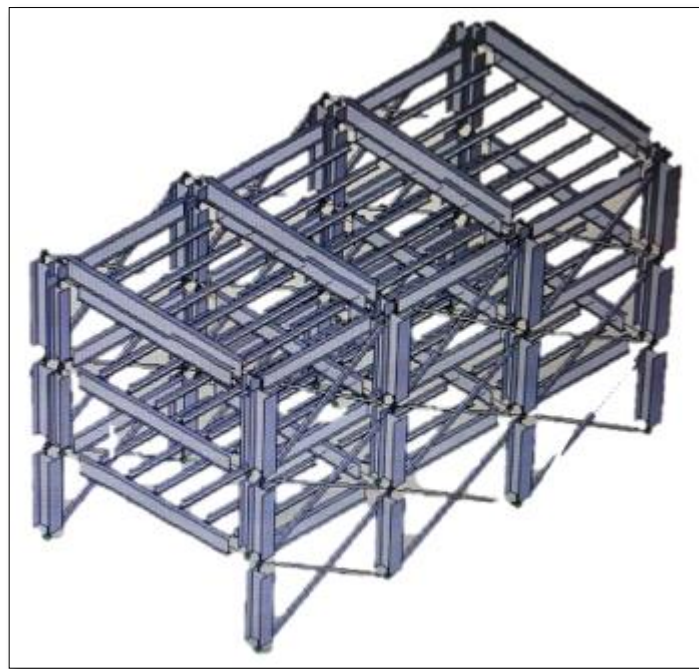
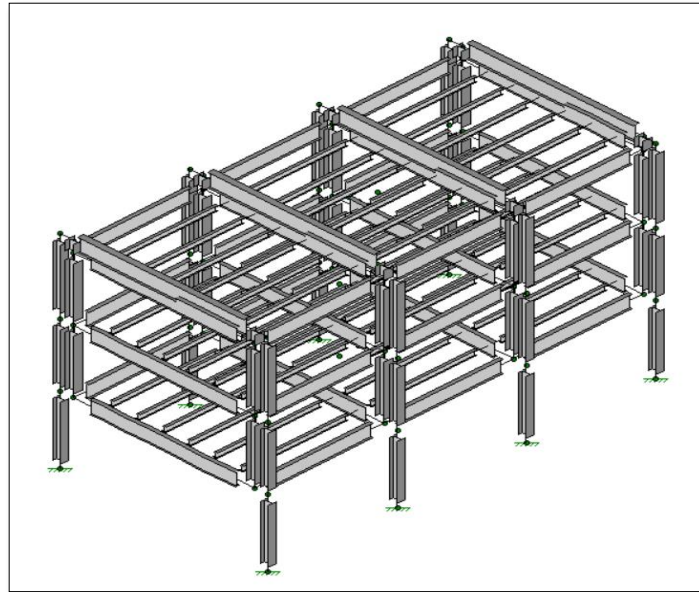
Ulloa L. (2014). Edificio Alcántara 99 cuerpo colgante. En Revista Bit. Chile. Recuperado el 12 de abril del 2019 en <http://www.vmb.cl/www.vmb.cl/wp-content/uploads/2015/01/NOTICIAS-Revista-BIT.pdf> - Empresas-  
<http://www.dlp.cl/> - <http://www.vslchile.cl/>

Velázquez, A. (2018). *El cinturón de fuego del pacífico y los recientes sismos en el mundo*. NOTICIAS YA. México. Recuperado el 12 de abril del 2019 en <https://noticiasya.com/2017/09/20/el-cinturon-de-fuego-del-pacifico-y-los-recientes-sismos-en-el-mundo/>

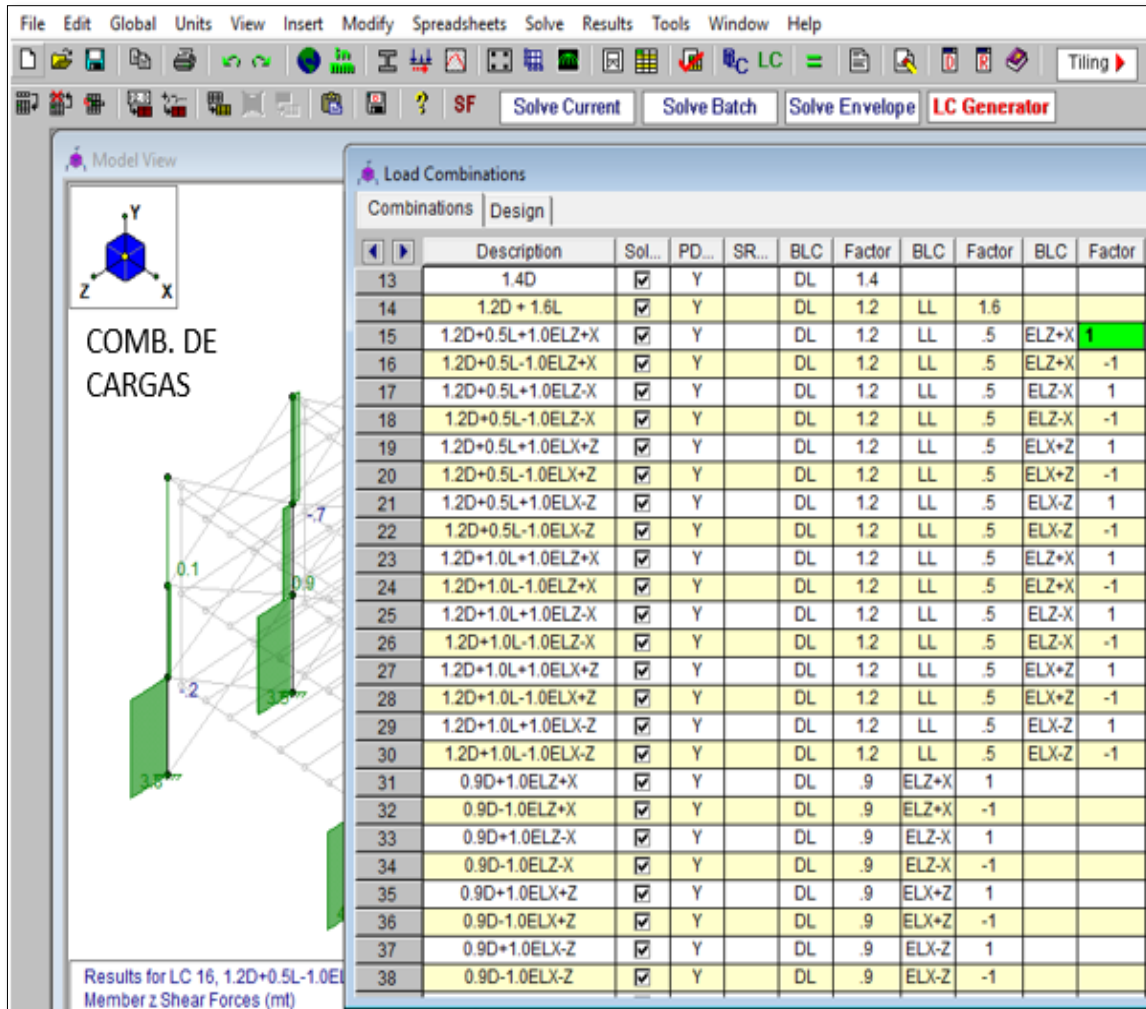


## ANEXOS

*Anexo 1: Estructura sin arriostramiento y con arriostramiento.*



Anexo 2: Combinación de cargas



Model View

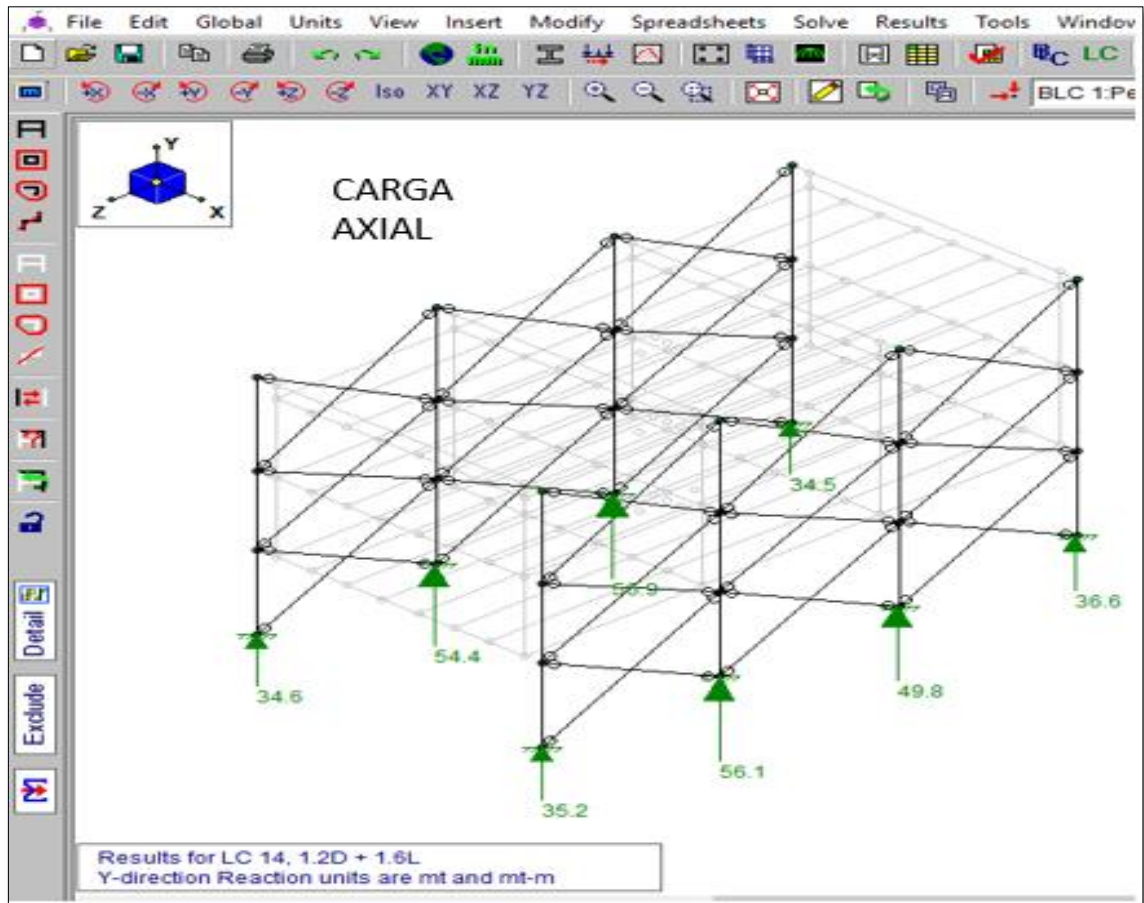
COMB. DE CARGAS

Load Combinations

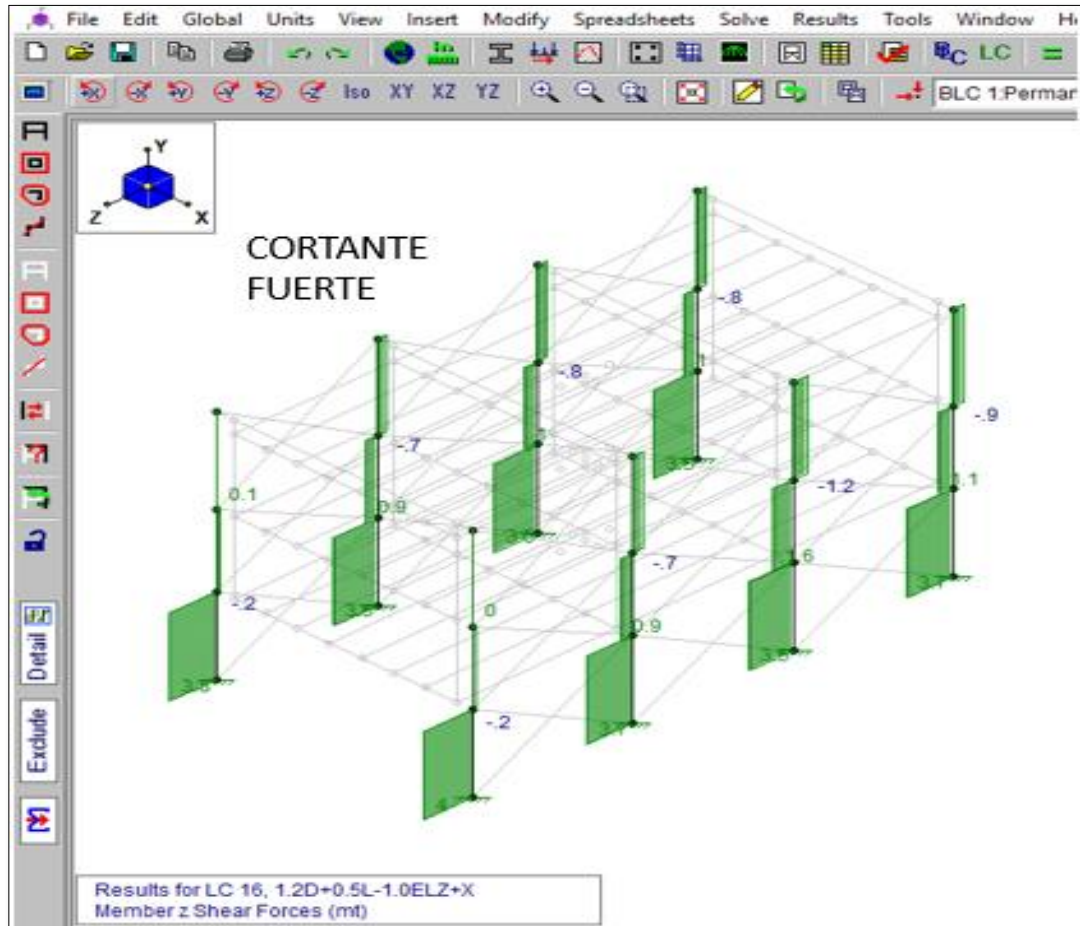
Combinations		Design									
	Description	Sol...	PD...	SR...	BLC	Factor	BLC	Factor	BLC	Factor	
13	1.4D	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	1.4					
14	1.2D + 1.6L	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	1.2	LL	1.6			
15	1.2D+0.5L+1.0ELZ+X	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	1.2	LL	.5	ELZ+X	1	
16	1.2D+0.5L-1.0ELZ+X	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	1.2	LL	.5	ELZ+X	-1	
17	1.2D+0.5L+1.0ELZ-X	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	1.2	LL	.5	ELZ-X	1	
18	1.2D+0.5L-1.0ELZ-X	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	1.2	LL	.5	ELZ-X	-1	
19	1.2D+0.5L+1.0ELX+Z	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	1.2	LL	.5	ELX+Z	1	
20	1.2D+0.5L-1.0ELX+Z	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	1.2	LL	.5	ELX+Z	-1	
21	1.2D+0.5L+1.0ELX-Z	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	1.2	LL	.5	ELX-Z	1	
22	1.2D+0.5L-1.0ELX-Z	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	1.2	LL	.5	ELX-Z	-1	
23	1.2D+1.0L+1.0ELZ+X	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	1.2	LL	.5	ELZ+X	1	
24	1.2D+1.0L-1.0ELZ+X	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	1.2	LL	.5	ELZ+X	-1	
25	1.2D+1.0L+1.0ELZ-X	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	1.2	LL	.5	ELZ-X	1	
26	1.2D+1.0L-1.0ELZ-X	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	1.2	LL	.5	ELZ-X	-1	
27	1.2D+1.0L+1.0ELX+Z	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	1.2	LL	.5	ELX+Z	1	
28	1.2D+1.0L-1.0ELX+Z	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	1.2	LL	.5	ELX+Z	-1	
29	1.2D+1.0L+1.0ELX-Z	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	1.2	LL	.5	ELX-Z	1	
30	1.2D+1.0L-1.0ELX-Z	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	1.2	LL	.5	ELX-Z	-1	
31	0.9D+1.0ELZ+X	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	.9	ELZ+X	1			
32	0.9D-1.0ELZ+X	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	.9	ELZ+X	-1			
33	0.9D+1.0ELZ-X	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	.9	ELZ-X	1			
34	0.9D-1.0ELZ-X	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	.9	ELZ-X	-1			
35	0.9D+1.0ELX+Z	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	.9	ELX+Z	1			
36	0.9D-1.0ELX+Z	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	.9	ELX+Z	-1			
37	0.9D+1.0ELX-Z	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	.9	ELX-Z	1			
38	0.9D-1.0ELX-Z	<input checked="" type="checkbox"/>	Y		DL	.9	ELX-Z	-1			

Results for LC 16, 1.2D+0.5L-1.0ELZ+X  
Member z Shear Forces (mt)

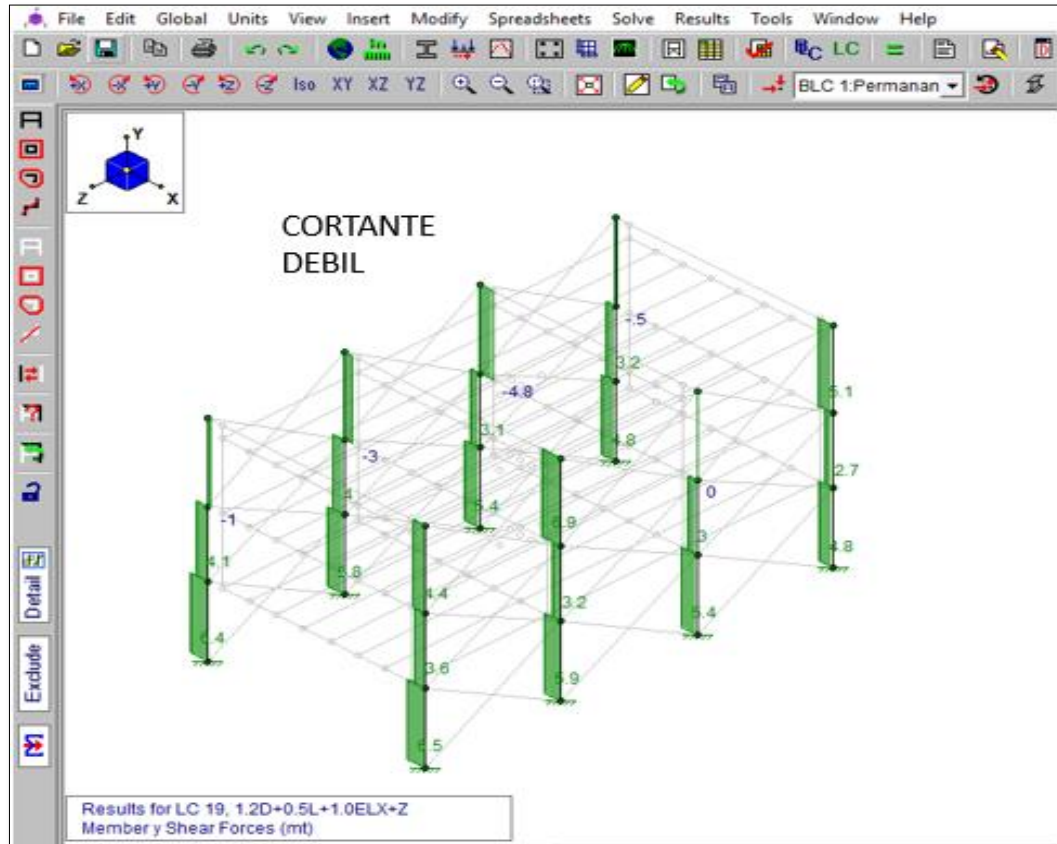
*Anexo 3: Carga axial*



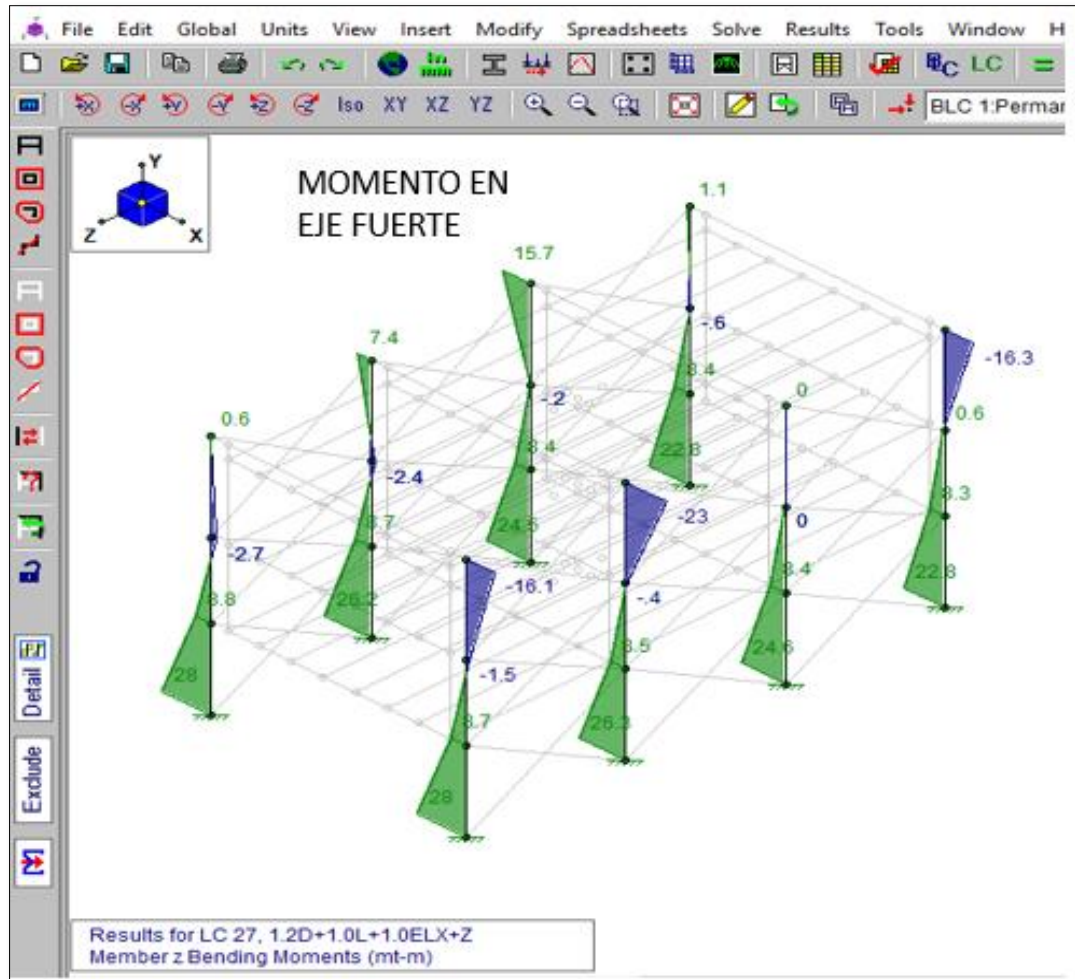
*Anexo 4: Cortante fuerte*



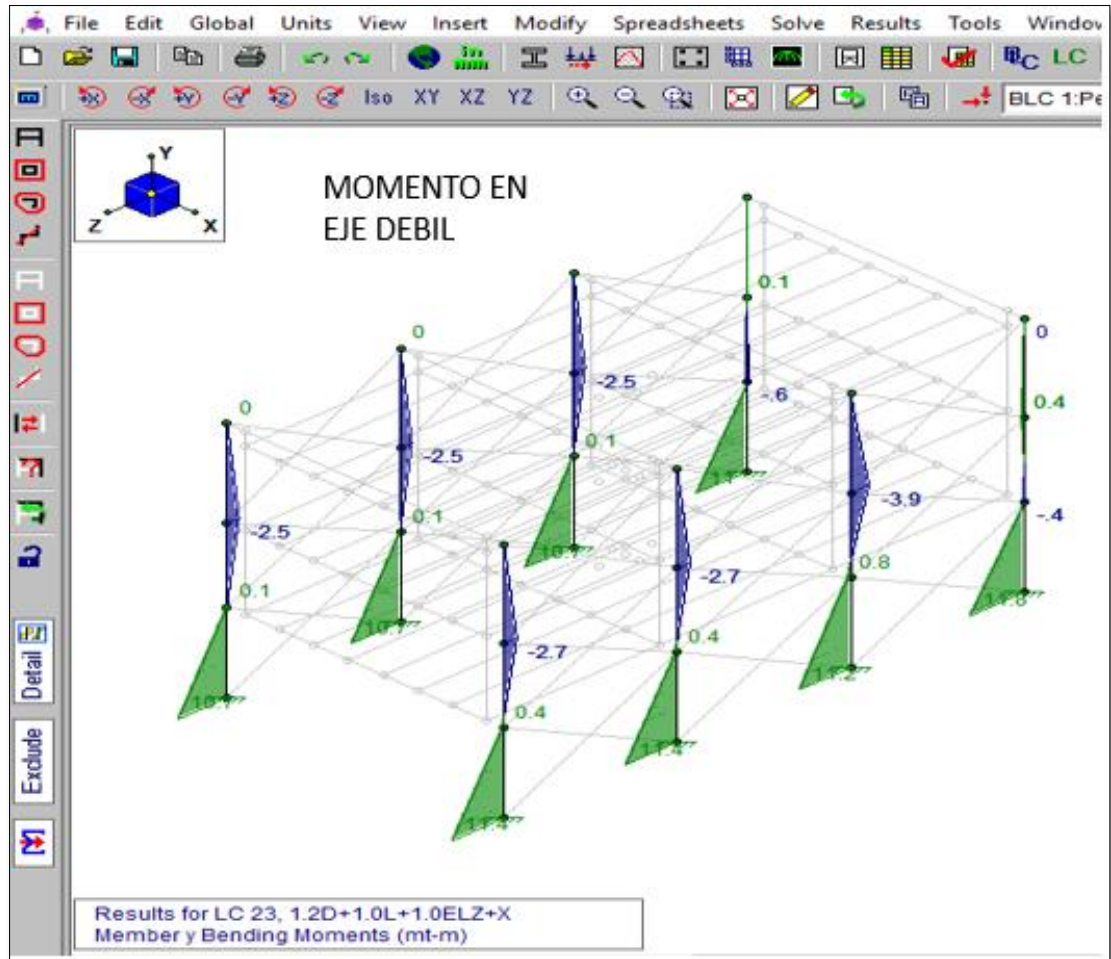
*Anexo 5: Cortante débil*



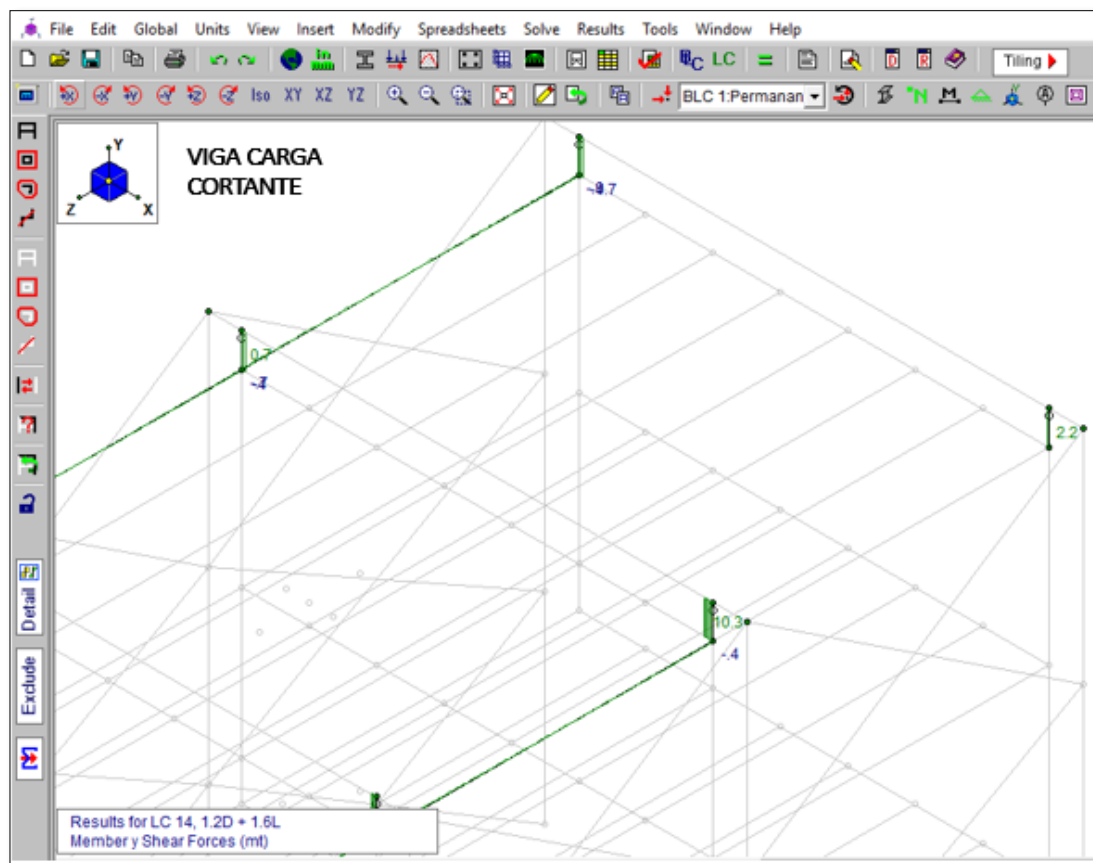
Anexo 6: Momento Fuerte



*Anexo 7: Momento débil*

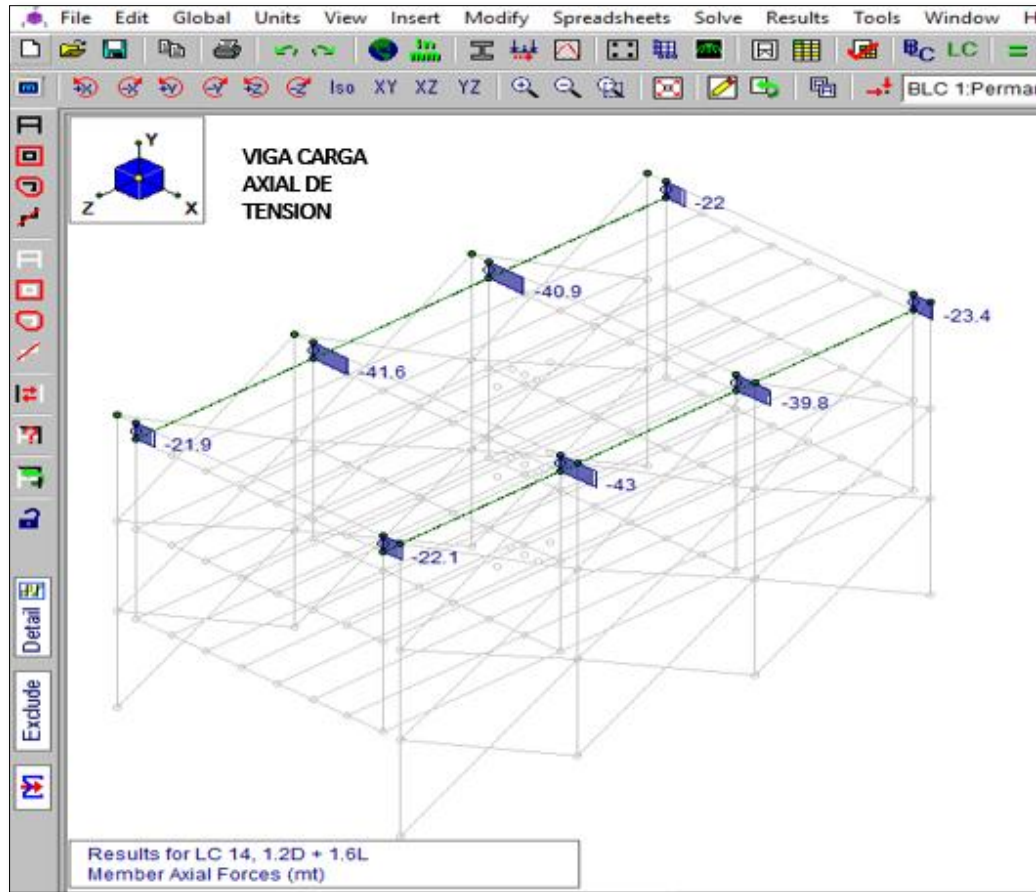


Anexo 8: Viga carga cortante

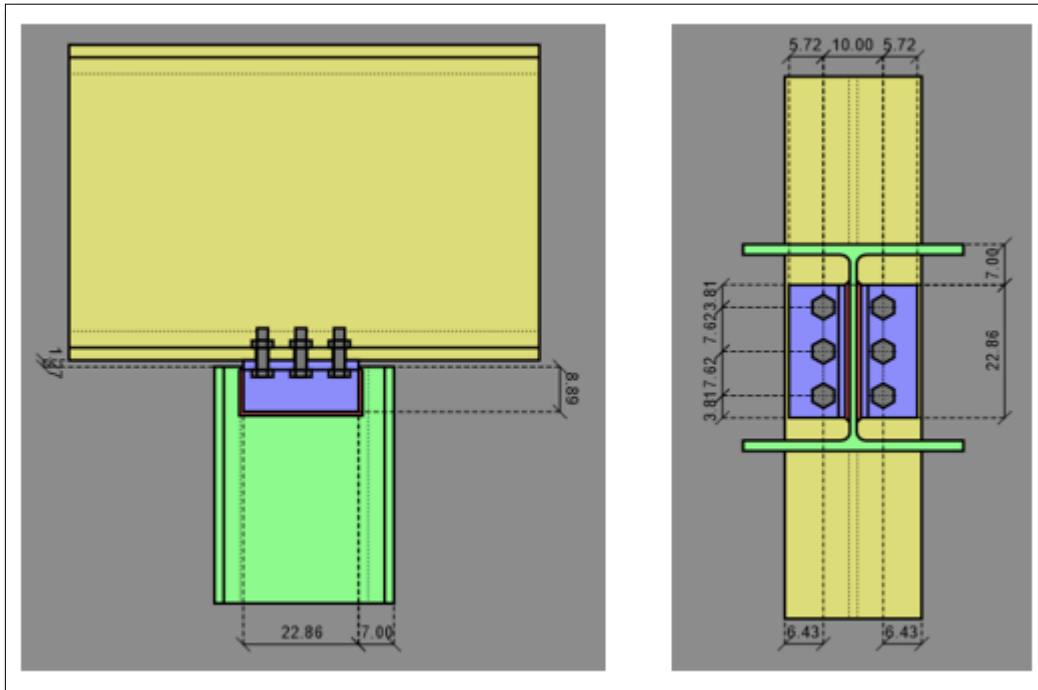




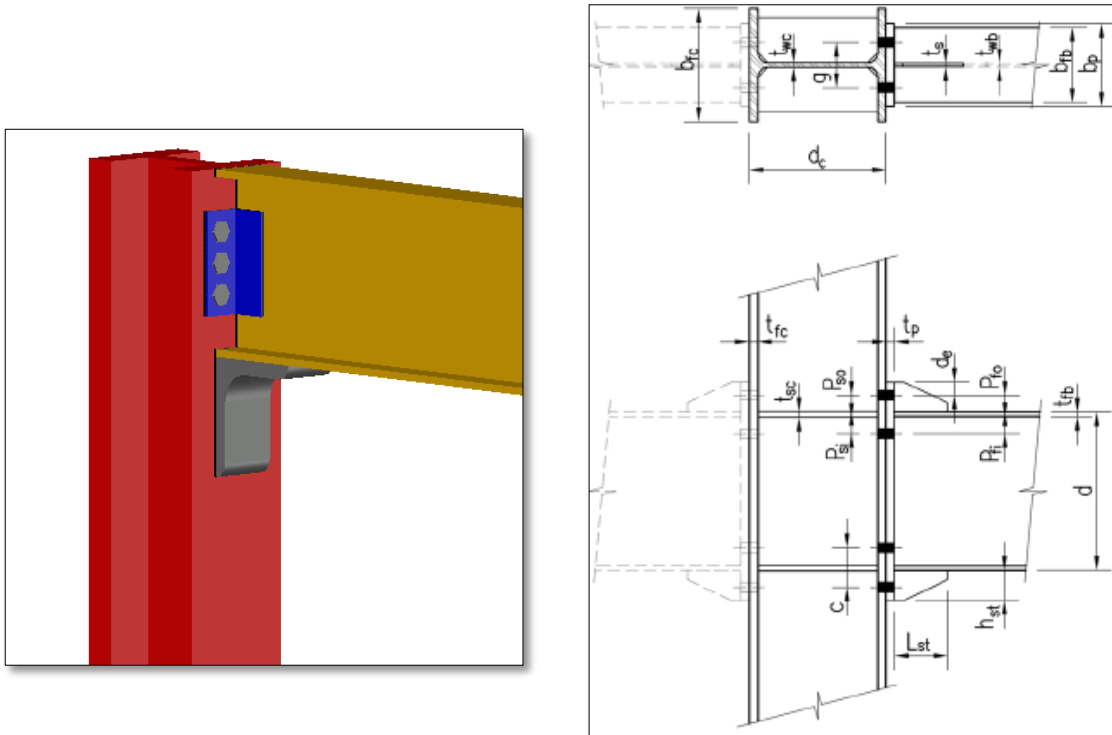
Anexo 9: Viga carga axila de tensión



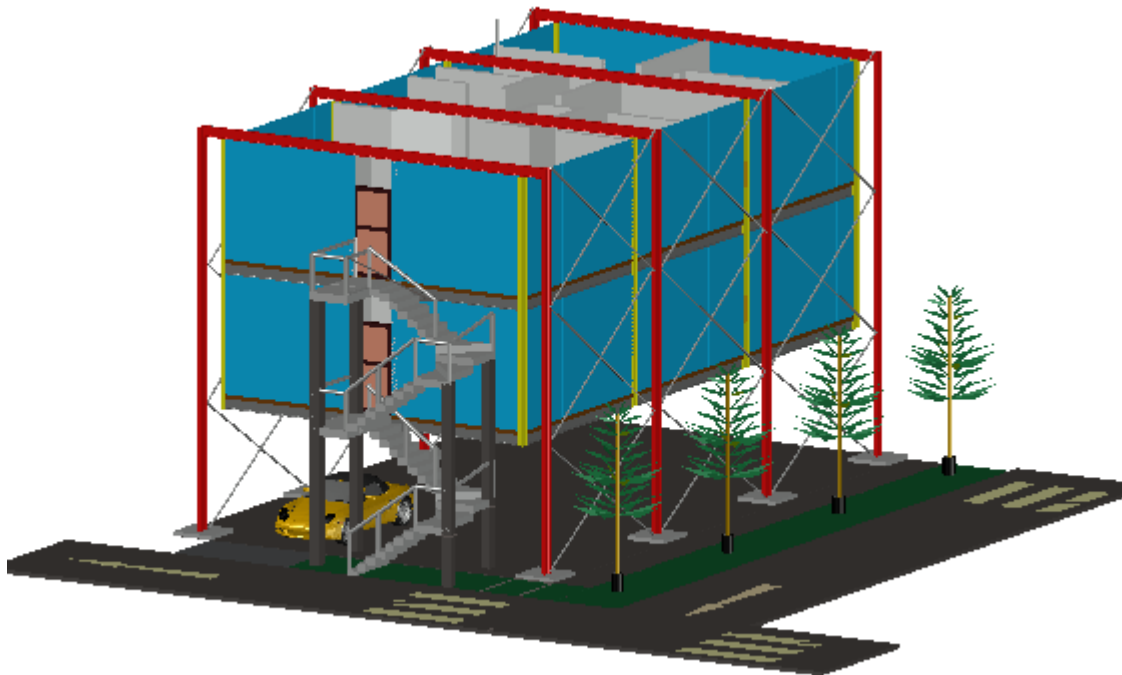
*Anexo 10: Conexión columna suspendida con viga principal*



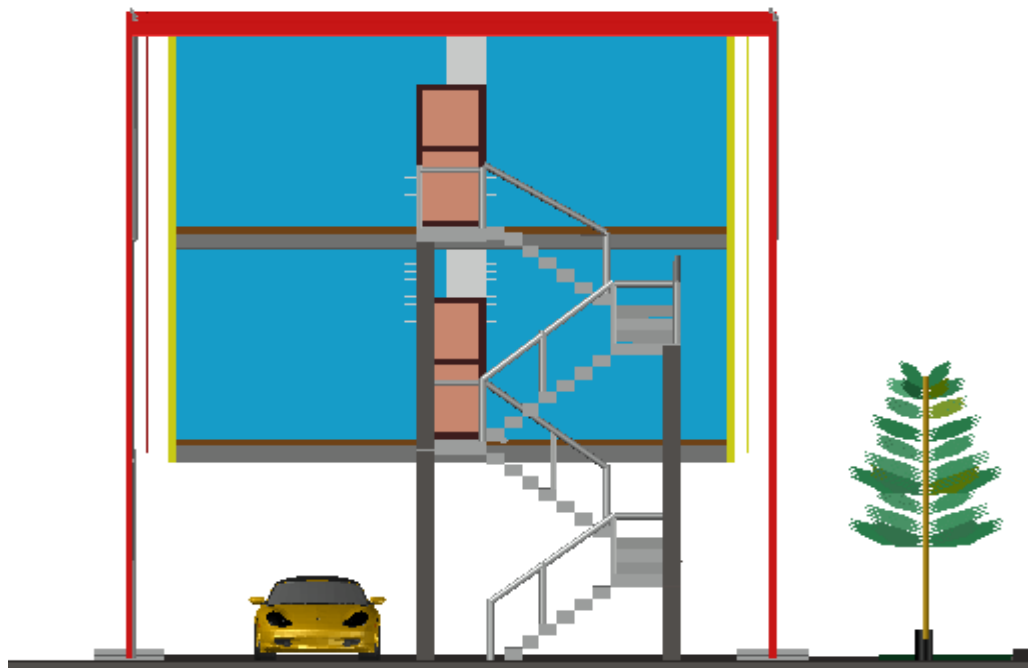
*Anexo 11: Conexión columna principal con viga principal*



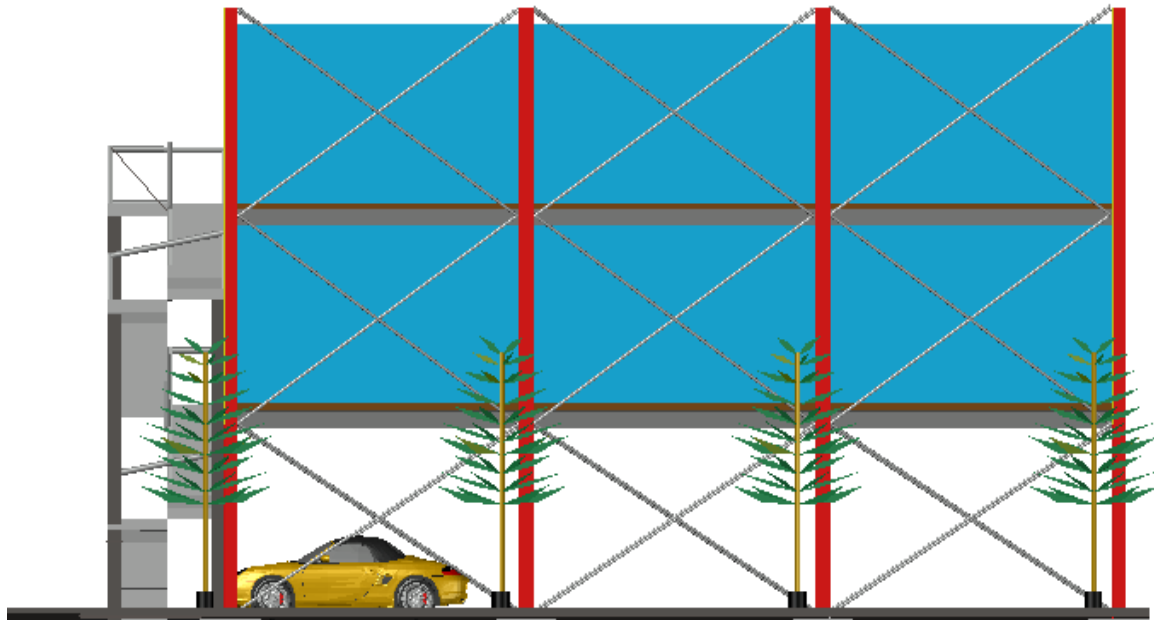
*Anexo 12: Departamento vista entrante*



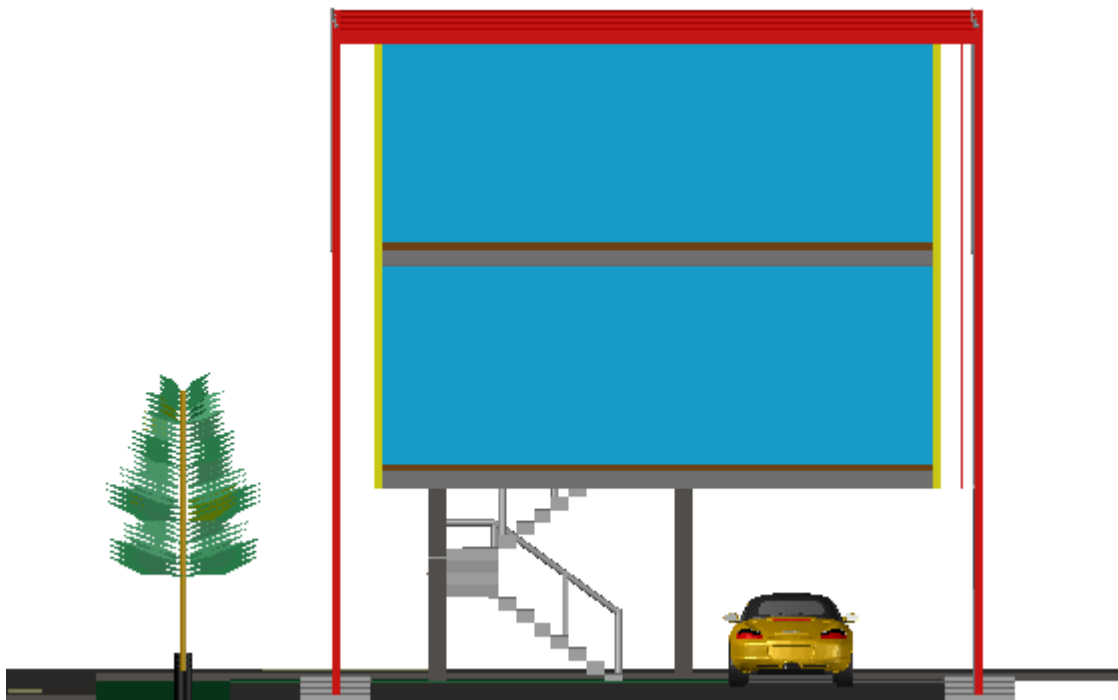
*Anexo 13: Departamento vista frontal*



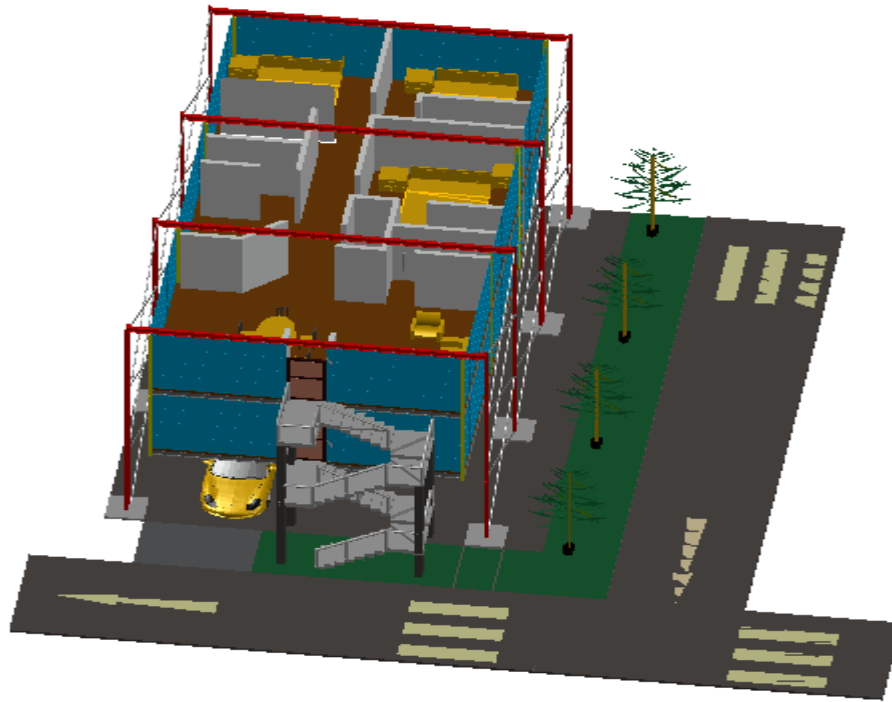
*Anexo 14: Departamento Vista Lateral*



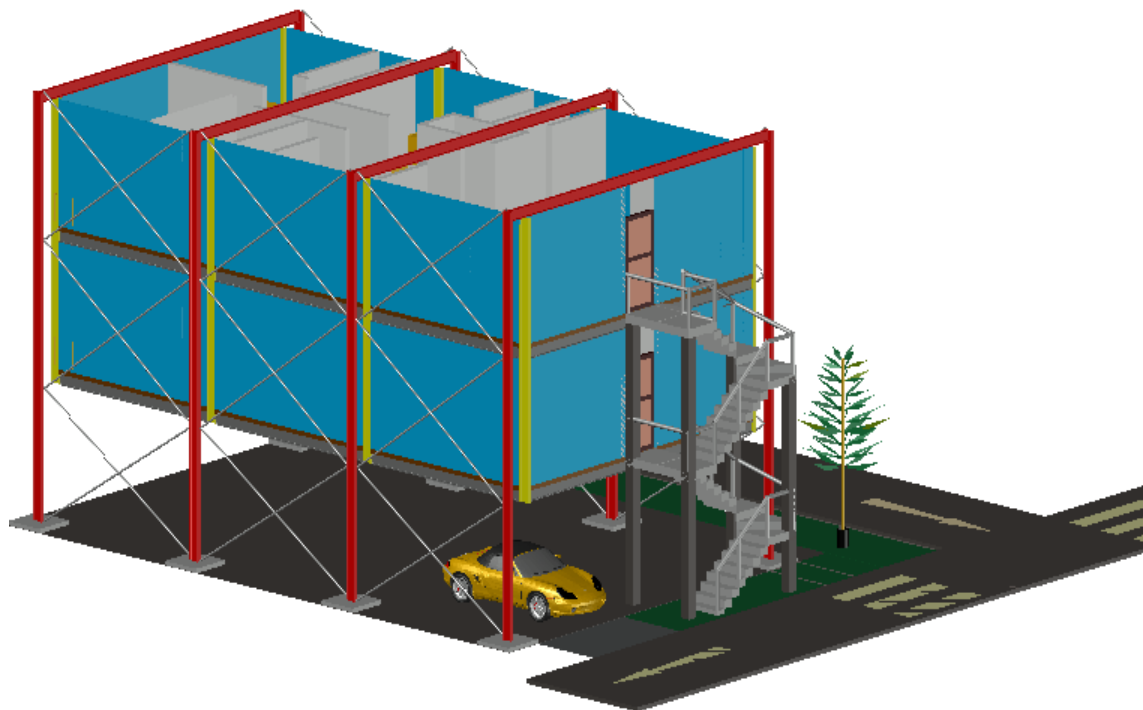
*Anexo 15: Departamento vista posterior*



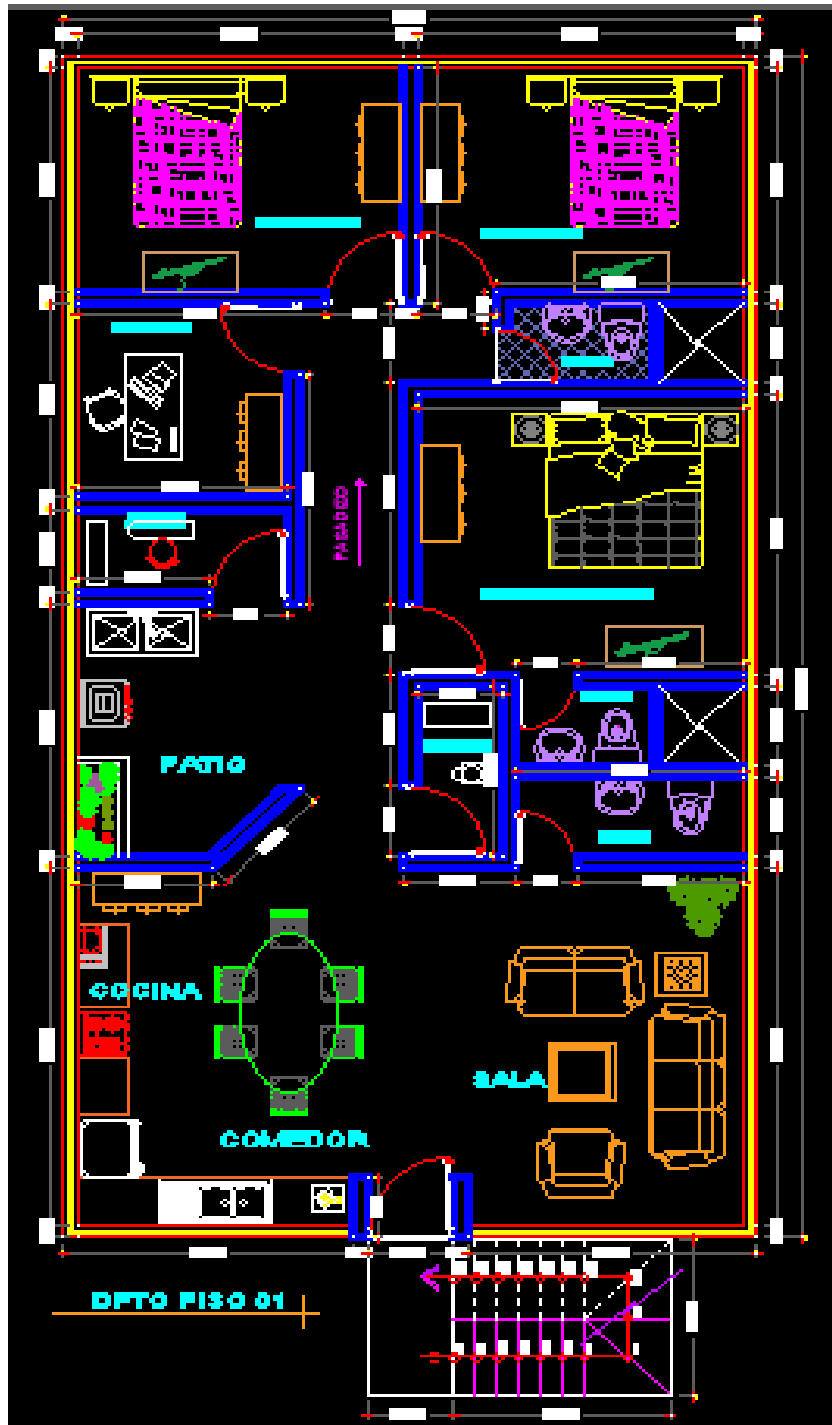
*Anexo 16: Departamento - Distribución*



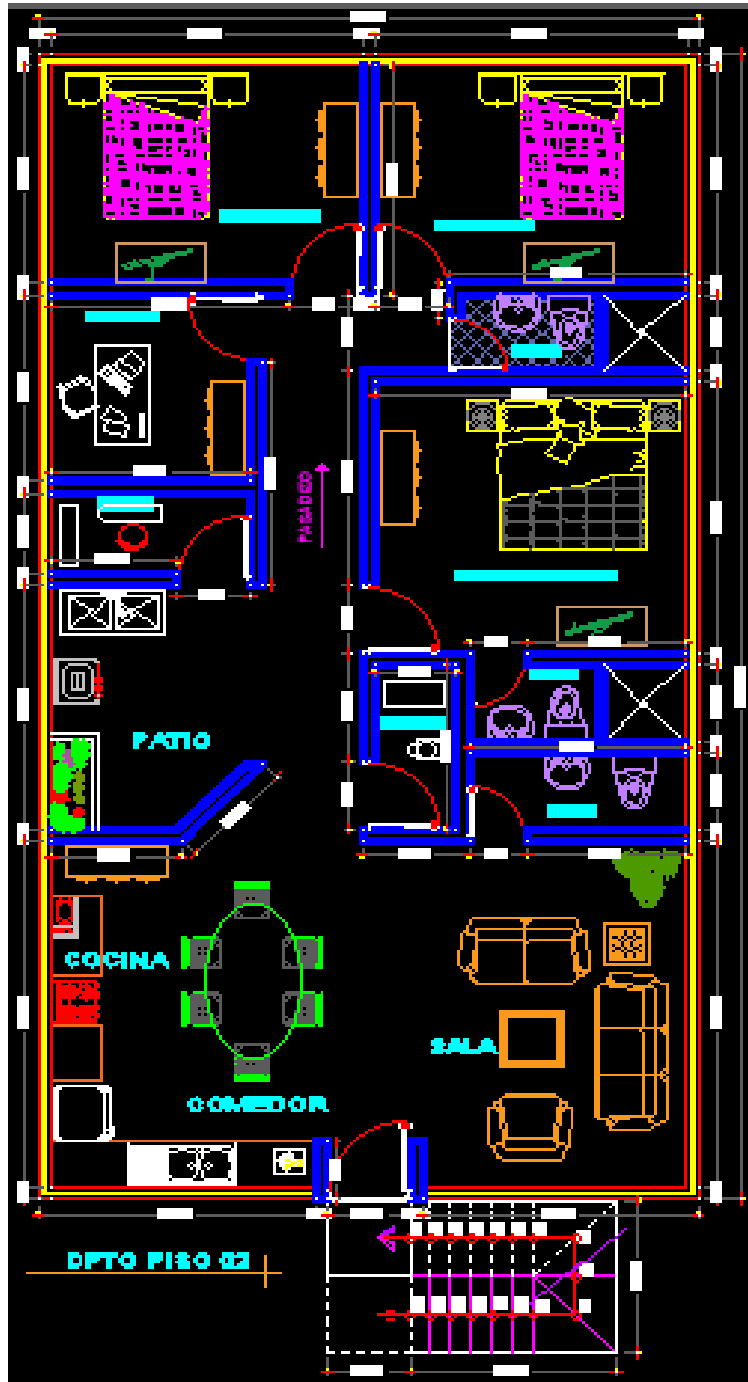
*Anexo 17: Departamento Vista general*



Anexo 18: Arquitectura - Departamento 01



Anexo 19: Arquitectura - Departamento 02



Anexo 20: Plantilla para verificación de distorsiones

FICHA DE CÁLCULO						
Nombre del proyecto: .....						
Ubicación: .....						
Responsable: .....						
Año: .....						
						Firma del Responsable
DISTORSION DE ENTREPISO EN X						
PISO	DISTORSION A-B	DISTORSION B-C	DISTORSION C-D	DISTORSION D-E	DISTORSION DE ENTREPISO	CUMPLE
3						
2						
1						
DISTORSION DE ENTREPISO EN Y						
PISO	DISTORSION A-B	DISTORSION B-C	DISTORSION C-D	DISTORSION D-E	DISTORSION DE ENTREPISO	CUMPLE
3						
2						
1						

Fuente: Elaboración Propia



## Instrumentos y plantillas de cálculos

Anexo 21: Plantilla para pre dimensionamiento

<b>FICHA DE CÁLCULO</b>								
<b>Nombre del proyecto:</b> .....								
<b>Ubicación:</b> .....								
<b>Responsable:</b> .....								
<b>Año:</b> .....								
					_____ <b>Firma del Responsable</b>			
<b>1) VIGAS</b>								
	Fórmula		Peralte	Fórmula	Base			
VP101	$L_n/\alpha$	$L_n/10$	0.60	$b= h/2$				
VS101	$L_n/\alpha$	$L_n/11$	0.50	$b= h/2$				
<b>2) ALIGERADO</b>								
	e= $L_n/25$		Redondeo					
$L_n=$								
<b>3) COLUMNAS</b>								
	Area tributaria	P (categoria.C)	TIPO	FACTOR	P. servicio	Area. col (cm <sup>2</sup> )	BASE	ALTURA
C1			CENTRADA	$0.45f'c$				
C2			EXCENTRICA	$0.35f'c$				
<b>4) ZAPATAS</b>								
	Area tributaria	P. Servicio(Kg)	K	Capacidad Portante (q) (KG/CM <sup>2</sup> )	Az (cm <sup>2</sup> )	Lado (cm)	LARGO (m)	ANCHO (m)
Z1			CENTRICA					
Z2			EXCENTRICA					

*Fuente: Elaboración Propia*

Anexo 22: Plantilla para metrado de cargas

**FICHA DE CÁLCULO**

Nombre del proyecto: .....

Ubicación: .....

Responsable: .....

Año: .....

\_\_\_\_\_  
Firma del Responsable

<b>PISO 2 y 3</b>									
<b>CARGA MUERTA</b>		<b>P. Esp.</b>	<b>d1</b>	<b>d2</b>	<b>d3</b>	<b>Veces</b>	<b>Parcial</b>	<b>und</b>	
LOSA ALIGERADA (e=20cm)		0.30							Tn
COLUMNAS	CENTRAL	2.40							Tn
	EXCENTRICA	2.40							Tn
VIGAS	PRINCIPAL	2.40							Tn
	SECUNDARIA	2.40							Tn
$\Sigma$									Tn
<b>CARGA VIVA</b>		<b>VALOR</b>	<b>d1</b>	<b>d2</b>	<b>Area</b>	<b>m2</b>			
TECHO		0.25					0		Tn

<b>PD =</b>	<b>Tn</b>
<b>PL =</b>	<b>Tn</b>
<b>Pi =</b>	<b>Tn</b>

<b>PISO 1</b>									
<b>CARGA MUERTA</b>		<b>P. Esp.</b>	<b>d1</b>	<b>d2</b>	<b>d3</b>	<b>Veces</b>	<b>Parcial</b>	<b>und</b>	
LOSA ALIGERADA (e=20cm)		0.30							Tn
COLUMNAS	CENTRAL	2.40							Tn
	EXCENTRICA	2.40							Tn
VIGAS	PRINCIPAL	2.40							Tn
	SECUNDARIA	2.40							Tn
$\Sigma$									Tn
<b>CARGA VIVA</b>		<b>VALOR</b>	<b>d1</b>	<b>d2</b>	<b>Area</b>	<b>m2</b>			
TECHO		0.25					0		Tn

<b>PD =</b>	<b>Tn</b>
<b>PL =</b>	<b>Tn</b>
<b>Pi =</b>	<b>Tn</b>

<b>PESO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN:</b>	<b>PL</b>	
	<b>PD</b>	Tn
	<b>P=</b>	Tn

<b>PESO SÍSMICO: 100%PD+25%PL</b>		Tn
-----------------------------------	--	----

Fuente: Elaboración Propia

Anexo 23: Parámetros sísmicos

1) FACTOR DE ZONA	
ZONA	"Z"
1	0.45
2	0.35
3	0.25
4	0.10

5) PARAMETROS DE AMPLIFICACION SISMICA "C"
$T < T_p \implies C = 2.5$
$T_p < T < T_p \implies C = 2.5 (T_p/T)$
$T > T_p \implies C = 2.5 (T_p.T_L/T^2)$

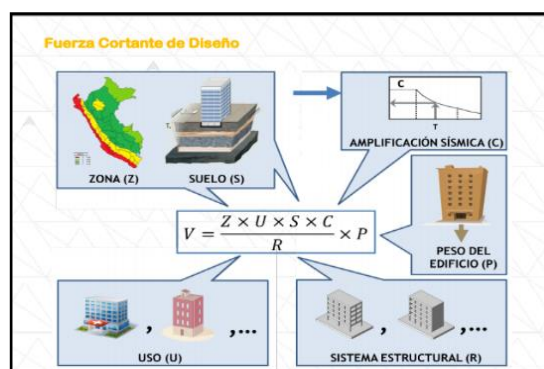
COMPROBAMOS  $C / 8 > 0.125$

2) FACTOR DE USO O IMPORTANCIA		
CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR (U)
A	Hospitales, Locales Municipales, Estaciones de Bomberos,, Cuarteles, Fuerzas Armadas, Reservorios, Etc	1.50
B	Cines, Teatros, Estadios, Coliseos, Centros Comerciales, Terminal de Pasajeros, Establecimientos Penitenciarios, Museos, etc.	1.30
C	Viviendas, Oficinas, Hoteles, Restaurantes, Depositos, Inst. Industriales, etc.	1.00

3) PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION "T"	
FACTOR	DESCRIPCION
CT = 35	Porticos de concreto armado sin muros de corte
CT = 45	Porticos de concreto armado con muros
CT = 60	Para edificios de albañileria y concreto armado (duals)

4) PARAMETROS DE SITIO				
FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0.80	1.00	1.05	1.10
Z <sub>3</sub>	0.80	1.00	1.15	1.20
Z <sub>2</sub>	0.80	1.00	1.20	1.40
Z <sub>1</sub>	0.80	1.00	1.60	2.00
S <sub>0</sub>	Roca dura			
S <sub>1</sub>	Roca o suelos muy rigidos			
S <sub>2</sub>	Suelos intermedios			
S <sub>3</sub>	Suelos blandos			

PERÍODOS "T <sub>P</sub> " Y "T <sub>L</sub> "				
	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6



6) FUERZA SISMICA "R"	
PORTICO	8
DUAL	7
MUROS ESTRUCTURALES	6
MUROS DUCTILIDAD LIM.	4

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E030

Anexo 24

Plantilla para cálculo de Fuerzas por Piso

**FICHA DE CÁLCULO**

Nombre del proyecto: .....

Ubicación: .....

Responsable: .....

Año: .....

\_\_\_\_\_  
Firma del Responsable

DATOS		
Número de pisos:		
Altura:		m
Altura total (hn):		m
CT:		
Distancia en X		m
Distancia en Y		m

1) PERIODO FUNDAMENTAL	
$T=hn/Ct$	

2) FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA	
SUELO	S1:

3) CÁLCULO DE EXCENTRICIDAD (5%)		
$e_x = Dx(0.05)$		m
$e_y = Dy(0.05)$		m

4) CORTANTE BASAL					
Z	U	C	S	P	R
CORTANTE BASAL (V)					

5) FUERZAS POR PISO				
PISO	PESO POR PISO (Tn)	h (m)	COEFICIENTE ALFA	FUERZA CORTANTE POR PISO (TN)
1				
2				
3				
<b>CORTANTE BASAL (V)</b>				

Fuente: Elaboración Propia

Anexo 25

Características de las estructuras

DESCRIPCIÓN	Sistema Empotrado	Sistema Aislado
<b>CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES</b>		
Tipo de edificación.		
Uso de la edificación – U		
Sistema Estructural		
Coefficiente de reducción sísmica – R		
Tipo de Suelo – S		
Zona sísmica – Z		
<b>ANÁLISIS ESTRUCTURAL</b>		
Derivas Máxima en 1° Piso		
Derivas Máxima en 2° Piso		
Periodo 1° Modo Vibración		
Periodo 2° Modo Vibración		
Periodo 3° Modo Vibración		
Fuerza Axial Máxima		
Fuerza Cortante Máxima		
Momento Flector Máximo		

*Fuente: Elaboración*

Anexo 26

Factores de carga para miembros a compresión con  $KL/r$ . Acero A36.

ESFUERZOS ADMISIBLES EN KG/CM <sup>2</sup> PARA MIEMBROS EN COMPRESIÓN									
Miembros principales y secundarios $KL/r \leq 120$					Miembros principales y secundarios $120 \leq KL/r \leq 200$				
$\frac{KL}{r}$	$F_a \left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	$\frac{KL}{r}$	$F_a \left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	$\frac{KL}{r}$	$F_a \left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	$\frac{KL}{r}$	$F_a \left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	$\frac{KL}{r}$	$F_a \left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$
1	1516	41	1344	81	1072	121	713	161	405
2	1513	42	1338	82	1064	122	702	162	400
3	1510	43	1332	83	1056	123	693	163	395
4	1507	44	1326	84	1048	124	682	164	390
5	1504	45	1320	85	1040	125	671	165	386
6	1501	46	1315	86	1031	126	662	166	381
7	1498	47	1308	87	1024	127	651	167	376
8	1494	48	1303	88	1015	128	641	168	372
9	1491	49	1297	89	1007	129	631	169	368
10	1488	50	1290	90	998	130	622	170	364
11	1484	51	1284	91	991	131	612	171	359
12	1480	52	1278	92	982	132	603	172	355
13	1477	53	1271	93	973	133	593	173	351
14	1473	54	1265	94	965	134	585	174	347
15	1469	55	1259	95	956	135	576	175	343
16	1465	56	1252	96	948	136	567	176	339
17	1461	57	1245	97	939	137	560	177	335
18	1457	58	1239	98	930	138	551	178	331
19	1453	59	1233	99	921	139	543	179	328
20	1448	60	1226	100	913	140	536	180	324
21	1444	61	1218	101	903	141	528	181	321
22	1440	62	1212	102	894	142	521	182	317
23	1435	63	1205	103	885	143	513	183	314
24	1431	64	1198	104	877	144	506	184	310
25	1426	65	1191	105	867	145	499	185	307
26	1422	66	1184	106	858	146	493	186	304
27	1417	67	1177	107	849	147	486	187	300
28	1412	68	1170	108	840	148	480	188	297
29	1407	69	1162	109	830	149	473	189	294
30	1402	70	1155	110	821	150	467	190	291
31	1397	71	1148	111	811	151	461	191	288
32	1392	72	1140	112	802	152	454	192	285
33	1387	73	1133	113	792	153	449	193	282
34	1382	74	1126	114	783	154	443	194	279
35	1377	75	1118	115	773	155	437	195	276
36	1371	76	1110	116	763	156	432	196	274
37	1365	77	1103	117	753	157	426	197	271
38	1360	78	1095	118	743	158	420	198	268
39	1355	79	1088	119	733	159	416	199	265
40	1349	80	1080	120	723	160	410	200	262

Fuente: Leonilo Santiago Hernández (2015) – Tesis: Diseño de armaduras para techos.