



UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE

Facultad de Ingeniería y Arquitectura

Carrera Profesional de Ingeniería Civil

TESIS

“DISEÑO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE DOS NIVELES EMPLEANDO ACERO ESTRUCTURAL EN EL DISTRITO DE CAJAMARCA.”

Alumno

Jorge Fernando Condori Montero

Asesor

Ing. Edwin Ricardo Rodríguez Plasencia

CAJAMARCA - PERÚ

Noviembre del 2013

DEDICATORIA

En primer lugar, le dedico este trabajo a Dios por ser mi guía espiritual que me conduce siempre hacia el camino del bien y el éxito. Y por darme la conformidad de tener a mis padres con vida y mucha salud. Al igual que todas esas personas que me apoyaron y confiaron en mí.

A mis padres, quienes a lo largo de mi vida se han preocupado por mi bienestar y educación, siendo mi apoyo en todo momento depositando su confianza en cada reto que se me presenta sin dudar un solo momento en mi inteligencia y capacidad.

A la Universidad Privada del Norte en cuyas aulas logré mi formación profesional y humana.

A la Facultad de Ingeniería y a su personal docente por su calidad educativa y profesional que guiaron mi aprendizaje.

RESUMEN

En la presente tesis, se realizará el Análisis y Diseño de los elementos estructurales tales como vigas, columnas, conexiones, viguetas, losa de entrepiso y cimentación, del proyecto destinado a vivienda multifamiliar, los elementos serán de acero estructural, el entrepiso será elaborado de concreto ligero sobre lámina troquelada y las divisiones en paredes externas e internas serán de paneles Drywall, dicho proyecto se encuentra ubicado en el departamento de Cajamarca, al norte de Perú en la zona sísmica 3 según RNE E-030 y consta de 2 niveles con una área de construcción 120.00 m²; para llevar a cabo esta tesis se emplearán el Reglamento Nacional de Edificaciones y los requisitos del Instituto Americano de la Construcción de Acero (AISC).

AGRADECIMIENTO

Deseo expresar mi más sincero agradecimiento a todas las personas que de manera solidaria y desinteresada aunaron esfuerzos por ayudarme a consolidar mi formación académica y profesional. Por el aliento y el empuje para seguir adelante en el largo recorrido de mi carrera. Por la fe y esperanza que me tuvieron para ver realizar una de mis ansiadas metas, razón por la cual sabré responder. Agradezco en especial a:

UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE

Mi querida Alma Mater y máximo centro de estudios del país, por haberme formado como profesional capaz, al servicio del Perú y de quienes más lo necesitan.

ING. ORLANGO AGUILAR ALIAGA

El coordinador y asesor de la Tesis, por su valiosa colaboración y oportuna orientación que constantemente me brindó.

ING. EDWIN RICARDO RODRÍGUEZ PLASENCIA

Asesor de la Tesis, amigo que desinteresadamente me transmitió su vasta experiencia en ingeniería, sin la cual hubiera sido más difícil el desarrollo del presente trabajo.

A todos los maestros que en su oportunidad me orientaron con su sabiduría y enseñanzas teórico-prácticas en el transcurso de mi formación académica.

A todos ustedes: ¡Muchas Gracias!

ÍNDICE

DEDICATORIA	2
RESUMEN.....	3
AGRADECIMIENTO	4
ÍNDICE.....	5
CAPÍTULO I.....	11
ASPECTOS GENERALES	11
1.1. INTRODUCCIÓN.....	12
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	13
1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	14
1.4. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.....	14
1.5. OBJETIVOS.....	14
1.5.1. OBJETIVO GENERAL	14
1.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	15
1.6. ALCANCES Y LIMITACIONES	15
1.6.1. Alcances	15
1.6.2. Limitaciones de la investigación.....	16
1.7. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	17
1.8. HIPÓTESIS:.....	17
CAPÍTULO II.....	18
MARCO TEÓRICO	18
2.1. ACERO ESTRUCTURAL.....	19
2.1.1. Definición	19
2.1.2. Ventajas y Desventajas del acero.....	20
2.1.2.1. Ventajas del acero como material estructural	20
2.1.2.2. Desventajas del acero como material estructural	21
2.1.3. Propiedades mecánicas del acero	23
2.1.4. Aceros Estructurales Modernos	26

2.1.5. Productos de Acero	28
2.1.5.1. Perfiles Laminados.....	28
2.1.5.2. Perfiles y placas conformados	29
2.1.5.3. Perfiles Huecos	29
2.2. CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES	30
2.2.1. Elementos estructurales.....	30
2.2.1.1. Placas de anclaje	30
2.2.1.2. Soportes - Columnas	31
2.2.1.3. Vigas	32
2.2.1.4. Correas	37
2.2.1.5. Arriostramientos	38
2.2.1.6. Medios de Unión	39
2.2.1.7. Losa Compuesta reforzada con lámina de acero.....	41
2.2.1.7.1. Comportamiento estructural.....	42
2.2.1.7.2. Descripción del sistema	42
2.2.1.7.3. Aplicaciones	44
2.2.1.7.4. Elementos del sistema	45
2.2.2. Sistemas Estructurales	47
2.2.2.1. Pórticos no arriostrados	48
2.2.2.2. Pórticos arriostrados concéntricamente	48
2.2.2.3. Pórticos arriostrados excéntricamente	50
2.2.2.4. Sistemas de columna en voladizo.....	52
2.2.2.5. Pórticos con riostras de pandeo restringido	53
2.2.2.6. Muros de corte o placas de acero.....	54
2.2.2.7. Estructuras con miembros compuestos	56
2.3. ESPECIFICACIONES, METODOS Y CARGAS DE DISEÑO.....	58
2.3.1. Normas de construcción	58
2.3.2. Tipos de Cargas.....	59
2.3.2.1. Cargas Estáticas	59
2.3.2.2. Carga muerta	59
2.3.2.3. Carga viva.....	59

2.3.2.4.Cargas dinámicas	60
2.3.3. Análisis sísmico	63
2.3.3.1.El análisis espectral de la respuesta sísmica	63
2.3.3.2.Alcances de la Norma de diseño Sismoresistente: E030	65
2.3.4. Diseño de elementos estructurales de acero	71
2.3.4.1.Diseño por factores de carga y resistencia (AISCLRFD)	71
2.3.4.2.Diseño de elementos a tensión.....	74
2.3.4.2.1.Diseño por resistencia de miembros a tensión.....	74
2.3.4.2.2.Calculo de áreas netas	75
2.3.4.3.Diseño de elementos a compresión	77
2.3.4.3.1.Ecuación de Euler	78
2.3.4.3.2.Longitud efectiva	80
2.3.4.3.3.Tipos de columnas	82
2.3.4.3.4.Diseño de las columnas	83
2.3.4.4.Diseño de elementos a flexión	84
2.3.4.4.1.Comportamiento de vigas a flexión	85
2.3.4.4.2.Diseño de vigas por momentos (AISC-LRFD).....	88
2.3.4.4.3.Deflexiones	93
2.3.4.4.4.Fuerza cortante	93
2.3.4.5.Diseño de elementos a flexocompresión	95
2.3.4.5.1.Momentos de primer y segundo orden (efecto: $P\delta$ y $P\Delta$)	95
2.3.4.5.2.Factores de amplificación	97
2.3.4.5.3.Diseño de elementos a flexo – compresión	101
2.3.4.6.Diseño de conexiones.....	102
2.3.4.6.1.Tipos de conexiones	102
2.3.4.6.2.Conexión atornillada	107
2.3.4.6.2.1.Tipos de conexiones atornilladas	108
2.3.4.6.2.2.Pernos de alta resistencia	109
2.3.4.6.3.Conexiones soldadas.....	111

2.3.4.6.3.1.Ventajas de la soldadura.....	111
2.3.4.6.3.2.Desventaja de la soldadura.....	112
2.3.4.6.3.3.Tipos de soldaduras estructurales	112
2.3.4.6.3.4.Tipos de juntas soldadas.....	114
2.3.4.6.3.5.Tipos de soldaduras.....	114
2.3.4.6.3.6.Diseño de las soldaduras	116
2.3.4.6.3.7.Diseño por resistencia a la rotura.....	119
2.3.4.6.3.8.Simbología de la soldadura.....	120
CAPITULO III.....	130
DISEÑO ESTRUCTURAL.....	130
3.1. PARAMETROS.....	131
3.1.1. Materiales de construcción	131
3.1.2. Propiedades mecánicas.....	131
3.2. IDEALIZACION DE ESTRUCTURA	132
3.3. ESTIMACION DE CARGAS	133
3.3.1. Carga muerta.....	133
3.3.2. Carga viva.....	134
3.3.3. Cargas Sísmicas.....	134
3.3.3.1.Espectro de diseño	134
3.4. PREDIMENSIONAMIENTO.....	136
3.4.1. Predimensionamiento de losa colaborante	136
3.4.2. Predimensionamiento de Elementos	138
3.4.2.1.Predimensionamiento de viguetas de soporte	138
3.4.2.2.Predimensionamiento de vigas principales sentido x-x..	141
3.4.3.3.Predimensionamiento de vigas principales sentido y-y..	144
3.4.3.4.Predimensionamiento de Columnas	147
3.5. METRADO DE CARGAS.....	149
3.5.1. Metrado de cargas en vigas principales.....	150
3.5.2. Metrado de cargas en vigas secundarias	154
3.5.3. Metrado de cargas de viento.....	162

3.6.	Diseño de Losa con placa colaborante	165
3.7.	Diseño de Conexión resistente a momento	177
3.7.1.	Diseño de la placa de corte.....	177
3.7.2.	Diseño de la placa por momento	187
3.8.	Diseño de Conexión viga-viga	190
3.9.	Diseño de placa base y pernos de anclaje	195
3.10.	Diseño de zapatas	203
3.10.1.	Predimensionamiento de zapatas.....	203
3.10.2.	Diseño de acero.....	203
3.11.	Modelamiento de la Estructura en programa Sap2000.....	207
3.12.	Resultados del programa.....	219
3.12.1.	Revisión de desplazamientos	219
3.12.1.1.	Desplazamiento en sentido X	219
3.12.1.2.	Desplazamiento en sentido Y	223
3.12.1.3.	Análisis de los desplazamientos	224
3.13.	Análisis de la estructura.....	226
3.13.1.	Análisis de los elementos de acero.....	226
3.13.1.1.	Revisión de viga de acero.....	226
3.13.1.2.	Revisión de columna de acero	235
3.13.2.	Análisis de los elementos de concreto.....	239
3.13.2.1.	Revisión de zapata.....	240
3.13.3.	Análisis del asentamiento	243
CAPITULO IV.....		245
PRESUPUESTO.....		245
4.1.	PROVEEDORES	246
4.2.	PLANILLA DE METRADOS.....	247
4.3.	RESUMEN DE METRADOS.....	287
4.4.	ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIO.....	289
4.5.	PRESUPUESTO.....	312
CAPITULO V.....		314
CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN.....		314

CAPITULO VI.....	315
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	315
6.1. CONCLUSIONES	316
6.2. RECOMENDACIONES.....	317
CAPITULO VII.....	318
BIBLIOGRAFÍA.....	318
7.1. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	319
CAPITULO VIII.....	323
ANEXOS	323

CAPÍTULO I



ASPECTOS GENERALES

1.1. INTRODUCCIÓN

Antes que una obra se ejecute tiene que pasar una serie de requerimientos para que ésta cumpla con las normas preestablecidas por el reglamento nacional del país y con criterios internacionales, el diseño de una estructura debe contar con un buen diseño ya que esto garantizará el buen funcionamiento de la misma. Poseer conocimientos de los conceptos básicos de diseño garantiza al ingeniero la capacidad de tomar decisiones acertadas sobre la forma y construcción de un edificio, de tal manera que la estructura diseñada satisfaga las necesidades del dueño de la obra.

El acero estructural se ha convertido en el material más utilizado en la construcción de grandes estructuras, por lo que en este trabajo se presentan los principales tipos de acero que existen en nuestro medio, las formas en las que estos se encuentran, así como los diferentes métodos de análisis y diseño de estructuras de acero, entre los cuales están el ASD y LRFD descritos en la norma E-090 (estructuras metálicas) del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Así mismo, este trabajo incluye el análisis de la estructura empleando un programa especializado en el área de estructuras, así como también por medio de cálculos manuales, los resultados obtenidos del programa se toman con base para realizar los diseños antes mencionados y los del cálculo manual para una comparación. Esta parte del análisis, cuenta con la elaboración del modelo tridimensional en el programa Sap2000 con su respectivo análisis y diseño estructural.

Lo que se refiere al diseño estructural y al comportamiento del mismo ante un sismo, no está definido a un solo criterio o sea, que éste, siempre se encuentra evolucionando por las experiencias adquiridas a través de las catástrofes sísmicas además de los continuos estudios e investigación que nos brindan nuevos conocimientos y conceptos.

En todos los procedimientos que se estudian en este documento se aplica la normativa vigente en el país, y según lo indica dicha norma también se aplica normativa internacional como el AISC. También se incluyen planos arquitectónicos que sirvieron como base para elaborar el modelo tridimensional a analizar, de igual forma se incluyen los planos de los diferentes diseños estructurales que se abordan.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Actualmente se vive una época en la que es necesario evolucionar continuamente a grandes pasos en todos los campos. Debido a un constante crecimiento demográfico es preciso el estudio continuo de la optimización de recursos garantizando siempre el buen funcionamiento de la estructura.

En la actualidad, ya se construyen edificios con estructuras de acero con mucha notoriedad en nuestro país, pero la situación en este momento es que no se utilizan mucho las estructuras de acero en el distrito de Cajamarca, posiblemente al poco conocimiento con respecto al análisis, diseño y construcción de este tipo de estructuras. Por lo tanto sería necesario fomentar el desarrollo de esta área de la ingeniería.

Es posible que una construcción de acero estructural resulte con un costo bajo o alto; rápida de construir o quizás más segura estructuralmente, que las construcciones con concreto u otro material. En este sentido, lo que se busca es evaluar otro tipo de proceso de diseño que pueda proporcionar mejores beneficios para la construcción de viviendas o edificios.

También es importante tomar en cuenta que el departamento de Cajamarca se encuentra ubicada en la zona 3, lo cual indica un alto riesgo sísmico, y es necesaria la revisión del cumplimiento de las normas vigentes en nuestro país, tal es el caso del Reglamento nacional de edificaciones y normas internacionales como el AISC; por lo que se debe analizar y evaluar este tipo de estructura en base a las especificaciones que nos permitan garantizar más seguridad ante cualquier evento sísmico.

En nuestro país, La norma E-090 (Estructuras metálicas) del Reglamento Nacional de Edificaciones, no cuenta con cierta información para el diseño de estructuras de acero y se tiene que implementar con normas extranjeras, como las normas del AISC, bibliografía más reciente y el uso del software especializado para el diseño de estructuras de acero; los cuales son parte fundamental para la realización del diseño de este tipo de estructuras. Una limitante, es el alcance al que se encuentra la información respectiva, en conjunto con la tecnología que permitirá el diseño y la construcción; así mismo en el plan de estudio de la carrera de ingeniería civil, la materia de estructuras de acero no se imparte.

Es importante que la materia de estructuras de acero se desarrolle en una forma más integral o completa, con el fin de mejorar la calidad de los egresados de la Universidad y al mismo tiempo se tenga mayor fundamento,

para abordar el área de las estructuras de acero, en cuanto al material bibliográfico y software reciente que permita realizar un diseño seguro, factible y funcional.

1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿El empleo de acero estructural en el diseño una vivienda multifamiliar de dos niveles permitirá obtener estructuras con buen comportamiento sísmico a un costo aceptable?

1.4. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

A medida que la ciencia avanza, los materiales y los procesos constructivos también lo hacen. Actualmente en nuestro país también se está incrementando el uso de estructuras con perfiles de acero para la construcción de edificios, puentes, entre otros; esto implica que también incrementa la demanda de diseños estructurales. Para garantizar estos requisitos es necesario el uso de normas o códigos de diseño, información técnica especializada, métodos de análisis, diseño y herramientas computacionales actualizadas, etc.

En la actualidad unos de los objetivos para todo ingeniero o diseñador estructuralista es estar a la vanguardia en el diseño de estructuras de acero, de manera que explorar e investigar sobre este tipo de procesos y materiales vendría a proporcionar un diseño de estructuras más seguras, funcionales y factibles para la sociedad en general.

El resultado de esta investigación se usará como fuente bibliográfica en el área de estructuras de acero para la información de nuestros profesionales en la ingeniería civil.

1.5. OBJETIVOS

1.5.1. OBJETIVO GENERAL

1. Realizar el diseño estructural de una vivienda multifamiliar de dos niveles empleando acero estructural y evaluar el costo del proyecto.

1.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Aplicar los requisitos del Reglamento Nacional de Edificaciones y las especificaciones AISC, en la realización del análisis estructural de la vivienda multifamiliar de dos niveles.
2. Proporcionar mediante un análisis estructural adecuado un diseño que aporte seguridad y funcionamiento.
3. Realizar el cálculo estructural, análisis de costos y el cronograma de construcción de una vivienda multifamiliar de dos niveles empleando acero estructural.

1.6. ALCANCES Y LIMITACIONES

1.6.1. Alcances

El presente trabajo pretende elaborar y dar a conocer de manera técnica el diseño de una vivienda multifamiliar, rigiéndose en los parámetros establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones y las especificaciones AISC, utilizando el acero como elemento principal, dicho análisis servirá para poder evaluar la estructura en función a los tres requisitos fundamentales: “seguridad, funcionalidad y economía”. Además dicho trabajo de graduación podrá servir como una guía complementaria en el tema de “Estructuras de acero”.

El diseño de la vivienda se hará mostrando los procesos de cálculo de los diferentes elementos estructurales utilizados en las construcciones a base de acero estructural y se evaluará al final de cada diseño los resultados obtenidos, a continuación se indica el procedimiento desarrollado:

✓ Utilización de normas y bibliografía reciente

Se realizará un diseño utilizando las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones y las especificaciones para edificios de acero estructural del Instituto Americano de la Construcción en Acero 2005 (AISC, 2005).

✓ Proceso de análisis

El análisis de la estructura se realizará por medio del software Sap 2000, debido a que dicho programa está especializado en el área de análisis y diseño estructural.

✓ **Diseño estructural de elementos típicos**

Se realizará una investigación bibliográfica en cuanto a sistemas de estructuración y procedimientos de diseño de los diferentes elementos de una vivienda, de lo que se obtendrá un sistema de estructuración del edificio y los procedimientos de diseño que se utilizarán para el mismo.

Se diseñarán elementos tales como: vigas, columnas, placas de apoyo, conexiones viga-columna, viga-viga, entre otros elementos estructurales.

1.6.2. Limitaciones de la investigación

- ✓ El presente trabajo se limita al diseño estructural de una vivienda empleando acero, aplicados específicamente a los elementos estructurales que componen el pórtico resistente a momento, incluyendo las conexiones.
- ✓ Debido a que la norma E-090 (Estructuras metálicas), no indica algunos parámetros de diseños, se utilizará las especificaciones de diseño por carga y resistencia factorada (Load and Resistance factor design, LRFD) del Instituto Americano de construcción en acero (AISC) para edificios de acero.
- ✓ Para la aplicación final de la vivienda a desarrollar, se hará uso del software Sap2000 para el análisis y diseño estructural.
- ✓ Se asumirá la capacidad admisible de carga del terreno (0.90 kg/cm^2), debido a que en promedio Cajamarca posee una capacidad admisible entre 0.80 y 1.00 kg/cm^2
- ✓ Se asumirá el coeficiente de balasto (3 kg/cm^3), debido a que no es posible realizar un estudio geotécnico, se utilizará un valor aproximado utilizado en otras estructuras con las características similares del suelo.
- ✓ No se elaborará el diseño y los planos de las especialidades de eléctricas y sanitarias, debido a que el presente trabajo está enfocado al diseño estructural.

1.7. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

El presente acápite se propone sistematizar y exponer en forma comprensible la metodología a seguir en el diseño de sistemas estructurales basados en pórticos de acero especiales resistentes a momento.

Para realizar esta tesis y cumplir con nuestros objetivos propuestos se ha determinado de la siguiente secuencia:

- ✓ Elaboración de planos arquitectónicos de la vivienda.
- ✓ Metrados de cargas.
- ✓ Predimensionamiento.
- ✓ Idealizar la estructura.
- ✓ Análisis sísmico de la estructura.
- ✓ Análisis y diseño estructural por medio del programa SAP2000
- ✓ Análisis e interpretación de resultados.
- ✓ Revisión manual de elementos estructurales
- ✓ Diseño de conexiones
- ✓ Revisión de desplazamientos
- ✓ Diseño de la cimentación.
- ✓ Elaboración de planos estructurales
- ✓ Conclusiones y recomendaciones

1.8. HIPÓTESIS:

El diseño de una vivienda multifamiliar de dos niveles empleando acero estructural tiene un comportamiento sísmico adecuado y un costo aceptable.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ACERO ESTRUCTURAL

2.1.1. 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 1968400kg/cm^2 a 2109000kg/cm^2 , la densidad del acero estructural es de 7.85 ton/m^3 .

2.1.2. Ventajas y Desventajas del acero

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

2.1.2.1. 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.
- Reuso 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.

2.1.2.2. 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 intemperizados 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.

2.1.3. 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 dichos 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 si 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 varía 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.

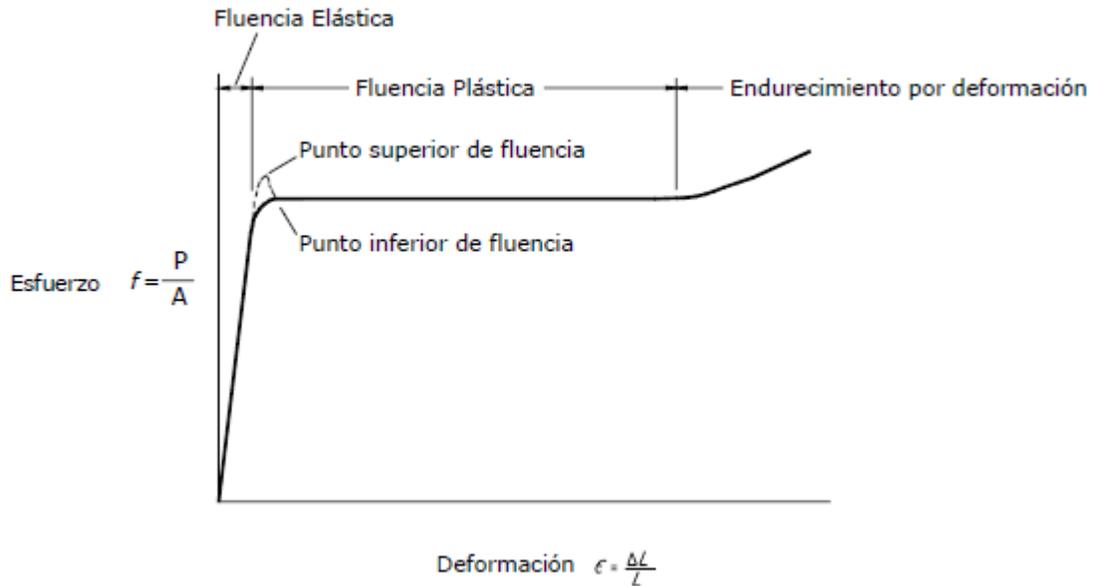


Figura 1. Diagrama típico esfuerzo-deformación para el acero.
 Fuente: Leonilo Santiago Hernández (2005) – Tesis: Diseño de armaduras para techos.

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. Tabla módulo de Elasticidad del Acero

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

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

2.1.4. 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 ductibilidad 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/cm ²	Resistencia especificada mínima a la tensión** Fu en kg/cm ²
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Puentes, edificios y otras estructuras atornilladas, soldadas o remachadas	2530	4077-5624
A529	Al carbono	Perfiles, placas hasta 12.7 mm (1/2")	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 Fy varían con el espesor y el grupo.

** Los valores Fu 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 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, y así como se puede observar en la tabla 2.

2.1.5. Productos de Acero

Argüelles (2005) indica los siguientes productos del acero:

2.1.5.1. Perfiles Laminados

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

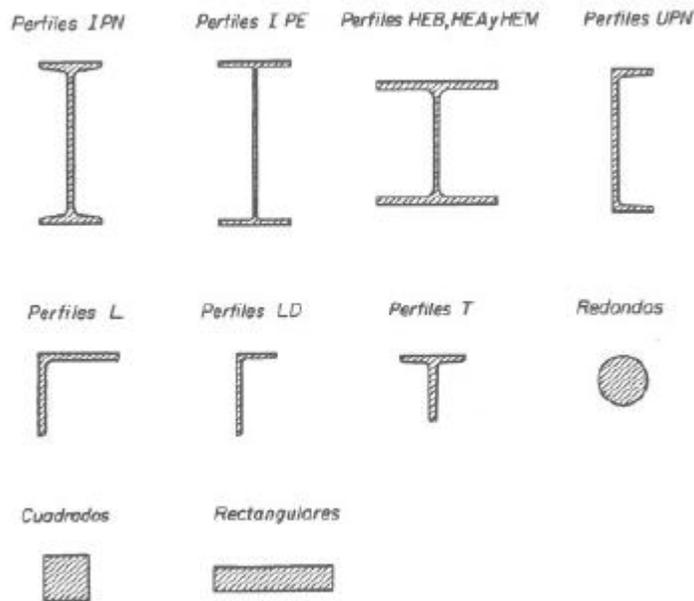


Figura 2. Productos laminados

Fuente: Ramón Argüelles Álvarez (2005) – Estructuras de Acero. Cálculo.

2.1.5.2. 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.

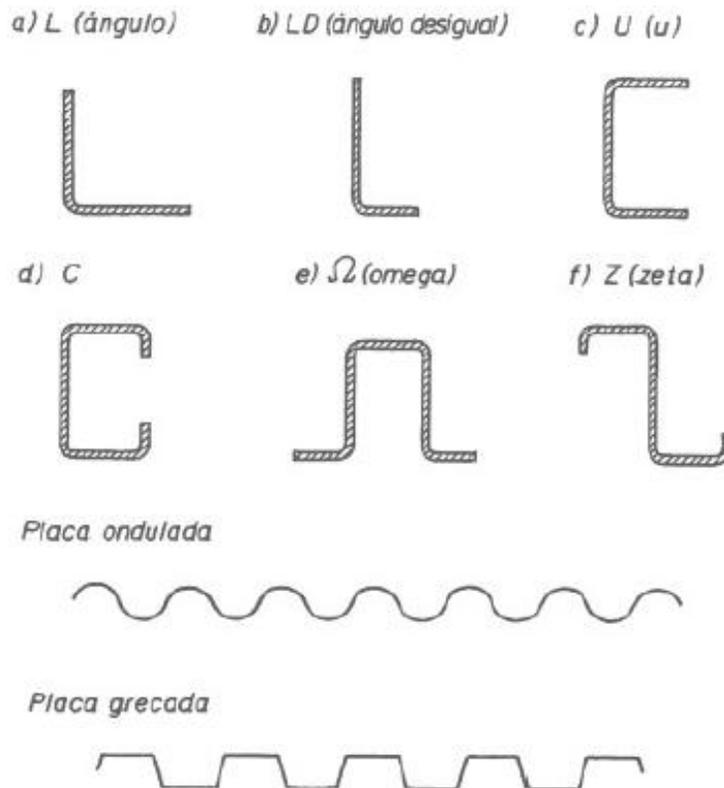


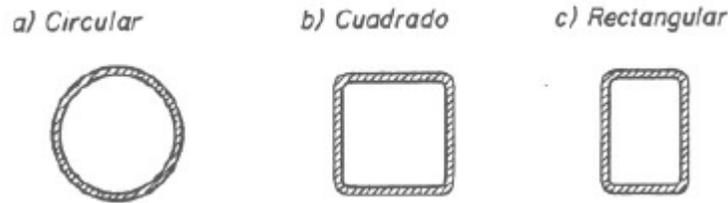
Figura 3. Perfiles y placas conformadas

Fuente: Ramón Argüelles Álvarez (2005) – Estructuras de Acero. Cálculo.

2.1.5.3. Perfiles Huecos

En la figura 4, se representan, también a título informativo, los perfiles huecos conformados en frío que se utilizan usualmente. Son perfiles de acción cerrada, no maciza de pequeño espesor con relación a las dimensiones geométricas de la sección, destinados a servir de elementos resistentes.

Se fabrican a partir de chapa laminada en caliente mediante conformación en frío y soldadura.



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

2.2. CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES

2.2.1. Elementos estructurales

Algunos de los elementos resistentes de que constan las estructuras para viviendas son los siguientes:

2.2.1.1. 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.
- 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.

2.2.1.2. 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.
Fuente: 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.

2.2.1.3. 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 – 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.

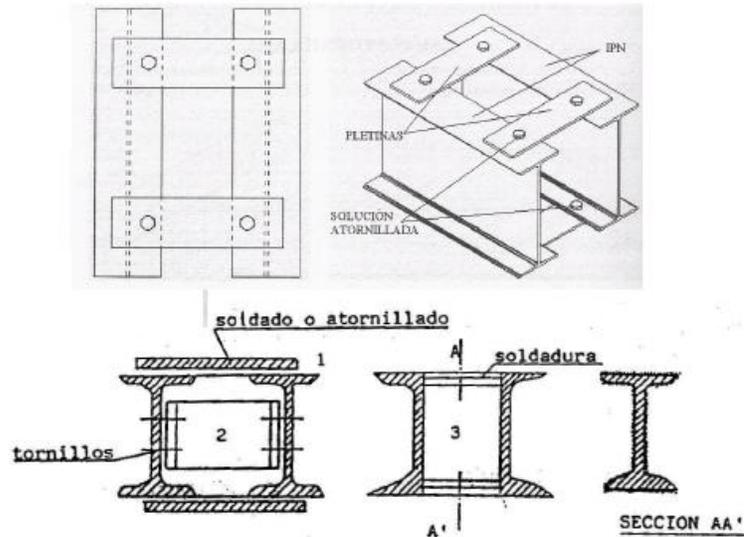
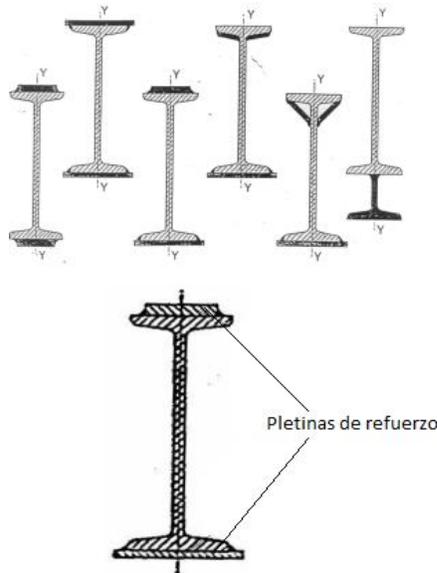


Figura 8. Unión de dos perfiles IPN mediante pletinas y tornillos (superior),
 unión de dos vigas IPN mediante soldadura y tornillos (inferior).

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.
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 aligera en forma de arco.

Fuente: 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 – Estructuras - Sistema constructivo.

2.2.1.4. 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 – Estructuras de hierro.

2.2.1.5. 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 arriostramiento 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 aporticada metálica.

Fuente: www.virtual.unal.edu.co – Los pórticos o marcos.

2.2.1.6. 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 – 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 – Uniones atornilladas y soldadas.*

Métodos de soldadura

- Soldadura manual con electrodo recubierto, con recubrimientos de tipo rutilo o 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.

2.2.1.7. 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 colaborantes.

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

2.2.1.7.1. 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.

2.2.1.7.2. 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).

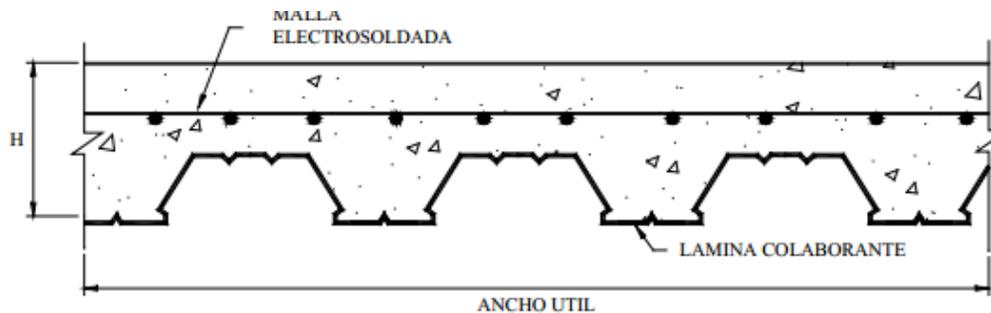
Este tipo de losa se suele usar donde la estructura principal se erige en acero o es una construcción compuesta. El perfil de la lámina que trabaja mejor es el de forma trapezoidal. Las láminas son galvanizadas y tienen corrugaciones que hacen que la adherencia entre la interface lámina y acero sea satisfactoria 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.

2.2.1.7.3. 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.
- ✓ Estacionamientos.
- ✓ Mezanines.
- ✓ Últimos techos y techos inclinados.
- ✓ Plataformas para muelles.
- ✓ Losas para puentes peatonales y vehiculares.
- ✓ Losas de entrepisos en general



Figura 19. Uso de Losa colaborante en estacionamiento.

Fuente: www.acero-deck.com – Usos de Acero-Deck.



Figura 20. Sistema de losa con lámina colaborante en edificio de acero.

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

2.2.1.7.4. 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/cm², con un módulo de elasticidad de 2.1x10E kgf/cm², 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/cm². No se tomarán en cuenta los concretos de resistencias mayores a los 580 kgf/cm².
- 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 el interface concreto/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 $\frac{3}{4}$ ".

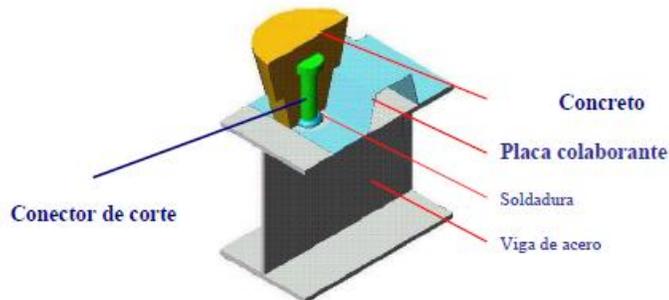


Figura 21. Sección típica de conector de corte en viga metálica.
Fuente: Acero-Deck (2005) – Manual Técnico: Sistema constructivo Placa colaborante
Acero-Deck.

2.2.2. 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.

2.2.2.1. Pórticos no arriostrados

Los pórticos no arriostrados o pórticos resistentes a momento son ensamblajes 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 22. Vista general de una estructura de pórticos no arriostrados para un edificio comercial.

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

2.2.2.2. 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.

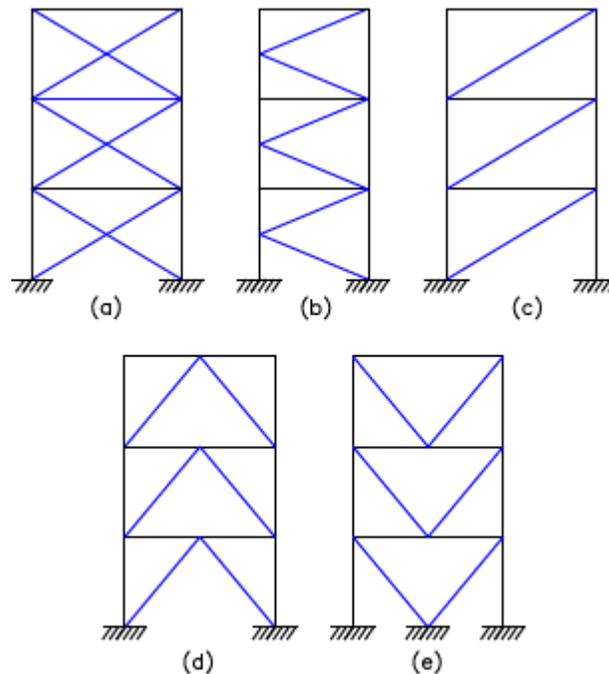


Figura 23. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente, (a) riostras en X, (b) en K, (c) en diagonal, (d) en V invertida y (e) en V.

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



*Figura 24. Vista de un edificio en construcción con pórticos arriostrados.
Fuente: Francisco J. Crisafulli (2013) – Diseño sísmoresistente de construcciones de acero.*

2.2.2.3. 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 sísmorresistente 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 25. Construcción de un edificio de acero con pórticos arriostrados excéntricamente.

Fuente: Francisco J. Crisafulli (2013) – Diseño sísmoresistente 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 sísmoresistente 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 sísmoresistentes, incluso en casos de rehabilitación de estructuras existentes.

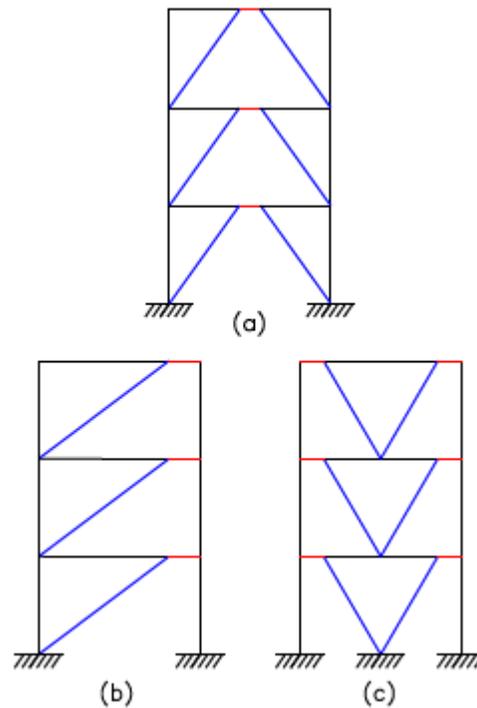


Figura 26. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente (a) riostra con enlace interior, en la parte central de la viga, (b) y (c) configuraciones con enlace exterior, los enlaces están en los extremos de las vigas.

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

2.2.2.4. 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.

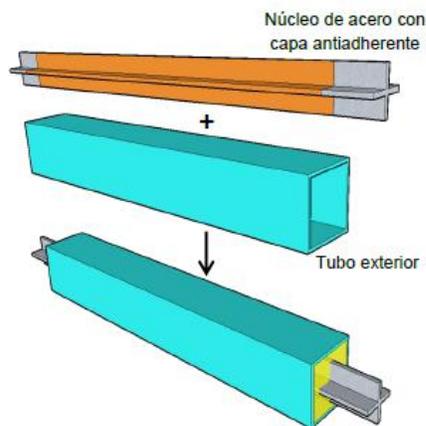
Este sistema se emplea en construcciones industriales, soportes de equipos o tanques, estanterías para mercaderías, pilas de puentes, etc.



*Figura 27. Ejemplos del sistema estructural columna en voladizo.
Fuente: Francisco J. Crisafulli (2013) – Diseño sísmoresistente de construcciones de acero.*

2.2.2.5. Pórticos con riostras de pandeo restringido

Las riostras de pandeo restringido son disipadores de fluencia incorporados en la misma riostra. Las riostras de pandeo restringido están formadas por una barra o núcleo de acero recubierto por una capa deslizante o antiadherente; esta barra se inserta en un tubo exterior, el cual se rellena con mortero de cemento (*grout*).



*Figura 28. Detalle de una riostra de pandeo restringido, formado por un núcleo de acero recubierto con una capa deslizante dentro de un tubo exterior relleno con mortero de cemento.
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 en 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 29. Pórtico de acero con riostras de pandeo restringido.

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

2.2.2.6. 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.

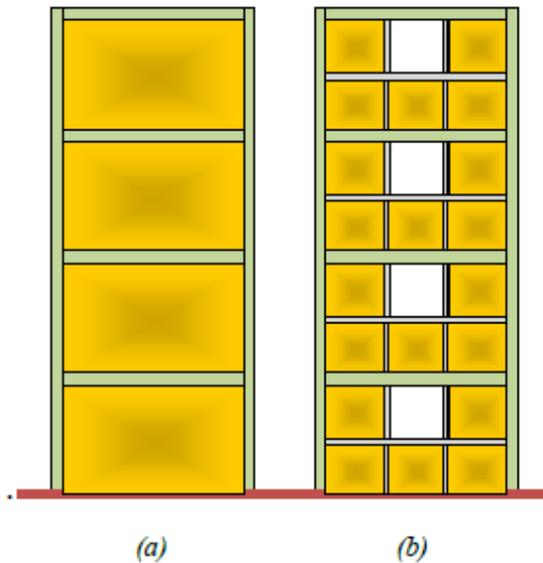


Figura 30. Esquema de muro de corte con placas de acero (a) sin aberturas, (b) con aberturas.

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 31. 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.

2.2.2.7. 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.

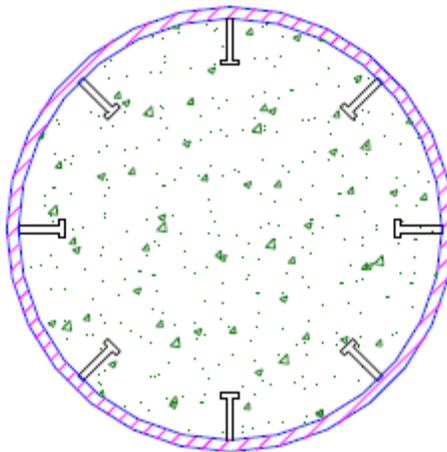
Un ejemplo interesante es la *Millennium Tower*, en Austria, un edificio de 51 pisos para uso comercial y residencial. En este edificio se requería un plazo de ejecución muy reducido por lo que se adoptó un sistema estructural formado por un núcleo central de hormigón armado convencional en combinación 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 32. 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 33. 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.*

2.3. ESPECIFICACIONES, METODOS Y CARGAS DE DISEÑO

2.3.1. Normas de construcción

Navarrete (2003) indica que el diseño y construcción de todas las estructuras debe estar de acuerdo a un reglamento de construcción, que es un documento legal que contiene los requisitos relativos a la seguridad estructural, construcción, seguridad contra el fuego, ventilación y accesibilidad para minusválidos. Un reglamento de construcción tiene fuerza legal y es administrado por una entidad gubernamental como una ciudad, un municipio o para algunas áreas metropolitanas grandes. Los reglamentos de construcción no dan procedimientos de diseño, pero ellos especifican los requisitos y restricciones de diseño que deben satisfacerse. De particular importancia para el ingeniero estructurista es la prescripción de las cargas vivas mínimas en edificios. Aunque el ingeniero es alentado a investigar las condiciones de cargas reales y a determinar sus valores, la estructura debe ser capaz de soportar las cargas mínimas especificadas.

Para la presente tesis de investigación, se hará uso del RNE, que tiene por objetivo normas los criterios y requisitos mínimos para el diseño y ejecución de las Habilitaciones Urbanas y las edificaciones, permitiendo de esta manera una mejor ejecución de los planes urbanos, es la norma técnica rectora en el territorio nacional que establece los derechos y responsabilidades de los actores que intervienen en el proceso edificatorio, con el fin de asegurar la calidad de la edificación.

El RNE 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)

2.3.2. 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 siguiente tipos: Cargas estáticas, cargas dinámicas y otras sollicitaciones.

2.3.2.1. 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:

2.3.2.2. 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).

2.3.2.3. Carga viva

Según Bartolomé (1998) es aquella carga de gravedad de carácter movible, 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/m² 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/m².
- b) Para techos con inclinación mayor de 3°, 100 kg/m² reducida en 5 kg-f/m², por cada grado de pendiente por encima de 3°, hasta un mínimo de 50 kg/m².
- c) Para techos curvos, 50 kg/m².
- d) Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico y otros, cualquiera sea su pendiente, 30 kg/m².
- e) Cuando los techos tengan jardines, 100 kg/m². Excepto cuando los jardines puedan ser de uso común o público, en cuyo caso la carga viva será de 400 kg/m².

✓ **Cargas de nieve**

El RNE E-020 (2009) indica que la carga de nieve es considerado 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 diseñado para las carga viva de nieve de un peso específico igual a 100 kg/m³ 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.

2.3.2.4. 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.

$$V_h = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22} \quad (Ec 1)$$

- **Carga exterior de viento**

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:

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

Dónde:

P_h : Presión o succión del viento una altura h .

C : Factor de forma indicado en la tabla 3.

V_h : 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.

2.3.3. 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.

2.3.3.1. 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: $(u(t), \dot{u}(t) \text{ o } \ddot{u}(t))$, 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:

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

Dónde:

$r_{n(t)}$: Respuesta en el tiempo

A_n : Pseudoaceleración que depende del periodo natural del sistema $T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$ y el factor de amortiguamiento δ_n del n ésimo modo. Además el signo r_{no} depende de r_n^{st} pues A_n es positivo por definición.

La respuesta espectral se genera a partir de los criterios de combinación modal espectral que permiten aproximar los valores máximos absolutos de $r_{n(t)}$, 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.

$$r_o \leq \sum_{n=1}^N |r_{no}| \quad (Ec 4)$$

✓ **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:

$$r_o = \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{no}^2} \quad (Ec 5)$$

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

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

$$r_o = \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{no}^2 + \sum_{i=1}^N \sum_{i=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no}} \quad (Ec 6)$$

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

$$r = 0.25x \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75x \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \quad (Ec 7)$$

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.

2.3.3.2. 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
3	Costa	0.4
2	Sierra	0.3
1	Selva	0.15

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 S1 (roca), suelos intermedios S2 y suelos flexibles S3, así como una cuarta categoría de estos, S4 muy diferente a lo mencionado. Finalmente, el factor de tipos de suelos brinda la información del período esperado para cada tipo de suelo T_p (mayor al período fundamental del perfil del suelo).

Tabla 6. Factores del tipo de suelo

TIPO	DESCRIPCION	T_p (seg)	S
S1	Roca o suelo rígido	0.40	1.00
S2	Suelos intermedio	0.60	1.20
S3	Suelos flexibles o con estrato de gran espesor	0.90	1.40
S4	Condiciones excepcionales	*	*

()Los valores de T_p y S serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso será menor que S3.*

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 C de la aceleración como respuesta estructural respecto a la aceleración máxima esperada en la cimentación de ésta. Definida por la expresión:

$$C = 2.50 \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.50 \quad (Ec 8)$$

De donde el producto ZS es amplificado por este factor, en función del período fundamental T . 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.

$$T = \frac{h_n}{C_t} \quad (Ec 9)$$

Dónde: h_n es la altura total de la estructura en metros y, constante que depende del tipo de estructura: Para estructuras solo con pórticos, $CT = 35$, para estructuras de concreto armado (pórticos con cajas de ascensores y escaleras), $CT = 45$ y para estructuras de mampostería y muros de corte, $CT = 60$. 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:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i D_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i D_i}} \quad (Ec 10)$$

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 (Fa), Mientras que la diferencia ($V - Fa$), deberá ser distribuida a cada nivel de la estructura. Las expresiones asociadas son:

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

$$Fi = \frac{Pixhi}{\sum_{i=1}^n Pixhi} (V - Fa) \quad (Ec 11)$$

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
A=Edificaciones esenciales	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.	1.50
B=Edificaciones importantes	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.	1.30
C=Edificaciones comunes	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.	1.00
D=Edificaciones menores	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 *ZUCS* se le denomina como el coeficiente sísmico elástico que brinda una importante aclaración. En consecuencia, la norma define un factor de reducción *R*, 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
Madera (por esfuerzos admisibles)	7.00

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 *P*, 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:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P, \text{ considerando un valore mínimo de } \left(\frac{C}{R}\right) \geq 0.125.$$

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:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (Ec 12)$$

El espectro en dirección horizontal está dado por la *Ec. 12* y para el análisis de dirección vertical se tomara 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:

$$M_{t_i} = \pm F_i * e_i \quad (Ec 13)$$

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 sollicitaciones sísmicas reducidas. Para el cálculo de δ_i 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 _e _i)
Concreto armado	0.0070
Acero	0.0100
Albañilería	0.0050
Madera	0.0100

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.

$$Q = \frac{Nix\Delta i}{Vixhe_i x R}; \text{ consideramos: } Q > 0.10$$

2.3.4. Diseño de elementos estructurales de acero

2.3.4.1. 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 Q_i , se multiplican por factores de carga o de seguridad ($\gamma_i \geq 1.0$), 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:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (Ec 14)$$

✓ 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	D = Carga muerta o peso propio. L = Carga viva, mobiliario y ocupantes. Lr = 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
U=1.20D+1.60L+0.50(Lr o S o R)	
U=1.20D+1.60L(Lr o S o R)+0.50(Lr o 0.8W)	
U=1.20D+1.30W+0.50L+0.50(Lr o S o R)	
U=1.20D±1.00E+0.50L+0.20S	
U=0.90D±(1.30W+1.00E)	

(*)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).

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

✓ 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 ϕ	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.

2.3.4.2. Diseño de elementos a tensión

Jimenez (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).

2.3.4.2.1. 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 ($\phi_t P_n$), 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.

$$P_u = \phi_t \times F_y \times A_g \Rightarrow \text{donde } \phi_t = 0.9 \quad (Ec 15)$$

✓ Fractura

Para el estado límite de fractura en la sección neta efectiva, A_e , en la zona de las conexiones de agujeros de tornillos o remaches tal como se detalla en la figura 34.

$$P_u = \phi_t \times F_u \Rightarrow \text{donde } \phi_t = 0.75 \quad (Ec 16)$$

Donde F_u es el esfuerzo de tensión mínimo especificado y A_e 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).

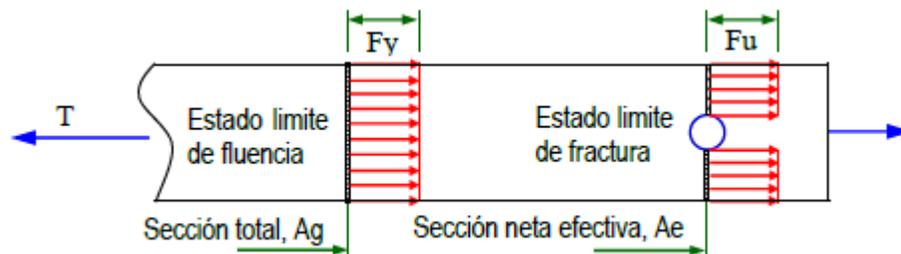


Figura 34. Estados límites de fluencia y de fractura
Fuente: Luis F. Zapata Baglieto (2004) – Diseño estructural en acero

2.3.4.2.2. 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_g) 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 $(\frac{s^2}{4g})$. Si “s” es el espaciamiento longitudinal o paso entre dos agujeros cualesquiera y “g” es el espaciamiento o gramil de dichos agujeros.

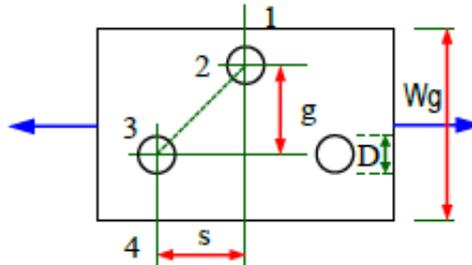


Figura 35. Agujeros alternados en conexiones sometidas a tracción.
 Fuente: Cristóbal Jiménez Mucho (2011) – Tesis: Análisis y diseño alternativo en acero estructural del Palacio Municipal del distrito de Santa Rosa de Melgar.

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 A_e , 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 U . 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 A_e se determina con:

$$A_e = UxAn \quad (Ec 17)$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \leq 0.90 \quad (Ec 18)$$

Dónde: \bar{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 $2/3$ 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:

$$A_e = UxAg \quad (Ec 19)$$

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.

- ✓ $U = 1.00$ si $L \geq 2W$
- ✓ $U = 0.87$ si $2W > L \geq 1.5W$
- ✓ $U = 0.75$ si $1.5W > L \geq W$

2.3.4.3. 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.

2.3.4.3.1. 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.

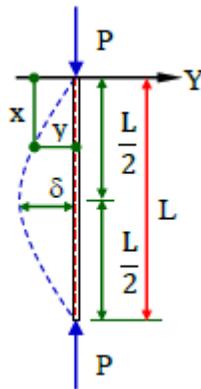


Figura 36. Representación típica del comportamiento de una columna por Euler

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.

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (Ec\ 20)$$

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 F_e en el las especificaciones de AISC-LRFD.

$$\sigma = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} = F_e \quad (Ec\ 21)$$

2.3.4.3.2. 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	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
Valor K teórico	0.50	0.70	1.00	1.00	2.00	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 K dados en la tabla N° 12. Para estos casos, es posible obtener K con base en un análisis matemático o utilizando los nomogramas para determinar las longitudes efectivas de pórticos continuos, de donde G es:

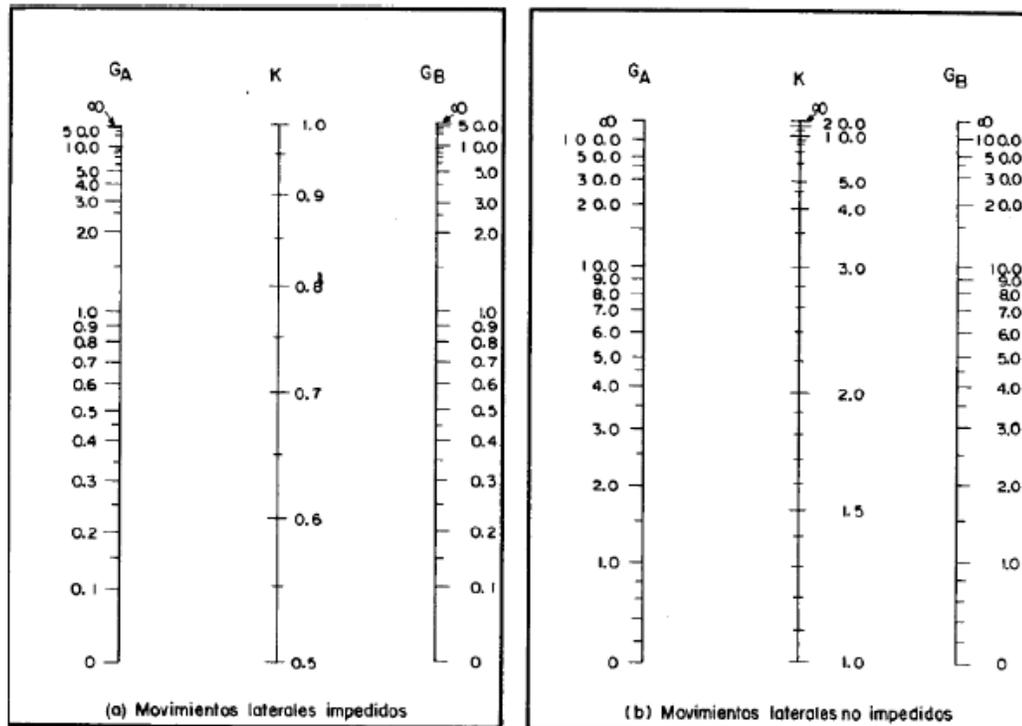


Figura 37- Monogramas de longitud efectiva de columnas en pórticos continuos.

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”, G 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”, G 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 de la tabla anterior, en los cuales $K > 1.0$. 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

$$K = 0.7 + 0.05(GA + GB) \leq 1.0 \quad (Ec 22)$$

$$K = 0.85 + 0.05G_{min} \leq 1.0 \quad (Ec 23)$$

✓ 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:

$$\text{Si } G_{promedio} < 2.0 \rightarrow K = \left[\frac{20 - G_{promedio}}{20} \right] \sqrt{1 + G_{promedio}} \quad (Ec 24)$$

$$\text{Si } G_{promedio} \geq 2.0 \rightarrow K = 0.9 \sqrt{1 + G_{promedio}}. \quad (Ec 25)$$

$$G_{promedio} = \frac{GA + GB}{2} \quad (Ec 26)$$

2.3.4.3.3. 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.

2.3.4.3.4. Diseño de las columnas

El manual AISC-LRFD (2005) define, la resistencia de diseño para pandeo por flexión en miembros a compresión como: $P_u \leq \phi_c P_n$, 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 determinara el esfuerzo crítico de pandeo F_{cr} .

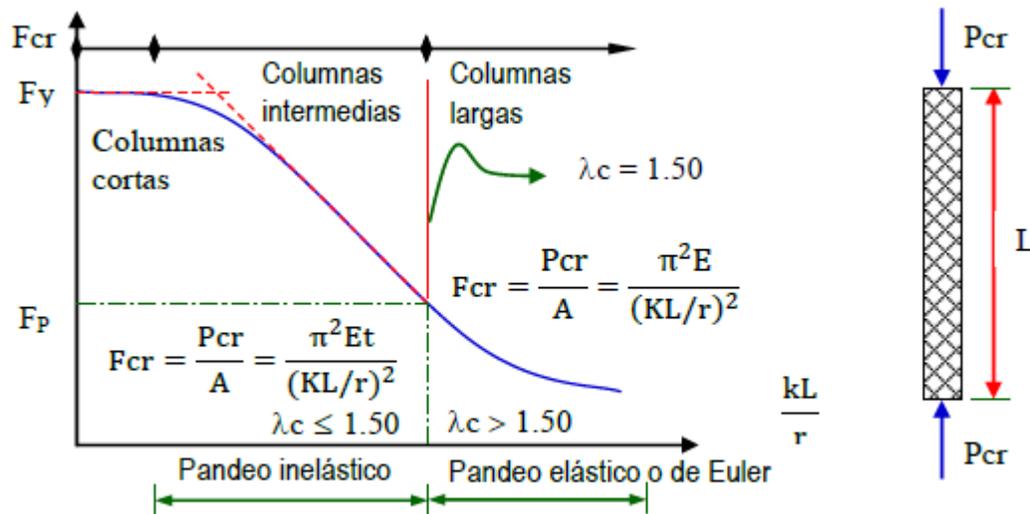


Figura 38. Tipo de fallas en columnas sometidas a fuerza axial de compresión

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:

$$Si \lambda_c \leq 1.50 \rightarrow F_{cr} = [0.658^{\lambda_c^2}] F_y \text{ (pandeo inelástico)} \quad (Ec 27)$$

$$\text{Si } \lambda c > 1.50 \rightarrow Fcr = \left[\frac{0.877}{\lambda c^2} \right] Fy \text{ (pandeo elástico)} \quad (Ec 28)$$

Dónde:

$$\lambda c = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{Fy}{E}} = \sqrt{\frac{Fy}{Fe}} \quad (Ec 29)$$

Sin embargo el manual AISC-LRFD introduce un factor de reducción “ ϕ ” 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 $\phi < 1.0$. Además este no influye en el rango elástico por lo que no es modificada la Ec. 28.

Si:

$$\lambda c \sqrt{\phi} \leq 1.50 \rightarrow Fcr = 0.658^{\phi \lambda c^2} \phi Fy \quad (Ec 30)$$

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 K debe corregirse de acuerdo a los siguientes criterios. En el intervalo elástico, la rigidez de la columna es proporcional a ExI , mientras que en el intervalo inelástico la rigidez es más bien proporcional a $EtXI$, Et , modulo reducido.

2.3.4.4. 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 W son por lo general, las secciones más económicas para vigas y tienen una mayor cantidad de acero conectados en sus patines que las vigas S , 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.

2.3.4.4.1. 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 39.

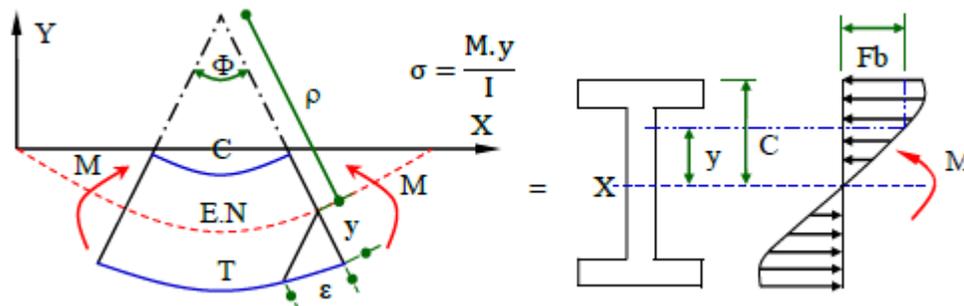


Figura 39. Representación típica del comportamiento real de una viga
 Fuente: Cristóbal Jiménez Mucho (2011) – Tesis: Análisis y diseño alternativo en acero estructural del Palacio Municipal del distrito de Santa Rosa de Melgar.

✓ 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 M_y 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 ($M_y = S \cdot F_y$).

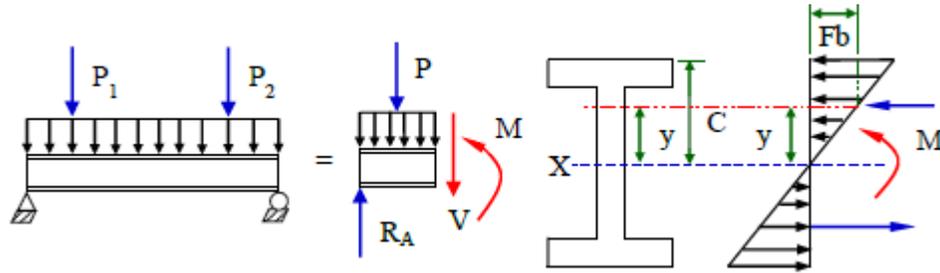


Figura 40. Diagrama de esfuerzo cortante de un miembro a flexión.
 Fuente: Cristóbal Jiménez Mucho (2011) – Tesis: Análisis y diseño alternativo en acero estructural del Palacio Municipal del distrito de Santa Rosa de Melgar.

El diagrama mostrada 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.

$$f_{max} = \frac{Mx_C}{I} = \frac{M}{I/C} \rightarrow f_{max} = \frac{M}{C} \rightarrow S = \frac{I}{C} \quad (Ec\ 31)$$

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.

$$Mn = Mp = (S \cdot Fy \cdot ydA) = Z \cdot Fy \rightarrow \begin{cases} Mp = Z \cdot Fy \\ My = S \cdot Fy \end{cases} \quad (Ec 32)$$

Dónde: ($Z = S \cdot ydA$), Modulo de sección plástica. 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 concibiéndose las rotulas plásticas los que serán estudiadas a partir de distribución de esfuerzos de compresión y de tensión como se muestra en la figura 41.

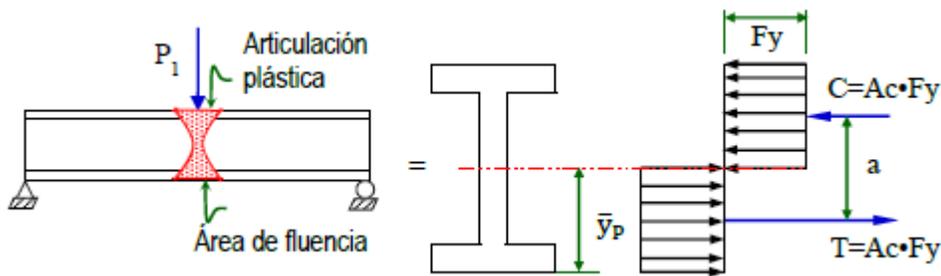


Figura 41. Articulación plástica en una viga por la presencia de la carga concentrada.

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

Si: Ac , At 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 \bar{y}_p divide a dos secciones transversales iguales en perfiles simétricos respecto al eje de flexión, los ejes neutros elástico y plástico es el mismo, el momento plástico Mp es el par resistente formado por las dos fuerzas iguales y opuestas.

$$Mp = [Fy(At)a] = Fy(At)a \rightarrow Mp = Fy \left(\frac{A}{2} \right) a = ZFy \quad (Ec 33)$$

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

2.3.4.4.2. 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.

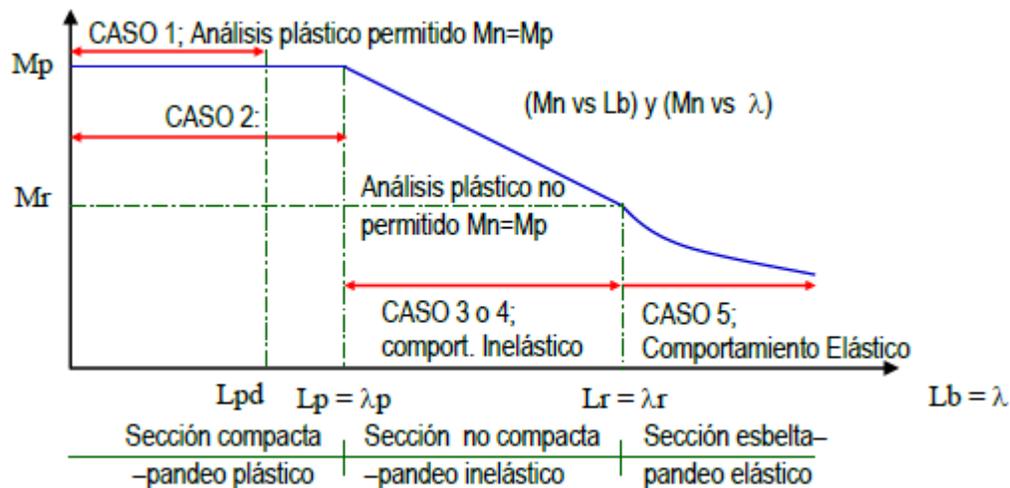


Figura 42. Momento M_n en función de L_b sin apoyo lateral del patín a compresión.

Fuente: Luis F. Zapata Baglietto (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 ($M_u \leq \phi b \cdot M_n$), donde, $\phi b = 0.90$ (factor de resistencia a flexión), $M_n = M_p \leq 1.20 \cdot M_y \rightarrow Z_x \cdot F_y \leq 1.20 \cdot S_x \cdot F_y$ (resistencia nominal en flexión) y M_u resistencia requerida 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 λ_p ($\lambda \leq \lambda_p$); siendo aplicable al diseño plástico en acero.

$$L_{pd} = \frac{3600 + 2200 \left(\frac{M1}{M2} \right)}{F_y \text{ (Ksi)}} r_y \quad (Ec 34)$$

Caso 2: Cuando se alcanza el momento plástico ($M_n = M_p$) pero con relativamente pequeña rotación ($R < 3.0$), sin 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 $C_b = 1.00$.

$$M_n = M_p \leq 1.20M_y \rightarrow ZF_y \leq 1.20SF_y \rightarrow L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y \text{ (Ksi)}}} \quad (Ec 35)$$

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:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (Ec 36)$$

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.

$$L_r = \frac{r_y x_1}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 (F_y - F_r)^2}} \rightarrow \begin{cases} x_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \\ x_2 = \frac{4C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 \end{cases} \quad (Ec 37)$$

Donde: E , módulo de elasticidad del acero, módulo de elasticidad al corte ($G = \frac{E}{2(1+\mu)}$), constante de torsión ($J = \left[\frac{1}{a} - 0.21 \frac{b}{h} \left(1 - \frac{b^4}{12h^4} \right) \right] b^3 h$), 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 límite general cuando la resistencia nominal de momento M_n 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 ($\lambda_p < \frac{hc}{tw} < \lambda_r$) y del patín ($\lambda_p < \frac{bf}{2tf} < \lambda_r$).

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (Ec 38)$$

Y para el estado límite de pandeo lateral-torsional ($L_p < L_b \leq L_r$):

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \leq M_p \quad (Ec 39)$$

Donde: ($\lambda = L_b/ry$), ($\lambda_p = L_p/ry$) y ($\lambda_r = L_r/ry$). Finalmente el factor de modificación de momentos y siempre en cuando la carga aplicada sea uniforme sobre la longitud no soporta L_b , entonces la gradiente de momentos se calcula con la expresión:

$$C_b = \frac{12.50M_{max}}{2.50M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 1.00 \quad (Ec 40)$$

Para considerar la gradiente de momento cualquiera sea el tipo de curvatura, se calculara C_b en función de los momentos de sus extremos con la expresión:

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.30 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \cong \left(\frac{1}{0.60 \pm 0.40 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)} \right) \leq 2.30 \quad (Ec 41)$$

Donde: ($M_1 < M_2$), son los momentos en los extremos de la viga. Si M_1 o $M_2 = 0$, la relación $M_1/M_2 = 1.0$. La relación M_1/M_2 es positivo cuando se presenta curvatura doble y negativo cuando se presenta curvatura simple, $C_b = 1$ para vigas en vuelo sin soporte lateral.

Casos 5: Estado limite general donde la resistencia nominal M_n 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 λ_r , y para secciones I con simetría doble y canales, se determina con la siguiente expresión:

$$M_n = M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} \quad (Ec 42)$$

$$M_n = M_{cr} = \frac{C_b S_x X_1 \sqrt{2}}{\left(\frac{L_b}{r_y}\right)} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2 \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^2}} \leq C_b M_r \quad (Ec 43)$$

Por otro lado si un elemento no atiesado es una pieza proyectante con un borde libre, paralelo a la dirección de la fuerza de compresión, en tanto que un elemento atiesado está soportado a lo largo de los dos bordes en esa dirección.

En función de la relación ancho-espesor del miembro y de sí éstos están atiesados o no, los elementos se pandearán bajo diferentes condiciones de esfuerzo.

✓ 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 λ_p , dados por la Tabla 13.

✓ 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. Las secciones no compacta son aquellas con relación ancho-espesor mayores que λ_p pero menores que λ_r .

✓ Elementos esbeltos a compresión

Estos elementos tienen relaciones ancho-espesor mayor que λ_r 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.

Tabla 13. Limite ancho - espesor para elementos a compresión (AISC-LRFD)

Descripción de los elementos		Relaciones Limite Ancho - espesor		
		λ	λ_p Compacta	λ_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] $2700/F_y$	$3300/F_y$ $8970/F_y$
Patines de vigas I laminadas y de canales a flexión.		$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{65}{\sqrt{F_y}} [C]$	$\frac{141}{\sqrt{F_y - Fr}} [e]$
Patines de vigas I híbridas o soldadas en flexión.		$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{65}{\sqrt{F_y f}}$	$\frac{162}{\sqrt{(F_y f - Fr)/k_c}} [f]$
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	$\frac{127}{\sqrt{F_y}}$

- [a] Para las vigas híbridas, use el esfuerzo de fluencia en patín (F_y) en lugar de F_y .
- [b] Se asume área neta de placas en el agujero más ancho.
- [c] Asume una capacidad de rotación inelástica de 3. Para las estructuras en zonas de sismos altos, puede ser necesaria una mayor capacidad de rotación.
- [d] Para el diseño plástico use $(1300/F_y)$.
- [e] Esfuerzo de compresión residual en el ala o patín use: 10.00 Ksi para perfiles laminados y 16.50 Ksi para perfiles soldados.
- [f] ($k_c = \frac{4}{\sqrt{hc/tw}}$), pero no menos de: $0.35 \leq k_c \leq 0.763$.
- [g] Para miembros con patines desiguales, F_y es el esfuerzo mínimo de fluencia especificado de acuerdo al tipo de acero que se usa.

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

2.3.4.4.3. 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 $L/360$ para edificaciones resultantes de las condiciones de cargas actuantes:

Para una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida.

$$\Delta_{\max} = \frac{5WL^4}{384EI} \quad (Ec 44)$$

Para una viga simplemente apoyada con una carga puntual en el centro del claro.

$$\Delta_{\max} = \frac{PL^3}{48EI} \quad (Ec 45)$$

2.3.4.4.4. 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 ($f_v = VQ/Ib$). Donde: 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 bf , ancho de la sección al nivel del esfuerzo que se busca.

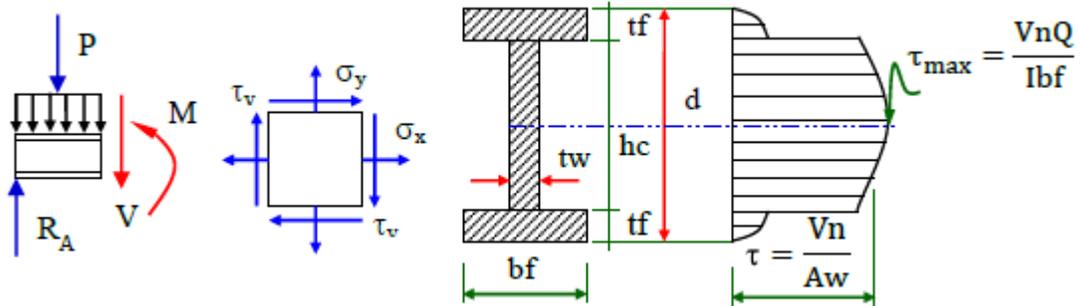


Figura 43. Representación esquemática del diagrama de esfuerzo de corte.
Fuente: Cristóbal Jiménez Mucho (2011) – Tesis: Análisis y diseño alternativo en acero estructural del Palacio Municipal del distrito de Santa Rosa de Melgar.

De acuerdo a la teoría de la “energía de distorsión” y de la figura 43 el esfuerzo de fluencia al corte ($\tau = Vn/Aw$) es igual al esfuerzo de fluencia (F_y) de tensión o compresión dividido por $\sqrt{3}$, es decir equivalente al 60% del esfuerzo de fluencia ($Vn = 0.60 \cdot F_y \cdot Aw$), donde el área del alma (Aw), es igual al peralte total de la sección o solo del alma (d o hc), para vigas laminadas o soldadas respectivamente, multiplicado por el espesor del alma (tw). Según las especificaciones AISC-LRFD y RNE. E-090, se presenta tres casos de fallas y esta será verificada por la expresión de la cortante nominal ($Vn = 0.60 \cdot F_y \cdot Aw$):

Fluencia del alma; todos los perfiles W y C del manual AISC-LRFD queda en esta clasificación; siempre en cuando no exceda la expresión ($\phi_v \cdot Vn = \phi_v \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot Aw$):

a. Si: $\frac{hc}{tw} \leq 187 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}}$ (F en Ksi) $\rightarrow \phi_v Vn = \phi_v \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot Aw$ (Ec 46)

- b. Para secciones con relación ancho-espesor en su alma mayor al límite antes indicado, se espera que ocurran pandeos inelásticos o elásticos, donde los esfuerzos deben reducirse con la relación del esfuerzo crítico de pandeo del alma al esfuerzo de fluencia del material del alma para prevenir los problemas ya citados:

Pandeo elástico del alma:

$$Si: \frac{hc}{tw} > 234 \sqrt{\frac{k}{F_{y_w}}} \rightarrow \phi_v V_n = \phi_v A_w \left[\frac{44000k}{(hc/tw)^2 F_{y_w}} \right] \quad (Ec 47)$$

Pandeo inelástico del alma:

$$Si: 187 \sqrt{\frac{k}{F_{y_w}}} \leq \frac{hc}{tw} \leq 234 \sqrt{\frac{k}{F_{y_w}}} \rightarrow \phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_{y_w} A_w \left[\frac{187 \sqrt{\frac{k}{F_{y_w}}}}{\frac{hc}{tw}} \right] \quad (Ec 48)$$

Donde: F_{y_w} es el esfuerzo mínimo especificado de fluencia del alma, $\phi = 0.90$ y la constante $(k = 5 + \frac{5}{(a/h)^2})$, donde $k = 5$ si $(a/h > 3)$ o $(a/h > [\frac{260}{h/tw}]^2)$, a , distancia entre atiesadores o rigidizadores transversales del alma, h (distancia libre entre alas menos el radio de la esquina o filete para perfiles laminados) o (distancia libre entre alas para perfiles soldados).

2.3.4.5. 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.

2.3.4.5.1. 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

McCormac (2008) expresa que en elementos viga-columna de un pórtico arriostrado sometido a carga axial y momento a lo largo de su longitud no soportada, se desplazará lateralmente en el plano de flexión, resultando un momento secundario igual a la carga de compresión axial multiplicada por flexión lateral o excentricidad, es decir al momento del miembro se incrementa ($Pu\delta$) figura 44a, ocasionado una deflexión lateral adicional que causará un momento mayorado de tipo local ($M_1 = M_{nt} + Pu\delta$), y en un pórtico no arriostrado también se presentan momentos secundarios adicionales por ladeo o desplazamiento lateral ($Pu\delta$) figura 44b, este momento se presenta en todas las columnas de un entrepiso siendo de fenómeno global expresado por ($M_2 = M_{lt} + Pu\delta$).

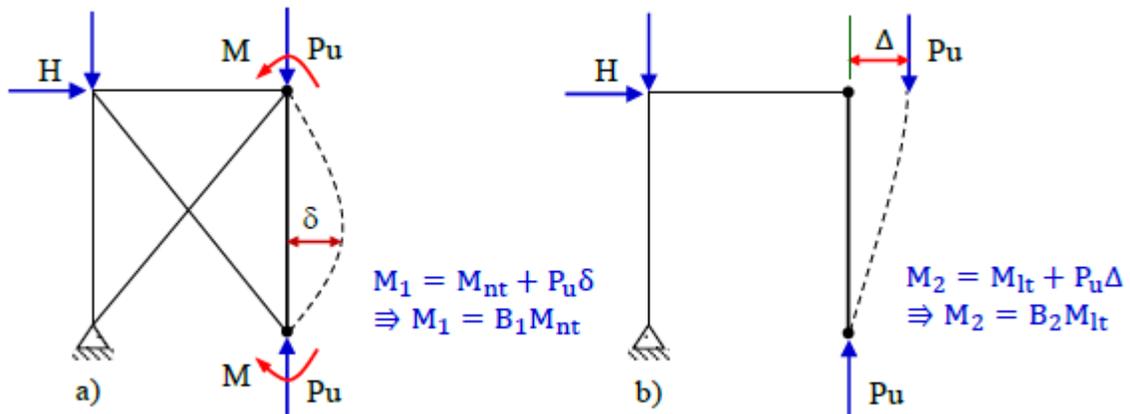


Figura 44. Momentos de 1er y 2do orden en pórticos arriostrados y no arriostrados.

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

El manual AISC-LRFD (2005) especifica que el momento final (M_u) que estima los momentos de primer y segundo orden en un miembro sometido a flexo-compresión es:

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (Ec 49)$$

Donde: (B_1), factor de amplificación que toma en cuenta los efectos $P\delta$ y (B_2), factor de amplificación que toma en cuenta los efectos $P\Delta$, Mnt es la resistencia requerida en flexión de pórticos arriostrados (sin traslación, “ nt ” se refiere a “no traslación” del pórtico), Mlt es el resistencia requerida en flexión de pórticos sin arriostrar (con traslación, “ lt ” se refiere a “traslación lateral”).

2.3.4.5.2. Factores de amplificación

Según McCormac (2008) los factores de amplificación son B_1 y B_2 . Con B_1 se estima el efecto $Pu\delta$ para una columna, este o no el marco soportado contra el lado. Con se estima el efecto $Pu\delta$ 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), B_1 (magnificador de momentos) es usado solo para amplificar los momentos Mnt :

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{Pu}{Pe_1}} \geq 1.0 \quad (Ec 50)$$

Donde: Pu es la resistencia requerida en compresión axial del miembro y Pe_1 , resistencia al pandeo del Euler $Pe_1 = \frac{AFy}{\lambda c^2}$ para un marco arriostrado, λc es el parámetro de esbeltez $\lambda c = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{Fy}{E}}$, para el diseño se utiliza longitud efectiva (KL), es decir el factor de longitud efectiva es $K \leq 1.0$, en condición arriostrada y así mismo el radio de giro definido en el capítulo de elementos de compresión pura se resuelve $A = \frac{I}{r^2}$, sustituyendo estos valores se obtiene la expresión:

$$Pe_1 = \frac{AFy}{\lambda c^2} = \frac{\frac{I}{r^2} Fy}{\left[\frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{Fy}{E}} \right]^2} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \rightarrow \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad (Ec 51)$$

El factor C_m basado en el análisis elástico de primer orden, aplicado únicamente a la condición arriostrada (sin traslación lateral del pórtico).

Asumiendo aquellos con y sin carga transversal, cuyo valor deberá tomarse como sigue:

- a. Para elementos en compresión impedidos de traslación en sus juntas o ladeo y sin carga transversal entre sus apoyos en el plano de flexión.

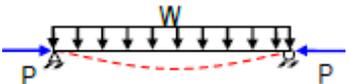
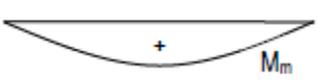
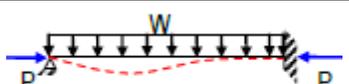
$$M_e = C_m M_2 \rightarrow C_m = 0.60 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (Ec 52)$$

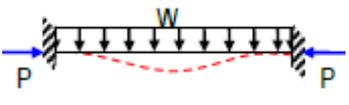
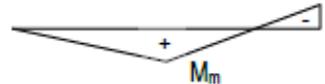
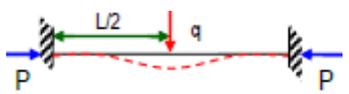
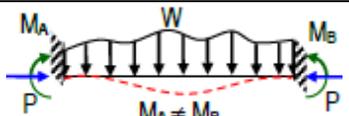
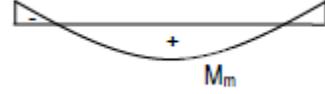
Donde: (M_1/M_2) es la relación del menor al mayor momento en los extremos de la longitud no arriostrado en el plano de flexión ($M_1 \leq M_2$), es positivo cuando el diagrama de momentos cambia de signo (doble curvatura) y es negativo cuando no cambia (curvatura simple), En caso del que $M_1 = 0$ o $M_2 = 0$ la relación $(M_1/M_2) = 1.0$.

- b. Para elementos en compresión sujetos a cargas transversales entre sus apoyos y soportados contra traslación de nudos en el plano de carga (pórticos arriostrados), el valor de m puede determinarse analíticamente, por medio de la ecuación 53 y con el apoyo de la tabla N° 2.13, en diferentes condiciones de extremo:

$$C_m = 1 + \psi \alpha \rightarrow C_m = \psi \frac{Pu}{Pe_1} \quad (Ec 53)$$

Tabla 14. Factores C_m , para diferentes condiciones de carga y apoyo

	Sistema de Carga	Cm Momento [+]	Cm Momento [-]	Momento flector de primer orden
1		$1+0.2\infty$	-	
2		1.00	-	
3		$1-0.2\infty$	-	
4		$1-0.3\infty$	$1-0.4\infty$	

5		$1-0.4\infty$	$1-0.4\infty$	
6		$1-0.4\infty$	$1-0.3\infty$	
7		$1-0.6\infty$	$1-0.2\infty$	
8		$1+\psi\infty$	No disponible	

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

Por otro lado el manual AISC-LRFD (2005), para miembros cargadas transversalmente, recomienda el empleo de los siguientes valores:

- $C_m = 0.85$; Para elementos cuyos extremos restringidos contra rotación en el plano de flexión (conexiones empotrados).
- $C_m = 1.00$; Para elementos cuyos extremos no restringidos contra rotación en el plano de flexión (conexiones articulados).

✓ Marcos no contraventeados 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.

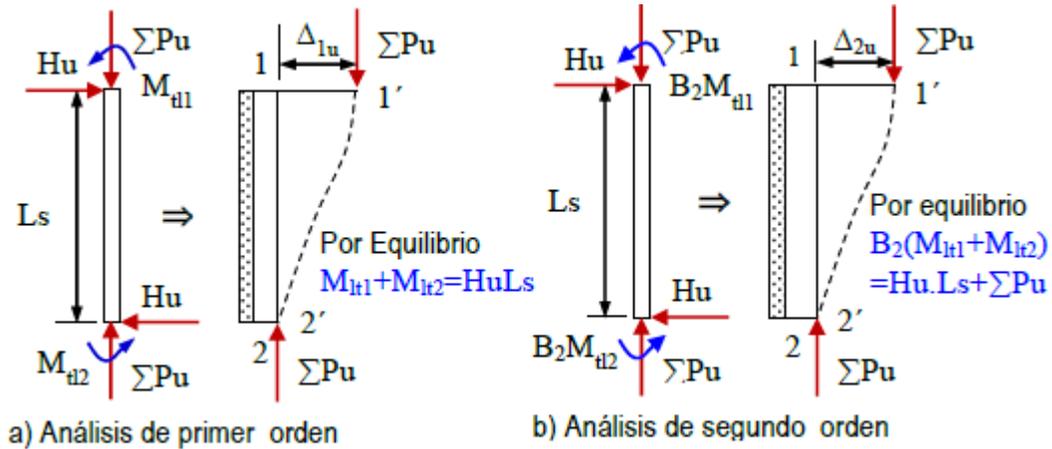


Figura 45. Análisis esquemático de pórticos no arriostrados lateralmente.
Fuente: Cristóbal Jiménez Mucho (2011) – Tesis: Análisis y diseño alternativo en acero estructural del Palacio Municipal del distrito de Santa Rosa de Melgar.

Por equilibrio; Análisis de primer orden: $\sum M = 0$; $(M_{t1} + M_{t2} = H_u L_s)$. La deflexión del desplazamiento lateral figura 45a, causa que la carga de gravedad $\sum P_u$ actúe con una excentricidad y el momento de la fuerza lateral $H_u L_s$, es incrementado por $\sum P_u \Delta_{1u}$ es decir el momento actuante es $H_u L_s + \sum P_u \Delta_{1u}$, que incrementara el desplazamiento horizontal a Δ_{2u} como se muestra en la figura 45b.

El momento final de equilibrio (incluido el efecto $P - \Delta$); Análisis de segundo orden: $\sum M = 0$; $(B_2(M_{t1} + M_{t2}) = H_u L_s + \sum P_u \Delta_{2u})$. AISC-LRFD define como el factor de amplificación y los momentos M_{t1} y M_{t2} son los momentos primarios resultantes de un análisis bajo cargas factorizadas, sustituyendo la ecuación de momento de primer orden en la ecuación del momento de segundo orden y resolviendo se tiene:

$$B_2 = \frac{H_u L_s + \sum P_u \Delta_{2u}}{H_u L_s} \quad (Ec 54)$$

En la figura 45a se observa que hay una proporcionalidad entre H_u y el desplazamiento Δ_{1u} que se expresa: $\Delta_{1u} = \beta H_u$ siendo β el factor de proporcionalidad, y la carga amplificada equivalente en la figura 45b es el momento amplificado dividido por L_s .

Carga equivalente lateral es igual a $H_u + \frac{\sum P_u \Delta_{2u}}{L_s}$, también es expresado como: $\Delta_{2u} = \beta H_u \rightarrow \beta [H_u + \frac{\sum P_u \Delta_{2u}}{L_s}]$, y sustituyendo Δ_{1u} por βH_u se tiene:

$\Delta_{2u} = \Delta_{1u} + \frac{\Delta_{1u} \sum Pu \Delta_{2u}}{Hu.Ls}$ despejando $\Delta_{2u}: \Delta_{2u} = \frac{\Delta_{1u}}{1 - \sum Pu \left(\frac{\Delta_{1u}}{Hu.Ls} \right)}$ Finalmente esta expresión es llevada al factor de amplificación del momento en pórticos no arriostrados en donde Hu es la fuerza cortante en el entrepiso: $B_2 = \frac{1}{1 - \sum Pu \left(\frac{\Delta_{1u}}{Hu.Ls} \right)}$ obteniéndose las siguientes expresiones:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{\sum Pe_2}} \quad (Ec 55)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu \left[\frac{\Delta_{oh}}{L} \right]}{\sum H}} \quad (Ec 56)$$

Donde: $\sum Pu$, es la resistencia axial necesaria de compresión del entrepiso sujeto a desplazamiento lateral, $\left(\frac{\Delta_{oh}}{L} \right)$ representa la distorsión relativa de entrepiso en estudio, Δ_{oh} deformación lateral del piso cuando actúa la carga Hu , $\sum H$ es la suma de todas las fuerzas horizontales de piso que producen Δ_{oh} , L altura del entrepiso y $Pe_2 = Pe_1$.

2.3.4.5.3. Diseño de elementos a flexo – compresión

El manual AISC-LRFD (2005) indica que para fines de diseño, es recomendable diseñar los miembros verticales de tal manera que se cumpla la condición que la suma de los momentos en los extremos de la viga no serán menor que 1.5 veces la suma de los momentos en los extremos de las columnas que concurren en el nudo $\sum M_{col} \geq 1.5 \sum M_{vig}$. Esto con el fin de garantizar el criterio de “columna fuerte y viga débil” en el diseño sismorresistente de edificios. El manual AISC-LRFD recomienda para diseño de elementos a flexo-compresión (sometidos a flexión más la carga de compresión axial) el método LRFD:

$$Para: \frac{Pu}{\phi c Pn} \geq 0.20: \frac{Pu}{\phi c Pn} + \frac{8}{9} \left[\frac{Mux}{\phi b M_{nx}} + \frac{Muy}{\phi b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (Ec 57)$$

$$Para: \frac{Pu}{\phi c Pn} < 0.20: \frac{Pu}{2\phi c Pn} + \left[\frac{Mux}{\phi b M_{nx}} + \frac{Muy}{\phi b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (Ec 58)$$

Dónde: Pu , resistencia requerida a compresión axial, Pn es la resistencia nominal a la compresión, Mux y Muy son la resistencia requerida a flexión alrededor del eje “X e Y”, incluido los efectos de segundo orden $M_{ux} =$

$B1M_{ntx} + B2M_{ltx}$, Mnx y Mny , resistencias nominales a flexión, $\phi_c = 0.85$, factor de diseño a compresión axial, $\phi_b = 0.90$, factor de diseño para miembros a flexión.

2.3.4.6. 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.

2.3.4.6.1. 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 15. Clasificaciones del tipo de conexiones

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

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

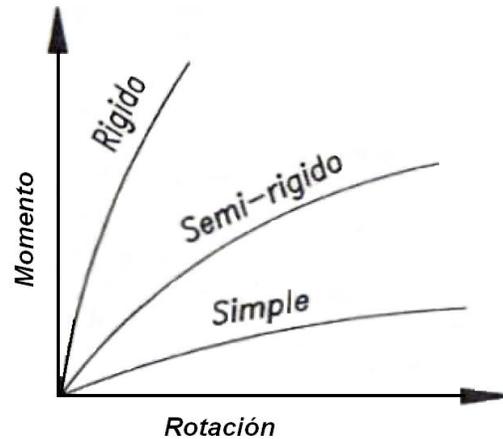


Figura 46. Diagrama de la clasificaciones de las conexiones.
 Fuente: Alacero (2010) – Modulo de uniones apernadas y soldada; Macro Steel Project.

✓ 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 47. 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.

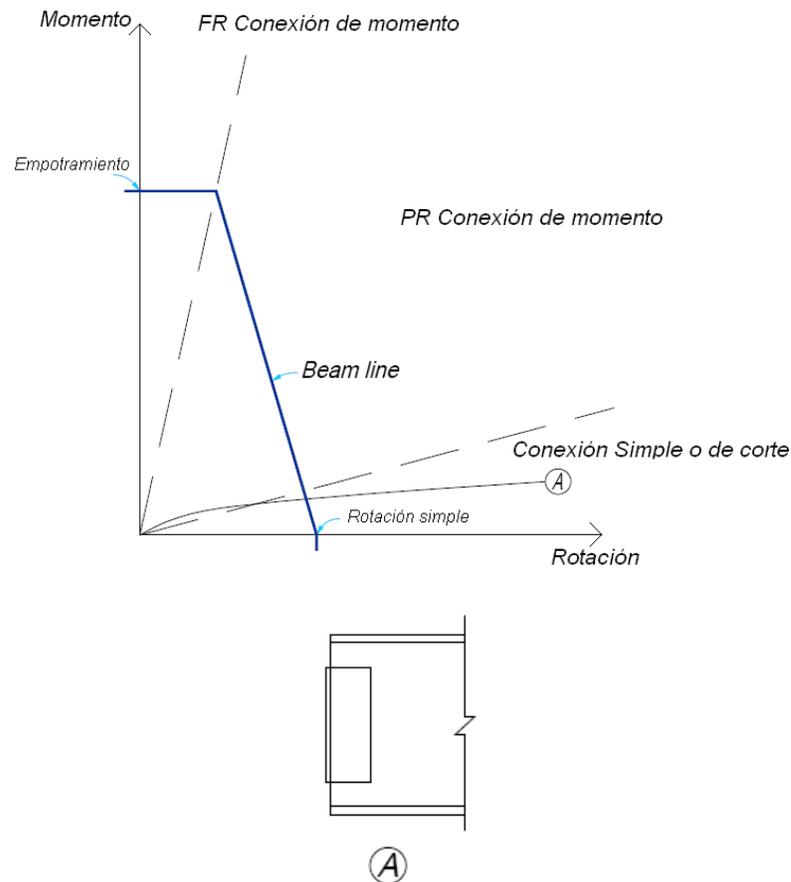


Figura 48. Comportamiento de la conexión simple o de corte.
 Fuente: Alacero (2010) – Modulo de uniones apernadas y soldada; Macro Steel Project.

✓ 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 49. Conexión de momento completamente restringida (FR).
 Fuente: Alacero (2010) – Modulo de uniones apernadas y soldada; Macro Steel Project.

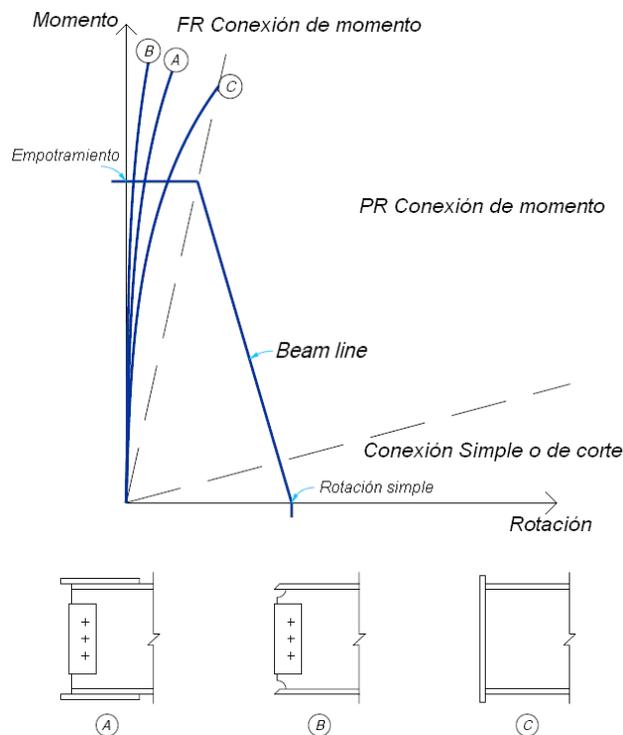


Figura 50. Comportamiento de la conexión de momento FR.
 Fuente: Alacero (2010) – Modulo de uniones apernadas y soldada; Macro Steel Project.

✓ 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.

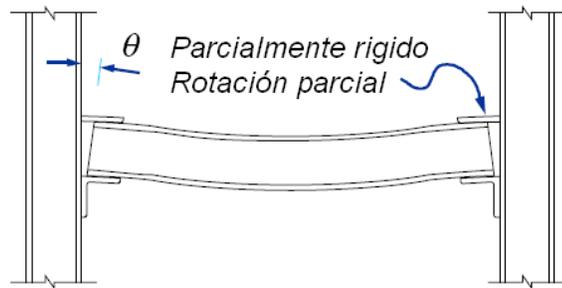


Figura 51. Conexión de momento parcialmente restringida.

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.

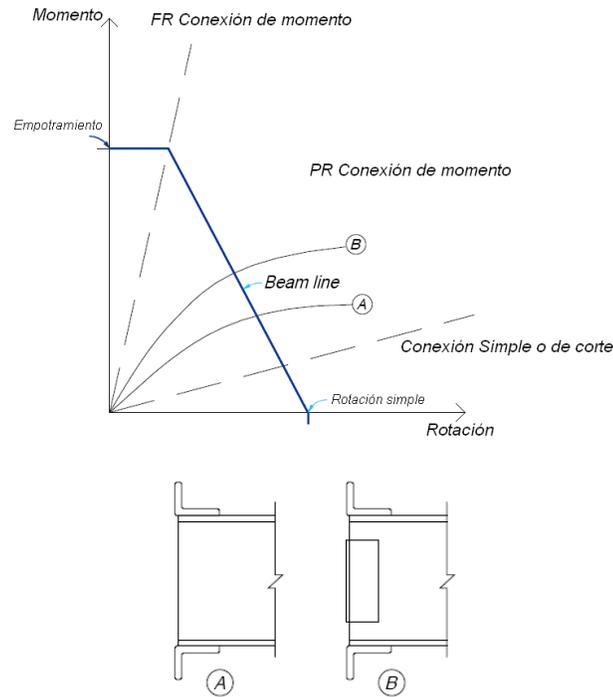


Figura 52. Comportamiento de la conexión de momento PR.
 Fuente: Alacero (2010) – Modulo de uniones apernadas y soldada; Macro Steel Project.

2.3.4.6.2. 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.

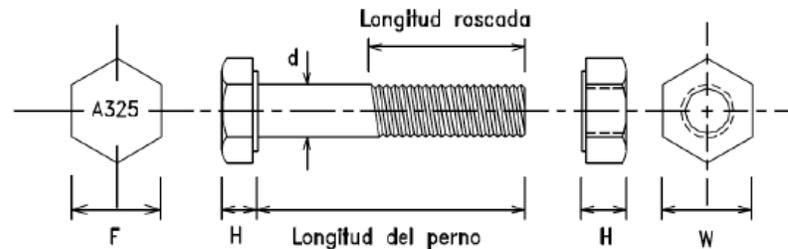


Figura 53. Esquema típico del tornillo de conexiones atornilladas
 Fuente: Luis F. Zapata Baglieto (2004) – Diseño estructural en acero.

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 $105 - 120\text{ Ksi}$ 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.

2.3.4.6.2.1. Tipos de conexiones atornilladas

✓ Conexiones tipo aplastamiento

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.

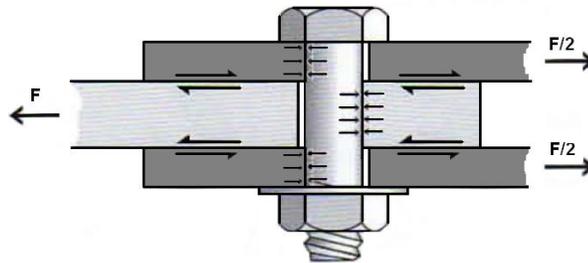


Figura 54. Conexión tipo aplastamiento.

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.

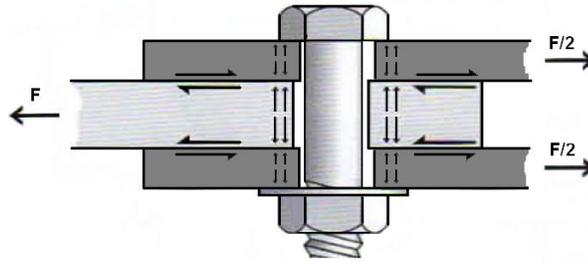


Figura 55. Conexión tipo deslizamiento crítico.

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

2.3.4.6.2.2. 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.

✓ **Tamaño y uso de perforaciones (AISC 2005 – J3.2)**

Los tamaños máximos de perforaciones para pernos se entregan en la Tabla J3.3 del Anexo 7.

✓ **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 $3d$.

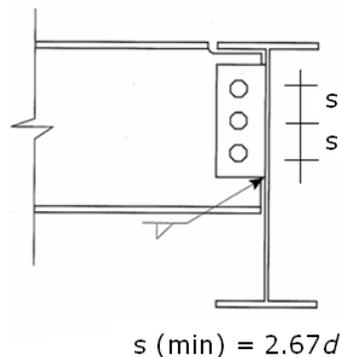


Figura 56. Espaciamiento mínimo de pernos.

Fuente: Alacero (2010) – Modulo de uniones apernadas 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 un 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 espaciamentos 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.

2.3.4.6.3. 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.

2.3.4.6.3.1. 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.

2.3.4.6.3.2. 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 sencillo con el resto.

2.3.4.6.3.3. 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.

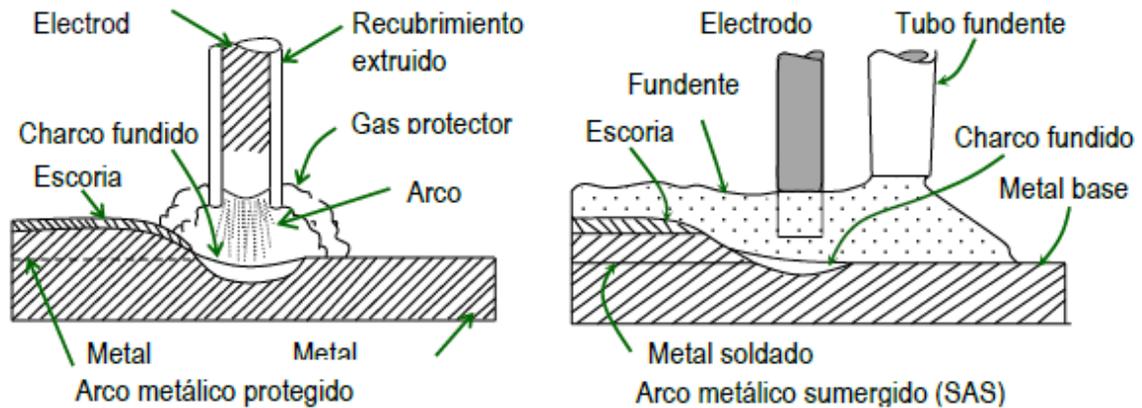


Figura 57. Tipos de soldadura en arco metálico

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_2 . 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 $EABXX$, donde E significa electrodo protegido, AB corresponden a los números de la resistencia mínima a tensión o a fractura en Ksi y los dígitos restantes XX identifica el tipo de corriente, polaridad o la posición (ver Anexo 10).

✓ Soldadura en arco sumergido

El electrodo es una varilla desnuda continua de acero. El arco se efectúa dentro de una capa gruesa de fundente que es un polvo inerte que aísla la soldadura de la atmósfera para que no se oxide. Este polvo se retira con una aspiradora y se guarda para otra ocasión. Este proceso es adecuado para máquinas automáticas o semiautomáticas, pero tiene el inconveniente que sólo realiza soldaduras "planas", si no el fundente se derrama. Los electrodos son designados por el prefijo F seguido por dos dígitos que indican F_u (esfuerzo de fractura del material depositado) y luego por $EXXX$ que designa el tipo de electrodo que se trata (ver Anexo 11).

2.3.4.6.3.4. 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.

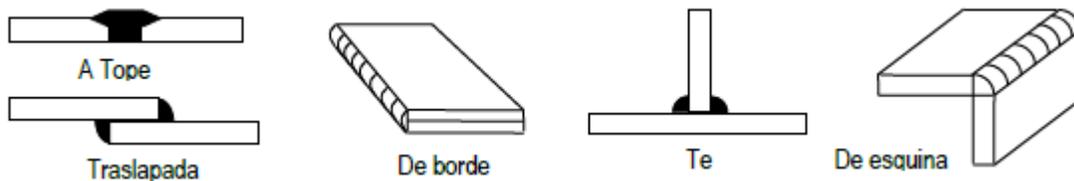


Figura 58. Tipos de juntas soldadas

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

2.3.4.6.3.5. 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.

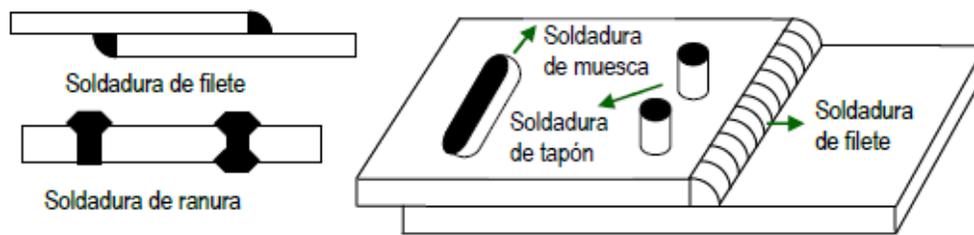


Figura 59. Clasificación de la soldadura

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

Según McCormac (2008) las soldaduras de filete han demostrado ser más débiles que las soldaduras de ranura; sin embargo, la mayoría de las conexiones estructurales se realizan con soldaduras de filete. Las soldaduras de ranura se usan cuando los miembros que se conectan están alineados en el mismo plano. Una soldadura de tapón es una soldadura circular que une dos piezas en una de las cuales se hacen la o las perforaciones necesarias para soldar. Una soldadura de muesca es una soldadura formada en una muesca o agujero alargado que une un miembro con otro a través de la muesca. La soldadura puede llenar parcial o totalmente la muesca. Estos tipos de soldadura se utilizan cuando los miembros se traslapan y no se tiene la longitud de filete de soldadura. Las soldaduras de tapón y de muesca no se consideran en general adecuadas para transmitir fuerzas de tensión perpendiculares a la superficie de contacto.

✓ Soldadura de ranura

McCormac (2008) expresa que cuando la penetración es completa y las soldaduras de ranura están sujetas a tensión o compresión axial, el esfuerzo en la soldadura se supone igual a la carga, dividida entre el área transversal neta de la soldadura. No es necesario preparar para unir material relativamente delgado menores a 5/16" de espesor. A medida que el material es más grueso, es necesario usar soldaduras de ranura en V y en doble V, es decir los miembros se biselan o preparan antes de soldar, para facilitar la penetración total de la soldadura. Es indudable que el refuerzo origina soldadura de ranura más fuertes, cuando van a estar sujetas a cargas estáticas. Sin embargo, cuando la conexión va a estar a cargas vibratorias y cíclicas, el refuerzo no resulta tan satisfactorio porque las concentraciones de esfuerzos parecen desarrollarse en el refuerzo y contribuyen a una falla más rápida (falla frágil). Para tales casos, una práctica común es suministrar refuerzo y luego rebajarlo enrasándolo con el material conectado. Cuando no se requieren secciones completas de soldaduras se les denomina soldaduras

de penetración parcial. Las soldaduras de ranura brindan esfuerzos residuales más altos y las preparaciones de biselado o empalmado de los bordes de los miembros por unir son muy costosos para su ensamblaje en la obra.

✓ Soldadura de filete

Según McCormac (2008) se ha demostrado que las soldaduras de filete son más resistentes a la tensión y a la compresión que al corte, de manera que los esfuerzos determinantes en soldaduras de filete que se establecen en las especificaciones para soldadura, son esfuerzos de corte. Cuando sea práctico usar soldadura de filete es conveniente arreglar las conexiones de modo que estén sujetas únicamente a esfuerzos de corte, y no a la combinación de corte y tensión o de corte y compresión. Cuando las soldaduras de filete se prueban a la ruptura, parecen fallar por corte en ángulos de aproximadamente 45° a través de la garganta. Por tanto, su resistencia se supone igual al esfuerzo de corte permisible por el área teórica de la garganta de soldadura. Para el filete de 45° o de lados iguales, el grueso de la garganta es de 0.707 veces el tamaño de la soldadura, pero tiene diferentes valores para soldaduras de filete de lados desiguales.

Limitaciones: El tamaño mínimo de las soldaduras de filete no debe ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas, ni menor que el tamaño que se muestra en la Tabla J2.4 del Anexo 12 Estas disposiciones no aplican para refuerzos de soldadura de filete en soldaduras de tope con junta de penetración parcial o completa.

2.3.4.6.3.6. Diseño de las soldaduras

McCormac (2008) expresa que el esfuerzo en una soldadura se considera igual a la carga P dividida entre el área de la garganta efectiva de la soldadura. En las soldaduras, el material del electrodo deberá tener propiedades del metal base. Si las propiedades son comparables se dice que el metal de aportación es compatible con el metal base. La resistencia de diseño de una soldadura específica se toma como el menor de los valores de $\phi \cdot F_W$ (F_W , resistencia nominal de la soldadura) y $\phi \cdot F_{BM}$ (F_{BM} , resistencia nominal del metal base). Para las soldaduras de filete la resistencia nominal por esfuerzos en el área efectiva de la soldadura es $0.60 \cdot F_{EXX}$ (F_{EXX} , resistencia por clasificación del metal base) y $\phi = 0.75$. Si se tiene tensión o compresión paralela al eje de la soldadura, la resistencia nominal del metal base F_{BM} es F_y y $\phi = 0.90$. La resistencia de diseño por cortante de los

miembros conectados es $\phi \cdot R_n \cdot A_{nv}$ en donde $\phi = 0.75$, $R_n = 0.60 \cdot F_u$ y A_{nv} es el área neta sujeta a cortante.

Tabla 16. Resistencia de diseño de soldaduras por el método LRFD

Tipo de soldadura y esfuerzo [a]	Material	Factor ϕ de resistencia	Resistencia nominal F_{BM} O F_W	Nivel de resistencia requerido [b,c]
Soldadura de ranura o acanalada con penetración completa				
Tensión normal al área efectiva	Base	0.90	Fy	Debe usarse soldadura "compatible"
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	Fy	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	0.60Fy $0.60F_{EXX}$	0.934
Soldadura de ranura o acanalada con penetración parcial				
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	Fy	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	0.60Fy $0.60F_{EXX}$	
Soldadura de filete				
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	Fy	

Soldadura de tapón o muestra				
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.				

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

Además de los esfuerzos nominales dados en la tabla N° 17, 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".

2.3.4.6.3.7. Diseño por resistencia a la rotura

✓ Resistencia a la rotura por 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 $\phi Rn = \phi(0.60Fu.Anv)$; donde: $\phi = 0.75$, Anv es el área neta sujeta a corte.

$$Rn = 0.60Fu.Anv \quad (Ec 59)$$

✓ 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 es $\phi Rn = \phi(Fu.Ant)$; donde: $\phi = 0.75$, Ant es el área neta sujeta a tensión.

$$Rn = Fu.Ant \quad (Ec 60)$$

✓ 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.

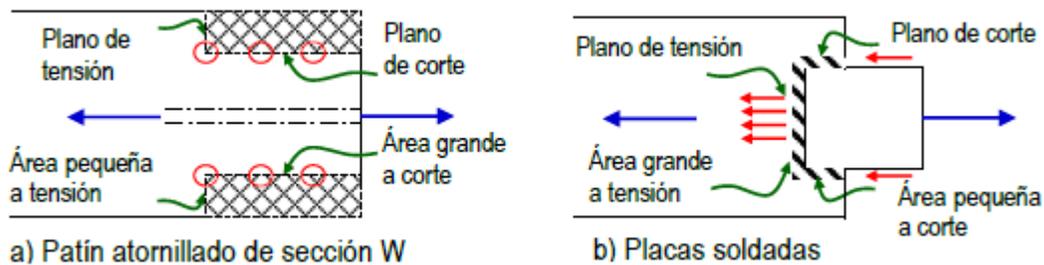


Figura 60. Bloques de cortante en conexiones atornilladas y soldadas.
 Fuente: McCormac (2008) - Diseño de estructuras de acero Método LRFD.

El AISC-LRFD considera que cuando ocurre una fractura en esta zona con alta capacidad de corte, la pequeña área a tensión ya ha fluido. Desde el punto de vista del bloque de corte que tiene un área grande a tensión y un área pequeña para el corte, además especifica que en este caso la fuerza resistente primaria contra la falla en el bloque de corte será de tensión y no de corte; entonces, la falla en el bloque de corte no puede ocurrir hasta que se fracture el área de tensión, es decir que el área de corte ya ha fluido. El diseño por bloque cortante se realiza con la hipótesis de que una de las dos superficies de falla se fractura y la otra fluye. Ecuación gobernante será la que constituya mayor fractura:

1.- Si: $F_u.Ant \geq 0.60F_u.Anv$; Fractura por tensión y fluencia por cortante:

$$\phi R_n = \phi(F_u.Ant + 0.60F_y.Agv) \quad (Ec\ 61)$$

2.- Si: $F_u.Ant < 0.60F_u.Anv$; Fractura por cortante y fluencia por tensión:

$$\phi R_n = \phi(F_u.Agt + 0.60F_y.Anv) \quad (Ec\ 62)$$

Donde: $\phi = 0.75$; Agv , área total sujeta a corte; Agt , área total sujeta a tensión; Anv , área neta sujeta a corte y Ant , área neta sujeta a tensión.

2.3.4.6.3.8. 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.

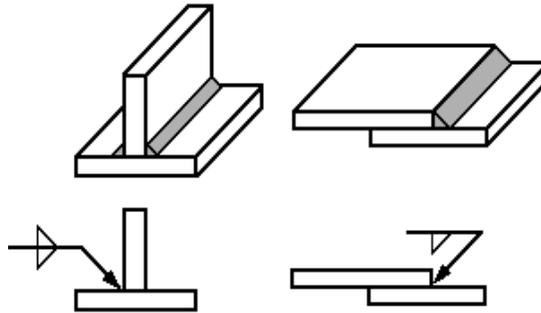


Figura 61. Representación gráfica de soldadura
 Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones

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.

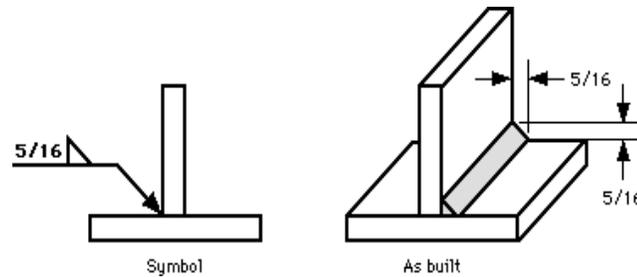


Figura 62. Soldadura de filete de caras iguales
 Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones

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.

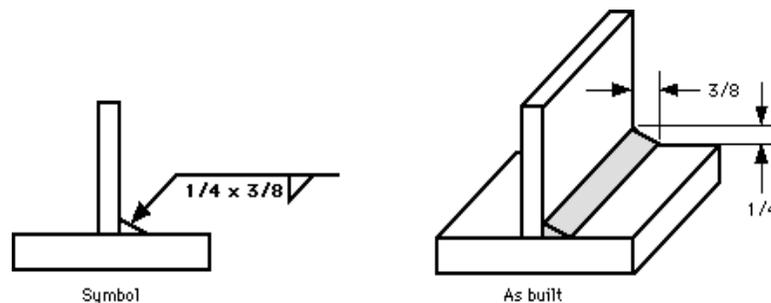


Figura 63. Soldadura de filete de dos caras desiguales.
 Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones

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.

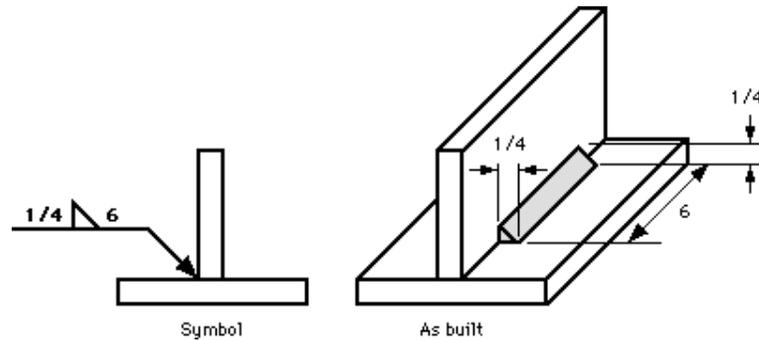


Figura 64. Puntos de cambio en soldadura.

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).

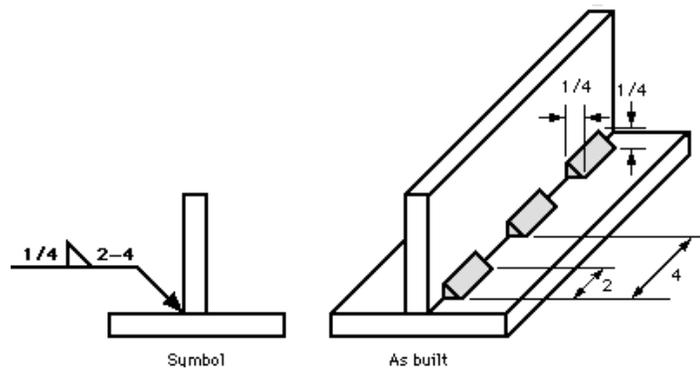


Figura 65. Soldadura intermedia o interrumpida.

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.

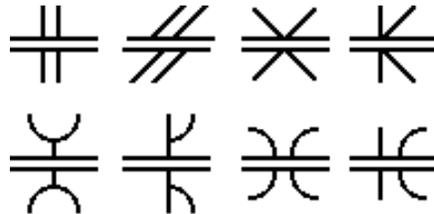


Figura 66. Tipologías de soldadura acanalada.
 Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones.

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.

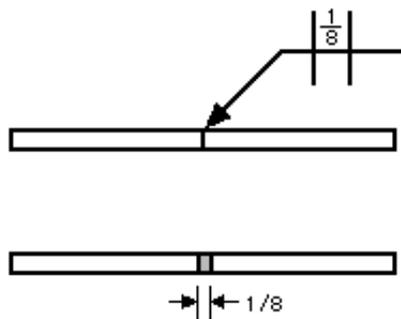


Figura 67. Soldadura de canal cuadrado.
 Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones

Las 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).

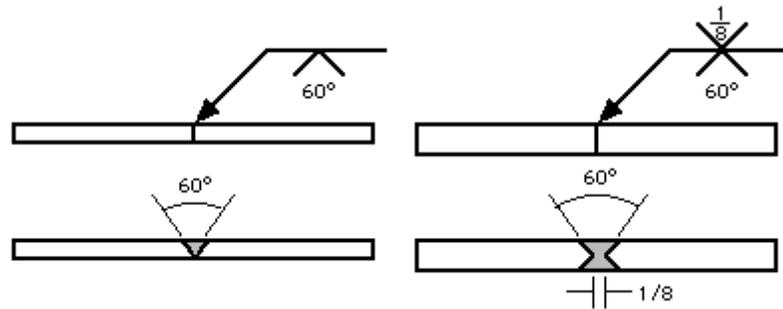


Figura 68. Soldadura en canal V.

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.

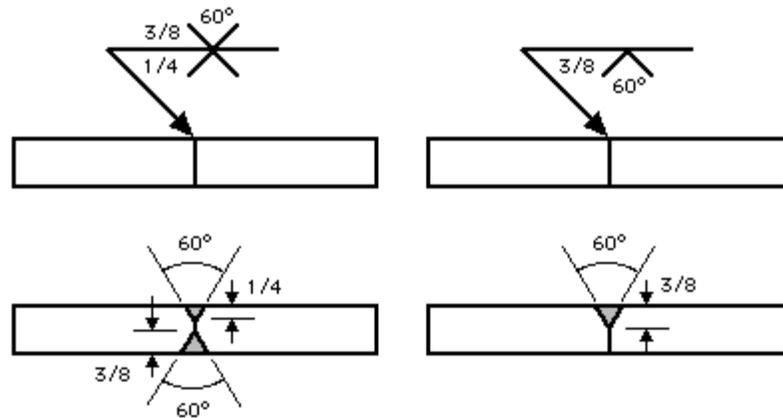


Figura 69. Soldadura en V con diferente profundidad.

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".

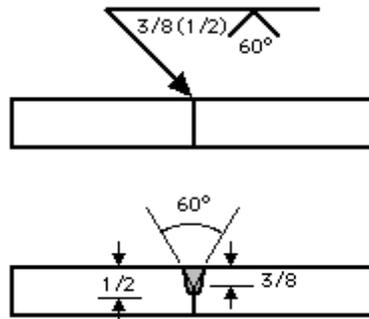


Figura 70. Profundidad de soldadura mayor que la profundidad del canal.
 Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones.

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).

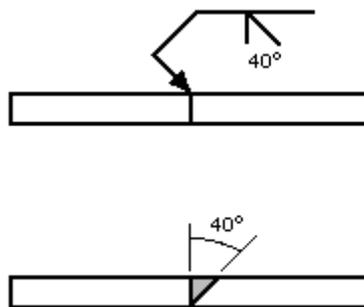
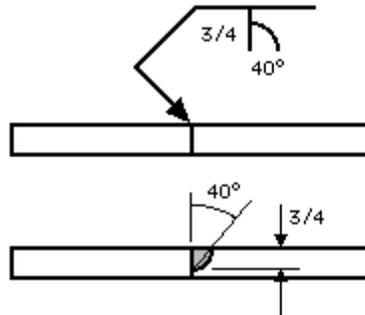


Figura 71. Bisel en el canal de soldadura
 Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones

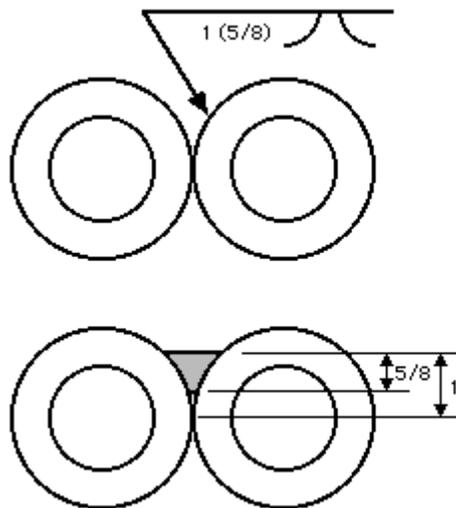
En la soldadura de canal "J", en la cual en uno de las láminas tiene un biselado cóncavo y la otra es dejada cuadrada, como con el bisel de la media "V" la línea perpendicular siempre aparecerá dibujada a la izquierda y

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.

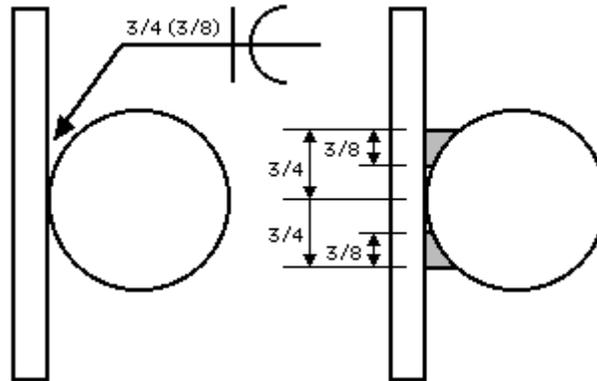


Figura 74. Soldadura de canal con bisel curvo.
 Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones.

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 penetración saliente, el cual está situado.

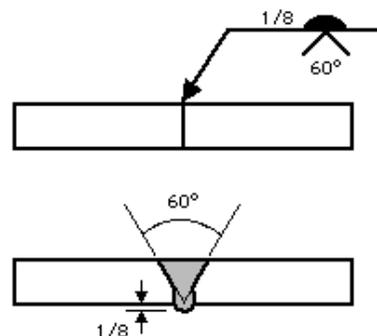
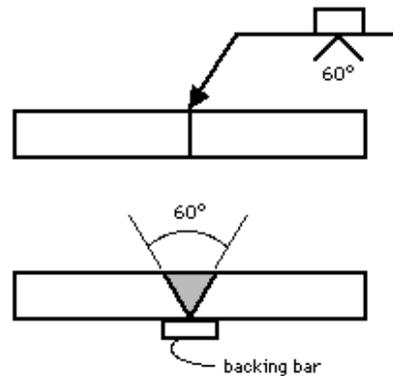


Figura 75. Refuerzo en canal de soldadura.
 Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones.

Cuando una barra o elemento de respaldo es usado para lograr la penetración necesaria de la junta, su símbolo es situado encima de la línea de referencia sobre el símbolo de la soldadura, si la barra es provisional y será removida al final de la soldadura, entonces la letra "R" es situada dentro del símbolo de la barra de respaldo, esta barra tiene el mismo símbolo que la soldadura de conexión y óvalos pero su contexto debe hacer siempre la clara intención del símbolo



*Figura 76. Reforzamiento en soldadura con barra.
Fuente: Carl (1981) – Soldadura: Procedimiento y aplicaciones.*

✓ Soldadura de conexión y ovalo

La soldadura de conexión y de óvalos es usada para unir láminas sobrepuestas una de las cuales tienen perforaciones (redondos para conexiones y ovalados o alargados para Óvalos). Metal soldado es depositado en estas perforaciones penetrando y fundiéndose con el metal base de las dos partes formando la junta, por limitaciones de dibujo gráfico, la penetración no es indicada en los símbolos pero en este tipo de soldadura la penetración es sumamente importante para la buena calidad de la soldadura.

En la soldadura de conexión el diámetro de cada conector es dado a la izquierda del símbolo y el espacio entre los conectores es dado a la derecha, en la soldadura de óvalos el ancho de cada ovalo es dado a la izquierda del símbolo, el largo y la distancia entre espacios (separados por un guión"-") son dados a la derecha del símbolo y la referencia del detalle en la cola.

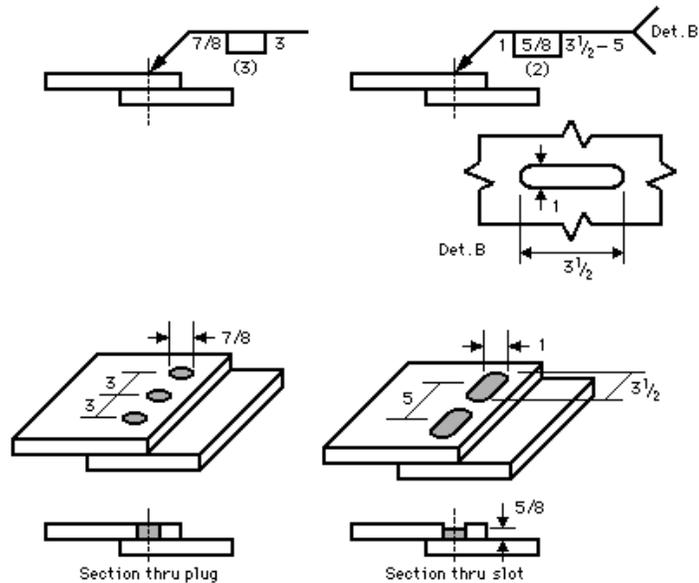


Figura 77. Soldadura de ovalo

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

El número de conectores u óvalos es dado entre paréntesis por encima o por debajo del símbolo de la soldadura, la indicación del "lado de la flecha" y "el otro lado" indican cual pieza tiene la(s) perforación(es); Si no está en las especificaciones el llenado total de esta perforación, entonces la profundidad es dada dentro del símbolo de la soldadura.

CAPITULO III

DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1. PARAMETROS

3.1.1. Materiales de construcción

- ✓ Superestructura y elementos secundarios: Acero Estructural A-36.
- ✓ Columnas: Acero ASTM 500 Grado A.
- ✓ Paredes Exteriores e interiores de los 2 niveles: De material liviano, como por ejemplo Drywall o Termomuro.
- ✓ Cielo raso: De Pvc con esqueleteado de aluminio.
- ✓ Entrepiso: Placa Colaborante Acero-Deck D600.

3.1.2. Propiedades mecánicas

Concreto

- ✓ Esfuerzo a la compresión: 210 kg/cm²
- ✓ Módulo de elasticidad: 217400 kg/cm²

Acero de refuerzo

- ✓ Punto de fluencia Grado 60: 4200 kg/cm²

Acero estructural

- ✓ Punto de fluencia A-36: 2530 kg/cm²
- ✓ Módulo de elasticidad: 2100000 kg/cm²

Suelo de cimentación

A falta de estudios se asume

- ✓ Capacidad de carga: 0.90 kg/cm²
- ✓ Peso promedio del suelo y la cimentación: 1.5 tn/m³
- ✓ Coeficiente de balasto: 3kg/cm³

Factores de reducción de resistencia

Para el concreto

- ✓ Compresión: 0.90
- ✓ Flexión: 0.90

✓ Cortante:	0.85
✓ Torsión:	0.85
✓ Aplastamiento:	0.70

Para el acero:

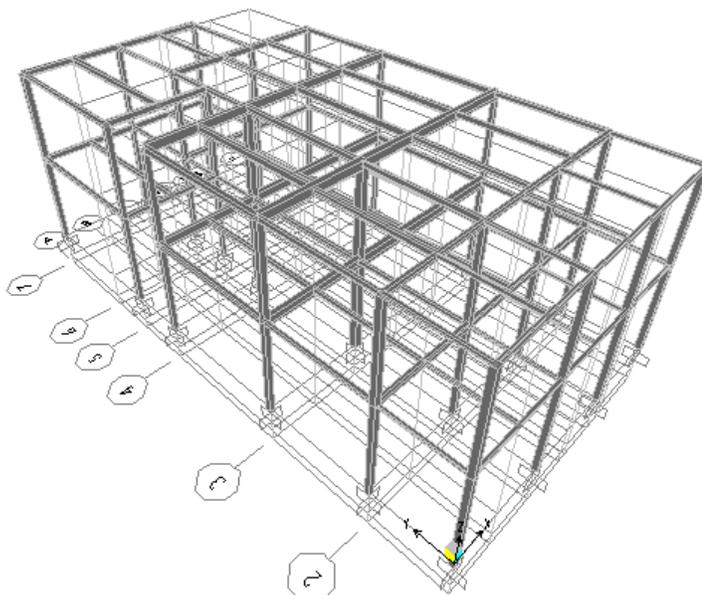
✓ Compresión:	0.90
✓ Flexión:	0.85
✓ Corte en pernos.	0.75
✓ Soldadura:	1.00

3.2. IDEALIZACION DE ESTRUCTURA

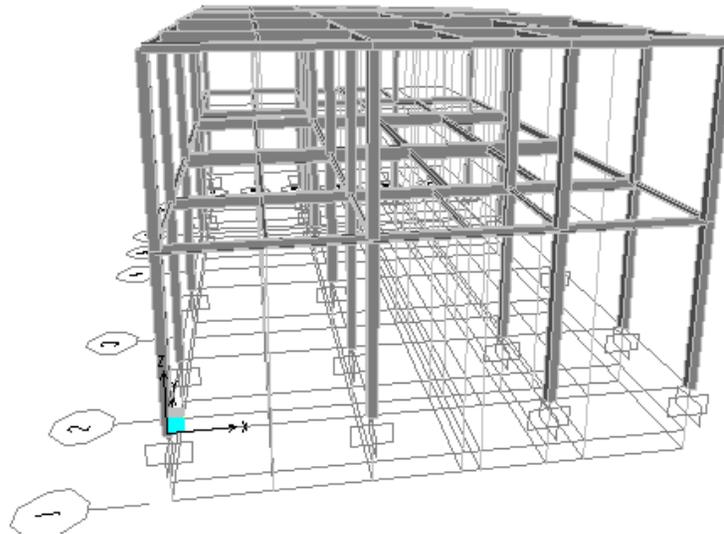
Después de haber analizado los requerimientos arquitectónicos que generaba el proyecto se procedió a hacer un modelo que representara la estructura sismorresistente del edificio, tomando como criterio los siguientes aspectos:

- ✓ Para las dimensiones de los claros en ambas direcciones se tomaron en cuenta distancias de centro a centro de ejes, estos ejes fueron propuestos de manera que su ubicación proporcionara al edificio una buena simetría y que el efecto de la torsión no sea un problema predominante en el comportamiento sísmico del edificio.

Vista general de la estructura



Vista frontal de la estructura



3.3. ESTIMACION DE CARGAS

3.3.1. 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 1.70 m de distancia. No se incluye el peso propio de la estructura en éste análisis debido a que el programa estructural SAP2000 lo hace de forma automática.

<i>P. p. placa colaborante:</i>	10.88 kg/m ²
<i>P. p. concreto sobre placa colaborante (e = 5.00cm):</i>	177.60 kg/m ²
<i>P. p. cielo raso:</i>	25.00 kg/m ²
<i>P. p. piso terminado:</i>	150.00 kg/m ²
<i>P. p. drywall:</i>	25.00 kg/m ²
<i>Carga Muerta (CM):</i>	388.48 kg/m²

3.3.2. Carga viva

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones, para edificaciones de vivienda se debe utilizar la carga viva de 200.00 kg/m^2 .

Carga Viva (CV): **200.00 kg/m²**

3.3.3. 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.

3.3.3.1. Espectro de diseño

Parámetros según E-030 (Diseño sismoresistente)

Categoría Edificio	C	U	1.0
Zona Sísmica	3	Z	0.40
Tipo de Suelo	S3	Tp (s)	0.90
		S	1.40
Coficiente de red.	Acero, Porticos Ductiles con Uniones Resistentes a Momentos		
		R	9.5
EstructReg(1),Irreg(2)	1	$S_s = \frac{ZUCS}{R} \times g \quad (\text{Aceleración Espectral})$ $C = 2.5 \times \frac{T_p}{T}; \quad C \leq 2.5 \quad (C = \text{Factor de Amplificación Sísmica})$	
R a usar =	9.500		
factor a escalar	1.000		

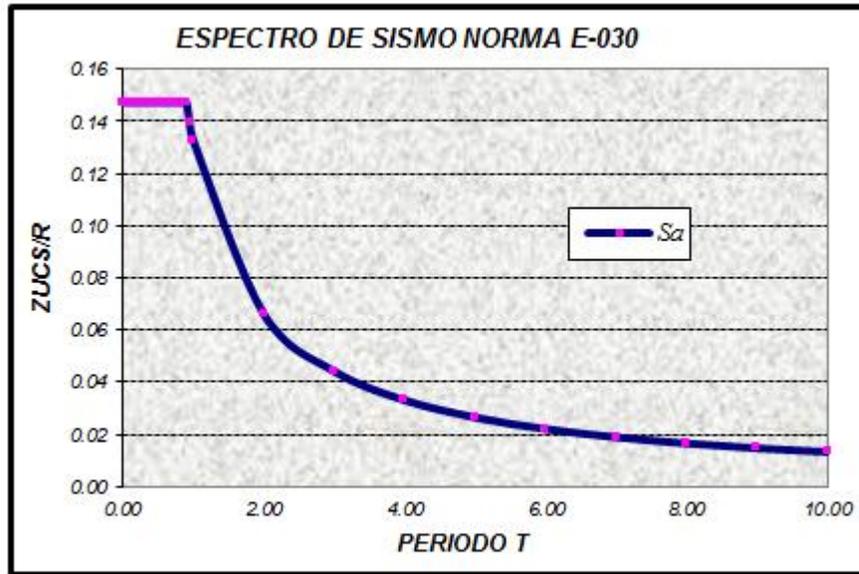
* Se considera dos casos para el análisis sísmico de la estructura

Sismo X: Fuerza sísmica actuando en la dirección transversal

Sismo Y: Fuerza sísmica actuando en la dirección longitudinal.

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

Espectro para diseño sísmico



T (s)	C	ZUCS/R
0.00	2.50	0.1474
0.02	2.50	0.1474
0.04	2.50	0.1474
0.06	2.50	0.1474
0.08	2.50	0.1474
0.10	2.50	0.1474
0.12	2.50	0.1474
0.14	2.50	0.1474
0.16	2.50	0.1474
0.18	2.50	0.1474
0.20	2.50	0.1474
0.25	2.50	0.1474
0.30	2.50	0.1474
0.35	2.50	0.1474
0.40	2.50	0.1474
0.45	2.50	0.1474
0.50	2.50	0.1474
0.55	2.50	0.1474
0.60	2.50	0.1474
0.65	2.50	0.1474
0.70	2.50	0.1474
0.75	2.50	0.1474
0.80	2.50	0.1474
0.85	2.50	0.1474
0.90	2.50	0.1474
0.95	2.37	0.1396

0.95	2.37	0.1396
1.00	2.25	0.1326
2.00	1.13	0.0663
3.00	0.75	0.0442
4.00	0.56	0.0332
5.00	0.45	0.0265
6.00	0.38	0.0221
7.00	0.32	0.0189
8.00	0.28	0.0166
9.00	0.25	0.0147
10.00	0.23	0.0133

3.4. PREDIMENSIONAMIENTO

3.4.1. Predimensionamiento de losa colaborante

Como se menciona en los párrafos anteriores, la separación entre viguetas de apoyo de la losa colaborante será menor a 1.70m, razón por la que los manuales de los fabricantes de Acero-Deck recomiendan que se adopte de acuerdo a la carga sobreimpuesta, es decir la carga muerta más la carga viva, pero descontando el peso propio del concreto que está sobre la placa colaborante.

Para este caso:

Carga Muerta (CM): **388.48 kg/m²**

(-) *P.p.placa colaborante:* 10.88 kg/m²

(-) *P.p.concreto sobre placa colaborante (e = 5.00cm):* 177.60 kg/m²

Carga Muerta1 (CM1): **200.00 kg/m²**

Carga Viva (CV): **200.00 kg/m²**

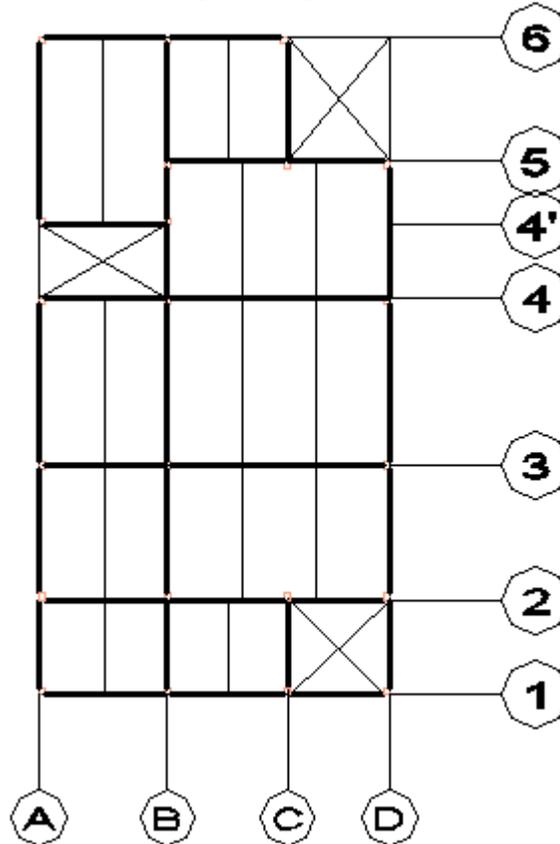
Para ésta magnitud de carga, los catálogos de los fabricantes nos recomienda un espesor de 5 cm de concreto sobre el cumbrero del deck, así como un deck de espesor de 0.09 cm. Hay que tener muy en cuenta que la máxima luz sin apuntalar que nos da el catálogo del fabricante es de 2.50 m, es decir que a partir de ésta dimensión en el momento de la fundición hará falta apuntalar la placa colaborante, para evitar pandeos de la misma.

Se utilizara entonces una polaca colaborante de las siguientes características técnicas:

- ✓ Producto: Acero-Deck
- ✓ Tipo: AD-600
- ✓ Peralte: 60 mm
- ✓ Ancho total: 920 mm
- ✓ Ancho útil: 900 mm
- ✓ Calibre: Gage 20
- ✓ Acabado: Galvanizado
- ✓ Espesor (t): 11cm

Según los parámetros establecidos, la estructuración queda de la siguiente manera.

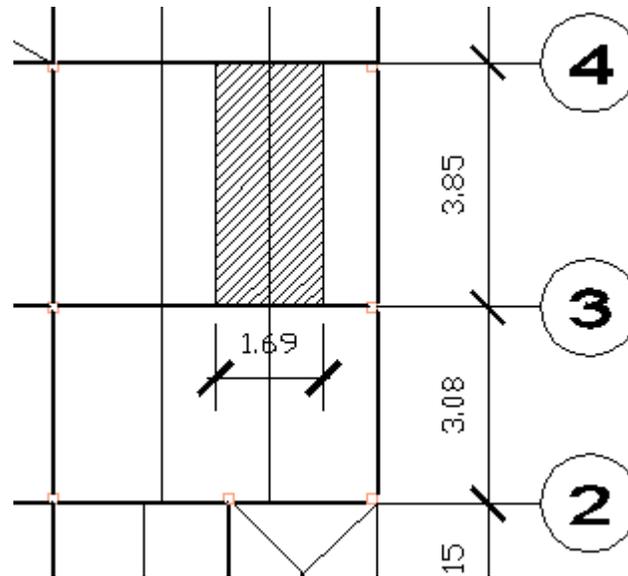
Ubicación de columna, vigas y viguetas de planta de la vivienda.



3.4.2. Predimensionamiento de Elementos

3.4.2.1. Predimensionamiento de viguetas de soporte

Ancho colaborante para la vigueta



Para el prediseño de las viguetas se ha considerado la más crítica, con el área cooperante más grande, debido a que esta es la más esforzada.

Longitud libre = 3.85 m

Ancho cooperante (ac) = 1.69 m

1. Carga para diseño

Para el prediseño solo se va a considerar la carga muerta + la carga viva. La vigueta se la modela como simplemente apoyada, debido a que la fijación es en el alma de las vigas principales cargadoras y por ende no representa una fijación total de empotramiento perfecto.

$Wd = 388.48 \text{ kg/m}^2$

$Wl = 200.00 \text{ kg/m}^2$

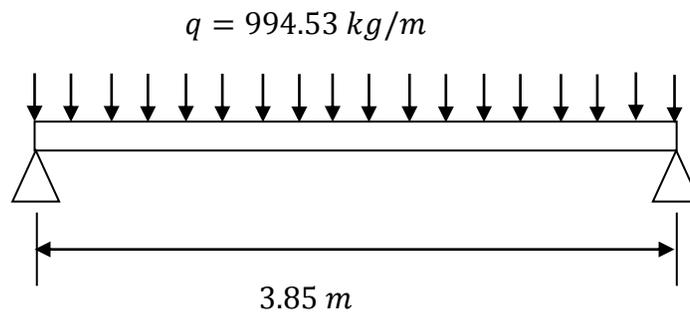
$$Wd + l = 588.48 \text{ kg/m}^2$$

2. Calculo de las cargas uniformes

$$q = (W_{d+l}) \times ac$$

$$q = \left(588.48 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) \times 1.69 \text{ m}$$

$$q = 994.53 \text{ kg/m}$$

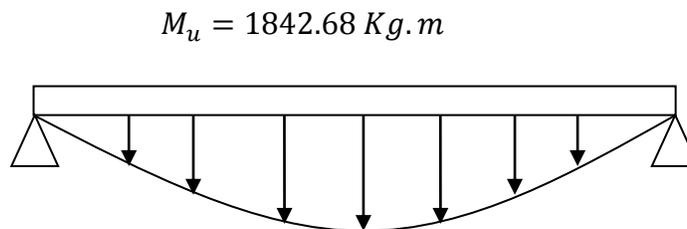


3. Calculo del momento último

$$M_u = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$M_u = \frac{994.53 \times 3.85^2}{8}$$

$$M_u = 1842.68 \text{ Kg.m}$$



4. Esfuerzo admisible (F_b), se asume que la sección es no compacta

$$F_b = 0.6 \times F_y$$

$$F_b = 0.6 \times 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

5. Modulo resistente (W)

$$F_b = \frac{M \cdot c}{I} \text{ con } W = \frac{I}{c}$$

$$W = \frac{M}{F_b}$$

$$W = \frac{1842.68 \text{ kg} \cdot \text{m} \times \frac{100\text{cm}}{1\text{m}}}{1518 \text{ kg/cm}^2}$$

$$W = 121.4 \text{ cm}^3$$

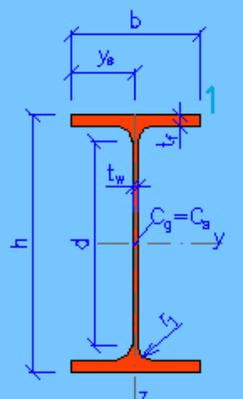
Se ha basado en los catálogos de perfilaría de la página <http://www.staticstools.eu>. Se tiene algunas vigas que cumplen con el módulo resistente necesario, pero también se va a analizar los pesos por cada metro lineal de elemento, tal como se tiene a continuación:

Designación

Perfil: IPE 180

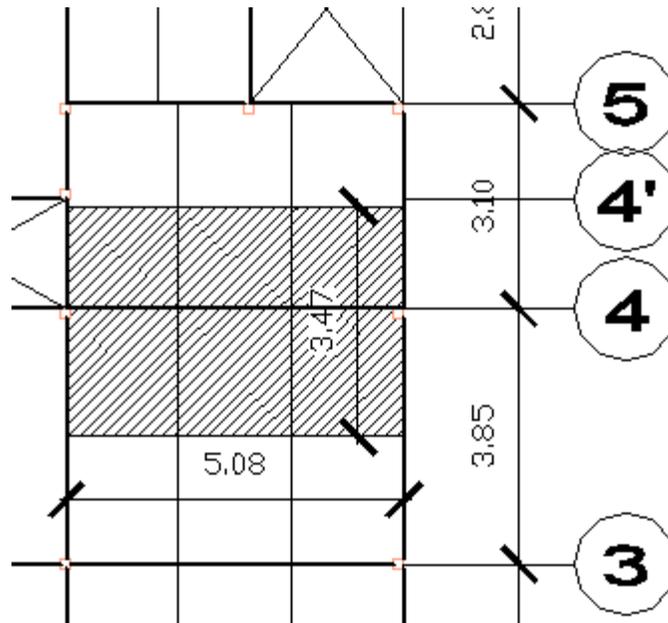
Modulo (Wy1): 146.00 cm³

Entonces se utilizara un perfil como se indica en la figura siguiente

IPE180			
Dimensiones			
h = 18 cm		Propiedades del perfil	
b = 9.1 cm		Eje y	Eje z
t_f = 0.8 cm		I_y = 1320 cm ⁴	I_z = 101.0 cm ⁴
t_w = 0.53 cm		W_y1 = 146.0 cm ³	W_z1 = 22.20 cm ³
r_1 = 0.9 cm		W_y,pl = 166.0 cm ³	W_z,pl = 34.60 cm ³
y_s = 4.55 cm		i_y = 7.42 cm	i_z = 2.05 cm
d = 14.6 cm		S_y = 83.20 cm ³	S_z = 17.30 cm ³
A = 23.9 cm ²		Torsión y pandeo local	
A_L = 0.7 m ² ·m ⁻¹		I_w = 7430 cm ⁶	I_t = 4.780 cm ⁴
G = 18.8 kg·m ⁻¹		i_w = 2.29 cm	i_pc = 7.69 cm

3.4.2.2. Predimensionamiento de vigas principales sentido x-x

Ancho colaborante para viga principal en dirección x.



Para el prediseño de las vigas principales se ha considerado la más crítica, con el área cooperante más grande, debido a que esta es la más esforzada.

Longitud libre = 5.08 m

Ancho cooperante (ac) = 3.47 m

1. Carga para diseño

$Wd = 388.48 \text{ kg/m}^2$

$Wl = 200.00 \text{ kg/m}^2$

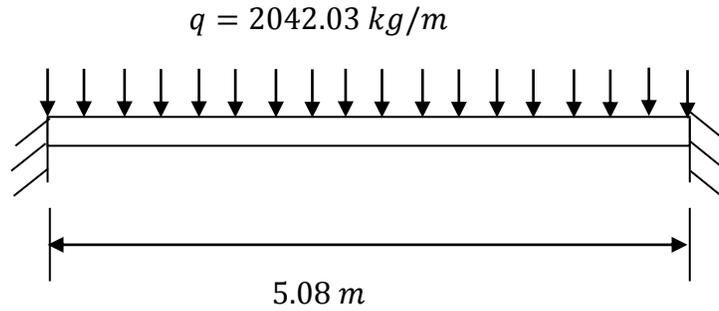
$Wd + l = 588.48 \text{ kg/m}^2$

2. Calculo de las cargas uniformes

$q = (W_{d+l}) \times ac$

$$q = \left(588.48 \frac{kg}{m^2} \right) \times 3.47 m$$

$$q = 2042.03 kg/m$$



3. Calculo del momento último

$$M_u^{(-)} = \frac{q \times l^2}{12}$$

$$M_u^{(+)} = \frac{q \times l^2}{24}$$

$$M_u^{(-)} = \frac{2042.03 \times 5.08^2}{12}$$

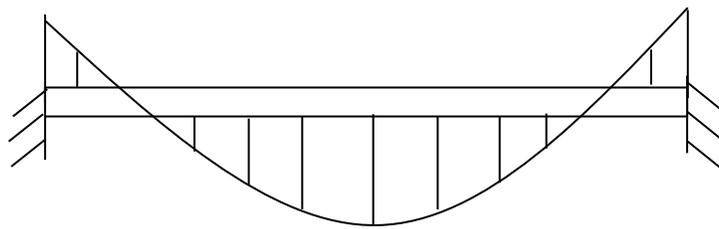
$$M_u^{(+)} = \frac{2042.03 \times 5.08^2}{24}$$

$$M_u^{(-)} = 4391.44 Kg.m$$

$$M_u^{(+)} = 2195.72 Kg.m$$

$$M_u^{(-)} = 4391.44 Kg.m$$

$$M_u^{(-)} = 4391.44 Kg.m$$



$$M_u^{(+)} = 2195.72 Kg.m$$

4. Esfuerzo admisible (F_b), se asume que la sección es no compacta

$$F_b = 0.6 \times F_y$$

$$F_b = 0.6 \times 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

5. Modulo resistente (W)

$$W = \frac{M}{F_b}$$

$$W = \frac{4391.44 \text{ kg.m} \times \frac{100\text{cm}}{1\text{m}}}{1518 \text{ kg/cm}^2}$$

$$W = 289.3 \text{ cm}^3$$

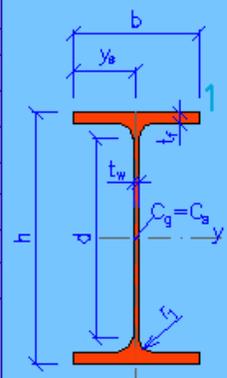
Se ha basado en los catálogos de perfilaría de la página <http://www.statictools.eu>. Se tiene algunas vigas que cumplen con el módulo resistente necesario, pero también se va a analizar los pesos por cada metro lineal de elemento, tal como se tiene a continuación:

Designación

Perfil: IPE 240

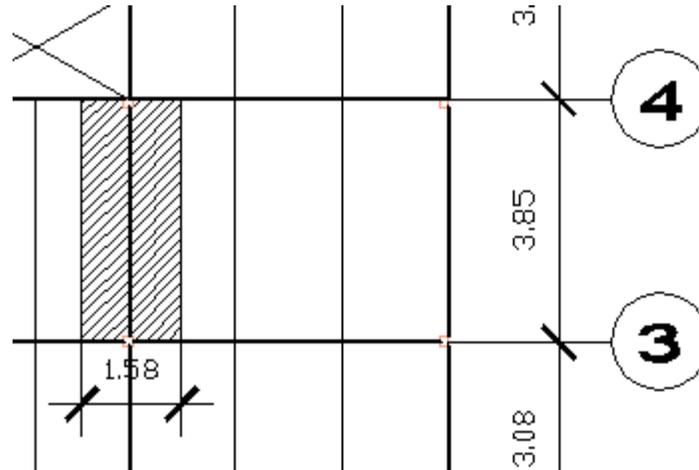
Módulo (W_{y1}): 324.00 cm³

Entonces se utilizará un perfil como se indica en la figura siguiente

mm	cm	IPE240	
Dimensiones			
h = 24 cm		Propiedades del perfil	
b = 12 cm		Eje y	Eje z
t _f = 0.98 cm		I _y = 3890 cm ⁴	I _z = 283.0 cm ⁴
t _w = 0.62 cm		W _{y1} = 324.0 cm ³	W _{z1} = 47.20 cm ³
r ₁ = 1.5 cm		W _{y,pl} = 366.0 cm ³	W _{z,pl} = 73.92 cm ³
y _s = 6 cm		i _y = 9.97 cm	i _z = 2.69 cm
d = 19.04 cm		S _y = 183.0 cm ³	S _z = 37.00 cm ³
A = 39.1 cm ²		Torsión y pandeo local	
A _L = 0.92 m ² .m ⁻¹		I _w = 3.74E+4 cm ⁶	I _t = 13.10 cm ⁴
G = 30.7 kg.m ⁻¹		i _w = 2.99 cm	i _{pc} = 10.3 cm

3.4.3.3. Predimensionamiento de vigas principales sentido y-y

Ancho colaborante para la viga principal en dirección y.



Para el prediseño de las vigas principales se ha considerado la más crítica, con el área cooperante más grande, debido a que esta es la más esforzada.

Longitud libre = 3.85 m

Ancho cooperante (ac) = 1.58 m

1. Carga para diseño

$$Wd = 388.48 \text{ kg/m}^2$$

$$Wl = 200.00 \text{ kg/m}^2$$

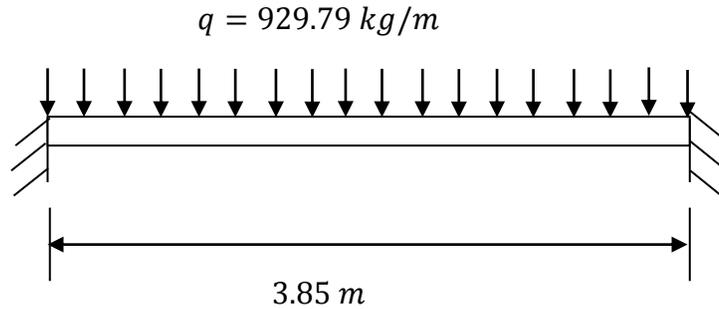
$$Wd + l = 588.48 \text{ kg/m}^2$$

2. Calculo de las cargas uniformes

$$q = (W_{d+l}) \times ac$$

$$q = \left(588.48 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) \times 1.58 \text{ m}$$

$$q = 929.79 \text{ kg/m}$$



3. Calculo del momento último

$$M_u^{(-)} = \frac{q \times l^2}{12}$$

$$M_u^{(+)} = \frac{q \times l^2}{24}$$

$$M_u^{(-)} = \frac{929.79 \times 3.85^2}{12}$$

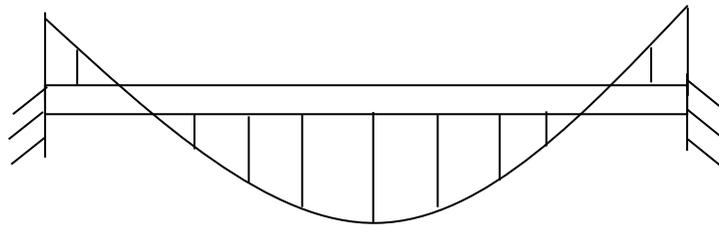
$$M_u^{(+)} = \frac{929.79 \times 3.85^2}{24}$$

$$M_u^{(-)} = 1148.49 \text{ Kg.m}$$

$$M_u^{(+)} = 574.25 \text{ Kg.m}$$

$$M_u^{(-)} = 1148.49 \text{ Kg.m}$$

$$M_u^{(-)} = 1148.49 \text{ Kg.m}$$



$$M_u^{(+)} = 574.25 \text{ Kg.m}$$

4. Esfuerzo admisible (F_b), se asume que la sección es no compacta

$$F_b = 0.6 \times F_y$$

$$F_b = 0.6 \times 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

5. Modulo resistente (W)

$$W = \frac{M}{F_b}$$

$$W = \frac{1148.49 \text{ kg.m} \times \frac{100\text{cm}}{1\text{m}}}{1518 \text{ kg/cm}^2}$$

$$W = 75.70 \text{ cm}^3$$

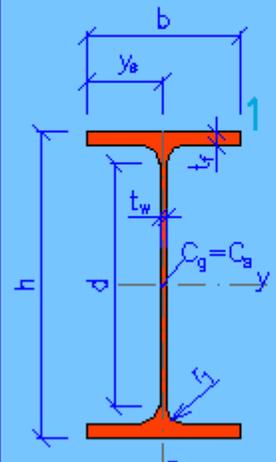
Se ha basado en los catálogos de perfilaría de la página <http://www.staticstools.eu>. Se tiene algunas vigas que cumplen con el módulo resistente necesario, pero también se va a analizar los pesos por cada metro lineal de elemento, tal como se tiene a continuación:

Designación

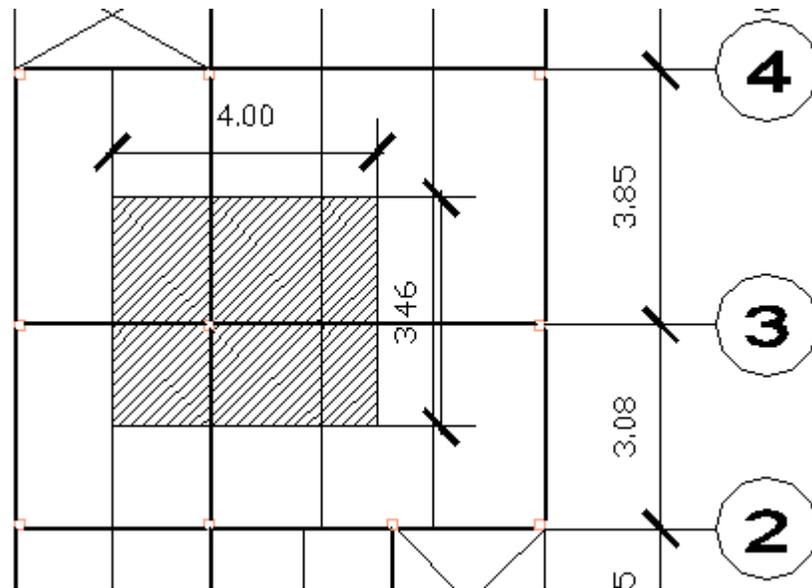
Perfil: IPE 160

Módulo (W_{y1}): 109.00 cm^3

Entonces se utilizará un perfil como se indica en la figura siguiente

mm	cm		
IPE160			
Dimensiones			
h = 16 cm		Propiedades del perfil	
b = 8.2 cm		Eje y	Eje z
t _f = 0.74 cm		I _y = 869.0 cm ⁴	I _z = 68.30 cm ⁴
t _w = 0.5 cm		W _{y1} = 109.0 cm ³	W _{z1} = 16.70 cm ³
r ₁ = 0.9 cm		W _{y,pl} = 124.0 cm ³	W _{z,pl} = 26.10 cm ³
y _s = 4.1 cm		i _y = 6.58 cm	i _z = 1.84 cm
d = 12.72 cm		S _y = 61.90 cm ³	S _z = 13.00 cm ³
A = 20.1 cm ²		Torsión y pandeo local	
A _L = 0.62 m ² .m ⁻¹		I _w = 3960 cm ⁶	I _t = 3.580 cm ⁴
G = 15.8 kg.m ⁻¹		i _w = 2.05 cm	i _{pc} = 6.83 cm

3.4.3.4. Predimensionamiento de Columnas



Determinación de área colaborante para la columna central.

Para el prediseño de las columnas principales se ha considerado la más crítica, con el área cooperante más grande, debido a que esta es la más esforzada.

$$\text{Numero de pisos } (n) = 2$$

$$\text{Area colaborante } (ac) = 13.84 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud } (l) = 3.00 \text{ m}$$

1. Cálculo de cargas

$$Wd = 388.48 \text{ kg/m}^2$$

$$Wl = 200.00 \text{ kg/m}^2$$

$$Wd + l = 588.48 \text{ kg/m}^2$$

2. Calculo de la carga última

$$Pu = (Wd + l) \times n \times ac$$

$$Pu = 588.48 \times 2 \times 13.84$$

$$Pu = 16289.13 \text{ kg}$$

3. Calculo de relación de esbeltez

Proponemos una relación de esbeltez

$$\frac{KL}{r} = 150$$

Del anexo 2, $Fa = 467 \text{ kg/cm}^2$

4. Calculo del área requerida

$$A_{req} = \frac{Pu}{Fa}$$

$$A_{req} = \frac{16289.13 \text{ kg}}{467 \text{ kg/cm}^2} = 34.88 \text{ cm}^2$$

Se ha basado en los catálogos de perfilaría de la página <http://www.staticstools.eu>. Se tiene algunas columnas cuadradas que cumplen con el área requerida.

Se usara un tubo cuadrado $160 \times 160 \times 8 \text{ mm}$

Propiedades

$$A = 48.00 \text{ cm}^2$$

$$r = 6.18 \text{ cm (Eje } Y - Y)$$

5. Calculo de nueva relación de esbeltez

Asumimos $K = 1$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 300}{6.18} = 48.54$$

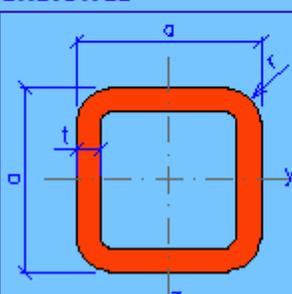
Según el anexo 2. Obtenemos $Fa = 1297 \text{ kg/cm}^2$

Para comprobar se multiplica por el área

$$Pu_1 = 1297 \frac{kg}{cm^2} \times 48 \text{ cm}^2$$

$$Pu_1 = 62256.00 \text{ kg} > Pu = 16289.13 \text{ kg}$$

Por lo tanto se acepta el perfil seleccionado

mm	cm	SHS 160x8		Propiedades del perfil
				Eje y, Eje z
				$I_y = I_z = 1831 \text{ cm}^4$
		Dimensiones		$W_{y,el} = W_{z,el} = 229.0 \text{ cm}^3$
$a = 16 \text{ cm}$				$W_{y,pl} = W_{z,pl} = 272.0 \text{ cm}^3$
$t = 0.8 \text{ cm}$				$i_y = i_z = 6.18 \text{ cm}$
$r = 1.2 \text{ cm}$				$S_y = S_z = 136.0 \text{ cm}^3$
$A = 48 \text{ cm}^2$				Torsión y pandeo local
$A_L = 0.619 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$				$I_t = 2880 \text{ cm}^4$
$G = 37.6 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$				$C_t = 335.0 \text{ cm}^3$

3.5. METRADO DE CARGAS

Se asignarán las cargas por metro en cada vigueta, vigas secundarias y vigas principales, según el ancho colaborante correspondiente, con las cargas estimadas anteriormente.

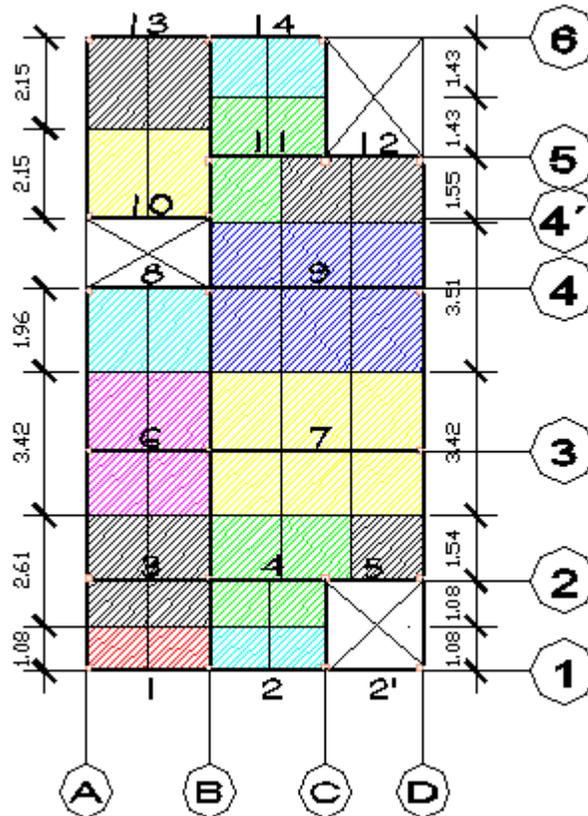
<i>P. p. placa colaborante:</i>	10.88 kg/m ²
<i>P. p. concreto sobre placa colaborante (e = 5.00cm):</i>	177.60 kg/m ²
<i>P. p. cielo raso:</i>	25.00 kg/m ²
<i>P. p. piso terminado:</i>	150.00 kg/m ²
<i>P. p. drywall:</i>	25.00 kg/m ²
<i>Carga Muerta (CM):</i>	388.48 kg/m²

Carga Viva (CV):

200.00 kg/m²

3.5.1. Metrado de cargas en vigas principales

Área de influencia de las vigas principales.



VP 1		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.08	419.56
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.08	216.00
100.00	1.08	108.00

VP 2		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.08	419.56
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.08	216.00
100.00	1.08	108.00

VP 2'		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.08	419.56
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.08	216.00
100.00	1.08	108.00

VP 3		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	2.61	1013.93
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	2.61	522.00
100.00	2.61	261.00

VP 4		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	2.61	1013.93
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	2.61	522.00
100.00	2.61	261.00

VP 5		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.54	598.26
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.54	308.00
100.00	1.54	154.00

VP 6		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	3.42	1328.60
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	3.42	684.00
100.00	3.42	342.00

VP 7		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	3.42	1328.60
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	3.42	684.00
100.00	3.42	342.00

VP 8		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.96	761.42
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.96	392.00
100.00	1.96	196.00

VP 9		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	3.51	1363.56
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	3.51	702.00
100.00	3.51	351.00

VP 10		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	2.15	835.23
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	2.15	430.00
100.00	2.15	215.00

VP 11		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	2.98	1157.67
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	2.98	596.00
100.00	2.98	298.00

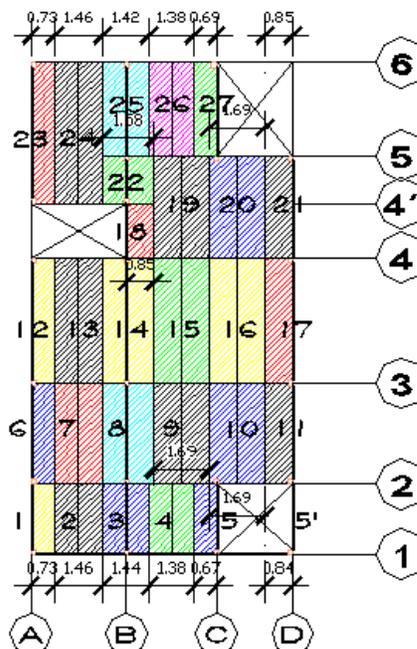
VP 12		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.55	602.14
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.55	310.00
100.00	1.55	155.00

VP 13		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	2.15	835.23
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	2.15	430.00
100.00	2.15	215.00

VP 14		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.43	555.53
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.43	286.00
100.00	1.43	143.00

3.5.2. Metrado de cargas en vigas secundarias

Área de influencia de las vigas principales.



VS 1		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	0.73	283.59
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	0.73	146.00
100.00	0.73	73.00

VS 2		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.46	567.18
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.46	292.00
100.00	1.46	146.00

VS 3		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.44	559.41
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.44	288.00
100.00	1.44	144.00

VS 4		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.38	536.10
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.38	276.00
100.00	1.38	138.00

VS 5		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	0.67	260.28
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	0.67	134.00
100.00	0.67	67.00

VS 5'		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	0.67	260.28
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	0.67	134.00
100.00	0.67	67.00

VS 6		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	0.73	283.59
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	0.73	146.00
100.00	0.73	73.00

VS 7		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.46	567.18
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.46	292.00
100.00	1.46	146.00

VS 8		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.44	559.41
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.44	288.00
100.00	1.44	144.00

VS 9		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.69	656.53
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.69	338.00
100.00	1.69	169.00

VS 10		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.69	656.53
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.69	338.00
100.00	1.69	169.00

VS 11		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	0.84	326.32
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	0.84	168.00
100.00	0.84	84.00

VS 12		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	0.73	283.59
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	0.73	146.00
100.00	0.73	73.00

VS 13		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.46	567.18
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.46	292.00
100.00	1.46	146.00

VS 14		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.44	559.41
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.44	288.00
100.00	1.44	144.00

VS 15		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.69	656.53
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.69	338.00
100.00	1.69	169.00

VS 16		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.69	656.53
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.69	338.00
100.00	1.69	169.00

VS 17		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	0.84	326.32
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	0.84	168.00
100.00	0.84	84.00

VS 18		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	0.84	326.32
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	0.84	168.00
100.00	0.84	84.00

VS 19		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub tota (kg/m)
388.48	1.69	656.53
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.69	338.00
100.00	1.69	169.00

VS 20		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.69	656.53
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
200.00	1.69	338.00
100.00	1.69	169.00

VS 21		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	0.84	326.32
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub tota (kg/m)
200.00	0.84	168.00
100.00	0.84	84.00

VS 22		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.58	613.79
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub tota (kg/m)
200.00	1.58	316.00
100.00	1.58	158.00

VS 23		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	0.73	283.59
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub tota (kg/m)
200.00	0.73	146.00
100.00	0.73	73.00

VS 24		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.46	567.18
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub tota (kg/m)
200.00	1.46	292.00
100.00	1.46	146.00

VS 25		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.42	551.64
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub tota (kg/m)
200.00	1.42	284.00
100.00	1.42	142.00

VS 26		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	1.38	536.10
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub tota (kg/m)
200.00	1.38	276.00
100.00	1.38	138.00

VS 27		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub total (kg/m)
388.48	0.69	268.05
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub tota (kg/m)
200.00	0.69	138.00
100.00	0.69	69.00

3.5.3. Metrado de cargas de viento

Velocidad de diseño

Para Cajamarca la velocidad de diseño hasta 10 m de altura es de 40 km/h, por lo que consideramos 75 km/h.

$$V = 75 \text{ km/h}$$

Presión dinámica

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

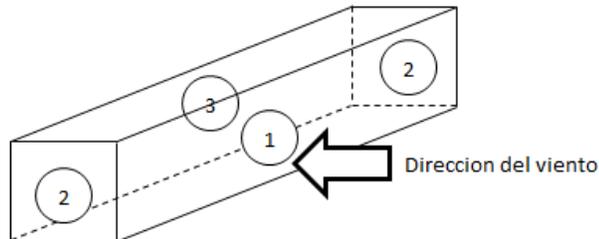
$$P_h = 28.1 C \text{ kg/m}^2$$

Coeficiente de presión

$$C_{pe1} = 0.8 \text{ (barlovento)}$$

$$C_{pe2} = -0.7 \text{ (sotavento)}$$

$$C_{pe3} = -0.6 \text{ (sotavento)}$$



Como la estructura se considera cerrada ($n=0$), las presiones interiores se tomarán en cuenta en el C_{pi} más desfavorable.

$$C_{pi} = \pm 0.3$$

El efecto combinado de las presiones exteriores e interiores se toma aplicando

$$C = C_{pe} - C_{pi}$$

$$C1 = 0.5 \text{ o } 1.1 = 1.1$$

$$C2 = -1 \text{ o } -0.4 = -0.4$$

$$C3 = -0.9 \text{ o } -0.3 = -0.3$$

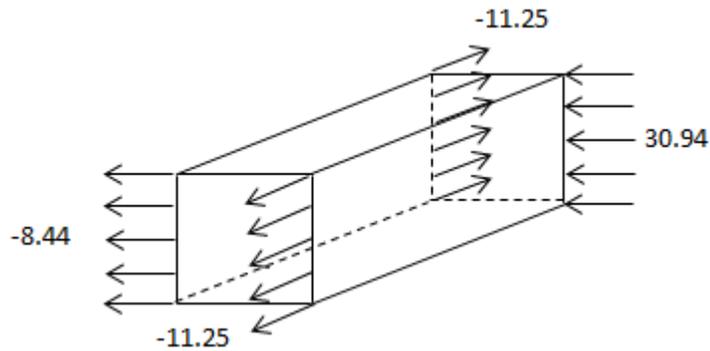
Presiones

$$P1 = 30.94 \text{ kg/m}^2 \text{ (barlovento)}$$

$$P2 = -11.25 \text{ kg/m}^2 \text{ (sotanvento)}$$

$$P3 = -8.44 \text{ kg/m}^2 \text{ (sotanvento)}$$

Diagramas



	A	B	C	D	
5	C23	C17	C11	X	2.93
	C22	C16	C10		C5
4	X				3.1
		C21	C15	C9	C4
	C20	C14	C8	C3	3.77
	C19	C13	C7	C2	3
1	C18	C12	C6	C1	2.23
	2.93	2.75	2.33		

En dirección ← Eje D

	INFLUENCIA	CARGA
$C1 =$	1.12	34.50 <i>kg/m</i>
$C2 =$	2.62	80.90 <i>kg/m</i>
$C3 =$	3.39	104.72 <i>kg/m</i>
$C4 =$	3.44	106.27 <i>kg/m</i>
$C5 =$	3.02	93.28 <i>kg/m</i>

En dirección ← Eje A

	INFLUENCIA	CARGA
$C18 =$	1.12	- 9.41 <i>kg/m</i>
$C19 =$	2.62	- 22.06 <i>kg/m</i>
$C20 =$	3.39	- 28.56 <i>kg/m</i>
$C21 =$	3.44	- 29.98 <i>kg/m</i>
$C22 =$	3.02	- 25.44 <i>kg/m</i>
$C23 =$	1.47	- 12.36 <i>kg/m</i>

En dirección ↙ Eje 1

	INFLUENCIA	CARGA
$C1 =$	1.17	- 13.11 <i>kg/m</i>
$C6 =$	2.54	- 28.58 <i>kg/m</i>
$C12 =$	2.84	- 31.95 <i>kg/m</i>
$C18 =$	1.47	- 16.48 <i>kg/m</i>

En dirección ↗ Eje 5

	INFLUENCIA	CARGA
--	------------	-------

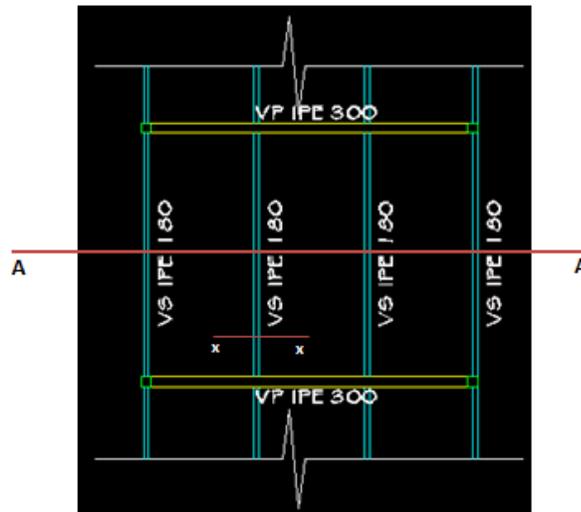
$$C11 = 2.54 \quad - 28.58 \text{ kg/m}$$

$$C17 = 2.84 \quad - 31.95 \text{ kg/m}$$

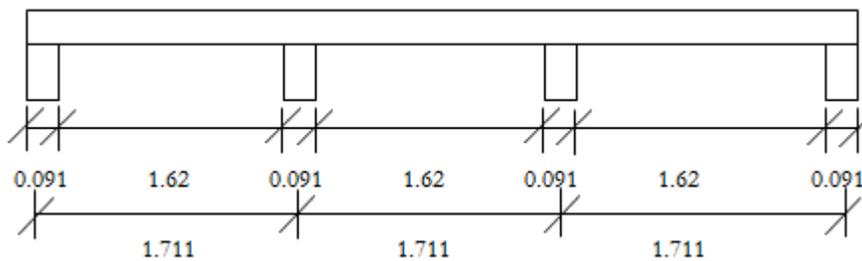
$$C23 = 1.47 \quad - 16.48 \text{ kg/m}$$

3.6. Diseño de Losa con placa colaborante

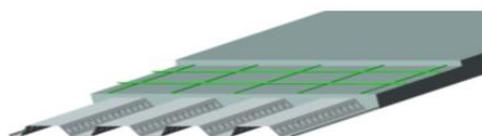
Sección para el diseño



Corte A-A



Placa colaborante acero Deck AD-600



Parámetros de la placa colaborante

$$Gage = 20$$

$$e = 0.09 \text{ cm (Espesor de la lamina)}$$

$$l_{tsd} = 111.68 \text{ cm (Longitud de la plancha/ por el ancho total)}$$

$$A_{s_{sd}} = 10.05 \text{ cm}^2 \text{ (Area de acero de la lamina Acero Deck)}$$

$$t = 11 \text{ cm (Espesor de la losa compuesta)}$$

$$I_{sd} = 70.73 \text{ cm}^4 \text{ (Inercia, Ver anexo N°03)}$$

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Modulo de elasticidad del acero)}$$

$$S_{p_{sd}} = 21.73 \text{ cm}^3 \text{ (Modulo de desecccion superior, Ver anexo N°03)}$$

$$S_{n_{sd}} = 27.68 \text{ cm}^3 \text{ (Modulo de desecccion inferior, Ver anexo N°03)}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Resistencia del concreto a la compresion)}$$

$$f'y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_{s_{sd}} = 10.88 \text{ kg/m}^2 \text{ (Peso por und. de long. de la lamina, Ver anexo N°03)}$$

$$W1 = 25 \text{ kg/m}^2 \text{ (Peso de cieloraso)}$$

$$W2 = 150 \text{ kg/m}^2 \text{ (Peso de piso terminado)}$$

Peso propio de la losa

$$W_{con_{sd}} = A_{con_{sd}} \times (\gamma_{con}) \text{ (Peso del concreto por unidad de longitud)}$$

$$W_{con_{sd}} = 177.63 \text{ kg/m}^2 \text{ (Carga muerta)}$$

$$W_{d_{sd}} = W_{con_{sd}} + W_{s_{sd}} + W1 + W2 + W3 \text{ (Carga muerta total)}$$

$$W_{d_{sd}} = 388.48 \text{ kg/m} \text{ (Carga muerta por unidad de longitud)}$$

Diseño

Diseño de la lámina colaborante como encofrado

Calculo de la deformación admisible δ_{adm}

$$\delta_{adm} = \frac{L_{sd} \times 100}{180} \text{ o } 1.90 \text{ cm (se toma el menor valor)}$$

$$L_{sd} = 1.62 \text{ m (Luz libre de la losa)}$$

$$\delta_{adm} = 0.9 \text{ cm}$$

Deformación Calculada: δ_{cal}

$$\delta_{adm} = \frac{0.0069 \times W d_{sd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s I_{sd} b} \text{ (condicion de 3 o mas tramos)}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\delta_{adm} = 0.13 \text{ cm}$$

Verificamos

$$\delta_{cal} \leq \delta_{adm} \rightarrow 0.13 \leq 0.9 \text{ OK}$$

Esfuerzo de tracción por flexión en el sistema no compuesto

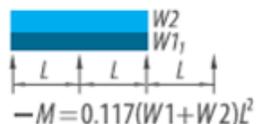
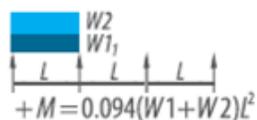
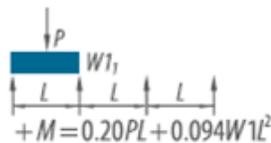
Cargas consideradas

$$P_{sd} = 75 \text{ kg (Carga puntual)}$$

$$W w_{sd} = 100 \text{ kg/m (Carga de construccion por unidad de long.)}$$

$$f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Para 3 tramos



Consideramos

$$W2 = W w_{sd}$$

$$P = P_{sd}$$

$$W1 = W d_{sd}$$

Cálculo de momentos

El mayor de:

$$M_{sd}^+ = 0.20P_{sd}L_{sd} + 0.094Wd_{sd}L_{sd}^2 \text{ (Momento + en lamina no compuesta)}$$

$$M_{sd}^+ = 120.14 \text{ kg} - m$$

$$M_{sd}^+ = 0.094(Wd_{sd} + Ww_{sd})L_{sd}^2$$

$$M_{sd}^+ = 120.50 \text{ kg} - m$$

$$M_{sd}^- = 0.117(Wd_{sd} + Ww_{sd})L_{sd}^2 \text{ (Momento - en lamina no compuesta)}$$

$$M_{sd}^- = 149.99 \text{ kg} - m$$

Calculo de esfuerzos

$$f^+ = \frac{M_{sd}^+}{Sp_{sd}} \times 100 \text{ (esfuerzo positivo en la lamina } kg/cm^2)$$

$$f^+ = 554.53 \text{ kg}/cm^2$$

$$f^- = \frac{M_{sd}^-}{Sn_{sd}} \times 100 \text{ (esfuerzo negativo en la lamina } \frac{kg}{cm^2})$$

$$f^- = 541.87 \text{ kg}/cm^2$$

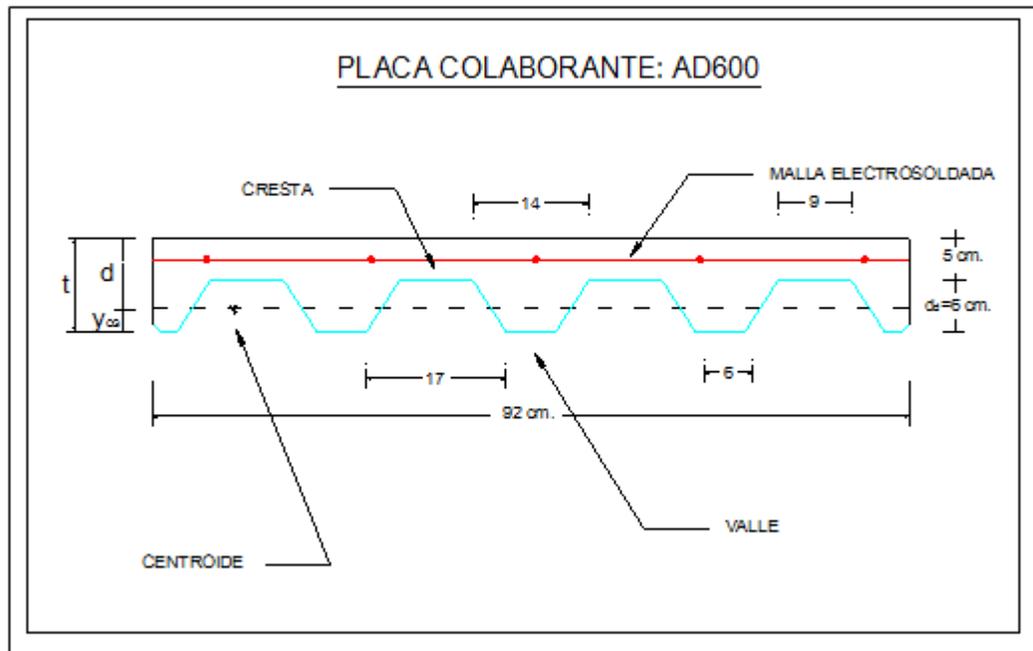
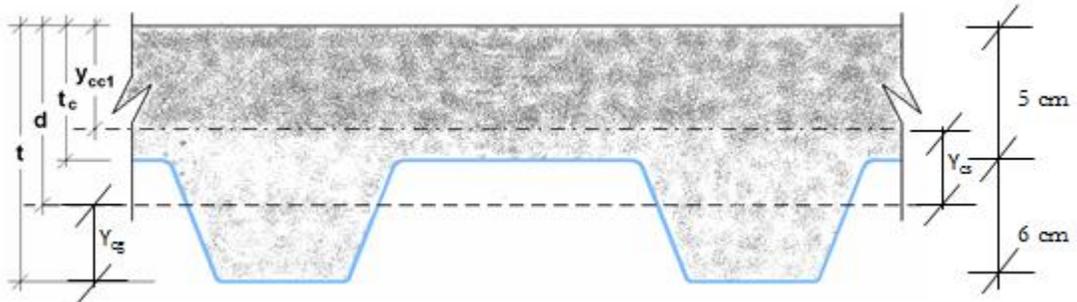
Verificamos

$$f^+ \leq 0.60f'y \rightarrow 554.53 \leq 2520 \text{ kg}/cm^2$$

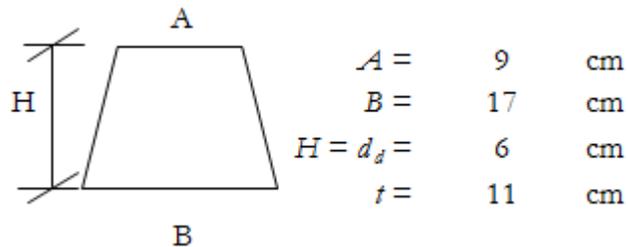
$$f^- \leq 0.60f'y \rightarrow 541.87 \leq 2520 \text{ kg}/cm^2$$

Tablero de acero y concreto como unidad compuesta

Cálculo del momento de inercia de la sección transformada fisurada:
 $I_c \text{ (cm}^4)$



Cálculo del centroide



$$Y_{cg} = \frac{H}{3} \left(\frac{B + 2A}{B + A} \right) = 2.69 \text{ cm}$$

$$d = t - Y_{cg} = 8.31 \text{ cm}$$

$$t_c = 5 \text{ cm}$$

Ratio entre el módulo de elasticidad del acero y concreto

Ratio entre el módulo y el módulo de	
n	f'c (kgf/cm ²)
6	420 o más.
7	320 a 420
8	250 a 320
9	210 a 250

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 9$$

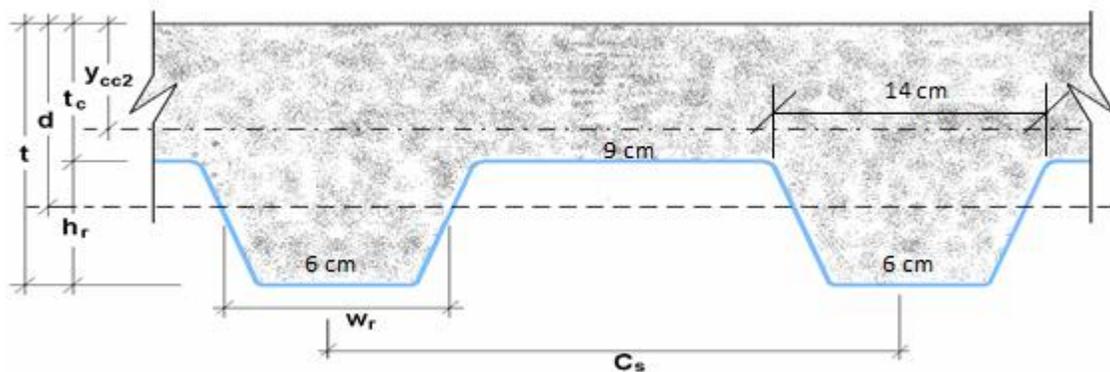
$$\rho = \frac{A_{s_{sd}}}{bd} = 0.0121$$

$$Y_{cc1} = d\sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n = 3.08 \text{ cm}$$

$$Y_{cs} = d - Y_{cc1} = 5.23 \text{ cm}$$

$$I_c = \frac{bY_{cc1}^3}{3} + nA_{s_{sd}}Y_{cs}^2 + nI_{sd} = 4084.87 \text{ cm}^4$$

Cálculo del momento de inercia de la sección transformada no fisurada:
 $I_c \text{ (cm}^4\text{)}$



$$t = 11 \text{ cm}$$

$$W_r = 10 \text{ cm}$$

$$d = 8.31 \text{ cm}$$

$$t_c = 5 \text{ cm}$$

$$C_s = 23 \text{ cm}$$

$$h_r = 6 \text{ cm}$$

$$Y_{cc2} = \frac{0.5bt^2 + nAs_{sd}d - ((v - W_r)bh_r/C_s)(t - 0.5h_r)}{bt + nAs_{sd}d - \frac{b}{C_s}h_r(C_s - W_r)} = 4.8 \text{ cm}$$

$$Y_{cs} = d - Y_{cc2} = 3.51 \text{ cm}$$

$$I_u = \frac{bt_c^3}{12} + bt_c(Y_{cc2} - 0.5t_c)^2 + nI_{sd} + nAs_{sd}Y_{cs}^2 + \frac{b}{C_s} \left\{ W_r h_r \left[\frac{h_r^2}{12} + (t - Y_{cc2} - 0.5h_r)^2 \right] \right\} = 8891.64 \text{ cm}^4$$

Cálculo del momento de inercia efectivo: I_e (cm^4)

$$I_e = \frac{I_u + I_c}{2} = 6488.255 \text{ cm}^4$$

Calculo de Y_{prom}

$$Y_{prom} = \frac{Y_{cc1} + Y_{cc2}}{2} = 3.94 \text{ cm}$$

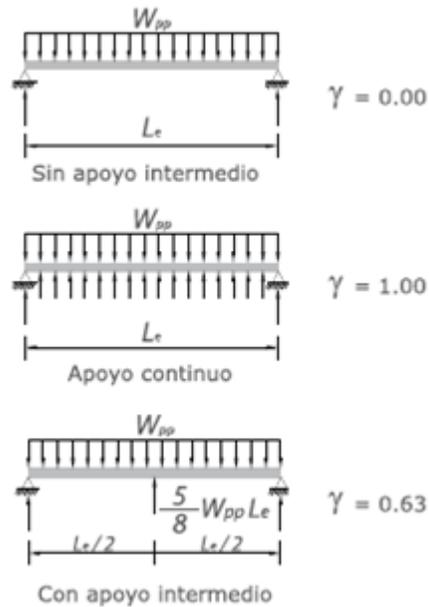
Cálculo del módulo de sección inferior del sistema compuesto S_{ic} (cm^3)

$$S_{ic} = \frac{I_e}{t - Y_{prom}} = 919.02 \text{ cm}^3$$

Cálculo del momento positivo producidos por la carga muerta y viva sin mayorar en condición de apoyo simple

Cálculo del momento producido en la losa por las cargas muertas: Md_{sd} (kg - m)

Ψ	: Factor de reducción de carga según apuntalamiento.
1	: Apuntalamiento es total
0.73	: Apuntalamiento temporal en los tercios de la luz durante el vaciado.
0.63	: Apuntalamiento temporal el centro de la luz durante el vaciado.
0	: No existe apuntalamiento.



$$Md_{sd} = \frac{\psi W d_{sd} L_{sd}^2}{8}, \psi = 0$$

$$Md_{sd} = 0 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo del momento producido en la losa por las cargas vivas
 $Ml_{sd}(\text{kg} - \text{m})$

$$Ml_{sd} = \frac{Wl_{sd} L_{sd}^2}{8} = 65.61 \text{ kg} - \text{m}$$

Verificación

$$\frac{Md_{sd} + Ml_{sd}}{S_{ic}} \times 100 \leq 0.6 f' y \rightarrow 7.14 \leq 2520 \text{ OK}$$

Condición de momento y último o resistencia a la flexión

Cálculo de cuantía balanceada: ρb

$$\rho b = \frac{0.85 \beta_1 f' c}{f_y} \times \frac{0.003(t - h_r)}{(0.003 + \frac{f' y}{E_s})d}, \beta_1 = 0.85 \text{ (para concretos menores a } 280 \text{ kg/cm}^2\text{)}$$

$$\rho b = 0.01279$$

Cálculo del momento nominal

*Las losas sub-reforzadas presentan una cuantía, menor que la cuantía balanceada

$$\rho \leq \rho_b \rightarrow 0.0121 \leq 0.01279 \text{ OK}$$

$$a = \frac{A_{s_{sd}} f'_y}{0.85 f'_c x b} = 2.36 \text{ cm}$$

$$M = A_{s_{sd}} f'_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 300993.24 \text{ kg} - \text{cm} = 3009.93 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo del momento del diseño, para falla de flexión sub-reforzada

$$M_d = \phi M_n, \phi = 0.90 \text{ (coeficiente de reduccion del momento)}$$

$$M_d = 270893.92 \text{ kg} - \text{cm} = 2708.94 \text{ kg} - \text{m}$$

*La falla que se espera tener es la de una losa sub-reforzada, dado que el concreto es un material frágil, y si la losa fuera sobre-reforzada, podríamos enfrentados a un tipo de falla colapso.

Cálculo del área de acero de temperatura

$$W_u = 0.88 \text{ tn/m (carga ultima)}$$

$$M_u = \frac{W_u L_{sd}^2}{8} = 0.29 \text{ tn} - \text{m}$$

$$M_u < M_d \rightarrow 0.29 < 2.71 \text{ tn} - \text{m}$$

$$\text{Con } a = 2 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f'_y (d - a/2)} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f'_y}{0.85 f'_c x b} = 0.25 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.94 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{s_{sd}} \rightarrow 0.94 < 10.05 \text{ OK}$$

$$A_{st} = 0.0018 b t_c = 0.9 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Usamos $\frac{1}{4}$ " , $S = 0.36 m$, $S = 0.25 m$, $S = 0.45 m$, entonces $S = 0.25 m$

Usamos $\phi 1/4"@0.25 m$

Diseño por cortante

El área de concreto (A_c) a considerar que contribuye a tomar el constante es igual al área formada por las áreas sombreadas en la siguiente figura.



Cálculo del cortante nominal

$$A_t = 542.67 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.53\sqrt{f'_c}A_t = 4167.94 \text{ kg}$$

Cálculo del cortante último a considerar cerca a los apoyos

$$V_u = \frac{\psi W d_{sd} L_{sd}}{2} + \frac{W l_{sd} L_{sd}}{2} = 162 \text{ kg}$$

Verificación de cortante

$$V_u \leq \phi V_n, \phi = 0.85 \text{ (coeficiente de reducción por cortante)}$$

$$\phi V_n = 3542.75 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_n \rightarrow 162 \leq 3542.75 \text{ OK}$$

Esfuerzo admisible a compresión en el concreto

S_{adm} (Esfuerzo admisible)

S_{cc} (modulo elastico de seccion superior para la seccion compuesta, cm^3)

$$\frac{M d_{sd} + M l_{sd}}{S_{cc} n} \times 100 \leq S_{adm} = 0.45 f'_c$$

$$0.45f'c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_{cc} = \frac{I_e}{Y_{prom}} = 1646.77 \text{ cm}^3$$

$$\frac{Md_{sd} + Ml_{sd}}{S_{cc}n} \times 100 = 3.97 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces $3.97 \leq 94.5$ OK

Deflexión del sistema compuesto

Cálculo de las deflexiones inmediatas debido a cargas propias y cargas vivas

$$Ec = 15000\sqrt{f'c} = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{384} \times \frac{(Wd_{sd} + Wl_{sd})L_{sd}^4}{EcI_e} \times 10^6 = 0.04 \text{ cm}$$

Cálculo de las deformaciones diferidas o deformaciones a largo plazo

$$A'_s = A_{temp} + A_{comp} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\Delta_{LT} = \Delta'_{st} \left[2 - 1.2 \frac{A'_s}{AS_{sd}} \right] = 0.08 \text{ cm}$$

Verificación que la deformación total no exceda la deformación admisible

$$\Delta_{total} \leq \Delta_{adm}$$

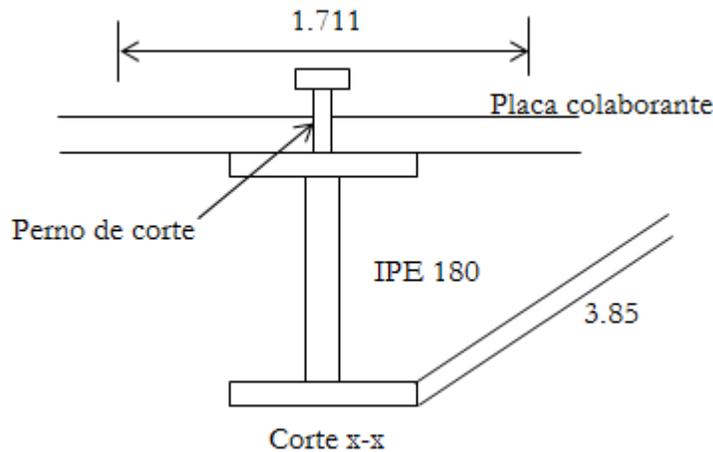
$$\Delta_{adm} = \frac{L_{sd}}{360} \times 100 = 0.45 \text{ cm}$$

$$\Delta_{total} = \Delta_{LT} + \Delta'_{st} = 0.12 \text{ cm}$$

Entonces $0.12 \leq 0.45$ OK

Diseño de conector de corte

Cálculo de corte horizontal máximo



$$b_e = 171.1 \text{ cm (ancho efectivo de la losa)}$$

$$t_s = 11 \text{ cm (espesor de la losa compuesta)}$$

$$A_s = 23.9 \text{ cm}^2 \text{ (area de acero de la seccion)}$$

$$L = 385 \text{ cm (longitud total de la viga donde se apoya la placa)}$$

$$C_{max1} = 0.85f'cb_et_s = 336.0 \text{ tn}$$

$$C_{max2} = A_sf'y = 60.5 \text{ tn}$$

*La resistencia máxima que se puede transferir no debe exceder la resistencia del concreto.

*Cuando la máxima tracción que el acero puede desarrollar es menor que la resistencia del concreto, entonces esta es la máxima transferencia de corte.

Seleccionamos conectores tipo vástago con cabeza $\phi 3/4'' \times 3.0''$

$$\phi = 3/4'' \text{ (diamtero del conector)}$$

$$Q_n = 9.5 \text{ tn (resistencia del conector para } f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{, ver anexo13)}$$

Cálculo del número de conectores

$$N = C_{max}/Q_n$$

$$N1 = 35.4$$

$$N2 = 6.4$$

Se necesitan 7 conectores

$$\text{El espaciamento será } \frac{L}{N} = 55 \text{ cm}$$

Según AISC LRFD I 15.6: ($6\phi \leq 8t_s$), "p" es la distancia entre conexiones

$$6\phi = 11.43 \text{ cm}$$

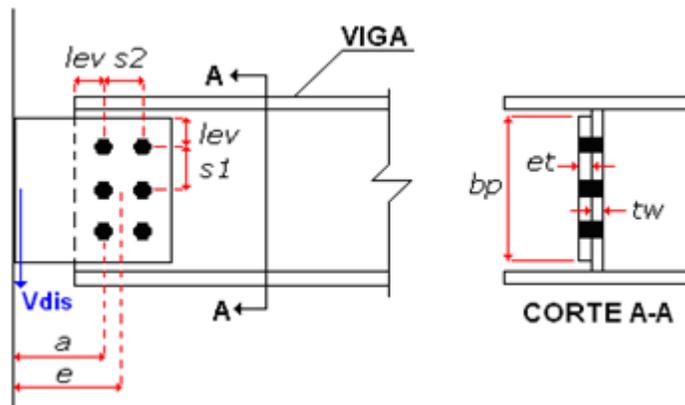
$8t_s = 88 \text{ cm}$, es correcto el espaciamento, está dentro del intervalo

*Por procesos constructivos utilizaremos una separación de 45 cm, cada 3 valles de la losa.

3.7. Diseño de Conexión resistente a momento

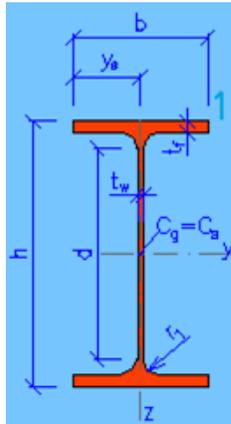
3.7.1. Diseño de la placa de corte

Este procedimiento puede ser usado para cualquier geometría de placa de corte que no cumpla con las restricciones del diseño convencional por el método de diseño LRFD.



Dimensiones de la viga

IPE300:



$$H = 30 \text{ cm (altura total)}$$

$$B = 15 \text{ cm (anchod de las alas)}$$

$$t_f = 1.07 \text{ cm (espesor de alas)}$$

$$t_w = 0.71 \text{ cm (espesor de alma)}$$

Propiedades del acero (ASTM A36)

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tension de fluencia)}$$

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tension de rotura)}$$

Datos de conexión

Tipo de unión: Tipo aplastamiento

Tipo de perno: A325 (hilo incluido en el plano de corte)

$$\text{Diámetro de pernos: } d_p = 3/4'' = 1.91 \text{ cm}$$

$$\text{Espaciamiento mínimo entre pernos: } s_{min} = 2.67d_p$$

$$\text{Diámetro de agujero: } d_h = d_p + 1/16''$$

Cargas de diseño

Resistencia al corte de la viga

Obtenido del análisis estructural

$$V_n = 14904.19 \text{ kg}$$

$$\phi = 1 \text{ (LRFD)}$$

Carga de diseño en la viga

$$V_{alma} = \phi V_n = 14904.19 \text{ kg}$$

Calculo del número de pernos – N

Número mínimo de pernos por carga de diseño

Para pernos A325 con hilo incluido en plano de corte

$$F_{vn} = 48 \text{ KSI} = 48000 \text{ PSI} = 3375.5 \text{ kg/cm}^2$$

Área del perno

$$A_b = 0.25\pi d^2 = 2.87 \text{ cm}^2$$

Número de pernos

$$N1_{min} = \frac{V_{alma}}{\phi R_n} = 2.05 \text{ pernos}$$

Número mínimo de pernos por aplastamiento en el alma de la viga

Espacios a usar S_1, S_2 y l_{ev} , según la figura inicial

$$S_1 = 75 \text{ mm}$$

$$S_2 = 75 \text{ mm}$$

$$l_{ev} = 30 \text{ mm (distancia al borde)}$$

Para pernos de borde

$$R_n = 1.2L_c t_w F_u \leq 2.4d_p t_w F_u$$

$$d_h = 3/4" + 1/16" = 2.1 \text{ cm (diametro de orificios)}$$

$$L_c = l_{ev} - 0.5d_h = 1.95 \text{ cm}$$

$$R_{n1} = 1.2L_c t_w F_u = 6778.51 \text{ kg}$$

$$R_{n2} = 2.4d_p t_w F_u = 13278.93 \text{ kg}$$

Luego para pernos de borde: $R_{nb} = 6778.51 \text{ kg}$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi R_{nb} = 5083.88 \text{ kg}$$

Para pernos interiores

$$R_n = 1.2L_c t_w F_u \leq 2.4d_p t_w F_u$$

$$d_h = 3/4" + 1/16" = 2.1 \text{ cm (diámetro de orificios)}$$

$$L_c = S_1 - d_h = 5.4 \text{ cm}$$

$$R_{n1} = 1.2L_c t_w F_u = 18771.26 \text{ kg}$$

$$R_{n2} = 2.4d_p t_w F_u = 13278.93 \text{ kg}$$

Luego para pernos de borde: $R_{ni} = 13278.93 \text{ kg}$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi R_{ni} = 9959.20 \text{ kg}$$

Resistencia total de aplastamiento

$$(\phi R_{nb})n_b + (\phi R_{ni})n_i$$

$n_b = \text{total de pernos de borde}$

$n_i = \text{total de pernos interiores}$

$$(\phi R_{nb})n_b + (\phi R_{ni})n_i \rightarrow 5083.88n_b + 9959.20n_i \geq 14904.19$$

Asumiendo número de pernos de borde: $n_b = 2$

$$n_i(\text{min}) = 0.48$$

$$N2_{\text{min}} = n_b + n_i(\text{min}) = 2.48 \text{ pernos}$$

Número total de pernos en el alma - N_{alma}

$$N_{alma}(\text{min}) = \max(N1_{\text{min}}, N2_{\text{min}}) = 2.48 \text{ pernos}$$

Luego usar $N_{alma} = 4 \text{ pernos (en dos filas)}$

Verificación del número de pernos por excentricidad del grupo de pernos

Esta verificación debe hacerse considerando una excentricidad igual a la distancia desde el apoyo hasta la primera línea de pernos. Luego, se verifica:

$$C > C_{req}$$

Donde C es el coeficiente por excentricidad según tabla 7-7 ASIC 2005,
 $C_{req} = N$

Con los siguientes datos

$$S_1 = 75 \text{ mm}$$

$$S_2 = 75 \text{ mm}$$

$$l_{ev} = 30 \text{ mm (distancia al borde)}$$

$$N = 4 \text{ pernos (en dos filas)}$$

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

Se obtiene un coeficiente por excentricidad $C = 2.54 > C_{req} = 2.48$, si cumple, por lo tanto el número de pernos es correcto.

Diseño de la plancha - e_t

Longitud de la plancha - b_p

$$n = N/N_f$$

$$n = 2 \text{ (numero de pernos por filas)}$$

$$N_f = 2 \text{ Numero de filas}$$

$$b_p = (n - 1)S_1 + 2l_{ev} = 13.5 \text{ cm}$$

Longitud de la plancha - e_t

Espesor mínimo por criterio de ruptura en el área neta - e_t1 (*min*)

$$A_{nv} = (b_p - nd_h)e_t1 = 9.3 e_t1$$

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} = 22766.4 e_t1$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi R_n = 17074.8 e_t1$$

$$\phi R_n \geq \frac{V_{alma}}{N_f} \rightarrow e_t1(\min) = 0.44 \text{ cm}$$

Espesor mínimo por criterio de fluencia por corte en el área total - e_t2 (min)

$$A_g = b_p e_t2$$

$$R_n = 0.6 F_u A_g = 33048 e_t2$$

$$\phi = 1 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi R_n = 33048 e_t2$$

$$\phi R_n \geq V_{alma} \rightarrow e_t2(\min) = 0.45 \text{ cm}$$

Espesor mínimo por criterio de aplastamiento - e_t3 (min)

Para pernos de borde

$$R_n = 1.2 L_c e_t F_u \leq 2.4 d_p e_t F_u$$

$$d_h = 3/4" + 1/16" = 2.1 \text{ cm (diámetro de orificios)}$$

$$L_c = l_{ev} - 0.5 d_h = 1.95 \text{ cm}$$

$$R_{n1} = 1.2 L_c e_t F_u = 9547.20 e_t3$$

$$R_{n2} = 2.4 d_p e_t F_u = 18702.72 e_t3$$

$$\text{Luego para pernos de borde: } R_{nb} = 9547.20 e_t3$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi R_{nb} = 7160.40 e_t3$$

Para pernos interiores

$$R_n = 1.2 L_c e_t F_u \leq 2.4 d_p e_t F_u$$

$$d_h = 3/4" + 1/16" = 2.1 \text{ cm (diámetro de orificios)}$$

$$L_c = l_{ev} - d_h = 5.4 \text{ cm}$$

$$R_{n1} = 1.2L_c e_t F_u = 26438.40 e_t 3$$

$$R_{n2} = 2.4d_p e_t F_u = 18702.72 e_t 3$$

Luego para pernos de borde: $R_{ni} = 18702.72 e_t 3$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi R_{ni} = 14027.04 e_t 3$$

Resistencia total por aplastamiento

$$(\phi R_{nb})n_b + (\phi R_{ni})n_i \geq V_{alma}$$

$$n_b = 2 \text{ (total pernos de borde)}$$

$$n_i = 2 \text{ (total pernos interiores)}$$

$$(\phi R_{nb})n_b + (\phi R_{ni})n_i \rightarrow 14320.80 e_t 3 + 28054.08 e_t 3 \geq 14904.19$$

$$e_t 3(\min) = 0.35 \text{ cm}$$

Espesor mínimo de la plancha del alma - $e_t \min$

$$e_t(\min) = \max(e_t 1(\min), e_t 2(\min), e_t 3(\min)) = 0.45 \text{ cm}$$

Entonces usar un espesor $e_t = 0.50 \text{ cm}$

Verificación de desgarramiento en plancha conectada al alma ($e_t = 5 \text{ mm}$)

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$$A_{gv} = (2S_1 + l_{ev})e_t = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left(2S_1 + l_{ev} - \left[\left(\frac{N_{alma}}{N_f} \right) - 0.5 \right] d_h \right) e_t = 7.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = (1S_1 + l_{ev} - (N_f - 0.5)d_h)e_t = 3.68 \text{ cm}^2$$

Para este caso $U_{bs} = 1.0$ ya que solo son 2 filas, si aumenta el número de filas U_{bs} disminuye.

$$R_{n1} = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} = 33170.4 \text{ kg}$$

$$R_{n2} = 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} = 28656.0 \text{ kg}$$

$$\text{Luego } R_n = \min(R_{n1} \text{ y } R_{n2}) = 25656.0 \text{ kg}$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi R_n = 21492.0 \text{ kg}$$

$$\text{Entonces: } 21492.0 > V_{alma} \text{ } 14904.19 \text{ OK}$$

*Nota: $U_{bs} = 1.0$; 2 filas y $U_{bs} = 0.5$; para más de 2 filas de pernos

Verificación de la plancha de flexión

$$e = \frac{S_2}{2} + l_{ev} + 1.2 = 7.95 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{V_{alma}}{e_t + b_p} = 1064.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \sqrt{F_y^2 - 3f_v^2} = 1732.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{e_t b_p^2}{4} = 22.78 \text{ cm}^3$$

$$M_n = F_{cr} Z = 39463.84 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_u = V_{alma} e = 118488.31 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi M_n = 35517.45 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_u \leq \phi M_n \rightarrow 118488.31 \leq 35517.45 \text{ (cambiar espesor)}$$

Aumentamos el espesor a $e_t = 15.9 \text{ mm} \rightarrow 5/8''$

$$e = \frac{S_2}{2} + l_{ev} + 1.2 = 7.95 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{V_{alma}}{e_t + b_p} = 987.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \sqrt{F_y^2 - 3f_v^2} = 1863.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{e_t b_p^2}{4} = 72.44 \text{ cm}^3$$

$$M_n = F_{cr} Z = 135033.01 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_u = V_{alma} e = 118488.31 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi M_n = 121529.71 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_u \leq \phi M_n \rightarrow 118488.31 \leq 121529.71 \text{ OK}$$

Diseño de la soldadura

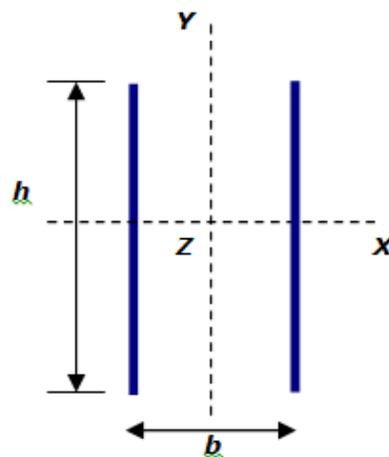
$$\phi_{BM} = 1 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi_W = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$F_r = \min(\phi_{BM} 0.6 F_y t; \phi_W 0.6 F_{EXX} a / \sqrt{2})$$

Dónde:

F_r (tensión solicitada por unidad de longitud en la conexión soldada)



Con t el menor espesor de las partes a unir, a es el espesor del filete de soldadura y F_{EXX} es la tensión admisible del aporte de soldadura $h = b_p$

$$\text{Electrodo E70} = 4923 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ASTM A36 } F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_{BM} 0.6 F_y t = 2413.62 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Con } a = 13 \text{ mm}$$

$$\frac{\phi_W 0.6 F_{EXX} a}{\sqrt{2}} = 2036.44 \text{ kg/cm}$$

$$f_v = \frac{V_{alma}}{2h} = 552.01 \text{ kg/cm}$$

$$M_f = V_{alma} e = 118488.31 \text{ kg} - \text{cm}$$

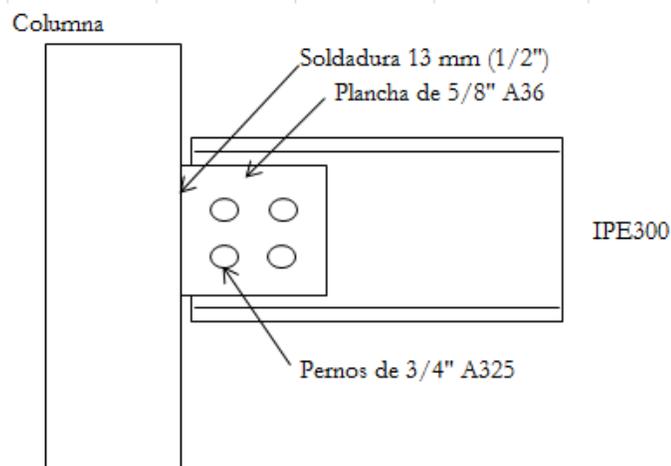
$$y = \frac{b_2}{2} = 6.75 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{b_p^3}{6} = 410.06 \text{ cm}^3$$

$$f_f = M_f \frac{y}{I_x} = 1950.42 \text{ kg/cm}$$

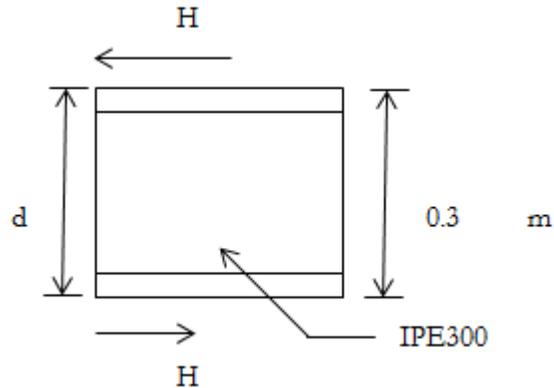
$$F_r = \sqrt{f_v^2 + f_f^2} = 2027.03 \text{ kg/cm}$$

Entonces: $2027.03 < 2036.44$ OK



3.7.2. Diseño de la placa por momento

$$M = 12209.98 \text{ kg} - m \text{ (del analisis estructural)}$$



Calculo de la fuerza en los patines

$$M = Hd \rightarrow H = \frac{M}{d} = 40699.9 \text{ kg}$$

Con tornillos A325 de 3/4"

Si el cortante en los tornillos gobierna, el número de tornillos es:

$$N = \frac{H}{\phi R_n}, \phi R_n = 7265.77 \text{ kg}, N = 5.602, \text{ entonces usar 6 tornillos (3 pares)}$$

Utilizar la distancia al borde de 40 mm, separación de 80 mm.

Diámetro de agujeros

$$h = 21 \text{ mm}$$

Para el agujero más cercano al borde

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 29.5 \text{ mm}$$

$$2d = 38.2 \text{ mm}$$

Entonces: $L_c < 2d$, $\phi = 0.75$

$$\phi R_n = \phi(1.2L_c t F_u) = 10832.4 \text{ kg/tor}$$

Para los otros agujeros

$$L_c = s - h = 59 \text{ mm}$$

Entonces: $L_c > 2d$

$$\phi R_n = \phi(2.4dtF_u) = 14057.07t \text{ kg/tor}$$

Calculo del espesor requerido por aplastamiento

Igualar la resistencia total por aplastamiento a la carga aplicada

$$2x10832.4t + 4x14027.04t = 40699.9 \text{ kg} \rightarrow t = 0.523 \text{ cm} = 5.2 \text{ mm}$$

Ambas placas de alas serán diseñadas como los elementos conectados en tensión (aunque una de las placas estará en compresión, los detalles de la conexión evitan cualquier problema de estabilidad).

Sección transversal mínimo requerido

$$\phi R_n = 0.9A_gF_y$$

$$A_{g \text{ req}} = \frac{\phi R_n}{0.9F_y} = \frac{H}{0.9F_y} = 17.874 \text{ cm}^2$$

De igual manera

$$\phi R_n = 0.75A_nF_u$$

$$A_{n \text{ req}} = \frac{\phi R_n}{0.75F_u} = \frac{H}{0.75F_u} = 13.301 \text{ cm}^2$$

Probando con un ancho de ala de la viga

$$w_g = 15 \text{ cm}$$

$$A_g = 15t = 17.874 \rightarrow t = 1.19 \text{ cm}$$

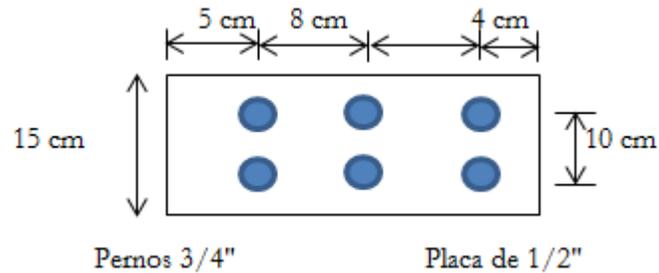
Calculo del espesor necesario para satisfacer el requerido del área neta

$$A_n = tw_n = t \left(w_g - \sum d_{\text{agujero}} \right) = 10.8t$$

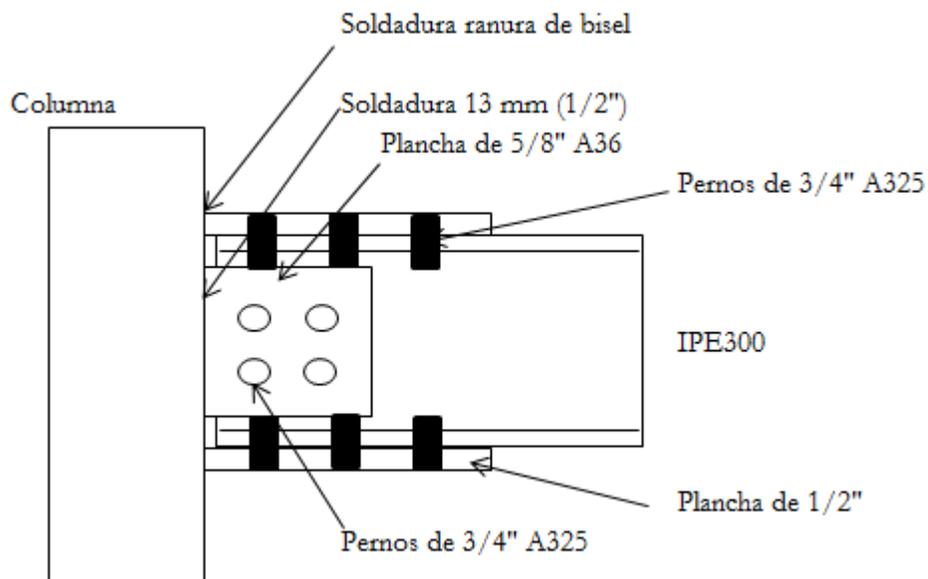
Entonces

$$10.8t = 13.301 \rightarrow t = 1.23 \text{ cm (gobierna)}$$

Este espesor también es mayor que el requerido por aplastamiento, por lo que será el espesor mínimo aceptable.



Placa de corte y placa de momento



3.8. Diseño de Conexión viga-viga

Datos de la conexión

Acero: A36

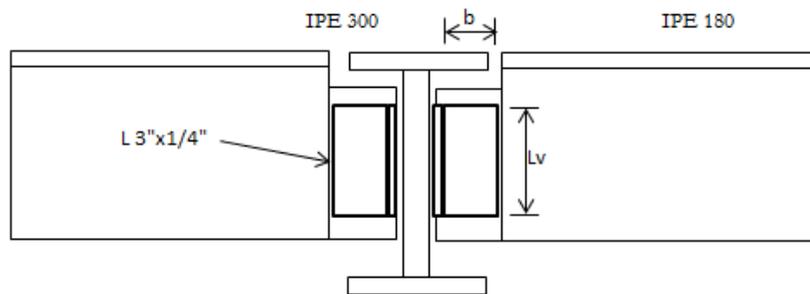
$L_v = 6.5 \text{ cm}$

Angulo L: 1/4"

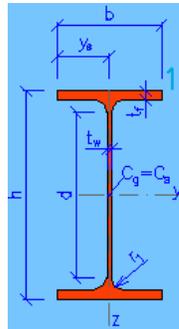
Soldadura

= E70XX (con arco protegido)

$L_v = 12 \text{ cm}$



Dimensiones de la viga IPE180



$H = 18 \text{ cm}$ (altura total)

$B = 9.1 \text{ cm}$ (ancho de alas)

$t_w = 0.53 \text{ cm}$ (espesor de alma)

Propiedades del acero ASTM A36

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (tension de fluencia)

$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$ (tension de rotura)

Resistencia al corte de la viga

$\phi = 1$ (LRFD)

$C_v = 1$

$A_w = H t_w = 9.54 \text{ cm}^2$

$$I_p = 723.68 \text{ cm}^3$$

3.8.3.1. Corte directo en soldaduras verticales

$$R_v = \frac{V_u}{2L_v} = 0.30 \text{ tn/cm}$$

Por carga excéntrica

En punto A

$$R_y = 0.028 \text{ tn/cm}$$

$$R_x = 0.099 \text{ tn/cm}$$

$$R_u = \sqrt{(R_v + R_y)^2 + R_x^2} = 0.344 \text{ tn/cm}$$

Proponemos tamaño de soldadura

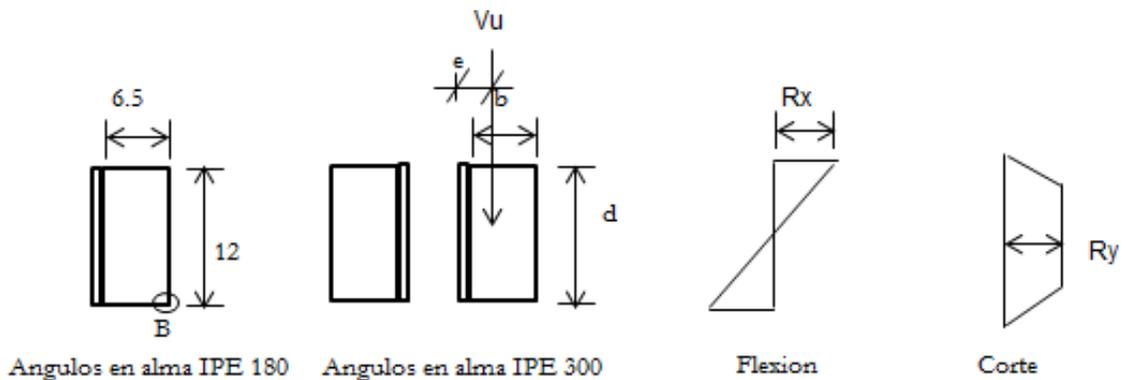
$$W_s = 3 \text{ mm (ver Anexo 10)}$$

$$\phi R_n = 0.48 \text{ tn/cm (para unir el angulo con la viga IPE180)}$$

Entonces

$$0.48 > 0.344 \text{ OK}$$

Soldadura en el alma de la viga IPE300



Esfuerzo por flexión

$$S = \frac{d^2}{3} + 2bd = 204 \text{ cm}^3$$

En el punto B

$$R_x = \frac{V_u e d / 2}{S} = 0.532 \text{ tn/cm}$$

$$R_y = \frac{V_u / 2}{d + 2b} = 0.145 \text{ tn/cm}$$

$$R_u = \sqrt{R_x^2 + R_y^2} = 0.552 \text{ tn/cm}$$

Proponemos tamaño de soldadura

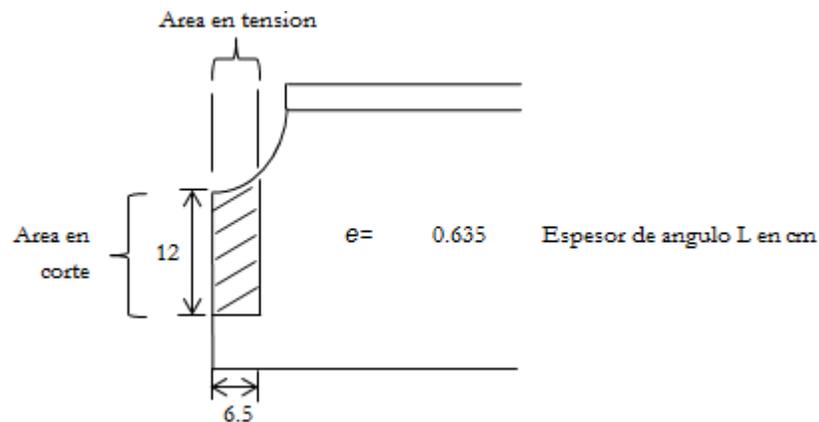
$$W_s = 5 \text{ mm (ver Anexo 10)}$$

$$\phi R_n = 0.779 \text{ tn/cm (para unir el angulo con la viga IPE180)}$$

Entonces

$$0.779 > 0.552 \text{ OK}$$

Verificación del ángulo



Bloque de corte

$$A_{vg} = de = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = \left(b - \frac{1}{4}\right)e = 3.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{tg} = be = 4.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{ns} = \left(d - \frac{1}{4}\right) e = 7.22 \text{ cm}^2$$

Cálculo de resistencia

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi P_n = \phi(0.60F_y A_{vg} + A_{nt} F_u) = 20.07 \text{ tn/cm}$$

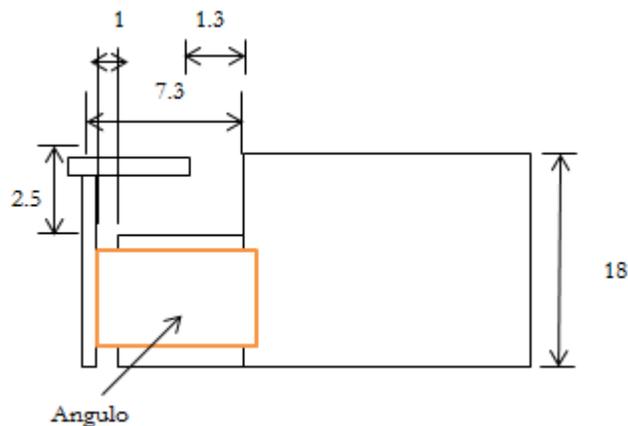
$$\phi P_n = \phi(0.60F_u A_{ns} + A_{tg} F_y) = 21.08 \text{ tn/cm}$$

En cada ángulo $P_u = \phi V_n / 2$

Entonces: $21.08 > V_u 7.24 \text{ OK}$

Verificación de dimensiones

Según el ala de la viga al que se unirá, se propone las dimensiones de corte.



$$c \leq 2d \rightarrow 7.3 \leq 36 \text{ OK}$$

$$d_c \leq d/2 \rightarrow 2.5 \leq 9 \text{ OK}$$

$$c/d \leq 1 \rightarrow 0.41 \leq 1 \text{ OK}$$

$$c/h_o \leq 1 \rightarrow 0.47 \leq 1 \text{ OK}$$

Las dimensiones son correctas, para el caso de la viga IPE180 unida a la viga IPE300, las dimensiones cambiarán para otros casos.

3.9. Diseño de placa base y pernos de anclaje

Parámetros de diseño

Datos obtenidos del análisis estructural

$$P = 43259.6 \text{ kg (carga axial)}$$

$$M_x = 119.59 \text{ kg} - m \text{ (momento en direccion y)}$$

$$M_y = 525.59 \text{ kg} - m \text{ (momento en direccion x)}$$

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

$$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = 964.66 \text{ kg (cortante)}$$

Geometría de la columna

Columna 160x160x9mm

$$d = 20 \text{ cm (ancho en x)}$$

$$b_f = 20 \text{ cm (largo en y)}$$

$$t_f = 0.9 \text{ cm (espesor en x)}$$

$$t_w = 0.9 \text{ cm (espesor en y)}$$

Geometría de la placa

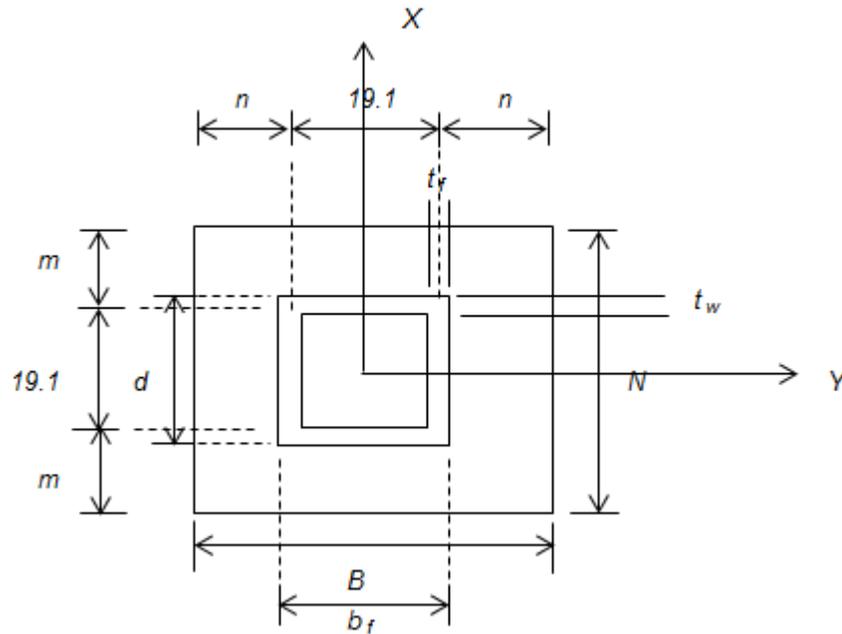
$$B = 35 \text{ cm}$$

$$N = 35 \text{ cm}$$

$$A_2 = 1225 \text{ cm}^2 \text{ (area de la base de concreto = placa base)}$$

$$m = \frac{N - (d - t_w)}{2} = 7.95 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - (b_f - t_f)}{2} = 7.95 \text{ cm}$$



Análisis en Dirección X

Presiones actuantes bajo la placa

$$q = \frac{P}{BN} \pm \frac{6M}{BN^2}$$

$$q_1 = 42.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = 27.96 \text{ kg/cm}^2$$

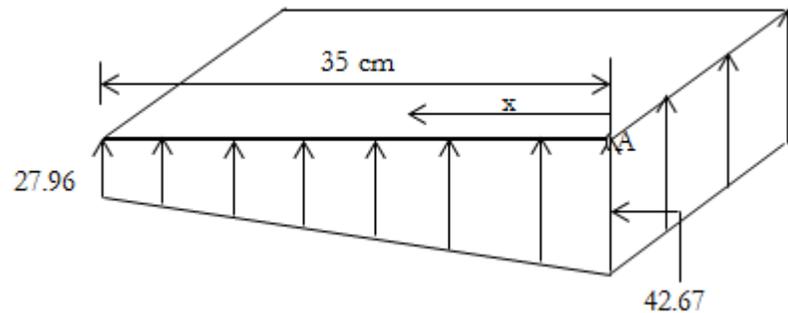
Presión permisible (F_p)

$$F_p = 0.85f'c = 178.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.85$$

$$F_{p \text{ ultima}} = \phi F_p = 107.10 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces $42.67 < 107.10 \text{ OK}$



Ecuación de presión

Empezando desde el punto A

$$q = q_1 + ax \rightarrow a = -0.420$$

La ecuación

$$q = 42.67 - 0.420x$$

$$V = 42.67x - 0.210x^2$$

$$M = 21.33x^2 - 0.105x^3$$

$$\text{Evaluando } x = m \rightarrow M = 1401.19 \text{ kg} - \text{cm}$$

Calculo del espesor t de la placa

$$t = \sqrt{\frac{6M}{0.75f_y}} = 2.10 \text{ cm}$$

Análisis en Dirección Y

Presión actuante bajo la placa

$$q = \frac{P}{BN} \pm \frac{6M}{BN^2}$$

$$q_1 = 36.99 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = 33.64 \text{ kg/cm}^2$$

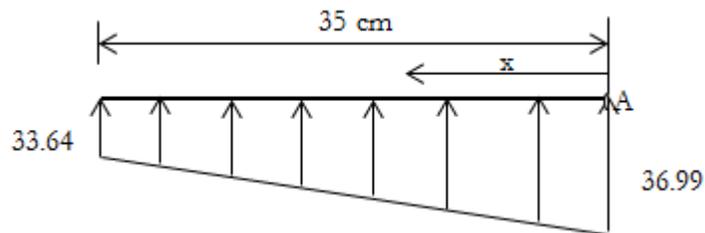
Presión permisible (F_p)

$$F_p = 0.85f'c = 178.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.60$$

$$F_{p \text{ ultima}} = \phi F_p = 107.10 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces $36.99 < 107.10 \text{ OK}$



Ecuación de presión

Empezando desde el punto A

$$q = q_1 + ax \rightarrow a = -0.096$$

La ecuación

$$q = 36.99 - 0.096x$$

$$V = 36.99x - 0.048x^2$$

$$M = 18.49x^2 - 0.024x^3$$

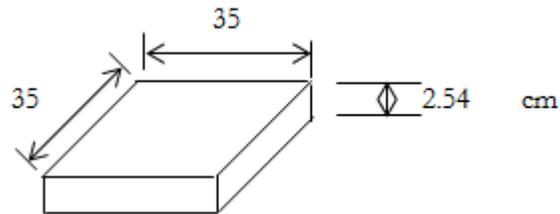
$$\text{Evaluando } x = n \rightarrow M = 1180.86 \text{ kg} - \text{cm}$$

Calculo del espesor t de la placa

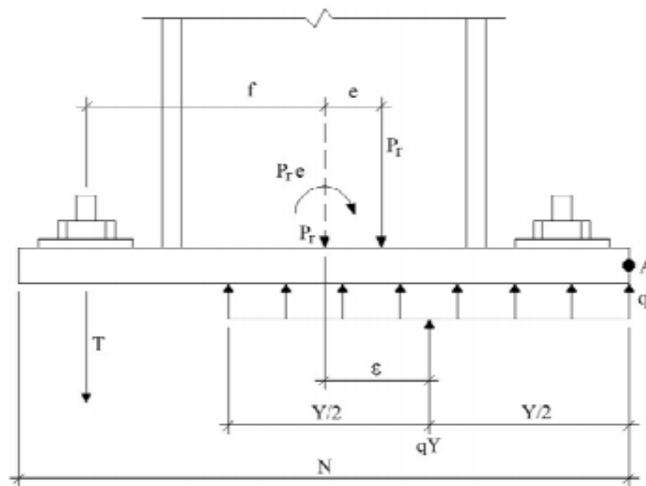
$$t = \sqrt{\frac{6M}{0.75f_y}} = 1.96 \text{ cm}$$

Entonces $t = 2.10 \rightarrow 1''$

Usar una placa con dimensiones $35 \times 35 \times 2.54 \text{ cm}$



Cálculo del número de pernos

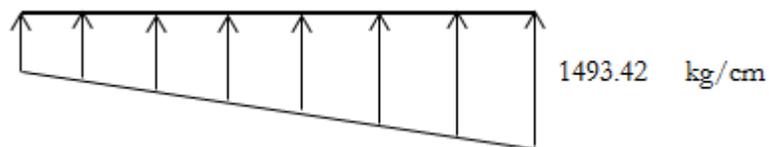


Placa Base con Momento Pequeño

Cálculo de la excentricidad

$$e_x = \frac{M}{P} = 1.21 \text{ cm}$$

Cálculo de la excentricidad crítica

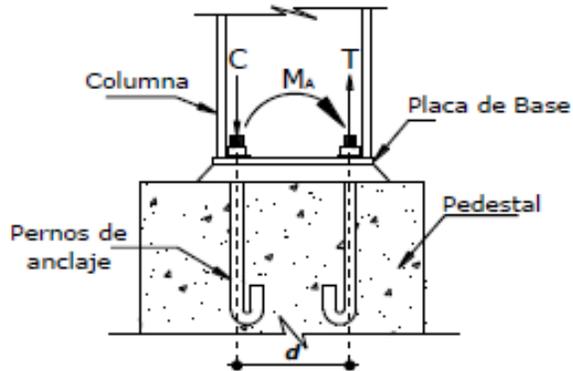


$$y_{min} = \frac{P}{q_{max}} = 28.97 \text{ cm}$$

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P}{q_{max}} = 3.02 \text{ cm}$$

Entonces

$1.21 < 3.02$ (las anclas no intervienen en el equilibrio de momento)



$$d = 0.3 \text{ m}$$

$$M_A = Td \rightarrow T = 1.94 \text{ tn}$$

Dimensionamiento de pernos de anclaje

$$\phi = 5/8" \text{ (diámetro de pernos A - 307)}$$

$$N = 4 \text{ (numero de pernos)}$$

Fuerza por perno

$$F_p = \frac{T}{4} = 0.49 \text{ tn}$$

Capacidad de tensión

Para 5/8"

$$F_u = 3160.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo de tensión)}$$

$$A_p = 1.98 \text{ cm}^2 \text{ (area del perno)}$$

$$F_t = 0.6F_u A_p = 3752.80 \text{ kg} = 3.75 \text{ tn}$$

Entonces $3.75 > 0.79 \text{ tn}$ OK

*El número de pernos es correcto

3.9.6.4. Diseño por cortante

$$F_u = 1680.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo al corte)}$$

$$A_p = 1.98 \text{ cm}^2 \text{ (area del perno)}$$

$$F_v = 0.75F_u A_p = 2493.95 \text{ kg (por perno)}$$

$$F_v = 9975.80 \text{ kg (en los 4 pernos)}$$

Entonces: $9975.80 > 964.66 \text{ kg OK}$

Longitud del perno de anclaje

$$L_d \geq 12d = 19.05 \text{ cm}$$

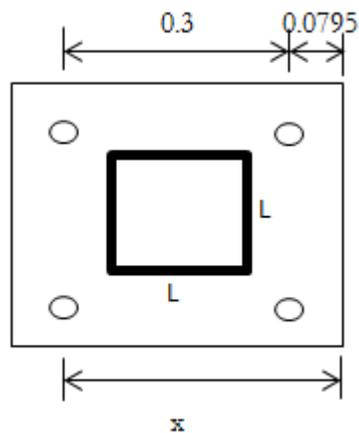
Distancia entre pernos

$$L_d \geq 15d = 23.81 \text{ cm}$$

Diseño de soldadura

$$\text{Electrodo } E70XX = 4923 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$



$$x = 0.4 \text{ m}$$

$$L_T = 80 \text{ cm (longitud del cordon de soldadura)}$$

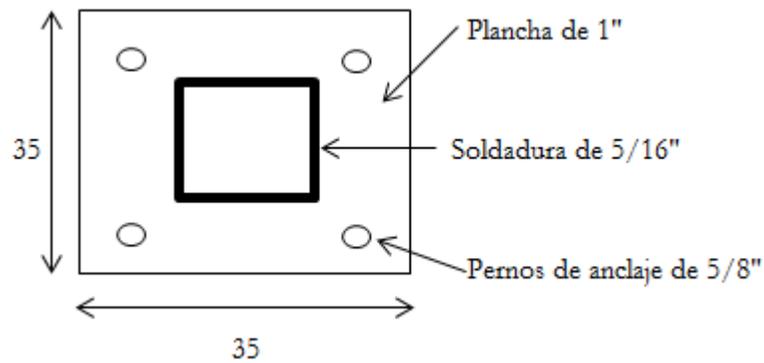
$$T = \frac{M}{x} = 1501.7 \text{ kg} = Pu$$

$$P_u \leq \phi(0.6F_{EXX}A_{ef}), \quad A_{ef}(\text{espesor de la garganta efectiva})$$

$$P_u \leq \phi(0.6F_{EXX})(0.707aL_T) \rightarrow a = 0.012 \text{ cm}$$

$$a = 5/16''$$

Como la placa tiene un espesor de 2.54 cm, se utilizara una soldadura como minimo de 5/16" según la tabla J2.4 del manual AISC LRFD.



3.10. Diseño de zapatas

3.10.1. Predimensionamiento de zapatas

Las cargas son obtenidas del análisis de la estructura en el programa Sap, mediante la combinación CM+CV

Datos generales

$$\sigma_t = 0.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo permisible del terreno)}$$

$$h_f = 1.20 \text{ m (fondo de cimentacion)}$$

$$\gamma_{prom} = 1.50 \text{ tn/m}^3 \text{ (peso promedio del suelo y cimentacion)}$$

$$s/c = 0.2 \text{ tn/m}^2 \text{ (sobrecarga de piso)}$$

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} h_f - s/c = 7 \text{ tn/m}^2 \text{ (esfuerzo neto del terreno)}$$

Predimensionamiento

Se analizará la zapata más cargada

Eje 3-3, B-B

$$P = 29.54 \text{ tn (peso a nivel de columna)}$$

$$A_z = \frac{P}{\sigma_n} = 4.22 \text{ m}^2$$

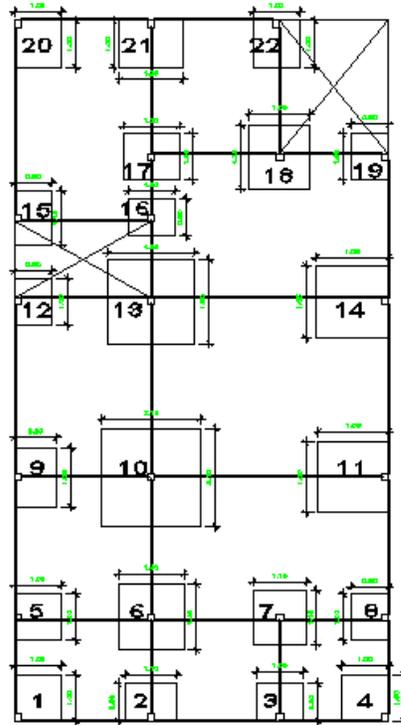
$$A_z = ST, \text{ consideramos } S = 2.05 \text{ m}$$

$$\text{Entonces } T = 2.05 \text{ m}$$

3.10.2. Diseño de acero

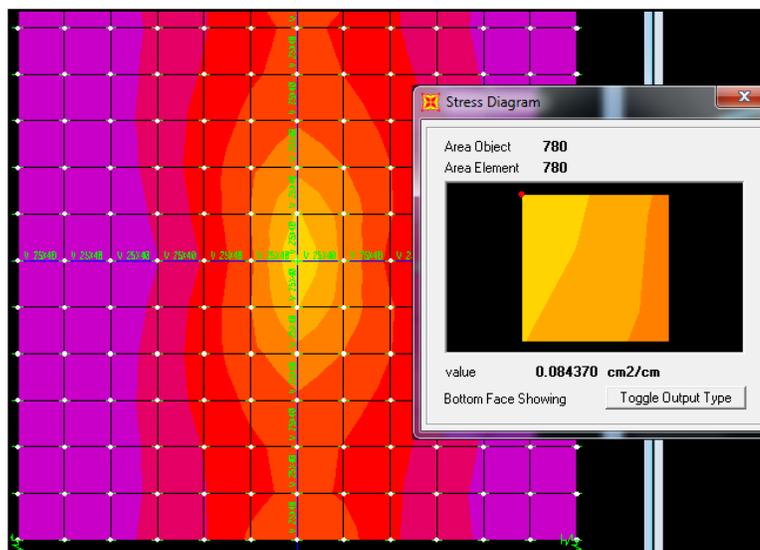
El área de acero requerida por cm^2 es obtenido luego del análisis de la estructura en el programa Sap, mediante la combinación Envolvente.

Ubicación de las zapatas



Zapata 10

En sentido x



$$As \text{ por } cm = 0.08 \text{ cm}^2/cm$$

$$Lx = 2.05 \text{ m}$$

$$As = 17.22 \text{ cm}^2$$

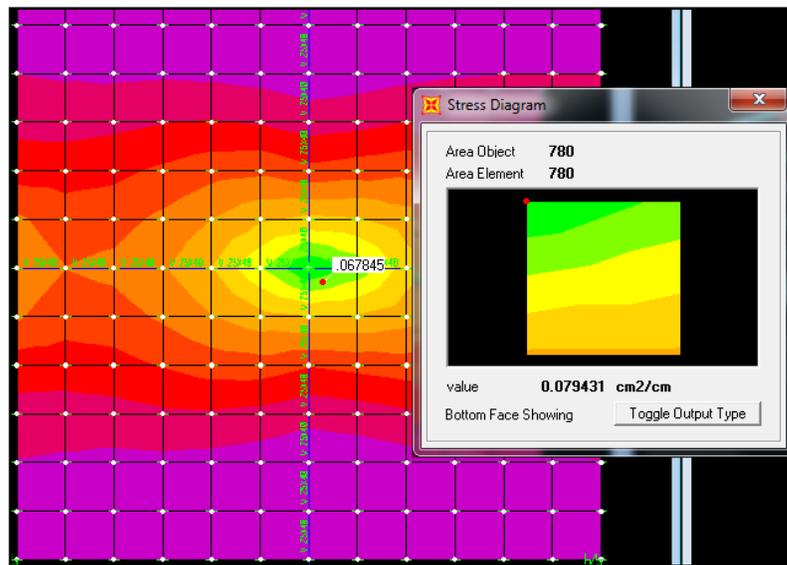
$$\text{Usar } \phi 1/2'' \rightarrow A\phi = 1.27 = 0.0127 \text{ m (diametro de la varilla en metros)}$$

$$n = \frac{As}{A\phi} = 13.56 \rightarrow 13$$

$$s = \frac{b - 2r - \phi}{n - 1} = 0.16 \text{ m}$$

Usar 13 $\phi 1/2'' @ 0.16 \text{ m}$

En sentido y



$$As \text{ por } cm = 0.079 \text{ cm}^2/cm$$

$$Ly = 2.05 \text{ m}$$

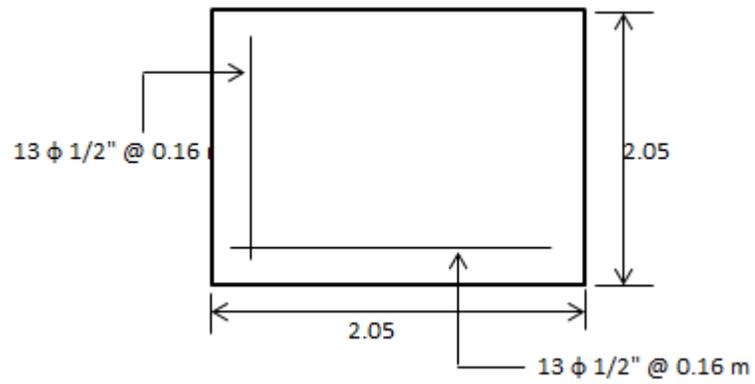
$$As = 16.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } \phi 1/2'' \rightarrow A\phi = 1.27 = 0.0127 \text{ m (diametro de la varilla en metros)}$$

$$n = \frac{As}{A\phi} = 12.75 \rightarrow 13$$

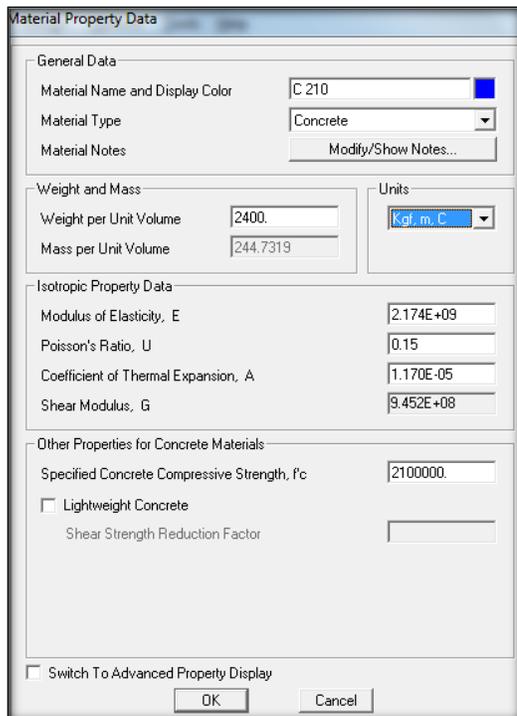
$$s = \frac{b - 2r - \phi}{n - 1} = 0.16 \text{ m}$$

Usar 13 ϕ 1/2" @ 0.16 m



3.11. Modelamiento de la Estructura en programa Sap2000

*Propiedades del concreto $f'_c=210$
kg/cm²*



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C 210

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2400.

Mass per Unit Volume: 244.7319

Units: Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2.174E+09

Poisson's Ratio, U: 0.15

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 9.452E+08

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'_c : 2100000.

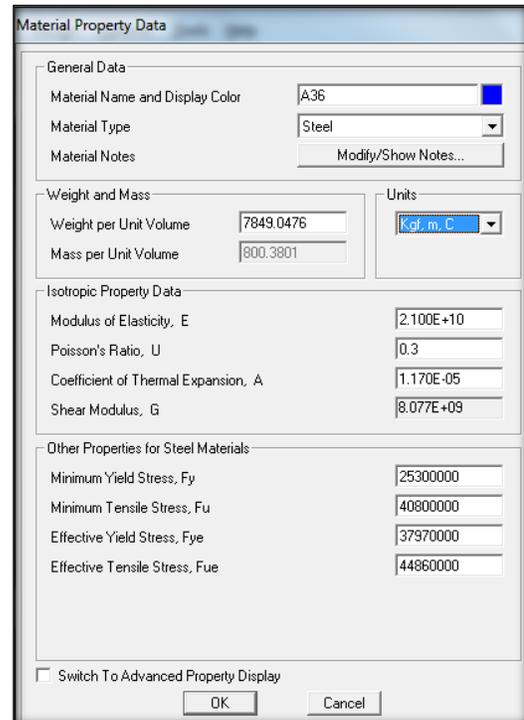
Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

*Propiedades del Acero estructural
A-36*



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: A36

Material Type: Steel

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7849.0476

Mass per Unit Volume: 800.3801

Units: Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2.100E+10

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 8.077E+09

Other Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, F_y : 25300000

Minimum Tensile Stress, F_u : 40800000

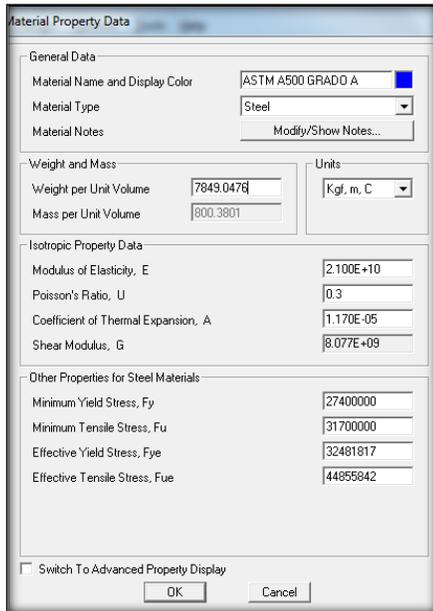
Effective Yield Stress, F_{ye} : 37970000

Effective Tensile Stress, F_{ue} : 44860000

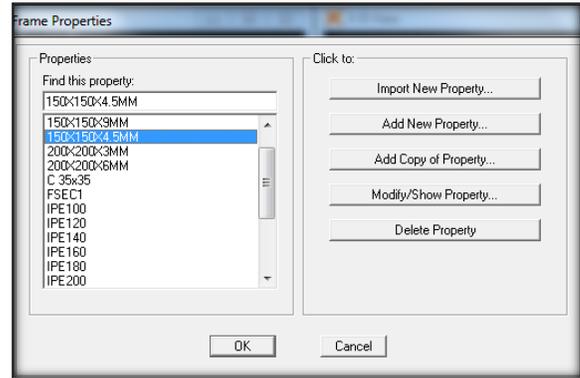
Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

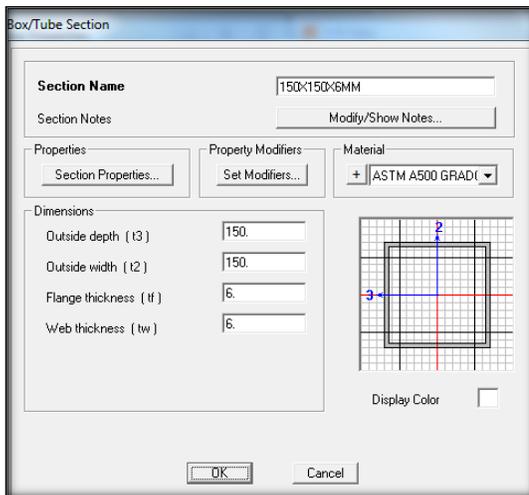
Propiedades del Acero ASTM A500 Grado A



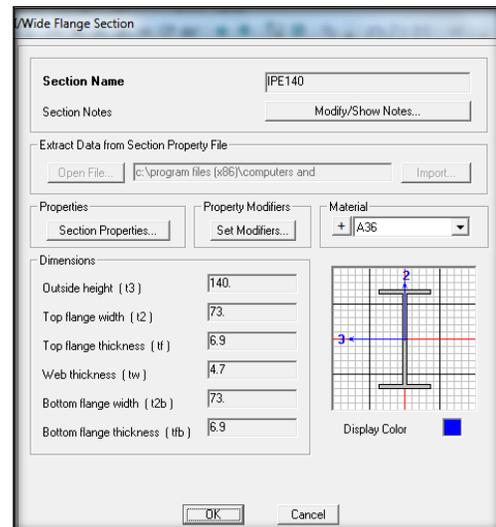
Definición de las secciones de los elementos estructurales (columnas tubulares, vigas IPE, pedestal)



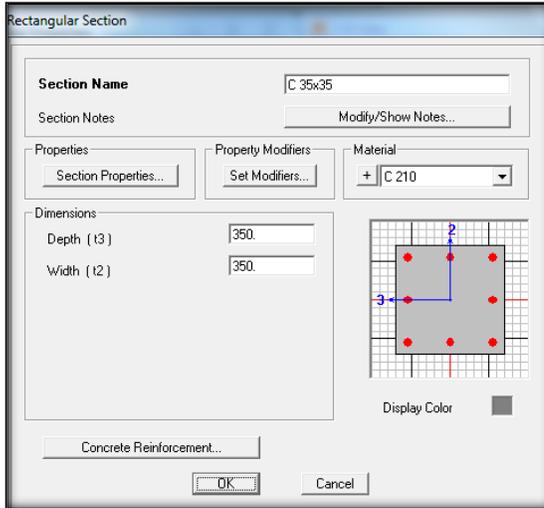
Dimensiones de columna tubular



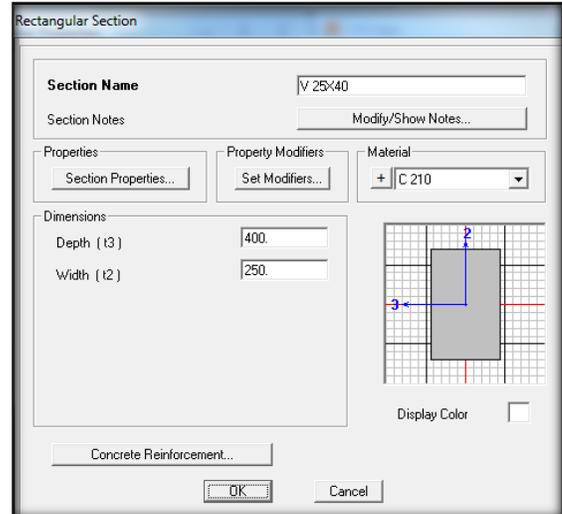
Dimensiones de viga IPE 140



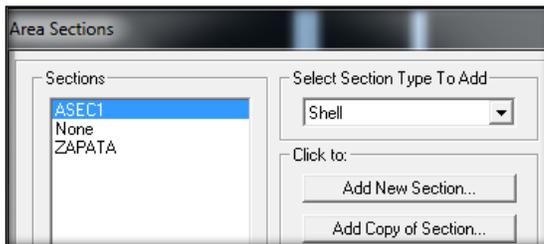
Dimensiones de pedestal de concreto



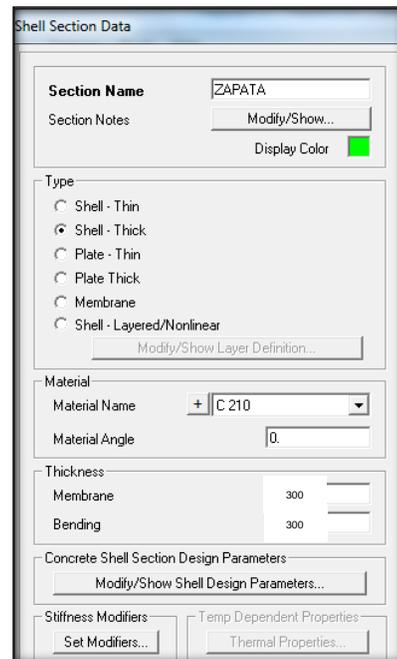
Dimensiones de viga de cimentación



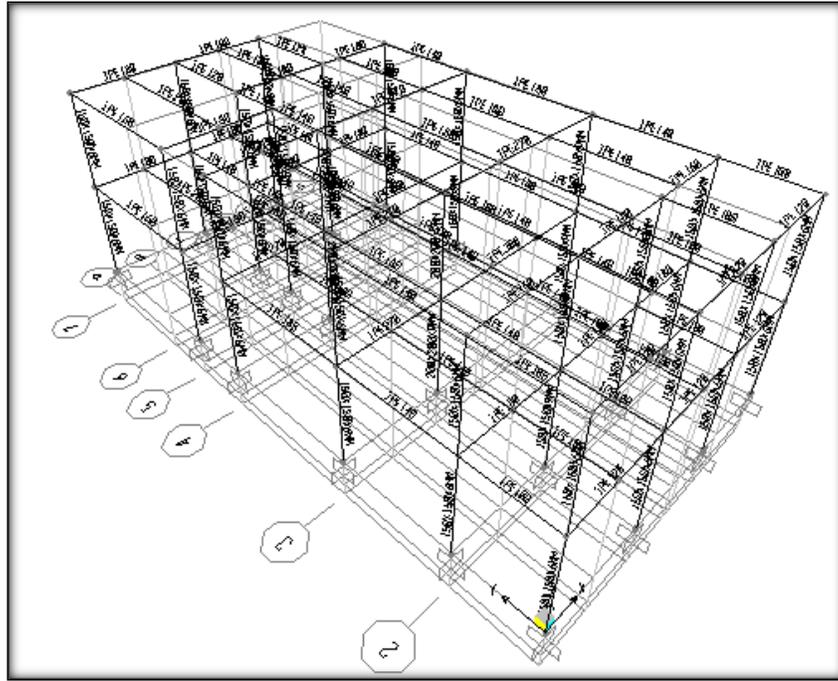
Definición de zapatas



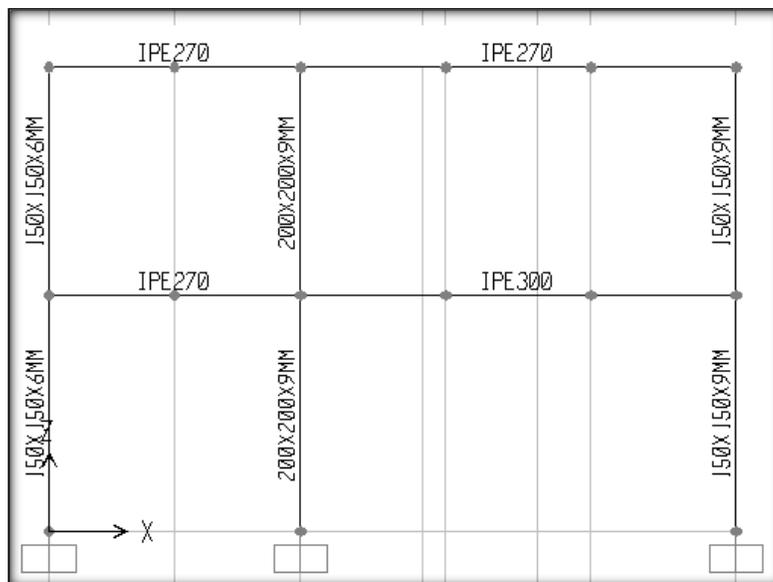
Dimensiones de la zapata (e=30 cm)



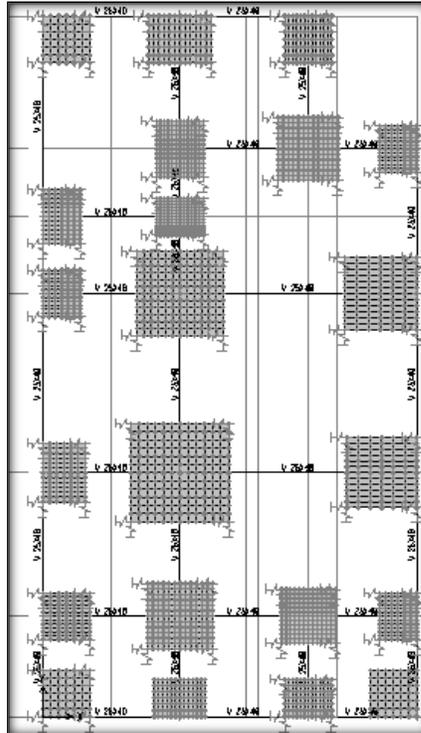
Elementos asignados al modelo



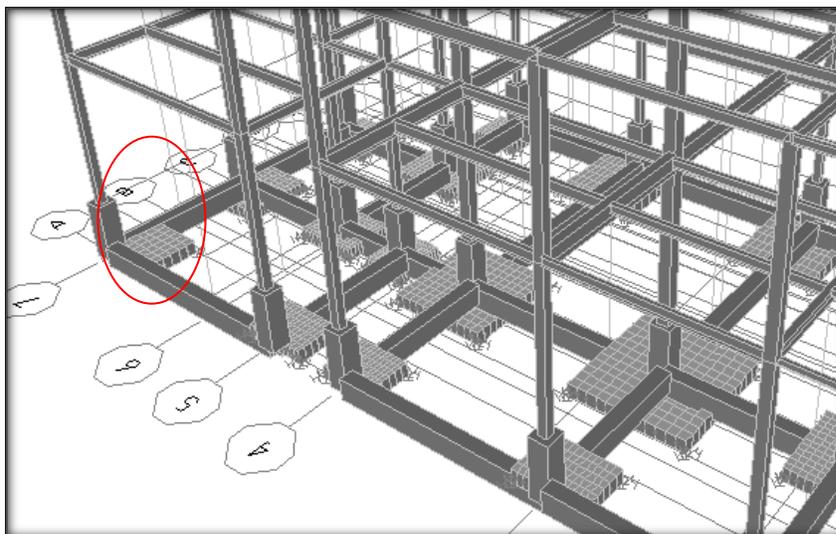
Vista del Eje 3-3 de la estructura



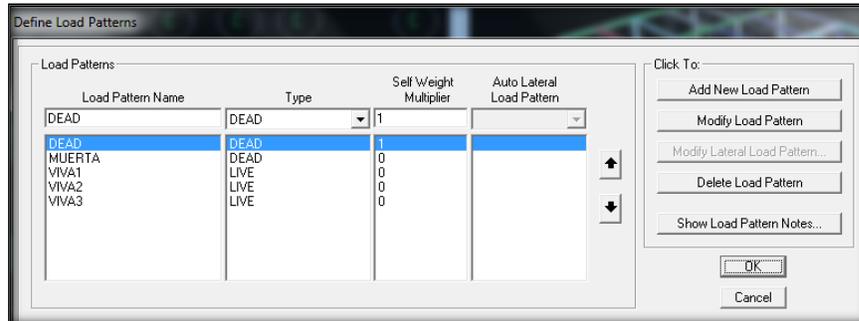
Asignación de zapatas y vigas de cimentación al modelo.



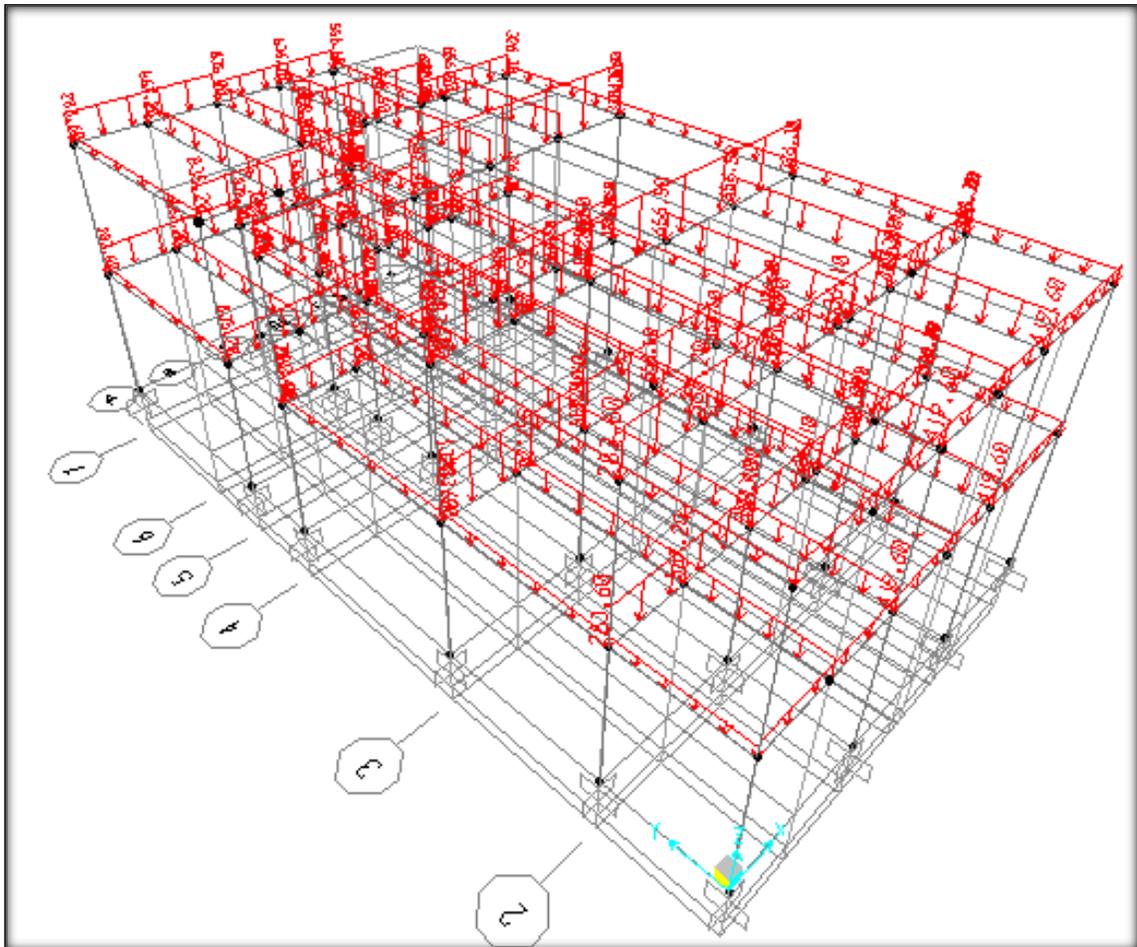
Asignación de pedestal de concreto



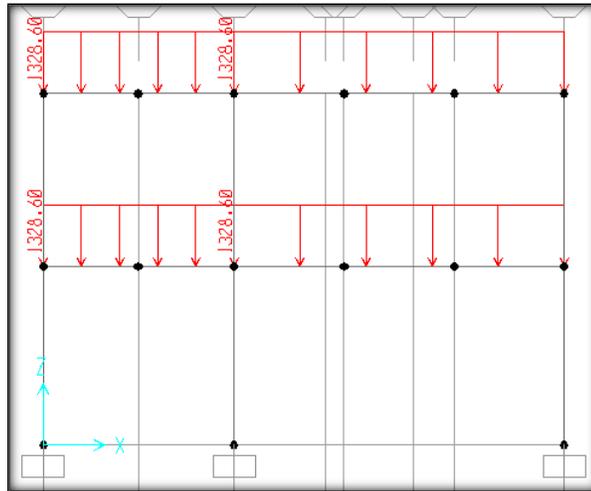
Estados de carga aplicables para el modelo



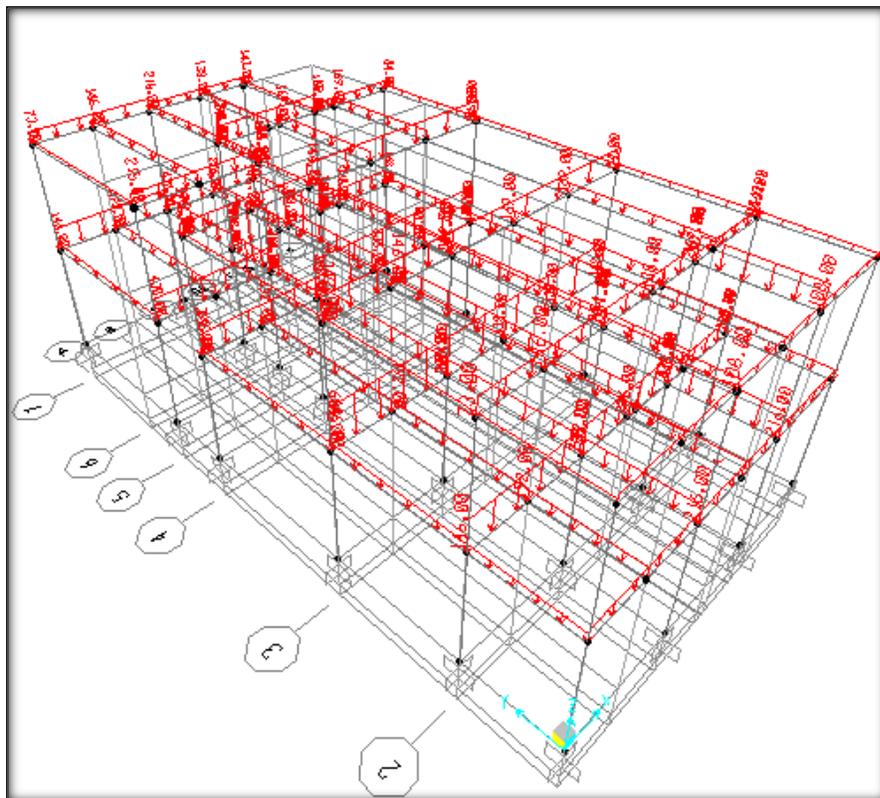
Cargas muertas asignadas en el modelo



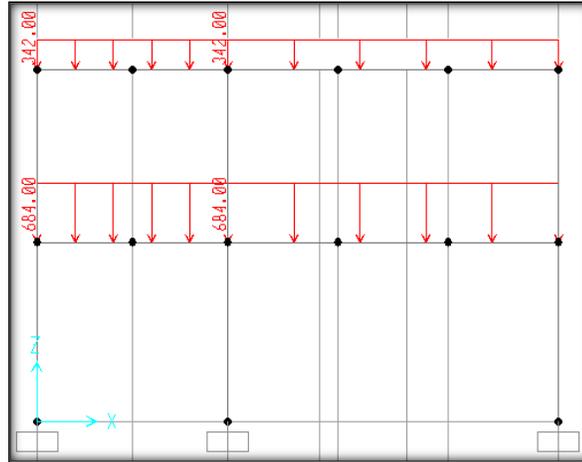
Carga muerta aplicada en el eje 3-3



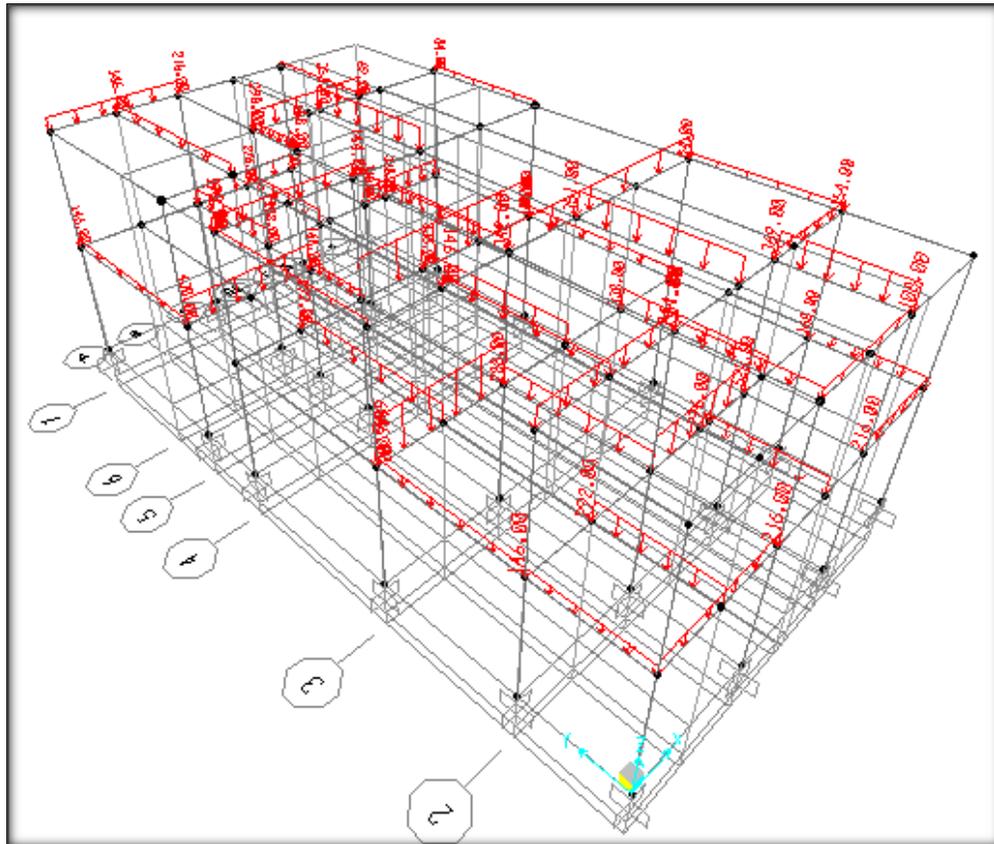
Cargas vivas asignadas en el modelo



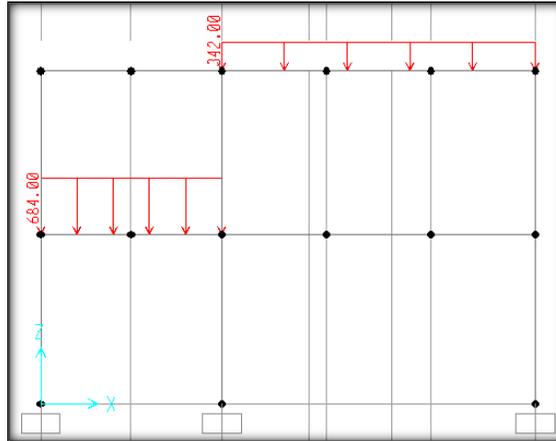
Carga viva aplicada en el eje 3-3



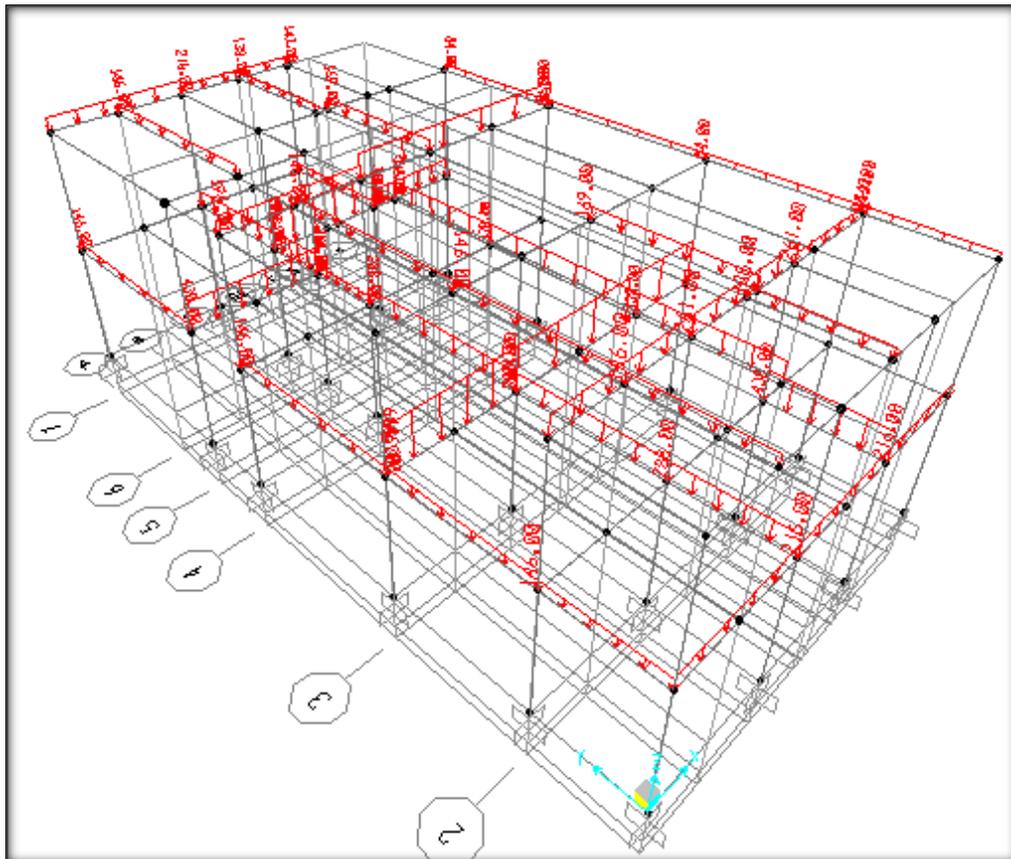
Carga Viva 2 asignada al modelo



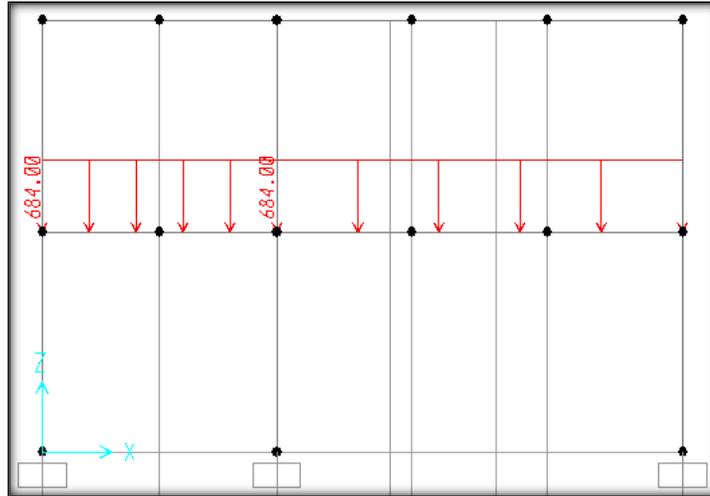
Carga Viva 2 aplicada en el eje 3-3



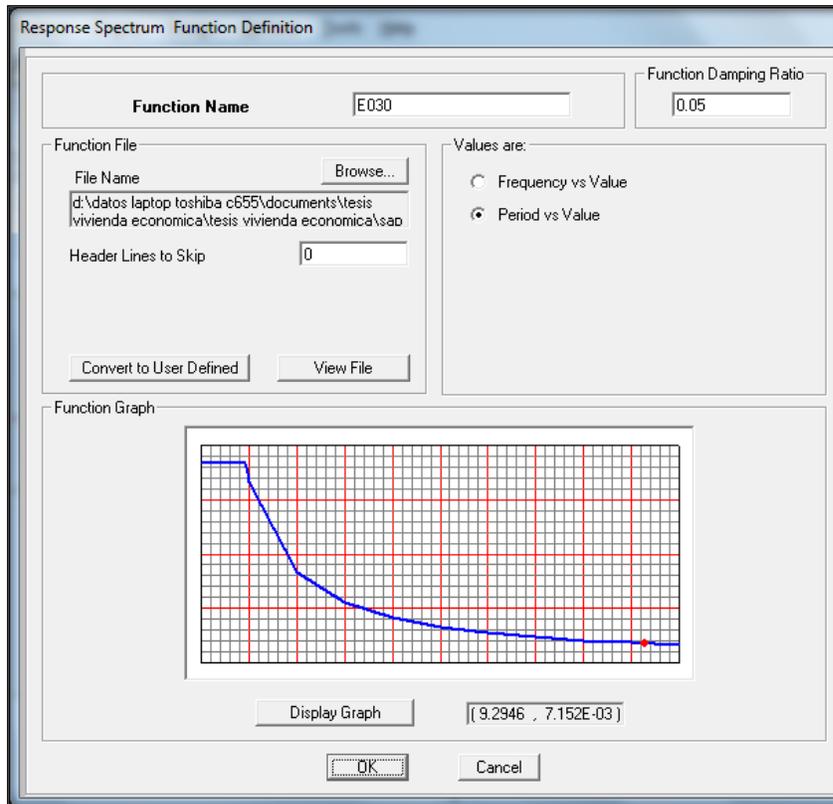
Carga Viva 3 asignada al modelo



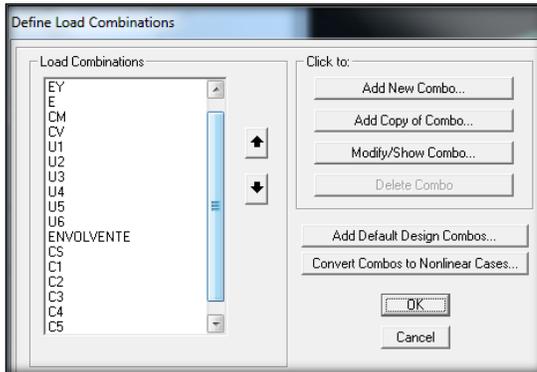
Carga Viva 3 aplicada en el eje 3-3



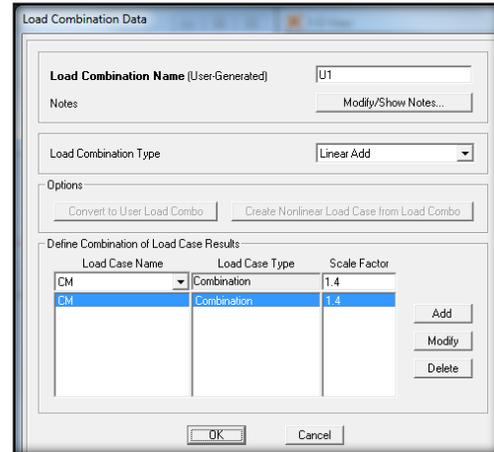
Espectro de respuesta (E-030)



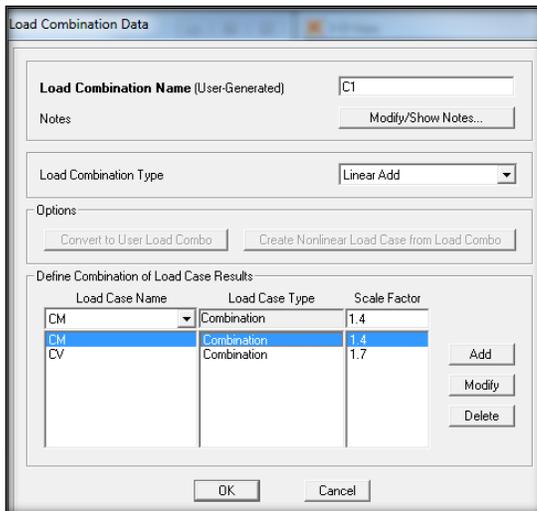
Combinaciones para el acero y el concreto



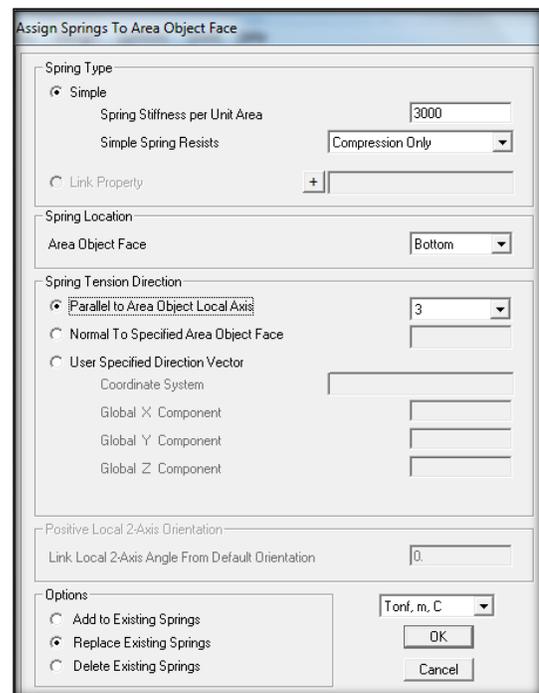
Carga ultima para el acero LRFD



Carga ultima para el Concreto



Resortes como "área spring" en las zapatas (Balasto = 3000 tn/m3)



Parámetros de diseño para el pórtico SMF (pórtico especial a momento)

Steel Frame Design Preferences for AISC-LRFD99

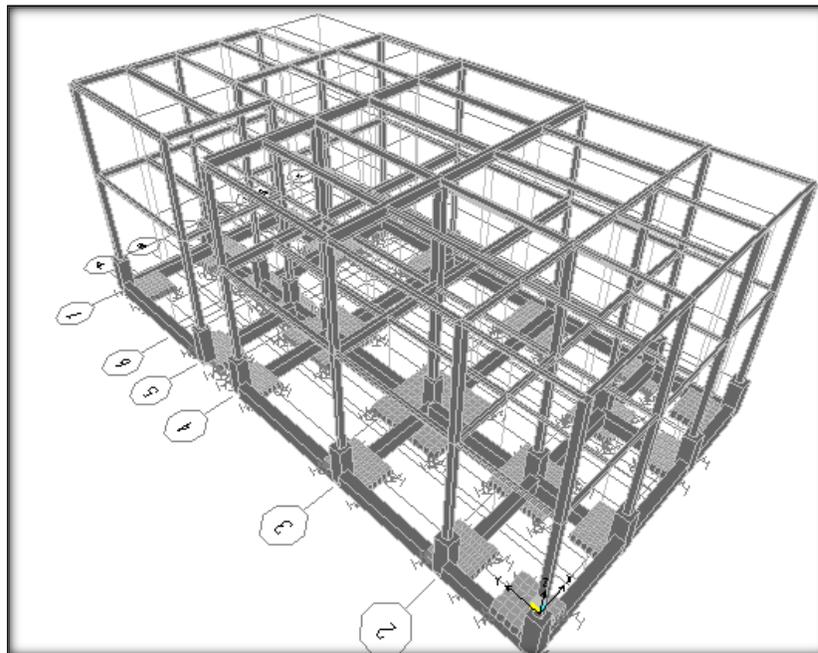
Item	Value
1 Design Code	AISC-LRFD99
2 Time History Design	Envelopes
3 Framing Type	SMF
4 Seismic Design Category	D
5 Phi (Bending)	0.9
6 Phi (Compression)	0.85
7 Phi (Tension-Yielding)	0.9
8 Phi (Tension-Fracture)	0.75
9 Phi (Shear)	0.9
10 Phi (Shear-Torsion)	0.75
11 Phi (Compression, Angle)	0.9
12 Ignore Seismic Code?	No
13 Ignore Special Seismic Load?	No
14 Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
15 Consider Deflection?	No
16 DL Limit, L /	120.
17 Super DL+LL Limit, L /	120.
18 Live Load Limit, L /	360.
19 Total Limit, L /	240.
20 Total-Camber Limit, L /	240.
21 Pattern Live Load Factor	0.75
22 Demand/Capacity Ratio Limit	0.95

Item Description

Explanation of Color Coding for Values
Blue: Default Value
Black: Not a Default Value
Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values:

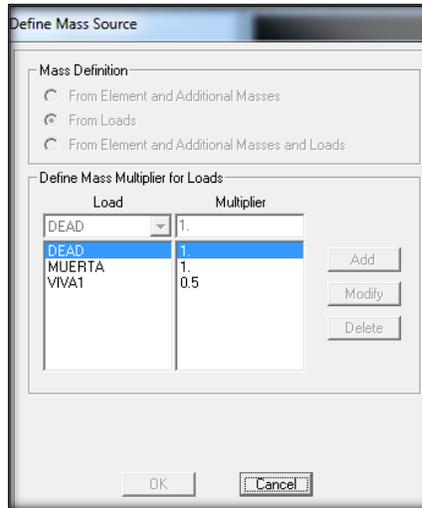
Modelo final



3.12. Resultados del programa

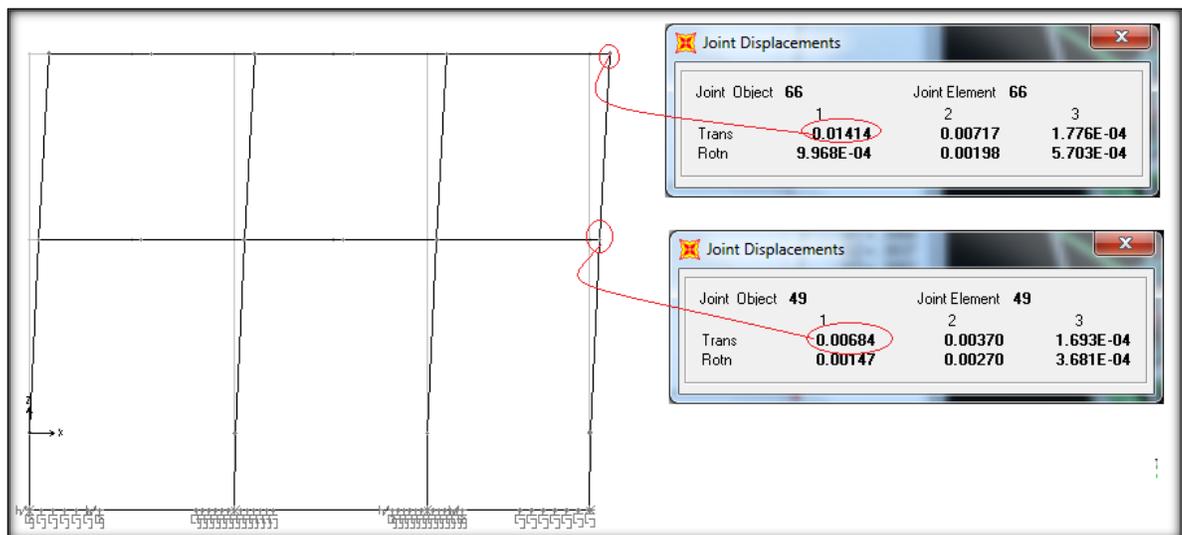
3.12.1. Revisión de desplazamientos

Reducción en la carga muerta y viva

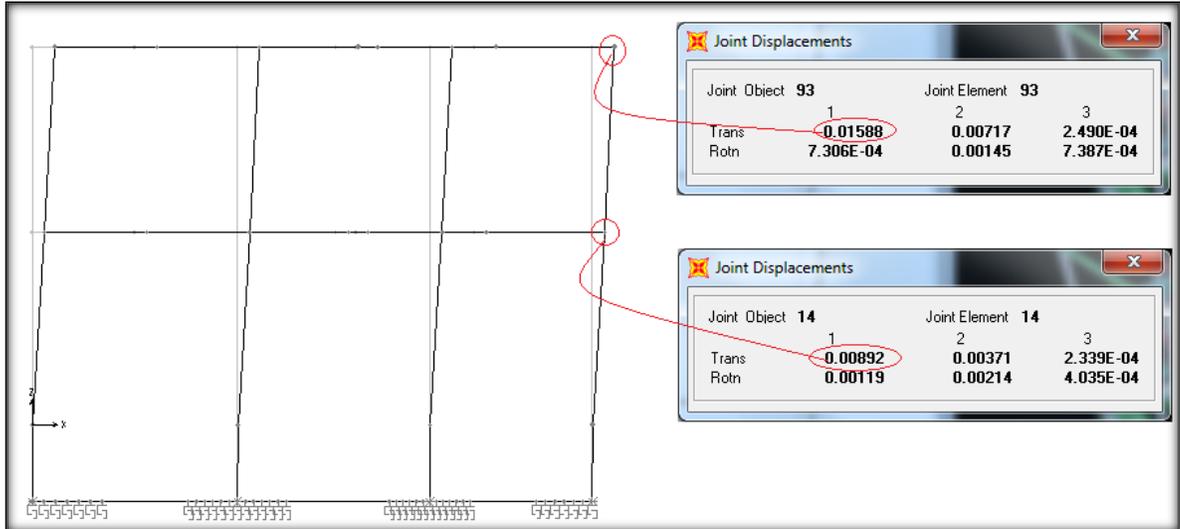


3.12.1.1. Desplazamiento en sentido X

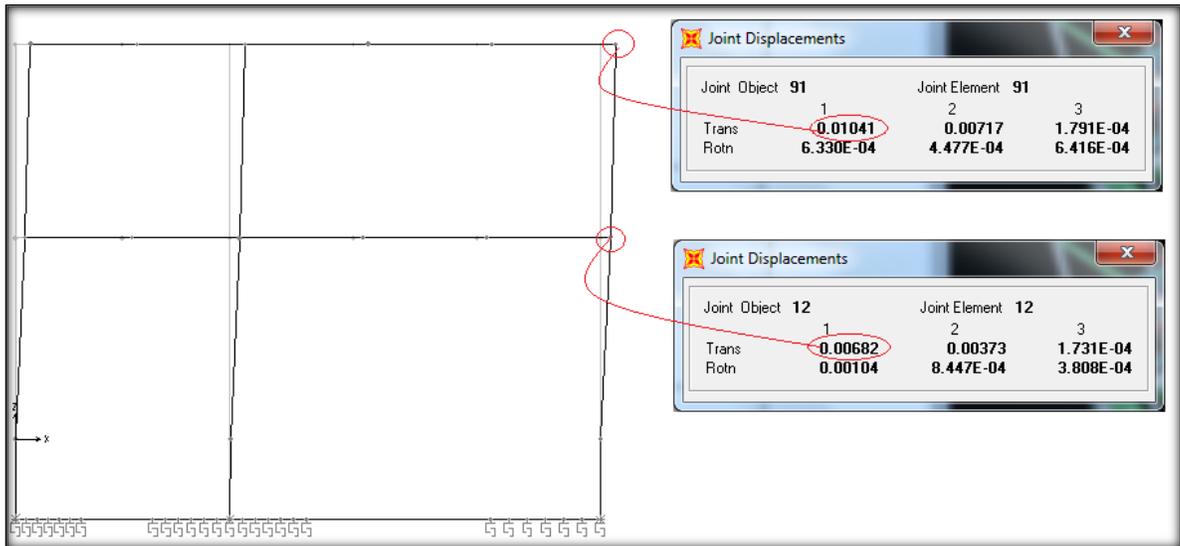
Desplazamiento de Eje 1-1



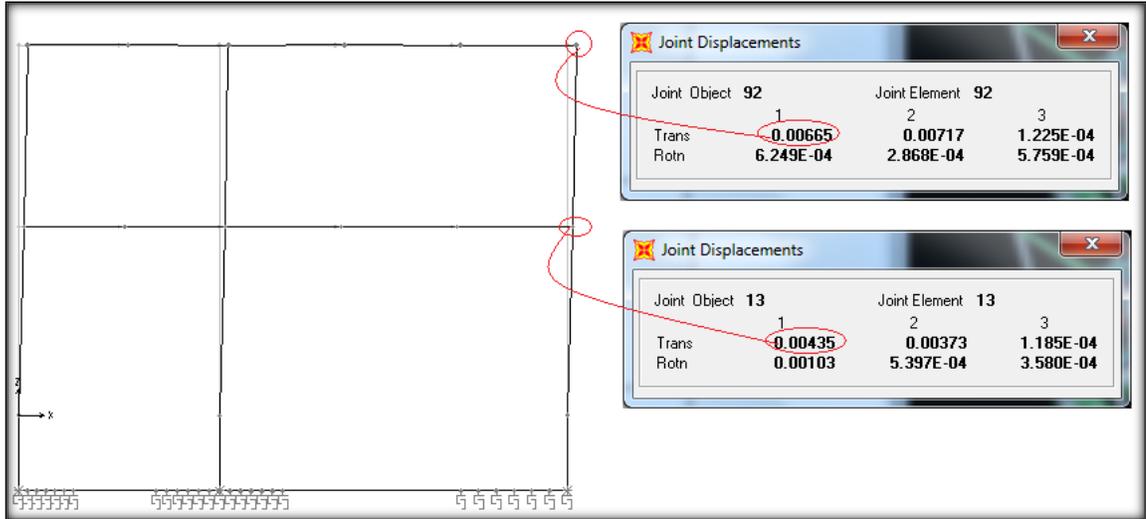
Desplazamiento de Eje 2-2



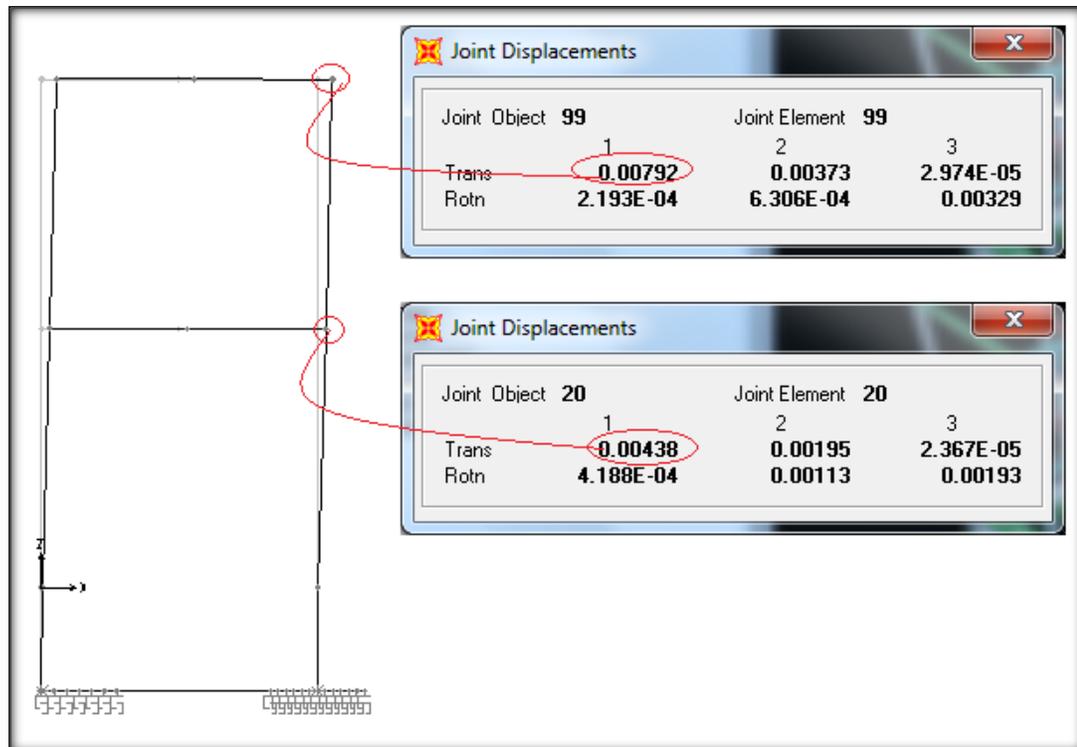
Desplazamiento de Eje 3-3



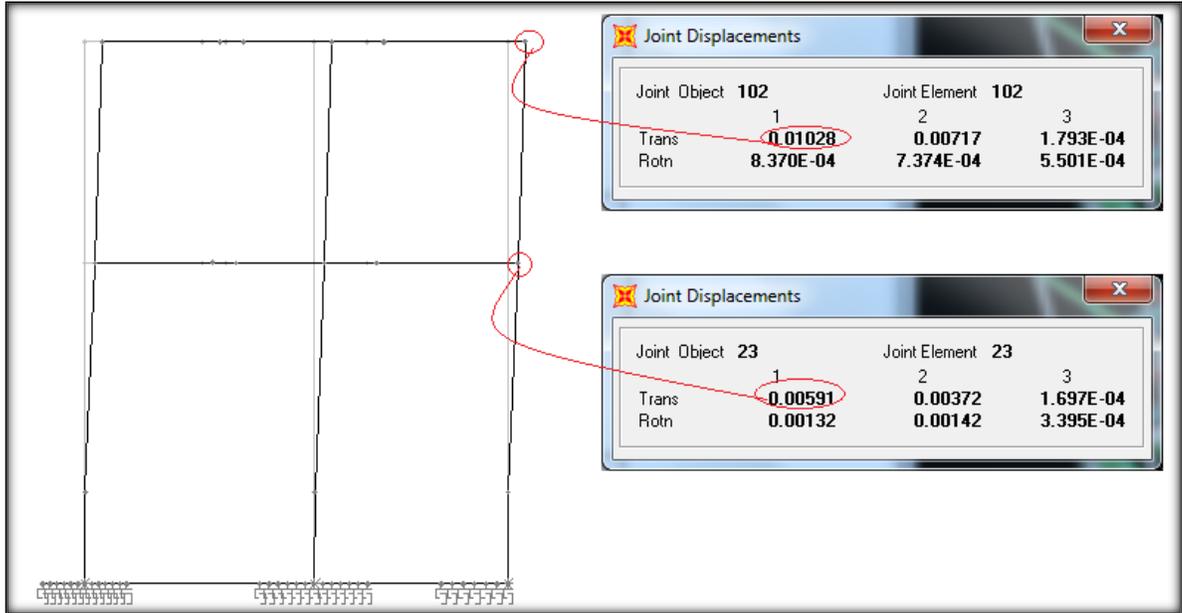
Desplazamiento de Eje 4-4



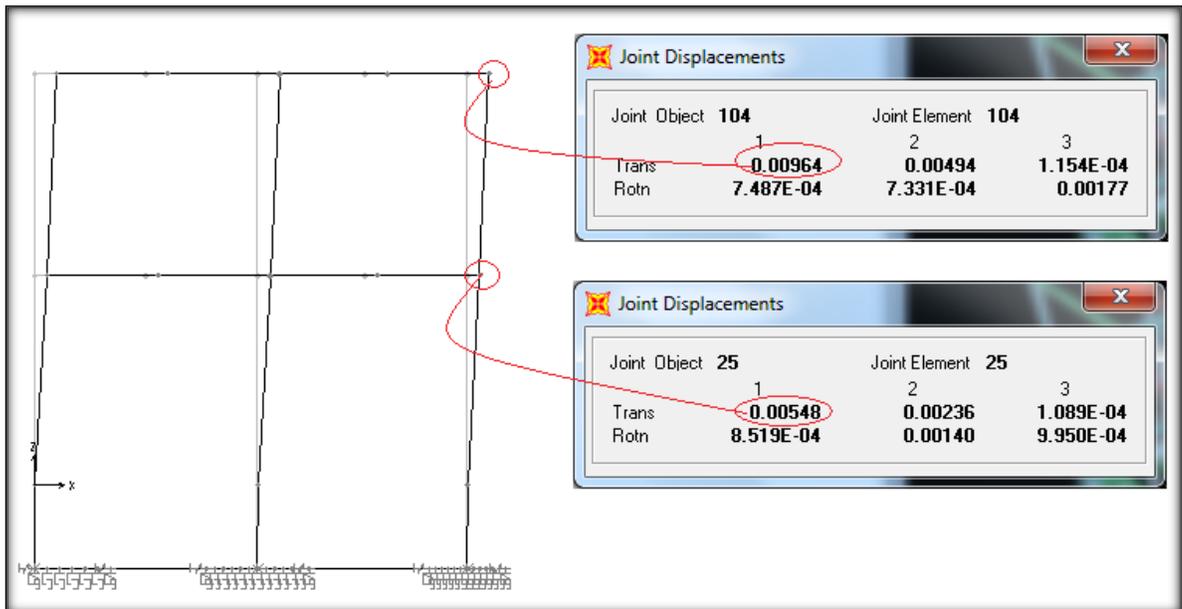
Desplazamiento de Eje 4'-4'



Desplazamiento de Eje 5-5

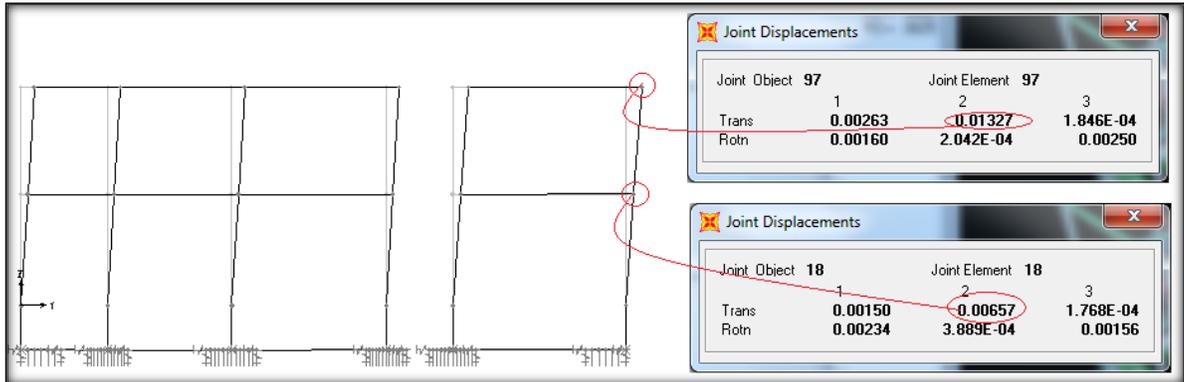


Desplazamiento de Eje 6-6

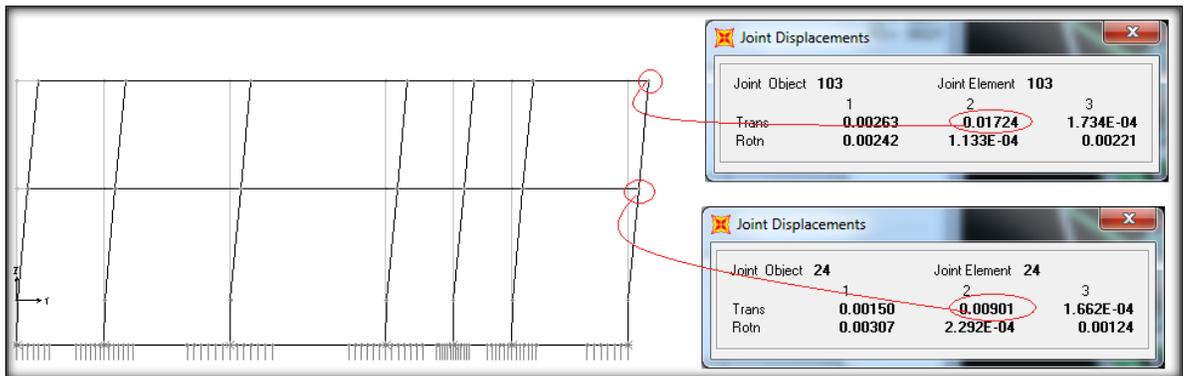


3.12.1.2. Desplazamiento en sentido Y

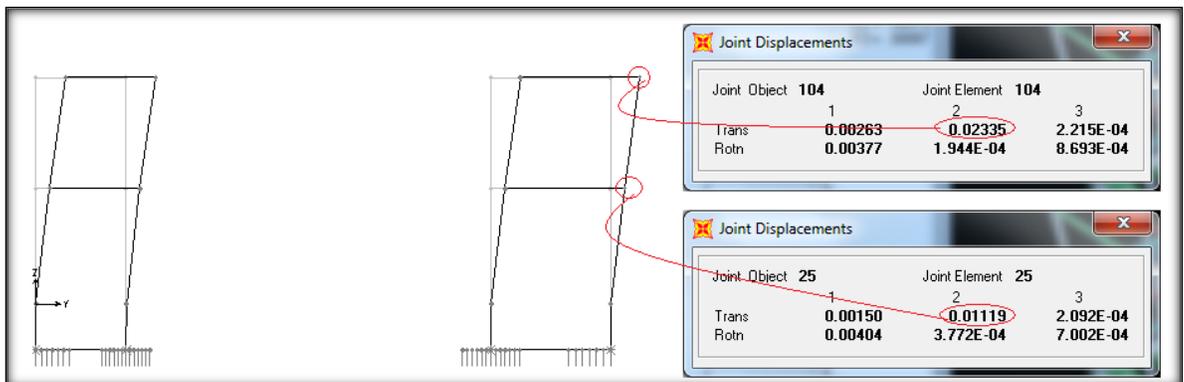
Desplazamiento de Eje A-A



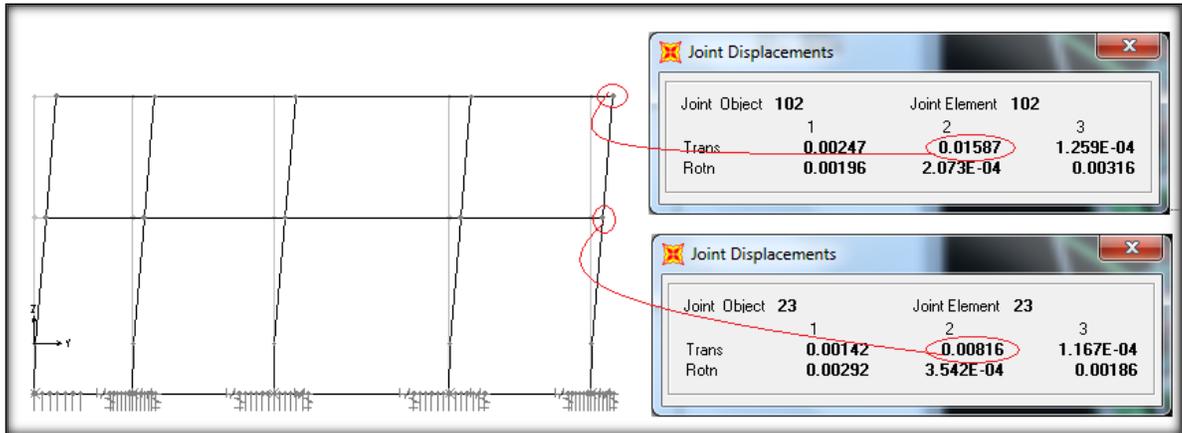
Desplazamiento de Eje B-B



Desplazamiento de Eje C-C



Desplazamiento de Eje D-D



3.12.1.3. Análisis de los desplazamientos

DESPLAZAMIENTOS EN SENTIDO X

Eje 1-1						
Piso	D	DR	HE	DR/HE	Permisible	Verificacion
1	0.00684	0.00684	2.75	0.00249	0.01	OK
2	0.01414	0.00730	2.65	0.00275	0.01	OK

Eje 2-2						
Piso	D	DR	HE	DR/HE	Permisible	Verificacion
1	0.00892	0.00892	2.75	0.00324	0.01	OK
2	0.01588	0.00696	2.65	0.00263	0.01	OK

Eje 3-3						
Piso	D	DR	HE	DR/HE	Permisible	Verificacion
1	0.00682	0.00682	2.75	0.00248	0.01	OK
2	0.01041	0.00359	2.65	0.00135	0.01	OK

Eje 4-4						
Piso	D	DR	HE	DR/HE	Permisible	Verificacion
1	0.00435	0.00435	2.75	0.00158	0.01	OK
2	0.00665	0.00230	2.65	0.00087	0.01	OK

Eje 4'-4'						
Piso	D	DR	HE	DR/HE	Permisible	Verificacion
1	0.00438	0.00438	2.75	0.00159	0.01	OK
2	0.00792	0.00354	2.65	0.00134	0.01	OK

Eje 5-5						
Piso	D	DR	HE	DR/HE	Permisible	Verificacion
1	0.00591	0.00591	2.75	0.00215	0.01	OK
2	0.01028	0.00437	2.65	0.00165	0.01	OK

Eje 6-6						
Piso	D	DR	HE	DR/HE	Permisible	Verificacion
1	0.00548	0.00548	2.75	0.00199	0.01	OK
2	0.00964	0.00416	2.65	0.00157	0.01	OK

DESPLAZAMIENTOS EN SENTIDO Y

Eje A-A						
Piso	D	DR	HE	DR/HE	Permisible	Verificacion
1	0.00657	0.00657	2.75	0.002389091	0.01	OK
2	0.01327	0.0067	2.65	0.002528302	0.01	OK

Eje B-B						
Piso	D	DR	HE	DR/HE	Permisible	Verificacion
1	0.00901	0.00901	2.75	0.003276364	0.01	OK
2	0.01724	0.00823	2.65	0.00310566	0.01	OK

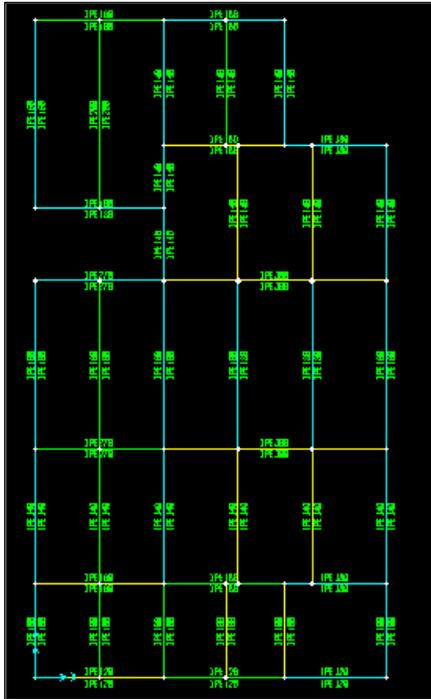
Eje C-C						
Piso	D	DR	HE	DR/HE	Permisible	Verificacion
1	0.01119	0.01119	2.75	0.004069091	0.01	OK
2	0.02335	0.01216	2.65	0.004588679	0.01	OK

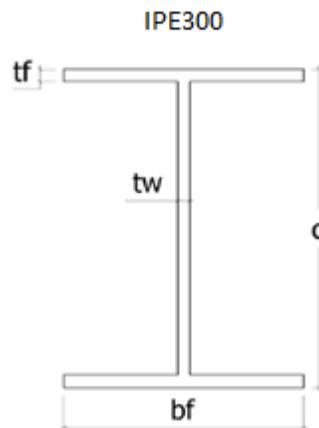
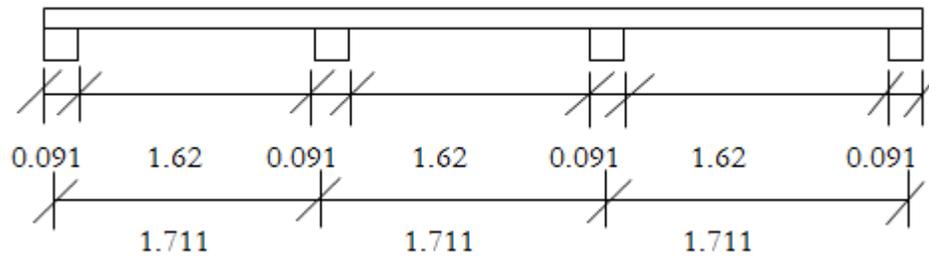
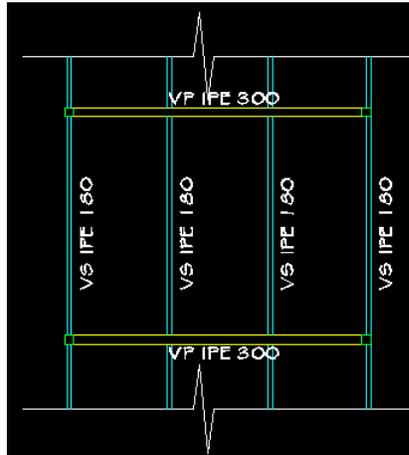
Eje D-D						
Piso	D	DR	HE	DR/HE	Permisible	Verificacion
1	0.00816	0.00816	2.75	0.002967273	0.01	OK
2	0.01587	0.00771	2.65	0.002909434	0.01	OK

3.13. Análisis de la estructura

3.13.1. Análisis de los elementos de acero

Revisión de vigas del primer nivel





Propiedades de la sección

$L = 5.08 \text{ m}$ (longitud total de la viga)

$d = 30 \text{ cm}$ (longitud de alma)

$h_o = 27.86 \text{ cm}$

$$b_f = 15 \text{ cm (longitud de ala)}$$

$$t_f = 1.07 \text{ cm (ancho de ala)}$$

$$t_w = 0.71 \text{ cm (ancho de alma)}$$

$$A = 53.8 \text{ cm}^2 \text{ (area de la seccion)}$$

$$L_b = 171.1 \text{ cm (distancia entre viguetas)}$$

$$I_x = 8356 \text{ cm}^4 \text{ (momento de inercia de flexion en eje x)}$$

$$I_y = 604 \text{ cm}^4 \text{ (momento de inercia de flexion en eje y)}$$

$$S_x = 557.06 \text{ cm}^3 \text{ (modulo de flexion elastica en eje x)}$$

$$S_y = 80.53 \text{ cm}^3 \text{ (modulo de flexion elastica en eje y)}$$

$$Z_x = 628 \text{ cm}^3 \text{ (modulo de flesion plastica en eje x)}$$

$$Z_y = 125 \text{ cm}^3 \text{ (modulo de flexion plastica en eje y)}$$

$$r_x = 12.46 \text{ cm (radio de giero en eje x)}$$

$$r_y = 3.35 \text{ cm (radio de giro en eje y)}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$J = 19.9 \text{ cm}^4 \text{ (momento de inercia de torsion)}$$

$$C_w = 126380 \text{ cm}^6 \text{ (momento de inercia de alabeo)}$$

Clasificación de la sección según pandeo local

Para la clasificación de la sección se debe verificar las relaciones ancho/espesor de los elementos que conforman la sección transversal.

Elementos no atiezados “alas” relación ancho/espesor para flexión en las alas de perfiles laminados I.

$$\frac{b}{t} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 7.01 \leq 10.948 \text{ "CUMPLE"}$$

Elementos atezados “alma” relación ancho/espesor para flexión en alma de perfiles laminados I.

$$\frac{h}{t} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 39.24 \leq 108.33 \text{ CUMPLE}$$

Entonces la sección es compacta.

Diseño por capacidad resistente

Se calcula L_p y L_r para determinar si el estado limite controla el diseño de la sección, es decir, si gobierna el diseño por fluencia de la sección o el pandeo lateral torsional Plt .

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 169.9 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = 3.96 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{JC}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y S_x h_o}{EJC} \right)^2}} = 566 \text{ cm}$$

$C = 1$ para perfiles con doble simetría

Entonces

$$L_b = 171.1 \text{ cm}$$

$$L_p = 169.9 \text{ cm}$$

$$L_r = 566 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p < L_r$$

Dada la condición usamos la siguiente formula

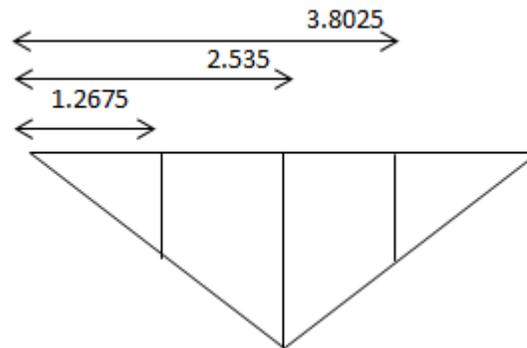
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

C_b : Factor de modificación por pandeo lateral-torcional para diagramas de momentos no uniformes.

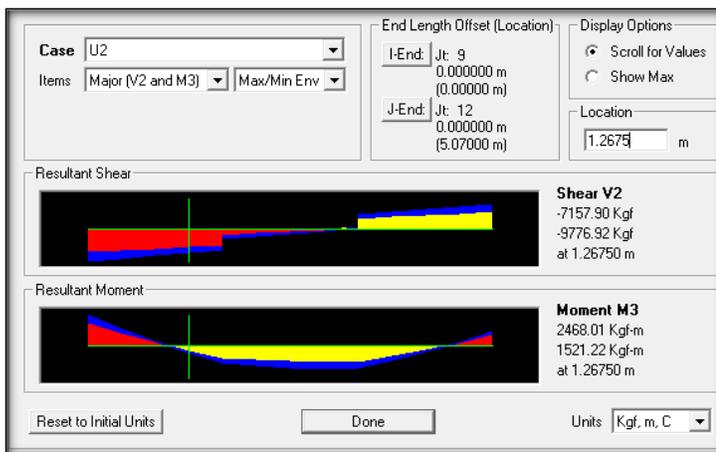
$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_M \leq 3.0$$

$R_M = 1$ para elementos de simetría doble

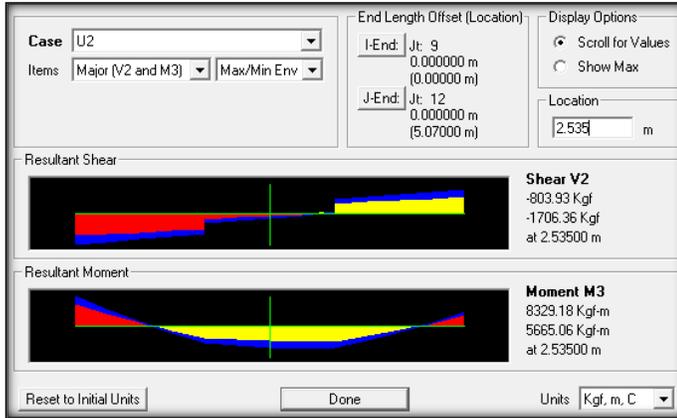
Diagramas de momentos en para las posiciones A, B y C



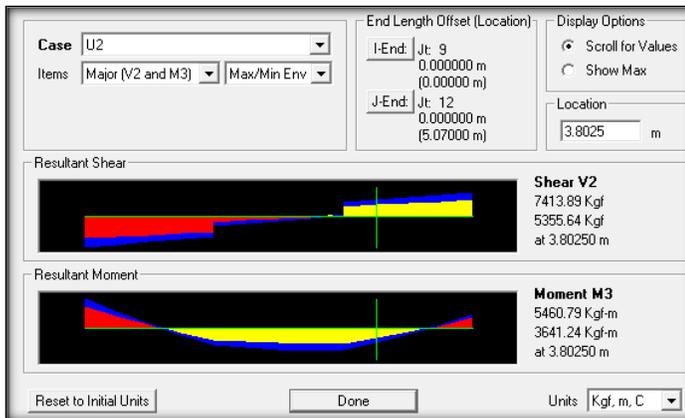
Para el primer cuarto $M_A = 2468.01 \text{ kg} - \text{m}$



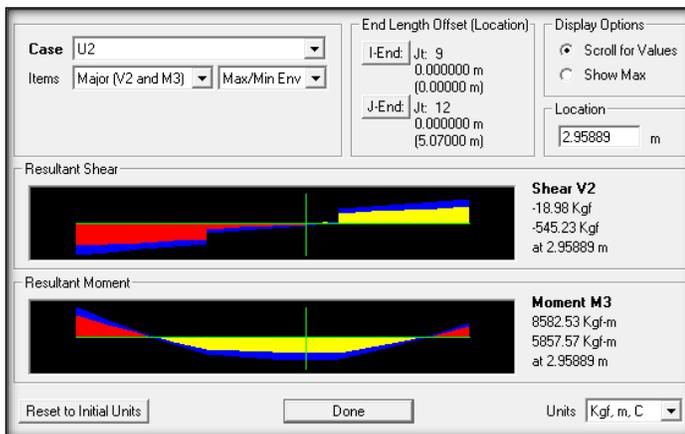
Para el segundo cuarto $M_B = 8329.18 \text{ kg} - m$



Para el tercer cuarto $M_C = 5460.79 \text{ kg} - m$



Para el momento máximo $M_{max} = 8582.53 \text{ kg} - m$



$$C_b = 1.366 \leq 3$$

$$M_p = F_y Z_x = 1588840 \text{ kg} - \text{cm} \rightarrow 15888.40 \text{ kg} - \text{m}$$

Entonces

$$M_n = 2167176 \text{ kg} - \text{cm} \rightarrow 21671.76 \text{ kg} - \text{m}$$

Resistencia de diseño de la viga seleccionada

$$\phi = 0.9$$

$$\phi M_n = 19504.59 \text{ kg} - \text{m}$$

Por lo tanto

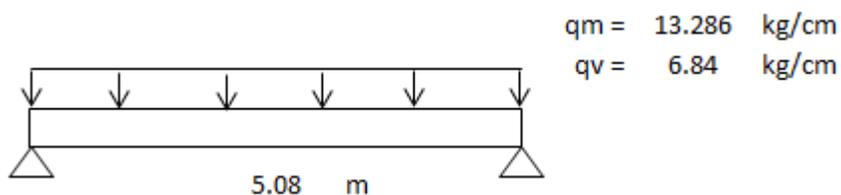
$$19504.59 > M_{max} = 8582.53 \text{ kg} - \text{m} \text{ OK}$$

Verificación de la deflexión

La deflexión máxima permitida

$$\Delta_{max} = \frac{L}{360} = 1.411 \text{ cm}$$

Con la combinación para verificar deformaciones estáticas



$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI_x} = 0.99 \text{ cm}$$

Entonces

$$1.411 > 0.99 \text{ cm} \text{ OK}$$

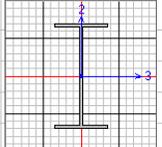
La viga seleccionada cumple con las solicitaciones.

Revisión de la viga en programa sap2000

AISC-LRFD99 STEEL SECTION CHECK										Units Kgf, cm, C							
Combo : ENVOLUENTE																	
Units : Kgf, cm, C																	
Frame	: 10	Design Sect:	IPE300														
X Mid	: 546.500	Design Type:	Beam														
Y Mid	: 523.000	Frame Type:	Ordinary Moment Frame														
Z Mid	: 275.000	Sect Class:	Compact														
Length	: 507.000	Major Axis:	0.000 degrees counterclockwise from local 3														
Loc	: 0.000	RLLF	: 1.000														
Area	: 53.800	SMajor	: 557.067	rMajor	: 12.463	AMMajor	: 21.300										
IMajor	: 8356.000	SMInor	: 80.533	rMInor	: 3.351	AMInor	: 26.750										
IMInor	: 604.000	ZMajor	: 628.000	E	: 2100000.000												
Ixy	: 0.000	ZMInor	: 125.000	Fy	: 2530.000												
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS																	
Location	0.000	Pu	1567.720	Mu33	-1220998.29	Mu22	-824.115	Uu2	-13266.487	Uu3	-8.969	Tu	-43.317				
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO																	
Governing Equation (H1-1b)		Total Ratio	0.863	P Ratio	0.006	MMajor Ratio	0.854	MMInor Ratio	0.003	Ratio Limit	0.950	Status Check	OK				
AXIAL FORCE DESIGN																	
Axial		Pu Force	1567.720	phi*Pnc Capacity	101595.213	phi*Pnt Capacity	122502.600	Elemento en compresion axial									
MOMENT DESIGN																	
Major Moment		Mu Moment	-1220998.29	phi*Mn Capacity	1429956.000	Cn Factor	1.000	B1 Factor	1.000	B2 Factor	1.000	K Factor	1.000	L Factor	1.000	Cb Factor	1.039
Minor Moment		Mu Moment	-824.115	phi*Mn Capacity	275061.600	Cn Factor	1.000	B1 Factor	1.000	B2 Factor	1.000	K Factor	1.000	L Factor	0.333	Cb Factor	
SHEAR DESIGN																	
Major Shear		Uu Force	13266.487	phi*Un Capacity	29100.060	Stress Ratio	0.456	Status Check	OK	Tu Torsion	0.000						
Minor Shear		Uu Force	8.969	phi*Un Capacity	36545.850	Stress Ratio	0.000	Status Check	OK	Tu Torsion	0.000						

Resumen de los parametros

Propiedades de la seccion



Demandas en la ubicacion L=0 m, Carga axial Pu, Momento 3-3 y 2-2, cortantes V-2 y V-3, Torsion Tu

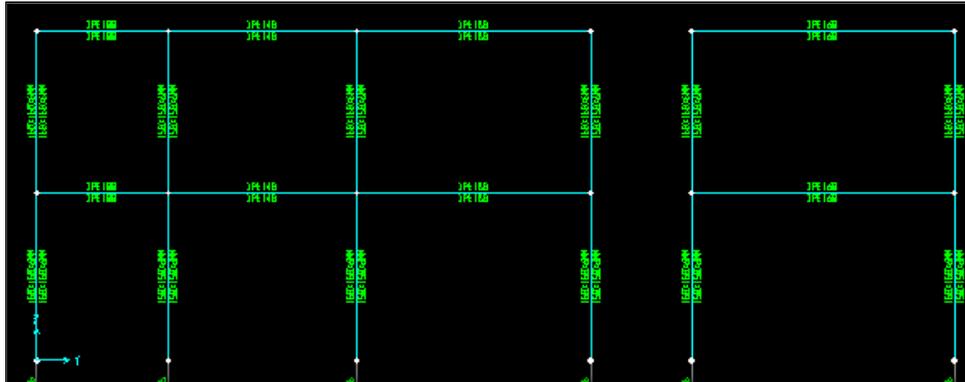
Ratio de capacidad =D/C Axial+D/C M3-3+ D/C M2-2

Capacidad de la seccion diseñada Axial, Momento en el eje mayor y menor. Respecto a la demanda incluyendo el arriostamiento

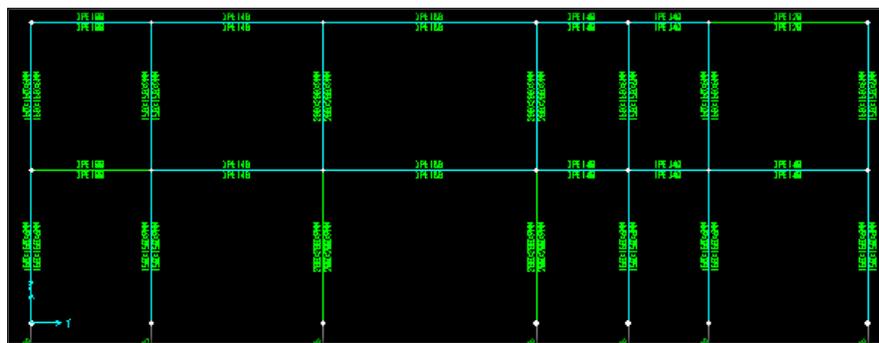
Estatus del diseño por corte demanda vs capacidad de la seccion sobre el eje mayor y menor

Los resultados de la viga IPE300 cumplen con los parámetros de diseño.

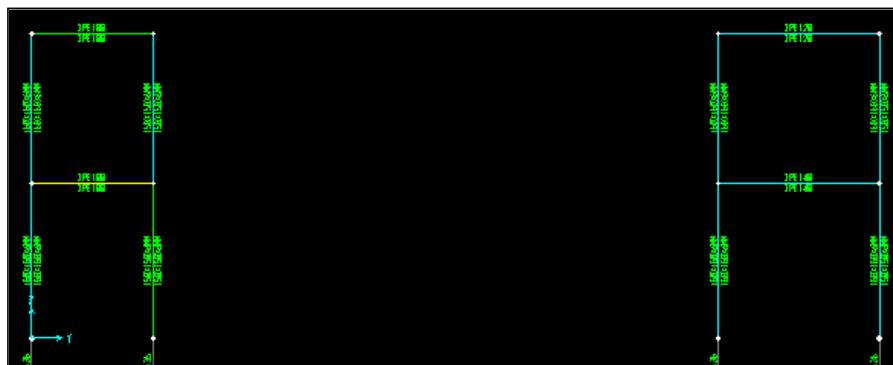
Análisis de Columnas del eje A-A



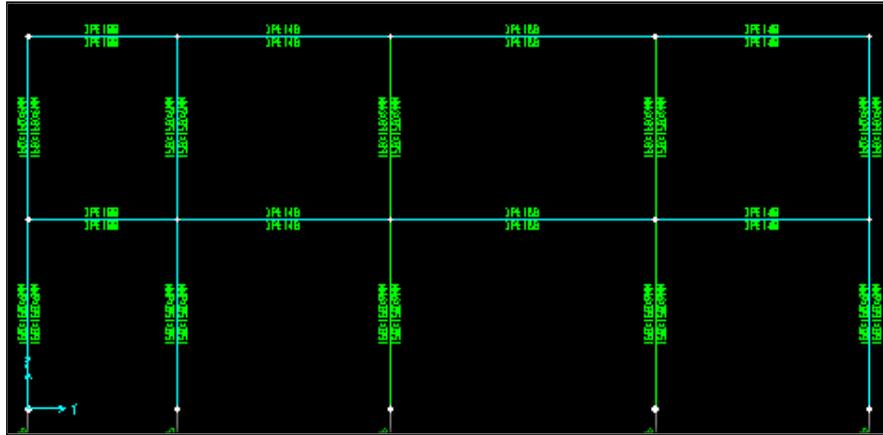
Análisis de Columnas del eje B-B



Análisis de Columnas del eje C-C



Análisis de Columnas del eje D-D



3.13.1.2. Revisión de columna de acero

Para la revisión se escogerá la columna más crítica, está ubicada en el Eje 3-3 y Eje B-B

Se analizará la columna cuadrada de 200x200x9mm

Propiedades

Acero ASTM A500 grado A

$$F_y = 2740 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 3162 \text{ kg/cm}^2$$

Parámetros

$$P_u = 43672.69 \text{ kg (carga obtenida del analisis estructural)}$$

$$d = 20 \text{ cm (ancho)}$$

$$h = 18.2 \text{ cm}$$

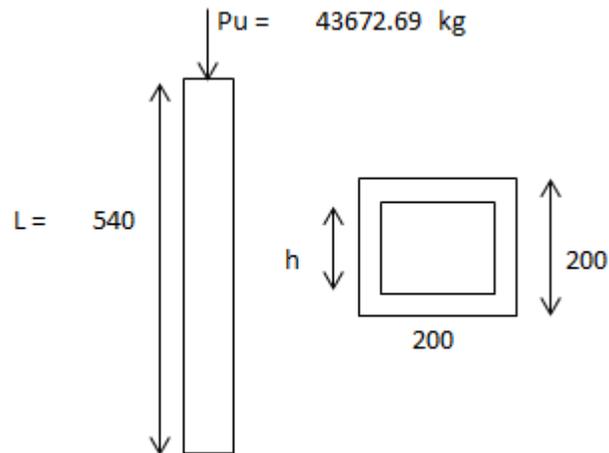
$$t = 0.9 \text{ cm (espesor del tubo cuadrado)}$$

$$L = 540 \text{ cm (longitud del tubo cuadrado)}$$

$$r_x = r_y = 7.767 \text{ cm (radio de giro)}$$

$$A_g = 76.00 \text{ cm}^2 \text{ (area de la seccion)}$$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$



Clasificación de la sección

Elementos atezados relación ancho/espesor para elementos en compresión

$$\lambda = \frac{h}{t} = 20.2$$

$$\lambda_r = 1.41 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 38.8$$

Entonces $20.2 < 38.8$ OK

*La sección no contiene elementos delgados.

Diseño por capacidad resistente

$$(KL)_x = (KL)_y$$

Para compresión por pandeo flexional

Con $K = 1$

$$\frac{KL}{r} = 69.5$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 130.4$$

Entonces $69.5 < 130.4$ *OK, comportamiento elastoplástico*

Capacidad resistente al pandeo flexional

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 4287.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y = 2097.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g, \phi = 0.85 \rightarrow 135464.8 \text{ kg}$$

Entonces

$$135464.8 > P_u = 43672.69 \text{ kg} \text{ OK}$$

La columna seleccionada cumple con las solicitaciones.

Revisión de la columna en programa sap2000

AISC-LRFD99 STEEL SECTION CHECK Units | Kgf, m, C

Combo : ENVOLUENTE
Units : Kgf, m, C

Frame : 146	Design Sect: 200X200X9MM
X Mid : 293.000	Design Type: Column
Y Mid : 523.000	Frame Type: Ordinary Moment Frame
Z Mid : 137.500	Sect Class: Compact
Length : 275.000	Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 0.000	RLLF : 1.000

Resumen de parámetros

Area : 76.000	SMajor : 458.533	rMajor : 7.767	AMajor : 40.000
IMajor : 4585.333	SMinor : 458.533	rMinor : 7.767	AMinor : 40.000
IMinor : 4585.333	ZMajor : 542.000	E : 2100000.000	
Ixy : 0.000	ZMinor : 542.000	Fy : 2740.000	

Propiedades de la seccion

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Pu	Mu33	Mu22	Uu2	Uu3	Uu3	Tu
0.000	-43476.131	218926.473	-16746.071	333.075	49.597		-802.038

Demandas en la ubicacion L=0 m

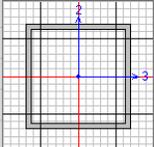
PMI DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(H1-1a)	0.519	= 0.351	+ 0.156	+ 0.012	0.950	OK	

Ratio de capacidad

AXIAL FORCE DESIGN				Capacidad de la seccion diseñada respecto a la demanda
	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity	
Axial	-43476.131	123896.787	180690.000	

MOMENT DESIGN									Factores de longitud de arriostamiento
	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor	
Major Moment	234851.325	1336572.000	1.000	1.073	1.000	1.204	1.400	1.000	
Minor Moment	-17964.191	1336572.000	1.000	1.073	1.000	1.620	1.400		

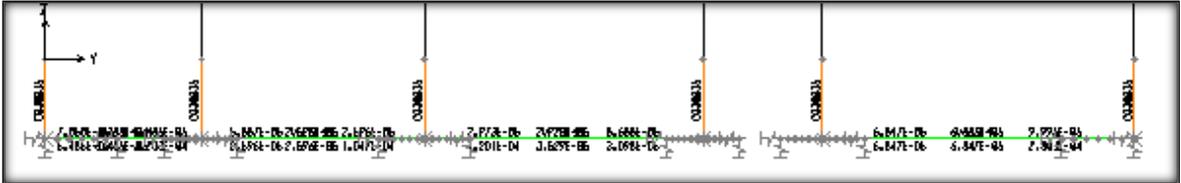
SHEAR DESIGN						Estatus del diseño por corte
	Uu Force	phi*Un Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion	
Major Shear	975.150	59184.000	0.016	OK	0.000	
Minor Shear	98.304	59184.000	0.002	OK	0.000	



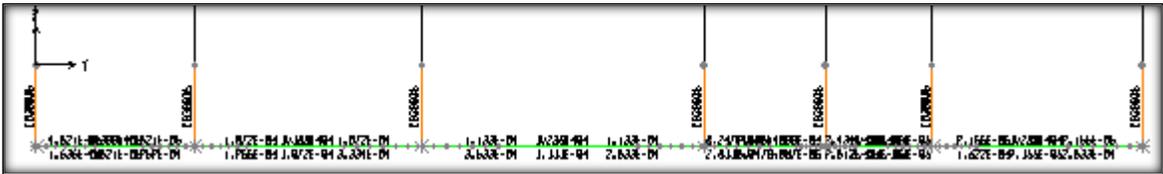
Los resultados de la columna cumplen con los parámetros de diseño.

3.13.2. Análisis de los elementos de concreto

Análisis de pedestales del eje A-A



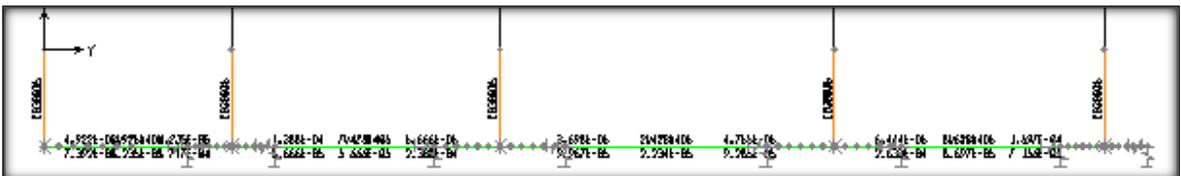
Análisis de pedestales del eje B-B



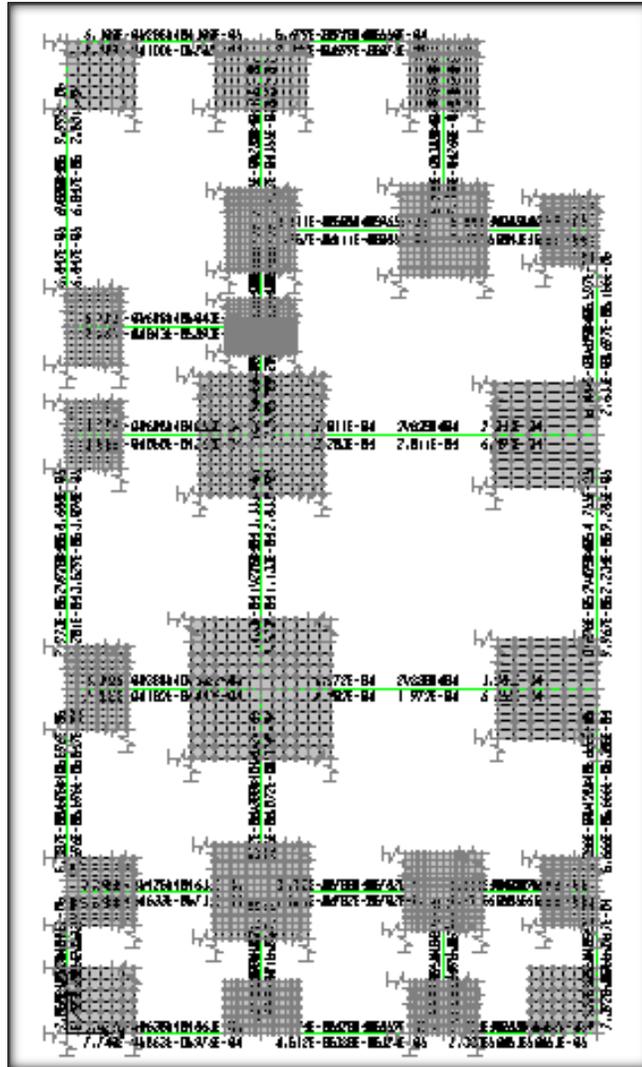
Análisis de pedestales del eje C-C



Análisis de pedestales del eje D-D



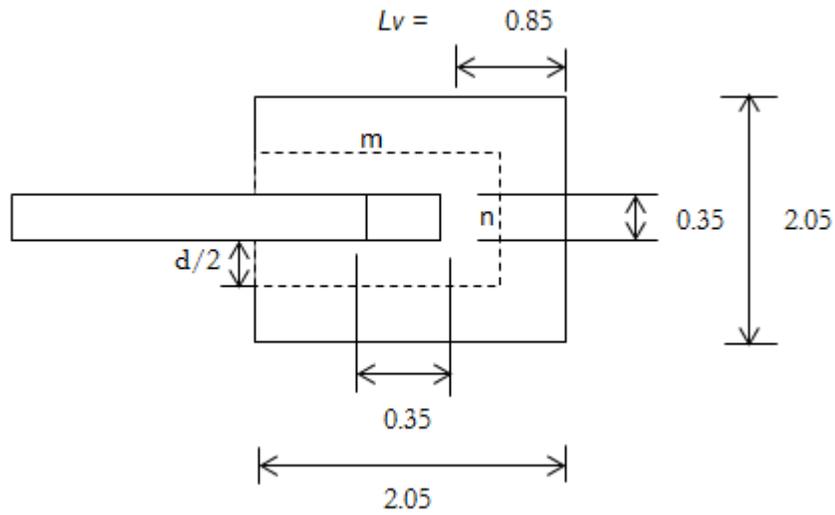
Análisis de las zapatas y vigas de cimentación



3.13.2.1. Revisión de zapata

Se seleccionara la zapata más crítica, es decir en la que actúe la mayor carga, para efectos de comprobación del análisis en el programa SAP.

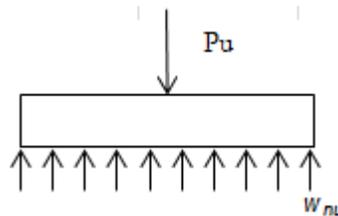
Zapata 2.05x2.05, en Eje B-B y 3-3



Del análisis estructural

$P = 29.54$ Carga total

$P_u = 37.36$ Carga amplificada (obtenida del analisis estructural)



$$W_{nu} = \frac{P_u}{A_z} = 8.89 \text{ tn/m}^2$$

Parámetros

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

$h = 30 \text{ cm}$

$re = 7.5 \text{ cm}$, asumiendo acero 1/2" entonces:

$d = 20.6 \text{ cm}$

Verificación por punzonamiento

$$V_u = P_u - W_{nu}mn$$

$$m = 1.303 \text{ m}$$

$$n = 0.556 \text{ m}$$

$$V_u = 30.92 \text{ tn}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}, \phi = 0.85 \rightarrow V_n = 36.38 \text{ tn}$$

$$b_o = 2m + n = 3.16 \text{ m}$$

$$V_c = 1.06\sqrt{f'c}b_o d = 100.03 \text{ tn}$$

Entonces: $100.03 > 36.38 \text{ tn OK}$

Verificación por corte

$$V_u = W_{nu}S(L_v - d) = 11.74 \text{ tn}$$

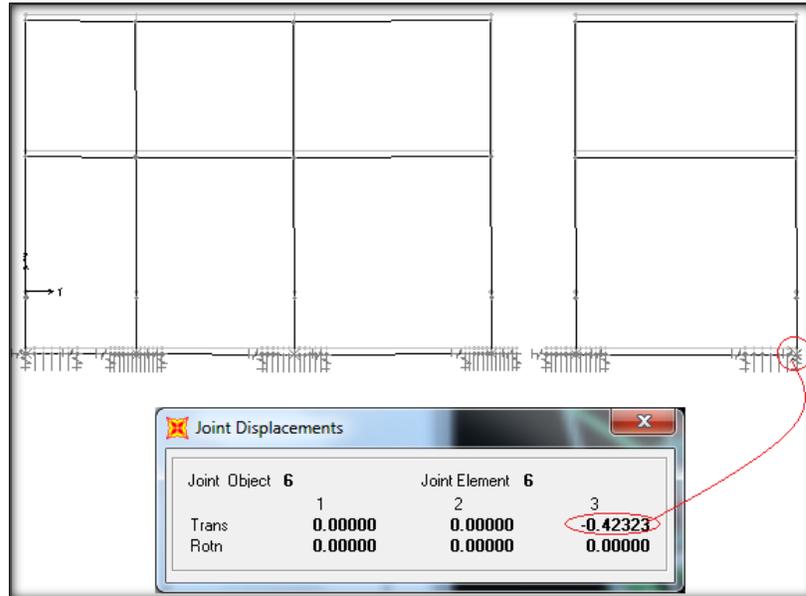
$$V_n = \frac{V_u}{\phi}, \phi = 0.85 \rightarrow V_n = 13.81 \text{ tn}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}bd = 32.43 \text{ tn}$$

Entonces: $32.43 > 13.81 \text{ tn OK}$

3.13.3. Análisis del asentamiento

Máximo asentamiento del eje A-A (cm)



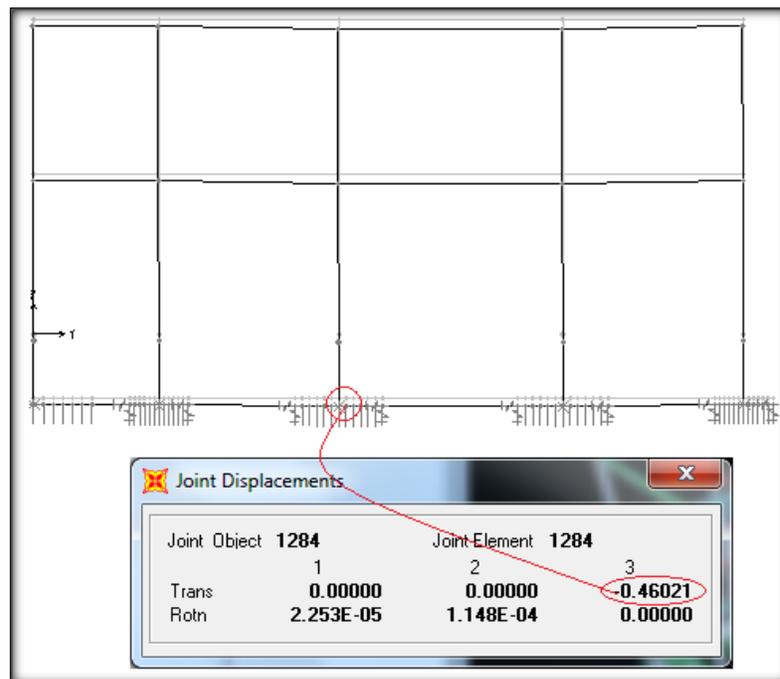
Máximo asentamiento del eje B-B (cm)



Máximo asentamiento del eje C-C (cm)



Máximo asentamiento del eje D-D (cm)



CAPITULO IV



PRESUPUESTO

4.1. PROVEEDORES

- ✓ ABINSUR – ABASTECIMIENTO INDUSTRIALES DEL SUR S.A.C

Proveedores de columnas metálicas

Página web: <http://www.abinsur.pe/es/index.php>

- ✓ FIERRO TRADI S.A

Proveedores de ángulos estructurales, planchas de acero, tubos estructurales, etc

Página web: <http://website2.qnet.com.pe/tradisa/index.htm>

- ✓ ACEROS CP S.A.C

Proveedores de perfiles estructurales IPE, IPN, etc.

Página web: <http://www.aceroscpsac.com/mapasite.html>

- ✓ PROVINORTE S.A.C

Proveedores de perfiles estructurales IPE

Página web: <http://www.provinorte.com.pe/index.php>

- ✓ COORPORACION ACEROS AREQUIPA S.A

Proveedores de perfiles, ángulos, planchas de acero, etc.

Página web: <http://www.acerosarequipa.com/>

4.2. PLANILLA DE METRADOS

01.00 ESTRUCTURAS

01.01 OBRAS PROVISIONALES

01.01.01 ALMACEN Y GUARDIANIA DE OBRA

Área	6.00 m ²
------	---------------------

01.01.02 CERCO PROVISIONAL DE SEGURIDAD DE OBRA

Longitud	46.00 m
----------	---------

01.02 TRABAJOS PRELIMINARES

01.02.01 LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO

LARGO (m)	ANCHO (m)	AREA (m ²)
15	8	120
AREA		120 m ²

01.02.02 TRAZO, NIVEL Y REPLANTEO

LARGO (m)	ANCHO (m)	AREA (m ²)
15	8	120
AREA		120 m ²

01.03 MOVIMIENTO DE TIERRAS

01.03.01 EXCAVACIÓN MASIVA CON MAQUINARIA EN TERRENO NORMAL

EJE	ENTRE EJE / N° VECES	LARGO (m)	ANCHO (m)	PROFUNDIDAD (m)	VOLUMEN PARCIAL (m ³)
EJE 1-1	EJE A-B	1.40	0.25	1.05	0.37
EJE 1-1	EJE B-C	1.70	0.25	1.05	0.45
EJE 1-1	EJE C-D	0.85	0.25	1.05	0.22
EJE 2-2	EJE A-B	1.25	0.25	1.05	0.33
EJE 2-2	EJE B-C	1.50	0.25	1.05	0.39
EJE 2-2	EJE C-D	0.95	0.25	1.05	0.25
EJE 3-3	EJE A-B	1.00	0.25	1.05	0.26
EJE 3-3	EJE C-D	2.50	0.25	1.05	0.66
EJE 4-4	EJE A-B	1.20	0.25	1.05	0.32
EJE 4-4	EJE C-D	2.60	0.25	1.05	0.68
EJE 4'-4'	EJE A-B	1.80	0.25	1.05	0.47
EJE 5-5	EJE B-C	1.50	0.25	1.05	0.39
EJE 5-5	EJE C-D	0.90	0.25	1.05	0.24
EJE 6-6	EJE A-B	1.25	0.25	1.05	0.33
EJE 6-6	EJE B-C	1.60	0.25	1.05	0.42
EJE 6-6	EJE C-D	2.00	0.40	0.95	0.76

EJE A-A	EJE 1-1	0.70	0.25	1.05	0.18
EJE A-A	EJE 2-3	1.50	0.25	1.05	0.39
EJE A-A	EJE 3-4	2.65	0.25	1.05	0.70
EJE A-A	EJE 4-4'	0.90	0.40	0.95	0.34
EJE A-A	EJE 4-6	2.65	0.25	1.05	0.70
EJE B-B	EJE 1-1	0.70	0.25	1.05	0.18
EJE B-B	EJE 2-3	1.25	0.25	1.05	0.33
EJE B-B	EJE 3-4	1.80	0.25	1.05	0.47
EJE B-B	EJE 4-4'	0.50	0.25	1.05	0.13
EJE B-B	EJE 4'-5	0.40	0.25	1.05	0.11
EJE B-B	EJE 5-6	1.40	0.25	1.05	0.37
EJE C-C	EJE 1-2	0.85	0.25	1.05	0.22
EJE C-C	EJE 5-6	1.25	0.25	1.05	0.33
EJE D-D	EJE 1-1	0.70	0.25	1.05	0.18
EJE D-D	EJE 2-3	1.25	0.25	1.05	0.33
EJE D-D	EJE 3-4	2.25	0.25	1.05	0.59
EJE D-D	EJE 4-5	1.80	0.25	1.05	0.47
EJE B-B	EJE 5-6	2.35	0.40	0.95	0.89
ZAPATA 1	4	1.00	1.00	1.35	5.40
ZAPATA 2	5	0.80	1.00	1.35	5.40
ZAPATA 3	1	1.00	0.80	1.35	1.08
ZAPATA 4	1	1.40	1.40	1.35	2.65
ZAPATA 5	1	1.25	1.25	1.35	2.11
ZAPATA 6	1	1.25	0.90	1.35	1.52
ZAPATA 7	1	2.05	2.05	1.35	5.67
ZAPATA 8	1	1.50	1.50	1.35	3.04

ZAPATA 9	1	1.85	1.80	1.35	4.50
ZAPATA 10	1	1.45	1.45	1.35	2.84
ZAPATA 11	1	1.15	0.80	1.35	1.24
ZAPATA 12	1	1.00	1.20	1.35	1.62
ZAPATA 13	1	1.30	1.25	1.35	2.19
ZAPATA 14	1	1.00	1.00	1.35	1.35
ZAPATA 15	1	1.00	1.35	1.35	1.82
VOLUMEN TOTAL DE EXCAVACION (m³)					55.88

01.03.02 NIVELACION Y APISONADO MANUAL

EJE	ENTRE EJE / VECES	N°	LARGO (m)	ANCHO (m)	PROFUNDIDAD (m)	AREA (m2)
EJE 1-1	EJE A-B		1.40	0.25	-	0.35
EJE 1-1	EJE B-C		1.70	0.25	-	0.43
EJE 1-1	EJE C-D		0.85	0.25	-	0.21
EJE 2-2	EJE A-B		1.25	0.25	-	0.31
EJE 2-2	EJE B-C		1.50	0.25	-	0.38
EJE 2-2	EJE C-D		0.95	0.25	-	0.24
EJE 3-3	EJE A-B		1.00	0.25	-	0.25
EJE 3-3	EJE C-D		2.50	0.25	-	0.63
EJE 4-4	EJE A-B		1.20	0.25	-	0.30
EJE 4-4	EJE C-D		2.60	0.25	-	0.65
EJE 4'-4'	EJE A-B		1.80	0.25	-	0.45
EJE 5-5	EJE B-C		1.50	0.25	-	0.38

EJE 5-5	EJE C-D	0.90	0.25	-	0.23
EJE 6-6	EJE A-B	1.25	0.25	-	0.31
EJE 6-6	EJE B-C	1.60	0.25	-	0.40
EJE 6-6	EJE C-D	2.00	0.40	-	0.80
EJE A-A	EJE 1-1	0.70	0.25	-	0.18
EJE A-A	EJE 2-3	1.50	0.25	-	0.38
EJE A-A	EJE 3-4	2.65	0.25	-	0.66
EJE A-A	EJE 4-4'	0.90	0.40	-	0.36
EJE A-A	EJE 4-6	2.65	0.25	-	0.66
EJE B-B	EJE 1-1	0.70	0.25	-	0.18
EJE B-B	EJE 2-3	1.25	0.25	-	0.31
EJE B-B	EJE 3-4	1.80	0.25	-	0.45
EJE B-B	EJE 4-4'	0.50	0.25	-	0.13
EJE B-B	EJE 4'-5	0.40	0.25	-	0.10
EJE B-B	EJE 5-6	1.40	0.25	-	0.35
EJE C-C	EJE 1-2	0.85	0.25	-	0.21
EJE C-C	EJE 5-6	1.25	0.25	-	0.31
EJE D-D	EJE 1-1	0.70	0.25	-	0.18
EJE D-D	EJE 2-3	1.25	0.25	-	0.31
EJE D-D	EJE 3-4	2.25	0.25	-	0.56
EJE D-D	EJE 4-5	1.80	0.25	-	0.45
EJE B-B	EJE 5-6	2.35	0.40	-	0.94
ZAPATA 1	4	1.00	1.00	-	4.00
ZAPATA 2	5	0.80	1.00	-	4.00
ZAPATA 3	1	1.00	0.80	-	0.80

ZAPATA 4	1	1.40	1.40	-	1.96
ZAPATA 5	1	1.25	1.25	-	1.56
ZAPATA 6	1	1.25	0.90	-	1.13
ZAPATA 7	1	2.05	2.05	-	4.20
ZAPATA 8	1	1.50	1.50	-	2.25
ZAPATA 9	1	1.85	1.80	-	3.33
ZAPATA 10	1	1.45	1.45	-	2.10
ZAPATA 11	1	1.15	0.80	-	0.92
ZAPATA 12	1	1.00	1.20	-	1.20
ZAPATA 13	1	1.30	1.25	-	1.63
ZAPATA 14	1	1.00	1.00	-	1.00
ZAPATA 15	1	1.00	1.35	-	1.35
AREA TOTAL (m2)					44.44

01.03.03 RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO

EJE	ENTRE EJE / VECES	N°	LARGO (m)	ANCHO (m)	PROFUNDIDAD (m)	VOLUMEN PARCIAL (m ³)
EJE 1-1	EJE A-B		1.40	0.25	0.45	0.16
EJE 1-1	EJE B-C		1.70	0.25	0.45	0.19
EJE 1-1	EJE C-D		0.85	0.25	0.45	0.10
EJE 2-2	EJE A-B		1.25	0.25	0.45	0.14
EJE 2-2	EJE B-C		1.50	0.25	0.45	0.17
EJE 2-2	EJE C-D		0.95	0.25	0.45	0.11
EJE 3-3	EJE A-B		1.00	0.25	0.45	0.11

EJE 3-3	EJE C-D	2.50	0.25	0.45	0.28
EJE 4-4	EJE A-B	1.20	0.25	0.45	0.14
EJE 4-4	EJE C-D	2.60	0.25	0.45	0.29
EJE 4'-4'	EJE A-B	1.80	0.25	0.45	0.20
EJE 5-5	EJE B-C	1.50	0.25	0.45	0.17
EJE 5-5	EJE C-D	0.90	0.25	0.45	0.10
EJE 6-6	EJE A-B	1.25	0.25	0.45	0.14
EJE 6-6	EJE B-C	1.60	0.25	0.45	0.18
EJE A-A	EJE 1-1	0.70	0.25	0.45	0.08
EJE A-A	EJE 2-3	1.50	0.25	0.45	0.17
EJE A-A	EJE 3-4	2.65	0.25	0.45	0.30
EJE A-A	EJE 4-6	2.65	0.25	0.45	0.30
EJE B-B	EJE 1-1	0.70	0.25	0.45	0.08
EJE B-B	EJE 2-3	1.25	0.25	0.45	0.14
EJE B-B	EJE 3-4	1.80	0.25	0.45	0.20
EJE B-B	EJE 4-4'	0.50	0.25	0.45	0.06
EJE B-B	EJE 4'-5	0.40	0.25	0.45	0.05
EJE B-B	EJE 5-6	1.40	0.25	0.45	0.16
EJE C-C	EJE 1-2	0.85	0.25	0.45	0.10
EJE C-C	EJE 5-6	1.25	0.25	0.45	0.14
EJE D-D	EJE 1-1	0.70	0.25	0.45	0.08
EJE D-D	EJE 2-3	1.25	0.25	0.45	0.14
EJE D-D	EJE 3-4	2.25	0.25	0.45	0.25
EJE D-D	EJE 4-5	1.80	0.25	0.45	0.20
ZAPATA 1	4	0.75	0.75	0.45	1.01
ZAPATA 2	5	0.85	0.45	0.45	0.86

ZAPATA 3	1	0.80	0.55	0.45	0.20
ZAPATA 4	1	1.20	1.20	0.45	0.65
ZAPATA 5	1	1.25	0.50	0.45	0.28
ZAPATA 5	1	1.00	0.50	0.45	0.23
ZAPATA 6	1	0.60	1.00	0.45	0.27
ZAPATA 7	1	1.80	1.80	0.45	1.46
ZAPATA 8	1	1.45	1.25	0.45	0.82
ZAPATA 9	1	1.60	1.55	0.45	1.12
ZAPATA 10	1	1.20	1.20	0.45	0.65
ZAPATA 11	1	0.90	0.55	0.45	0.22
ZAPATA 12	1	1.00	0.50	0.45	0.23
ZAPATA 12	1	0.80	0.50	0.45	0.18
ZAPATA 13	1	1.30	0.50	0.45	0.29
ZAPATA 13	1	1.00	0.50	0.45	0.23
ZAPATA 14	1	0.75	0.75	0.45	0.25
ZAPATA 15	1	1.10	0.75	0.45	0.37
VOLUMEN TOTAL (m³)					14.21

01.03.04 ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE

DESCRIPCION	VOLUMEN
MATERIAL DE EXCAVACION	55.88
MATERIAL DE RELLENO	14.21
FACTOR DE ESPONJAMIENTO	1.25
VOLUMNE EXCEDENTE (m3)	52.08

01.04 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

01.04.01 CIMIENTO CORRIDO MEZCLA C:H 1:10 + 30% PG

EJE	ENTRE EJE / VECES	N°	LARGO (m)	ANCHO (m)	PROFUNDIDAD (m)	VOLUMEN PARCIAL (m ³)
EJE 6-6	EJE C-D		1.60	0.40	0.70	0.45
EJE D-D	EJE 5-6		2.10	0.40	0.70	0.59
VOLUMEN TOTAL (m³)						1.04

01.04.02 SOBRECIMIENTO MEZCLA C:H 1:8 + 25% PM

EJE	ENTRE EJE / VECES	N°	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	VOLUMEN PARCIAL (m ³)
EJE 6-6	EJE C-D		1.60	0.15	0.50	0.12
EJE D-D	EJE 5-6		2.10	0.15	0.50	0.16
VOLUMEN TOTAL (m³)						0.28

01.04.03 SOLADO F'C=100 KG/CM2, E=10CM

DESCRIPCION	N° VECES	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTURA (m)	AREA PARCIAL (m ²)
ZAPATA 1	4	1.00	1.00	-	4.00
ZAPATA 2	5	0.80	1.00	-	4.00
ZAPATA 3	1	1.00	0.80	-	0.80

ZAPATA 4	1	1.40	1.40	-	1.96
ZAPATA 5	1	1.25	1.25	-	1.56
ZAPATA 6	1	1.25	0.90	-	1.13
ZAPATA 7	1	2.05	2.05	-	4.20
ZAPATA 8	1	1.50	1.50	-	2.25
ZAPATA 9	1	1.85	1.80	-	3.33
ZAPATA 10	1	1.45	1.45	-	2.10
ZAPATA 11	1	1.15	0.80	-	0.92
ZAPATA 12	1	1.00	1.20	-	1.20
ZAPATA 13	1	1.30	1.25	-	1.63
ZAPATA 14	1	1.00	1.00	-	1.00
ZAPATA 15	1	1.00	1.35	-	1.35
EJE 1-1	EJE A-B	1.40	0.25	-	0.35
EJE 1-1	EJE B-C	1.70	0.25	-	0.43
EJE 1-1	EJE C-D	0.85	0.25	-	0.21
EJE 2-2	EJE A-B	1.25	0.25	-	0.31
EJE 2-2	EJE B-C	1.50	0.25	-	0.38
EJE 2-2	EJE C-D	0.95	0.25	-	0.24
EJE 3-3	EJE A-B	1.00	0.25	-	0.25
EJE 3-3	EJE C-D	2.50	0.25	-	0.63
EJE 4-4	EJE A-B	1.20	0.25	-	0.30
EJE 4-4	EJE C-D	2.60	0.25	-	0.65
EJE 4'-4'	EJE A-B	1.80	0.25	-	0.45
EJE 5-5	EJE B-C	1.50	0.25	-	0.38
EJE 5-5	EJE C-D	0.90	0.25	-	0.23
EJE 6-6	EJE A-B	1.25	0.25	-	0.31

EJE 6-6	EJE B-C	1.60	0.25	-	0.40
EJE A-A	EJE 1-1	0.70	0.25	-	0.18
EJE A-A	EJE 2-3	1.50	0.25	-	0.38
EJE A-A	EJE 3-4	2.65	0.25	-	0.66
EJE A-A	EJE 4-6	2.65	0.25	-	0.66
EJE B-B	EJE 1-1	0.70	0.25	-	0.18
EJE B-B	EJE 2-3	1.25	0.25	-	0.31
EJE B-B	EJE 3-4	1.80	0.25	-	0.45
EJE B-B	EJE 4-4'	0.50	0.25	-	0.13
EJE B-B	EJE 4'-5	0.40	0.25	-	0.10
EJE B-B	EJE 5-6	1.40	0.25	-	0.35
EJE C-C	EJE 1-2	0.85	0.25	-	0.21
EJE C-C	EJE 5-6	1.25	0.25	-	0.31
EJE D-D	EJE 1-1	0.70	0.25	-	0.18
EJE D-D	EJE 2-3	1.25	0.25	-	0.31
EJE D-D	EJE 3-4	2.25	0.25	-	0.56
EJE D-D	EJE 4-5	1.80	0.25	-	0.45
AREA TOTAL (m²)					42.34

01.04.04 ENCOFRADO Y DESENCOFRADOS DE SOBRECIMENTOS

EJE	ENTRE EJE	LARGO (m)	Nº VECES	ALTO (m)	AREA (m ²)
EJE 6-6	EJE C-D	1.60	2.00	0.50	1.60
EJE D-D	EJE 5-6	2.10	2.00	0.50	2.10

ARTEA TOTAL (m2)	3.70
-------------------------	-------------

01.04.05 FALSO PISO E=7.5CM, CONCRETO C:H 1:8

DESCRIPCION	LARGO (m)	ANCHO (m)	N° VECES	AREA (M2)
NIVEL 1				
AREA TOTAL (m2)	15.00	8.00	1.00	120.00
AREA DE PEDETALES	0.35	0.35	22.00	2.70
AREA LIBRE	2.93	2.33	1.00	6.83
AREA TOTAL (m2)				110.48

01.05 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

01.05.01 ZAPATAS

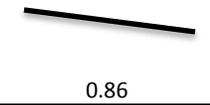
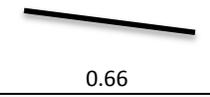
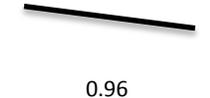
01.05.01.01 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN ZAPATAS

DESCRIPCION	N° VECES	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTURA (m)	VOLUMEN PARCIAL (m ³)
ZAPATA 1	4	0.75	0.75	0.30	0.68
ZAPATA 2	5	0.85	0.45	0.30	0.57
ZAPATA 3	1	0.80	0.55	0.30	0.13
ZAPATA 4	1	1.20	1.20	0.30	0.43

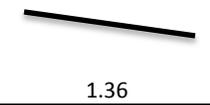
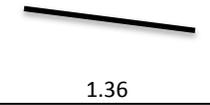
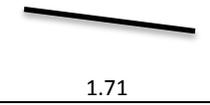
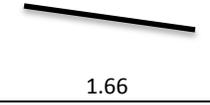
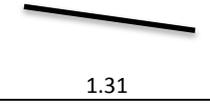
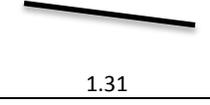
ZAPATA 5	1	1.25	0.50	0.30	0.19
ZAPATA 5	1	1.00	0.50	0.30	0.15
ZAPATA 6	1	0.60	1.00	0.30	0.18
ZAPATA 7	1	1.80	1.80	0.30	0.97
ZAPATA 8	1	1.45	1.25	0.30	0.54
ZAPATA 9	1	1.60	1.55	0.30	0.74
ZAPATA 10	1	1.20	1.20	0.30	0.43
ZAPATA 11	1	0.90	0.55	0.30	0.15
ZAPATA 12	1	1.00	0.50	0.30	0.15
ZAPATA 12	1	0.80	0.50	0.30	0.12
ZAPATA 13	1	1.30	0.50	0.30	0.20
ZAPATA 13	1	1.00	0.50	0.30	0.15
ZAPATA 14	1	0.75	0.75	0.30	0.17
ZAPATA 15	1	1.10	0.75	0.30	0.25
VOLUMEN TOTAL (m3)					6.20

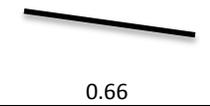
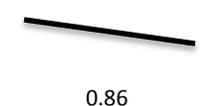
01.05.01.02 ACERO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2 GRADO 60

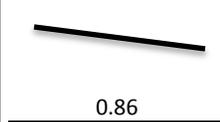
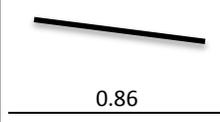
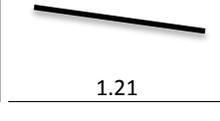
DESCRIPCION	CROQUIS	TIPO	Nº DE ESTRUCTURAS	Nº DE PIEZAS POR ESTRUCTURA	LONGITUD DE PIEZAS DE ACERO (m)	DIÁMETRO EN PULGADAS	LONGITUD PARCIAL (m)				
							1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"
Z-1	 0.86	LONGITUDINAL	4.00	5.00	0.86	1/2"			17.20		

Z-1		TRANSVERSAL	4.00	5.00	0.86	1/2"			17.20		
Z-2		LONGITUDINAL	5.00	4.00	0.66	1/2"			13.20		
Z-2		TRANSVERSAL	5.00	6.00	0.96	1/2"			28.80		
Z-3		LONGITUDINAL	1.00	5.00	0.86	1/2"			4.30		
Z-3		TRANSVERSAL	1.00	4.00	0.66	1/2"			2.64		
Z-4		LONGITUDINAL	1.00	7.00	1.26	1/2"			8.82		
Z-4		TRANSVERSAL	1.00	7.00	1.26	1/2"			8.82		

	1.26										
Z-5		LONGITUDINAL	1.00	6.00	1.11	1/2"			6.66		
Z-5		TRANSVERSAL	1.00	6.00	1.11	1/2"			6.66		
Z-6		LONGITUDINAL	1.00	5.00	1.11	1/2"			5.55		
Z-6		TRANSVERSAL	1.00	4.00	0.76	1/2"			3.04		
Z-7		LONGITUDINAL	1.00	13.00	1.91	1/2"			24.83		
Z-7		TRANSVERSAL	1.00	13.00	1.91	1/2"			24.83		

Z-8		LONGITUDINAL	1.00	8.00	1.36	5/8"				10.88	
Z-8		TRANSVERSAL	1.00	10.00	1.36	5/8"				13.60	
Z-9		LONGITUDINAL	1.00	10.00	1.71	1/2"			17.10		
Z-9		TRANSVERSAL	1.00	9.00	1.66	1/2"			14.94		
Z-10		LONGITUDINAL	1.00	8.00	1.31	5/8"				10.48	
Z-10		TRANSVERSAL	1.00	10.00	1.31	5/8"				13.10	
Z-11		LONGITUDINAL	1.00	6.00	1.01	1/2"			6.06		

	1.01										
Z-11		TRANSVERSAL	1.00	4.00	0.66	1/2"			2.64		
Z-12		LONGITUDINAL	1.00	5.00	0.86	1/2"			4.30		
Z-12		TRANSVERSAL	1.00	6.00	1.06	1/2"			6.36		
Z-13		LONGITUDINAL	1.00	7.00	1.16	1/2"			8.12		
Z-13		TRANSVERSAL	1.00	7.00	1.11	1/2"			7.77		
Z-14		LONGITUDINAL	1.00	7.00	0.86	1/2"			6.02		

Z-14		TRANSVERSAL	1.00	6.00	0.86	1/2"			5.16			
Z-15		LONGITUDINAL	1.00	6.00	0.86	1/2"			5.16			
Z-15		TRANSVERSAL	1.00	6.00	1.21	1/2"			7.26			
							Total de Acero (ml)	0.00	0.00	263.44	48.06	0.00
							Total de Acero (kg)	0.00	0.00	261.60	74.59	0.00
							TOTAL ACERO (Kg)	336.19				

01.05.02 VIGAS DE CIMENTACION

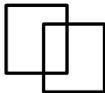
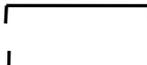
01.05.02.01 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN VIGA DE CIMENTACION

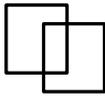
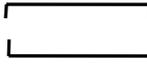
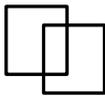
EJE	ENTRE EJE / N° VECES	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTURA (m)	VOLUMEN PARCIAL (m ³)
EJE 1-1	EJE A-B	2.40	0.25	0.40	0.24
EJE 1-1	EJE B-C	2.40	0.25	0.40	0.24

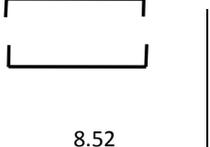
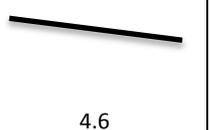
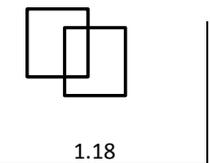
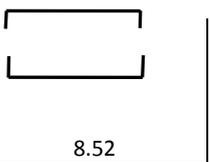
EJE 1-1	EJE C-D	1.80	0.25	0.40	0.18
EJE 2-2	EJE A-B	2.40	0.25	0.40	0.24
EJE 2-2	EJE B-C	2.40	0.25	0.40	0.24
EJE 2-2	EJE C-D	1.80	0.25	0.40	0.18
EJE 3-3	EJE A-B	2.40	0.25	0.40	0.24
EJE 3-3	EJE C-D	4.50	0.25	0.40	0.45
EJE 4-4	EJE A-B	2.40	0.25	0.40	0.24
EJE 4-4	EJE C-D	4.55	0.25	0.40	0.46
EJE 4'-4'	EJE A-B	2.40	0.25	0.40	0.24
EJE 5-5	EJE B-C	2.40	0.25	0.40	0.24
EJE 5-5	EJE C-D	1.80	0.25	0.40	0.18
EJE 6-6	EJE A-B	2.40	0.25	0.40	0.24
EJE 6-6	EJE B-C	2.40	0.25	0.40	0.24
EJE A-A	EJE 1-1	1.70	0.25	0.40	0.17
EJE A-A	EJE 2-3	2.65	0.25	0.40	0.27
EJE A-A	EJE 3-4	3.40	0.25	0.40	0.34
EJE A-A	EJE 4'-6	3.70	0.25	0.40	0.37
EJE B-B	EJE 1-1	1.70	0.25	0.40	0.17
EJE B-B	EJE 2-3	2.65	0.25	0.40	0.27
EJE B-B	EJE 3-4	3.40	0.25	0.40	0.34
EJE B-B	EJE 4'-4'	1.45	0.25	0.40	0.15
EJE B-B	EJE 4'-5	0.95	0.25	0.40	0.10
EJE B-B	EJE 5-6	2.40	0.25	0.40	0.24
EJE C-C	EJE 1-2	1.70	0.25	0.40	0.17
EJE C-C	EJE 5-6	2.40	0.25	0.40	0.24
EJE D-D	EJE 1-1	1.70	0.25	0.40	0.17

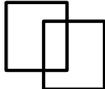
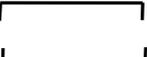
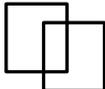
EJE D-D	EJE 2-3	2.65	0.25	0.40	0.27
EJE D-D	EJE 3-4	3.40	0.25	0.40	0.34
EJE D-D	EJE 4-5	2.75	0.25	0.40	0.28
VOLUMEN TOTAL (m³)					7.71

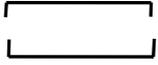
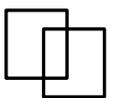
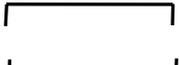
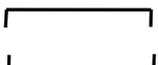
01.05.02.02 ACERO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2 GRADO 60

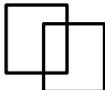
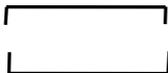
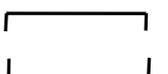
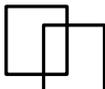
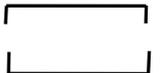
DESCRIPCION	CROQUIS	TIPO	Nº DE ESTRUCTURAS	Nº DE PIEZAS POR ESTRUCTURA	LONGITUD DE PIEZAS DE ACERO (m)	DIÁMETRO EN PULGADAS	LONGITUD PARCIAL (m)			
							1/4"	3/8"	1/2"	5/8"
Eje 1-1	 1.18	ESTRIBO	1.00	44.00	1.18	1/4"	51.92			
	 8.52	LONGITUDINAL	1.00	4.00	8.52	1/2"			34.08	
	 8.52	LONGITUDINAL	1.00	2.00	8.52	3/8"		17.04		

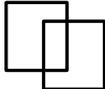
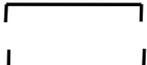
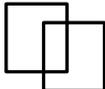
Eje 2-2	VC 25x40	 1.18	ESTRIBO	1.00	44.00	1.18	1/4"	51.92			
	VC 25x40	 8.52	LONGITUDINAL	1.00	4.00	8.52	1/2"			34.08	
	VC 25x40	 8.52	LONGITUDINAL	1.00	2.00	8.52	3/8"		17.04		
Eje 3-3	VC 25x40	 1.18	ESTRIBO	1.00	46.00	1.18	1/4"	54.28			
	VC 25x40	 8.52	LONGITUDINAL	1.00	4.00	8.52	1/2"			34.08	

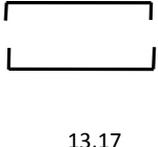
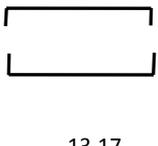
	VC 25x40	 8.52	LONGITUDINAL	1.00	2.00	8.52	3/8"		17.04		
	VC 25x40	 4.6	REFUERZO	1.00	2.00	4.60	3/8"		9.20		
Eje 4-4	VC 25x40	 1.18	ESTRIBO	1.00	40.00	1.18	1/4"	47.20			
	VC 25x40	 8.52	LONGITUDINAL	1.00	4.00	8.52	1/2"			34.08	
	VC 25x40	 8.52	LONGITUDINAL	1.00	2.00	8.52	3/8"		17.04		

	VC 25x40	 1.9	REFUERZO	1.00	2.00	1.90	3/8"	3.80		
Eje 4'-4'	VC 25x40	 1.18	ESTRIBO	1.00	15.00	1.18	1/4"	17.70		
	VC 25x40	 3.62	LONGITUDINAL	1.00	4.00	3.62	1/2"		14.48	
	VC 25x40	 3.62	LONGITUDINAL	1.00	2.00	3.62	3/8"	7.24		
Eje 5-5	VC 25x40	 1.18	ESTRIBO	1.00	28.00	1.18	1/4"	33.04		

	VC 25x40	 5.77	LONGITUDINAL	1.00	4.00	5.77	1/2"		23.08	
	VC 25x40	 5.77	LONGITUDINAL	1.00	2.00	5.77	3/8"		11.54	
	VC 25x40	 1.18	ESTRIBO	1.00	32.00	1.18	1/4"	37.76		
Eje 6-6	VC 25x40	 6.37	LONGITUDINAL	1.00	4.00	6.37	1/2"		25.48	
	VC 25x40	 6.37	LONGITUDINAL	1.00	2.00	6.37	3/8"		12.74	

Eje A-A	VC 25x40	 1.18	ESTRIBO	1.00	69.00	1.18	1/4"	81.42			
	VC 25x40	 14.99	LONGITUDINAL	1.00	4.00	14.99	1/2"			59.96	
	VC 25x40	 14.99	LONGITUDINAL	1.00	2.00	14.99	3/8"		29.98		
Eje B-B	VC 25x40	 1.18	ESTRIBO	1.00	79.00	1.18	1/4"	93.22			
	VC 25x40	 15.92	LONGITUDINAL	1.00	4.00	15.92	1/2"			63.68	

	VC 25x40	 15.92	LONGITUDINAL	1.00	2.00	15.92	3/8"	31.84		
Eje C-C	VC 25x40	 1.18	ESTRIBO	1.00	27.00	1.18	1/4"	31.86		
	VC 25x40	 6.54	LONGITUDINAL	1.00	4.00	6.54	1/2"		26.16	
	VC 25x40	 6.54	LONGITUDINAL	1.00	2.00	6.54	3/8"	13.08		
Eje D-D	VC 25x40	 1.18	ESTRIBO	1.00	66.00	1.18	1/4"	77.88		

	VC 25x40		LONGITUDINAL	1.00	4.00	13.17	1/2"		52.68			
	VC 25x40		LONGITUDINAL	1.00	2.00	13.17	3/8"		26.34			
								Total de Acero (ml)	578.20	213.92	401.84	0.00
								Total de Acero (kg)	144.55	119.58	399.03	0.00
								TOTAL ACERO (Kg)	663.16			

01.05.02.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGA DE CIMENTACION

EJE	ENTRE EJE	LARGO (m)	N° VECES	ALTURA (m)	AREA (m2)
EJE 1-1	EJE A-B	2.40	1.00	0.40	0.96
EJE 1-1	EJE B-C	2.40	1.00	0.40	0.96
EJE 1-1	EJE C-D	1.80	1.00	0.40	0.72
EJE 6-6	EJE A-B	2.40	1.00	0.40	0.96
EJE 6-6	EJE B-C	2.40	1.00	0.40	0.96

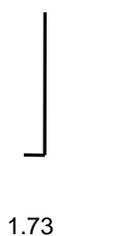
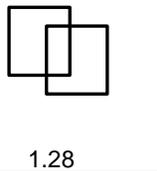
EJE A-A	EJE 1-1	1.70	1.00	0.40	0.68
EJE A-A	EJE 2-3	2.65	1.00	0.40	1.06
EJE A-A	EJE 3-4	3.40	1.00	0.40	1.36
EJE A-A	EJE 4-6	3.70	1.00	0.40	1.48
EJE D-D	EJE 1-1	1.70	1.00	0.40	0.68
EJE D-D	EJE 2-3	2.65	1.00	0.40	1.06
EJE D-D	EJE 3-4	3.40	1.00	0.40	1.36
EJE D-D	EJE 4-5	2.75	1.00	0.40	1.10
AREA TOTAL (m2)					13.34

01.05.03 PEDESTALES

01.05.03.01 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN PEDESTALES

DESCRIPCION	N° VECES	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTURA (m)	VOLUMEN PARCIAL (m ³)
NIVEL 1					
C-1	22	0.35	0.35	0.95	2.56
VOLUMEN TOTAL (m³)					2.56

01.05.03.02 ACERO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2 GRADO 60

DESCRIPCION	CROQUIS	TIPO	Nº DE ESTRUCTURAS	Nº DE PIEZAS POR ESTRUCTURA	LONGITUD DE PIEZAS DE ACERO (m)	DIÁMETRO EN PULGADAS	LONGITUD PARCIAL (m)				
							1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"
C1	 1.73	LONGITUD INAL	22.00	10.00	1.73	1/2"			380.60		
C1	 1.28	ESTRIBO-MOTAJE	22.00	10.00	1.28	1/4"	281.60				
						Total de Acero (ml)	281.60	0.00	380.60	0.00	0.00
						Total de Acero (kg)	70.40	0.00	377.94	0.00	0.00
						TOTAL ACERO (Kg)	448.34				

01.05.03.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PEDESTALES

DESCRIPCION	N° VECES	LARGO (m)	CANTIDAD	ALTURA (m)	AREA (m2)
NIVEL 1					
C-1	22	0.35	4.00	0.95	29.26
AREA TOTAL (m2)					29.26

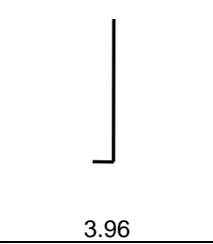
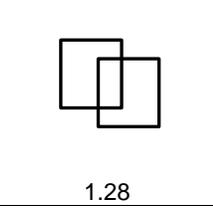
01.05.04 COLUMNAS

01.05.04.01 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN COLUMNAS

DESCRIPCION	N° VECES	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTURA (m)	VOLUMEN PARCIAL (m ³)
NIVEL 1					
C-1	5	0.15	0.25	3.00	0.56
VOLUMEN TOTAL (m³)					0.56

01.05.04.02 ACERO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2 FRADO 60

DESCRIPCIO N	CROQUIS	TIPO	N° DE ESTRUCTU RAS	N° DE PIEZAS POR ESTRUCTU RA	LONGITUD DE PIEZAS DE ACERO (m)	DIÁMETRO EN PULGADA S	LONGITUD PARCIAL (m)				
							1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"

C1		LONGITUDIN AL	5.00	4.00	3.96	3/8"	79.20					
C1		ESTRIBO +MONTAJE	5.00	22.00	1.28	1/4"	140.80					
							Total de Acero (ml)	140.80	79.20	0.00	0.00	0.00
							Total de Acero (kg)	35.20	44.27	0.00	0.00	0.00
							TOTAL ACERO (Kg)	79.47				

01.05.04.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS

DESCRIPCION	N° VECES	LARGO (m)	CANTIDAD	ALTURA (m)	AREA (m2)
NIVEL 1					
C-1	5	0.25	2.00	2.50	6.25

C-1	5	0.15	2.00	2.50	3.75
AREA TOTAL (m2)					10.00

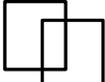
01.05.05 VIGAS

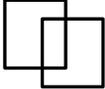
01.05.05.01 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN VIGAS

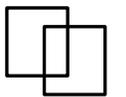
EJE	ENTRE EJE / N° VECES	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTURA (m)	VOLUMEN PARCIAL (m ³)
NIVEL 1					
EJE A-A	EJE 4-4'	1.40	0.15	0.20	0.04
EJE D-D	EJE 5-6	2.60	0.15	0.20	0.08
EJE 6-6	EJE C-D	1.85	0.15	0.20	0.06
VOLUMEN TOTAL (m³)					0.18

01.05.05.02 ACERO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2 GRADO 60

DESCRIPCION	CROQUIS	TIPO	N° DE ESTRUCTURAS	N° DE PIEZAS POR ESTRUCTURA	LONGITUD DE PIEZAS DE ACERO (m)	DIÁMETRO EN PULGADAS	LONGITUD PARCIAL (m)		
							1/4"	3/8"	1/2"

EJE A-A	 1.55	LONGITUDINAL- INFERIOR	1.00	1.00	1.55	3/8"		1.55	
EJE A-A	 1.55	LONGITUDINAL- SUPERIOR	1.00	1.00	1.55	3/8"		1.55	
EJE A-A	 0.25	ESTRIBO	2.00	8.00	0.25	1/4"	4.00		
EJE D-D	 2.75	LONGITUDINAL- INFERIOR	1.00	1.00	2.75	3/8"		2.75	

EJE D-D	 2.75	LONGITUDINAL-SUPERIOR	1.00	1.00	2.75	3/8"	2.75		
EJE D-D	 0.25	ESTRIBO	2.00	15.00	0.25	1/4"	7.50		
EJE 6-6	 2	LONGITUDINAL-INFERIOR	1.00	1.00	2.00	3/8"	2.00		
EJE 6-6	 2	LONGITUDINAL-SUPERIOR	1.00	1.00	2.00	3/8"	2.00		

EJE 6-6		ESTRIBO	2.00	11.00	0.25	1/4"	5.50			
							Total de Acero (ml)	17.00	12.60	
							Total de Acero (kg)	4.25	7.04	
							TOTAL ACERO (Kg)	11.29		

01.05.05.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS

EJE	ENTRE EJE / N° VECES	LARGO (m)	CANTIDAD	ALTURA (m)	AREA (m2)
NIVEL 1					
EJE A-A	EJE 4-4'	1.40	2.00	0.20	0.56
EJE D-D	EJE 5-6	2.60	2.00	0.20	1.04
EJE 6-6	EJE C-D	1.85	2.00	0.20	0.74
AREA TOTAL (m2)					2.34

01.05.06 LOSA COLABORANTE

01.05.06.01 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN LOSA

DESCRIPCION	LARGO (m)	ANCHO (m)	AREA (M2)
NIVEL 1			
AREA	14.80	7.80	115.44
DUCTO	1.80	2.75	4.95
DUCTO	0.80	1.50	1.20
DUCTO	2.90	2.30	6.67
ESCALERA	2.30	2.20	5.06
AREA EFECTIVA	-	-	97.56
NIVEL 2			
AREA	14.80	7.80	115.44
DUCTO	1.80	2.75	4.95
DUCTO	0.80	1.50	1.20
DUCTO	2.90	2.30	6.67
ESCALERA	2.30	2.20	5.06
AREA EFECTIVA	-	-	97.56
AREA TOTAL			195.12
VOLUMEN DE CONCRETO POR M2			0.085
VOLUMEN TOTAL (m3)			16.59

01.05.06.02 PLACA COLABORANTE AD600

DESCRIPCION	LARGO (m)	ANCHO (m)	AREA (M2)
-------------	-----------	-----------	-----------

NIVEL 1			
AREA	14.80	7.80	115.44
DUCTO	1.80	2.75	4.95
DUCTO	0.80	1.50	1.20
DUCTO	2.90	2.30	6.67
ESCALERA	2.30	2.20	5.06
AREA EFECTIVA	-	-	97.56
NIVEL 2			
AREA	14.80	7.80	115.44
DUCTO	1.80	2.75	4.95
DUCTO	0.80	1.50	1.20
DUCTO	2.90	2.30	6.67
ESCALERA	2.30	2.20	5.06
AREA EFECTIVA	-	-	97.56
AREA TOTAL (M2)			195.12

01.05.06.02 ACERO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2 GRADO 60

DESCRIPCION	CROQUIS	TIPO	Nº DE ESTRUCTURAS	Nº DE PIEZAS POR ESTRUCTURA	LONGITUD DE PIEZAS DE ACERO (m)	DIÁMETRO EN PULGADAS	LONGITUD PARCIAL (m)					
							1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	
ACERO TEMPERATURA		LONGITUDINAL	2.00	1.00	373.20	1/4"	746.40					

	373.2									
ACERO TEMPERATURA		TRANSVERSAL	2.00	1.00	364.00	1/4"	728.00			
	364									
						Total de Acero (ml)	1,474. 40			
						Total de Acero (kg)	368.60			
						TOTAL ACERO (Kg)	368.60			

01.06 ESTRUCTURAS METÁLICAS

01.06.01 PLACAS DE ANCLAJE

01.06.01.01 SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS DE ANCLAJE A-307

PLACAS 22 PZA

01.06.01.02 TRAZO Y CORTE CON TROZADORA

CORTE 276 PTO

01.06.02 COLUMNAS METALICAS

01.06.02.01 SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBOS ESTRUCTURALES

DESCRIPCION	N° VECES	LONGITUD (M)	PESO KG/M	PESO (KG)
NIVEL 1 Y 2				
C-1	17	5.40	26.40	2423.52
C-2	3	5.40	38.21	619.00
C-3	2	5.40	52.34	565.27
PESO TOTAL (Kg)				3607.79
PESO TOTAL (Tn)				3.61

01.06.02.02 SOLDEO CON ELECTRODO E-7018

DESCRIPCION	N° VECES	LARGO (m)	ANCHO (m)	LONGITUD (m)
NIVEL 1				
C-1	17	0.15	0.15	10.20
C-2	3	0.15	0.15	1.80
C-3	2	0.20	0.20	1.60
LONGITUD TOTAL (m)				13.60
KG DE SOLDADURA POR ML				2.84
TOTAL+10% DESPERDICIO (kg)				42.47

01.06.03 VIGAS METALICAS

01.06.03.01 SUMINISTRO DE MATERIALES

SUMINISTRO DE VIGAS, PERNOS, ETC 01 GLB

01.06.03.02 CONEXIÓN DE PLACA DE CORTE

CONEXIÓN ATORNILLADA 128 UND

01.06.03.03 SOLDEO CON ELECTRODO E-7018

TOTAL CONEX 7CM	64	
TOTAL CONEX 12CM	32	
CANTIDAD DE SOLDADURA E-7018		
LONGITU DE ANGULO 7CM	14.2336	ML
LONGITU DE ANGULO 12CM	8.7168	ML
TOTAL EN ML	22.9504	ML
KG DE SOLD. POR ML	0.282	KG/ML
<u>CANTIDAD DE SOLDADURA E-7018</u>	<u>6.472</u>	<u>KG</u>
SOLDADURA+10%	7.119	KG

4.3. RESUMEN DE METRADOS

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	METRADO
01.00 ESTRUCTURAS			
01.01.00 OBRAS PROVISIONALES			
01.01.01	ALMACEN Y GUARDIANIA DE OBRA	m2	6.00
01.01.02	CERCO PROVISIONAL DE SEGURIDAD DE OBRA	m	46.00
01.02.00 TRABAJOS PRELIMINARES			
01.02.01	LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO	m2	120.00
01.02.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO	m2	120.00
01.03.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS			
01.03.01	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINARIA EN TERRENO NORMAL	m3	55.88
01.03.02	NIVELACION Y APISONADO MANUAL	m2	44.44
01.03.03	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	14.21
01.03.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	52.08
01.04.00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE			
01.04.01	CIMIENTO CORRIDO MEZCLA C:H 1:10 + 30% PG	m3	1.04
01.04.02	SOBRECIMENTOS MEZCLA C:H 1:8 + 25% PM	m3	0.28
01.04.03	SOLADO F'C=100 KG/CM2 E=10cm	m2	42.34
01.04.05	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMENTOS	m2	3.70
01.04.06	FALSO PISO E=7.5cm, CONCRETO C:H 1:8	m2	110.48
01.05.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO			
01.05.01 ZAPATAS			
01.05.01.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN ZAPATAS	m3	6.20
01.05.01.02	ACERO CORRUGADO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	336.19
01.05.02 VIGA DE CIMENTACION			
01.05.02.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN VIGAS DE CIMENTACION	m3	7.71
01.05.02.02	ACERO CORRUGADO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	663.16
01.05.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	13.34
01.05.03 PEDESTALES			
01.05.03.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN PEDESTAL	m3	2.56
01.05.03.02	ACERO CORRUGADO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	448.34
01.05.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PEDESTALES	m2	29.26

01.05.04 COLUMAS			
01.05.04.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN COLUMNAS	m3	0.56
01.05.04.02	ACERO CORRUGADO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	79.47
01.05.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO EN COLUMNAS	m2	10.00
01.05.05 VIGAS			
01.05.05.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN VIGAS	m3	0.18
01.05.05.02	ACERO CORRUGADO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	11.29
01.05.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO EN VIGAS	m2	2.34
01.05.06 LOSA COLABORANTE			
01.05.06.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN LOSA	m3	16.59
01.05.06.02	PLACA COLABORANTE AD600	m2	195.12
01.05.06.03	ACERO CORRUGADO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	368.60
01.06.00 ESTRUCTURAS METÁLICAS			
01.06.01 PLACA DE ANCLAJE			
01.06.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS DE ANCLAJE A-307	pza	22.00
01.06.01.02	TRAZO Y CORTE CON TROZADORA	pto	276.00
01.06.02 COLUMNAS METÁLICAS			
01.06.02.01	SUMINISTRO E INSTALACIONES DE TUBOS ESTRUCTURALES	Tn	3.61
01.06.02.02	SOLDEO CON ELECTRODO E-7018	kg	42.47
01.06.03 VIGAS METÁLICAS			
01.06.03.01	SUMINISTRO MATERIALES	glb	1.00
01.06.03.02	CONEXIÓN CON PLACA DE CORTE	und	128.00
01.06.03.03	SOLDEO CON ELECTRODO E-7018	kg	7.12

4.4. ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIO

001 ESTRUCTURAS							
01.01.01		ALMACEN Y GUARDIANIA DE OBRA					
m2/DIA	10.0000	EQ.	10.0000	Costo unitario directo por : m2		70.84	
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
OPERARIO		hh	0.5000	0.4000	13.32	5.33	
PEON		hh	2.0000	1.6000	10.57	16.91	
						22.24	
Materiales							
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA		kg		0.2000	3.44	0.69	
CALAMINA GALVANIZADA DE 1.80X0.83X0.23MM		pln		0.8000	15.00	12.00	
CLAVOS PARA CALAMINA		kg		0.3000	9.58	2.87	
MADERA EUCALIPTO		p2		4.8100	2.50	12.03	
TRIPLAY LUPUNA 4 x 8 x 4 mm		pln		0.8300	24.50	20.34	
						47.93	
Equipos							
HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	22.24	0.67	
						0.67	
01.01.02		CERCO PROVISIONAL DE SEGURIDAD DE OBRA					
m/DIA	100.0000	EQ.	100.0000	Costo unitario directo por : m		9.34	
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	

Mano de Obra						
OFICIAL		hh	1.0000	0.0800	11.75	0.94
PEON		hh	1.0000	0.0800	10.57	0.85
						1.79
Materiales						
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA		kg		0.2000	3.44	0.69
MALLA ARTILLADA DOBLE ANCHO (2M)		m		1.0000	3.81	3.81
MADERA EUCALIPTO		p2		1.2000	2.50	3.00
						7.50
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	1.79	0.05
						0.05

01.02.01 LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO						
m2/DIA	160.0000	EQ.	160.0000	Costo unitario directo por : m2		1.09
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra						
PEON	hh	2.0000	0.1000	10.57	1.06	
						1.06
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.06	0.03	
						0.03

01.02.02 TRAZO NIVELES Y REPLANTEO						
m2/DIA	500.0000	EQ.	500.0000	Costo unitario directo por : m2		4.89
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	

Mano de Obra						
OPERARIO	hh	1.0000	0.0160	13.32	0.21	
PEON	hh	3.0000	0.0480	10.57	0.51	
TOPOGRAFO	hh	1.0000	0.0160	14.65	0.23	
						0.95
Materiales						
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA	kg		0.1000	3.44	0.34	
YESO BOLSA DE 25 KG	bol		0.0300	12.00	0.36	
MADERA TORNILLO	p2		0.5000	5.50	2.75	
ESTACAS DE MADERA	und		0.5000	0.50	0.25	
						3.70
Equipos						
ESTACION TOTAL	día	1.0000	0.0020	106.69	0.21	
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	0.95	0.03	
						0.24

01.03.01 EXCAVACION MASIVA CON MAQUINARIA EN TERRENO NORMAL

m3/DIA 200.0000 EQ. 200.0000 Costo unitario directo por : m3 **4.76**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0400	13.32	0.53
PEON	hh	1.0000	0.0400	10.57	0.42
					0.95
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	0.95	0.03
RETROEXCAVADORA SOBRE LLANTAS 58 HP 1/2 y3	hm	1.0000	0.0400	94.50	3.78
					3.81

01.03.02 NIVELACION Y APISONADO MANUAL

m2/DIA	200.0000	EQ.	200.0000	Costo unitario directo por : m2	2.47	
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
OFICIAL		hh	1.0000	0.0400	11.75	0.47
PEON		hh	3.0000	0.1200	10.57	1.27
						1.74
Materiales						
AGUA		m3		0.0500	1.50	0.08
						0.08
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	1.74	0.05
COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 9 HP		hm	1.0000	0.0400	15.10	0.60
						0.65

01.03.03 RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO

m3/DIA	20.0000	EQ.	20.0000	Costo unitario directo por : m3	23.48	
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
PEON		hh	4.0000	1.6000	10.57	16.91
						16.91
Materiales						
AGUA		m3		0.0150	1.50	0.02
						0.02
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	16.91	0.51

COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 9 HP	hm	1.0000	0.4000	15.10	6.04
					6.55

01.03.04 ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE

m3/DIA	300.0000	EQ. 300.0000	Costo unitario directo por : m3		6.18
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
PEON	hh	4.0000	0.1067	10.57	1.13
					1.13
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.13	0.03
RETROEXCAVADORA SOBRE LLANTAS 58 HP 1/2 y3	hm	1.0000	0.0267	94.50	2.52
CAMION VOLQUETE DE 10 m3	hm	1.0000	0.0267	93.50	2.50
					5.05

01.04.01 CIMENTO CORRIDO MEZCLA C:H 1:10+30%PG

m3/DIA	18.0000	EQ. 18.0000	Costo unitario directo por : m3		173.31
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	2.0000	0.8889	13.32	11.84
OFICIAL	hh	2.0000	0.8889	11.75	10.44
PEON	hh	10.0000	4.4444	10.57	46.98
					69.26
Materiales					
PIEDRA GRANDE DE 6"	m3		0.4500	40.00	18.00
HORMIGON	m3		0.6700	30.00	20.10

AGUA	m3		0.1700	1.50	0.26
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		3.1500	17.88	56.32
					94.68
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	69.26	2.08
MEZCLADORA DE TROMPO 9-11P3	hm	1.0000	0.4444	16.40	7.29
					9.37
01.04.02	SOBRECIMIENTO MEZCLA C:H 1:8+25%PM				
m3/DIA	18.0000	EQ. 18.0000	Costo unitario directo por : m3		299.08
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.4444	13.32	5.92
OFICIAL	hh	2.0000	0.8889	11.75	10.44
PEON	hh	10.0000	4.4444	10.57	46.98
					63.34
Materiales					
PIEDRA CHANCADA 3/4"	m3		0.6020	55.00	33.11
ARENA GRUESA	m3		0.5350	40.00	21.40
AGUA	m3		0.1910	1.50	0.29
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.5500	17.88	170.75
					225.55
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	63.34	1.90
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.4"	hm	0.5000	0.2222	4.50	1.00
MEZCLADORA DE TROMPO 9-11P3	hm	1.0000	0.4444	16.40	7.29
					10.19

01.04.03 SOLADO F'C=100 KG/CM2, E=10CM

m2/DIA	150.0000	EQ.	150.0000	Costo unitario directo por : m2	26.00	
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
OPERARIO		hh	2.0000	0.1067	13.32	1.42
OFICIAL		hh	3.0000	0.1600	11.75	1.88
PEON		hh	7.0000	0.3733	10.57	3.95
						7.25
Materiales						
PIEDRA CHANCADA 1/2"		m3		0.0700	60.00	4.20
ARENA GRUESA		m3		0.0500	40.00	2.00
AGUA		m3		0.0140	1.50	0.02
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		0.6400	17.88	11.44
						17.66
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	7.25	0.22
MEZCLADORA DE TROMPO 9-11P3		hm	1.0000	0.0533	16.40	0.87
						1.09

01.04.04 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO

m2/DIA	16.0000	EQ.	16.0000	Costo unitario directo por : m2	33.75	
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
OPERARIO		hh	1.0000	0.5000	13.32	6.66
OFICIAL		hh	1.0000	0.5000	11.75	5.88
						12.54

Materiales						
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.3000	3.44	1.03	
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA	kg		0.1600	3.44	0.55	
MADERA TORNILLO	p2		3.5000	5.50	19.25	
						20.83
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	12.54	0.38	
						0.38
01.04.05 FALSO PISO E=7.5CM, CONCRETO C:H 1:8						
m2/DIA	180.0000	EQ.	180.0000	Costo unitario directo por : m2	16.36	
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra						
OPERARIO	hh	1.0000	0.0444	13.32	0.59	
OFICIAL	hh	2.0000	0.0889	11.75	1.04	
PEON	hh	8.0000	0.3556	10.57	3.76	
						5.39
Materiales						
HORMIGON	m3		0.0670	30.00	2.01	
AGUA	m3		0.0150	1.50	0.02	
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.4500	17.88	8.05	
						10.08
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	5.39	0.16	
MEZCLADORA DE TROMPO 9-11P3	hm	1.0000	0.0444	16.40	0.73	
						0.89
01.05.01.01 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN ZAPATAS						

m3/DIA		EQ. 20.0000		Costo unitario directo por : m3		291.73
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra						
OPERARIO	hh	1.0000	0.4000	13.32	5.33	
OFICIAL	hh	2.0000	0.8000	11.75	9.40	
PEON	hh	10.0000	4.0000	10.57	42.28	
					57.01	
Materiales						
PIEDRA CHANCADA 3/4"	m3		0.6020	55.00	33.11	
ARENA GRUESA	m3		0.5350	40.00	21.40	
AGUA	m3		0.1910	1.50	0.29	
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.5500	17.88	170.75	
					225.55	
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	57.01	1.71	
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.4"	hm	0.5000	0.2000	4.50	0.90	
MEZCLADORA DE TROMPO 9-11P3	hm	1.0000	0.4000	16.40	6.56	
					9.17	
01.05.01.02 ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60						
kg/DIA		EQ. 260.0000		Costo unitario directo por : kg		3.00
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra						
OPERARIO	hh	1.0000	0.0308	13.32	0.41	
OFICIAL	hh	0.5000	0.0154	11.75	0.18	
					0.59	

Materiales						
ALAMBRE NEGRO N° 16		kg		0.0600	3.44	0.21
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		1.0700	2.06	2.20
						2.41
01.05.02.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN VIGA DE CIMENTACION					
m3/DIA	20.0000	EQ.	20.0000	Costo unitario directo por : m3		291.73
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
OPERARIO		hh	1.0000	0.4000	13.32	5.33
OFICIAL		hh	2.0000	0.8000	11.75	9.40
PEON		hh	10.0000	4.0000	10.57	42.28
						57.01
Materiales						
PIEDRA CHANCADA 3/4"		m3		0.6020	55.00	33.11
ARENA GRUESA		m3		0.5350	40.00	21.40
AGUA		m3		0.1910	1.50	0.29
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		9.5500	17.88	170.75
						225.55
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	57.01	1.71
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.4"		hm	0.5000	0.2000	4.50	0.90
MEZCLADORA DE TROMPO 9-11P3		hm	1.0000	0.4000	16.40	6.56
						9.17
01.05.02.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60					
kg/DIA	260.0000	EQ.	260.0000	Costo unitario directo por : kg		3.00

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0308	13.32	0.41
OFICIAL	hh	0.5000	0.0154	11.75	0.18
					0.59
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		0.0600	3.44	0.21
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	2.06	2.20
					2.41

01.05.02.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGA DE CIMENTACION

m2/DIA 16.0000 EQ. 16.0000 Costo unitario directo por : m2 **33.75**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.5000	13.32	6.66
OFICIAL	hh	1.0000	0.5000	11.75	5.88
					12.54
Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.3000	3.44	1.03
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA	kg		0.1600	3.44	0.55
MADERA TORNILLO	p2		3.5000	5.50	19.25
					20.83
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	12.54	0.38
					0.38

01.05.03.01 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN PEDESTALES

m3/DIA	20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m3		291.73
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.4000	13.32	5.33
OFICIAL	hh	2.0000	0.8000	11.75	9.40
PEON	hh	10.0000	4.0000	10.57	42.28
					57.01
Materiales					
PIEDRA CHANCADA 3/4"	m3		0.6020	55.00	33.11
ARENA GRUESA	m3		0.5350	40.00	21.40
AGUA	m3		0.1910	1.50	0.29
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.5500	17.88	170.75
					225.55
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	57.01	1.71
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.4"	hm	0.5000	0.2000	4.50	0.90
MEZCLADORA DE TROMPO 9-11P3	hm	1.0000	0.4000	16.40	6.56
					9.17
01.05.03.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60				
kg/DIA	260.0000	EQ. 260.0000	Costo unitario directo por : kg		3.00
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0308	13.32	0.41
OFICIAL	hh	0.5000	0.0154	11.75	0.18
					0.59

Materiales					
ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		0.0600	3.44	0.21
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	2.06	2.20
					2.41

01.05.03.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PEDESTALES

m2/DIA 16.0000 EQ. 16.0000 Costo unitario directo por : m2 **33.75**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.5000	13.32	6.66
OFICIAL	hh	1.0000	0.5000	11.75	5.88
					12.54
Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.3000	3.44	1.03
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA	kg		0.1600	3.44	0.55
MADERA TORNILLO	p2		3.5000	5.50	19.25
					20.83
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	12.54	0.38
					0.38

01.05.04.01 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN COLUMNAS

m3/DIA 18.0000 EQ. 18.0000 Costo unitario directo por : m3 **299.08**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.4444	13.32	5.92

OFICIAL	hh	2.0000	0.8889	11.75	10.44
PEON	hh	10.0000	4.4444	10.57	46.98
					63.34

Materiales

PIEDRA CHANCADA 3/4"	m3		0.6020	55.00	33.11
ARENA GRUESA	m3		0.5350	40.00	21.40
AGUA	m3		0.1910	1.50	0.29
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.5500	17.88	170.75
					225.55

Equipos

HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	63.34	1.90
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.4"	hm	0.5000	0.2222	4.50	1.00
MEZCLADORA DE TROMPO 9-11P3	hm	1.0000	0.4444	16.40	7.29
					10.19

01.05.04.02 ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60

kg/DIA **260.0000** EQ. **260.0000** Costo unitario directo por : kg **3.00**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0308	13.32	0.41
OFICIAL	hh	0.5000	0.0154	11.75	0.18
					0.59
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		0.0600	3.44	0.21
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	2.06	2.20
					2.41

01.05.04.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNA

m2/DIA		EQ.		Costo unitario directo por : m2	
16.0000	16.0000	16.0000		33.75	
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.5000	13.32	6.66
OFICIAL	hh	1.0000	0.5000	11.75	5.88
					12.54
Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.3000	3.44	1.03
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA	kg		0.1600	3.44	0.55
MADERA TORNILLO	p2		3.5000	5.50	19.25
					20.83
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	12.54	0.38
					0.38
01.05.05.01 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN VIGAS					
m3/DIA		EQ.		Costo unitario directo por : m3	
20.0000	20.0000	20.0000		291.73	
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.4000	13.32	5.33
OFICIAL	hh	2.0000	0.8000	11.75	9.40
PEON	hh	10.0000	4.0000	10.57	42.28
					57.01
Materiales					
PIEDRA CHANCADA 3/4"	m3		0.6020	55.00	33.11
ARENA GRUESA	m3		0.5350	40.00	21.40

AGUA	m3		0.1910	1.50	0.29
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.5500	17.88	170.75
					225.55

Equipos

HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	57.01	1.71
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.4"	hm	0.5000	0.2000	4.50	0.90
MEZCLADORA DE TROMPO 9-11P3	hm	1.0000	0.4000	16.40	6.56
					9.17

01.05.05.02 ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60

kg/DIA 260.0000 EQ. 260.0000 Costo unitario directo por : kg 3.00

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0308	13.32	0.41
OFICIAL	hh	0.5000	0.0154	11.75	0.18
					0.59
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		0.0600	3.44	0.21
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	2.06	2.20
					2.41

01.05.05.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS

m2/DIA 16.0000 EQ. 16.0000 Costo unitario directo por : m2 33.75

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.5000	13.32	6.66

OFICIAL	hh	1.0000	0.5000	11.75	5.88
					12.54
Materiales					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.3000	3.44	1.03
CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA	kg		0.1600	3.44	0.55
MADERA TORNILLO	p2		3.5000	5.50	19.25
					20.83
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	12.54	0.38
					0.38

01.05.06.01 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN LOSA

m3/DIA		EQ.		Costo unitario directo por : m3	
20.0000		20.0000		291.73	
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.4000	13.32	5.33
OFICIAL	hh	2.0000	0.8000	11.75	9.40
PEON	hh	10.0000	4.0000	10.57	42.28
					57.01
Materiales					
PIEDRA CHANCADA 3/4"	m3		0.6020	55.00	33.11
ARENA GRUESA	m3		0.5350	40.00	21.40
AGUA	m3		0.1910	1.50	0.29
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.5500	17.88	170.75
					225.55
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	57.01	1.71
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.4"	hm	0.5000	0.2000	4.50	0.90

MEZCLADORA DE TROMPO 9-11P3	hm	1.0000	0.4000	16.40	6.56
					9.17

01.05.06.02 PLACA COLABORANTE AD600

m2/DIA	200.0000	EQ. 200.0000	Costo unitario directo por : m2		81.00
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0400	13.32	0.53
PEON	hh	4.0000	0.1600	10.57	1.69
					2.22
Materiales					
TORNILLO AUTOPERFORANTE N°8X1"	cto		1.1000	9.00	9.90
ELEMENTOS DE CIERRE GALVANIZADO, E=1MM, L=2.5M	pza		0.2310	45.10	10.42
PLANCHA COLABORANTE AD600	m2		1.0500	44.64	46.87
CONECTOR DE 3/4"X3"	und		3.0000	3.68	11.04
					78.23
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	2.22	0.07
MAQUINAS DE SOLDAR	hm	1.0000	0.0400	12.00	0.48
					0.55

01.05.06.03 ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60

kg/DIA	260.0000	EQ. 260.0000	Costo unitario directo por : kg		3.00
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					

OPERARIO	hh	1.0000	0.0308	13.32	0.41
OFICIAL	hh	0.5000	0.0154	11.75	0.18
0.59					
Materiales					
ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		0.0600	3.44	0.21
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	2.06	2.20
2.41					

01.06.01.01 SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS DE ANCLAJE A-307

pza/DIA 16.0000 EQ. 16.0000 Costo unitario directo por : pza 247.23

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.5000	13.32	6.66
PEON	hh	0.5000	0.2500	10.57	2.64
9.30					
Materiales					
PLANCHA DE ACERO ASTM A36 E=1", 1.20X2.40	pln		0.0450	1,128.07	50.76
PERNOS DE ANCLAJE TIPO J, D=5/8"	und		4.0000	45.00	180.00
230.76					
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	9.30	0.28
TALADRADO DE PLANCHA	und		2.0000	2.82	5.64
EQUIPO DE OXICORTE	hm	1.0000	0.5000	2.50	1.25
7.17					

01.06.01.02 TRAZO Y CORTE CON TROZADORA

pto/DIA 100.0000 EQ. 100.0000 Costo unitario directo por : pto 2.23

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.0800	13.32	1.07
PEON	hh	0.5000	0.0400	10.57	0.42
					1.49
Materiales					
DISCO DE CORTE DE 14"X1/8"	pza		0.0500	10.00	0.50
					0.50
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.49	0.04
TROZADORA DE 14"	hm	1.0000	0.0800	2.50	0.20
					0.24
01.06.02.01 SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBOS ESTRUCTURALES					
ton/DIA	1.9000	EQ. 1.9000		Costo unitario directo por : ton	2,633.54
Descripción Recurso					
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	4.2105	13.32	56.08
OFICIAL	hh	1.0000	4.2105	11.75	49.47
PEON	hh	2.0000	8.4211	10.57	89.01
					194.56
Materiales					
TUBO CUADRADO ESTRUCTURAL 150X150MM, E=6MM	kg		671.7500	2.43	1,632.35
TUBO CUADRADO ESTRUCTURAL 150X150MM, E=9MM	kg		171.5700	2.43	416.92
TUBO CUADRADO ESTRUCTURAL 200X200MM, E=9MM	kg		156.6800	2.45	383.87

					2,433.14	
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	194.56	5.84
						5.84
01.06.02.02		SOLDEO CON ELECTRO E-7018				
kg/DIA	6.8000	EQ.	6.8000	Costo unitario directo por : kg		49.62
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
PEON		hh	0.2500	0.2941	10.57	3.11
SOLDADOR HOMOLOGADO		hh	1.0000	1.1765	18.00	21.18
						24.29
Materiales						
ELECTRODO E-7018		kg		0.7500	14.00	10.50
ELECTRODO E-6011		kg		0.2500	14.00	3.50
DISCO DE DESVASTE DE 1/4"X7"		pza		0.0600	10.00	0.60
						14.60
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	24.29	0.73
MAQUINAS DE SOLDAR		hm	0.5000	0.5882	12.00	7.06
ESMERIL		hm	1.0000	1.1765	2.50	2.94
						10.73
01.06.03.01		SUMINISTRO DE MATERIALES				
glb/DIA	1.0000	EQ.	1.0000	Costo unitario directo por : glb		18,538.28
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.

Materiales					
ANGULO ESTRUCTURAL L 3"X1/4", L=6M	pza		2.0000	106.28	212.56
VIGA DE ACERO A-36 IPE 100, L=6m	pza		4.0000	184.61	738.44
VIGA DE ACERO A-36 IPE 120, L=6m	pza		4.5000	239.98	1,079.91
VIGA DE ACERO A-36 IPE 140, L=6m	pza		11.0000	304.93	3,354.23
VIGA DE ACERO A-36 IPE 160, L=6m	pza		2.5000	373.51	933.78
VIGA DE ACERO A-36 IPE 180, L=6m	pza		12.5000	444.43	5,555.38
VIGA DE ACERO A-36 IPE 200, L=6m	pza		1.5000	450.25	675.38
VIGA DE ACERO A-36 IPE 270, L=6m	pza		1.5000	725.61	1,088.42
VIGA DE ACERO A-36 IPE 300, L=6m	pza		3.0000	848.22	2,544.66
PERNO HEXAGONAL DE 3/4"X2 1/2"	cto		6.5000	85.00	552.50
PERNO HEXAGONAL DE 5/8"X2"	cto		5.6000	45.00	252.00
PLANCHA DE ACERO ASTM A36 E=5/8", 1.20X2.40	pln		0.6000	705.04	423.02
PLANCHA DE ACERO ASTM A36 E=1/2", 1.20X2.40	pln		2.0000	564.00	1,128.00
					18,538.28

01.06.03.02 CONEXION DE MOMENTO

und/DIA 10.0000 EQ. 10.0000 Costo unitario directo por : und **43.47**

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	13.32	10.66
PEON	hh	1.0000	0.8000	10.57	8.46
SOLDADOR HOMOLOGADO	hh	1.0000	0.8000	18.00	14.40
					33.52
Materiales					
ELECTRODO E-7018	kg		0.0970	14.00	1.36
ELECTRODO E-6011	kg		0.0200	14.00	0.28
DISCO DE DESVASTE DE 1/4"X7"	pza		0.0500	10.00	0.50

						2.14
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo			3.0000	33.52	1.01
MAQUINAS DE SOLDAR	hm	0.5000		0.4000	12.00	4.80
ESMERIL	hm	1.0000		0.8000	2.50	2.00
						7.81
01.06.03.03 SOLDEO CON ELECTRO E-7018						
kg/DIA	6.8000	EQ. 6.8000	Costo unitario directo por : kg		49.62	
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra						
PEON	hh	0.2500	0.2941	10.57	3.11	
SOLDADOR HOMOLOGADO	hh	1.0000	1.1765	18.00	21.18	
						24.29
Materiales						
ELECTRODO E-7018	kg		0.7500	14.00	10.50	
ELECTRODO E-6011	kg		0.2500	14.00	3.50	
DISCO DE DESVASTE DE 1/4"X7"	pza		0.0600	10.00	0.60	
						14.60
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo			3.0000	24.29	0.73
MAQUINAS DE SOLDAR	hm	0.5000		0.5882	12.00	7.06
ESMERIL	hm	1.0000		1.1765	2.50	2.94
						10.73

4.5. PRESUPUESTO

El costo directo de la obra es de s/. 81,270.10.

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	ESTRUCTURAS				81,270.10
01.01	OBRAS PROVISIONALES				854.68
01.01.01	ALMACEN Y GUARDIANA DE OBRA	m2	6.00	70.84	425.04
01.01.02	CERCO PROVISIONAL DE SEGURIDAD DE OBRA	m	46.00	9.34	429.64
01.02	TRABAJOS PRELIMINARES				717.60
01.02.01	LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO	m2	120.00	1.09	130.80
01.02.02	TRAZO NIVELES Y REPLANTEO	m2	120.00	4.89	586.80
01.03	MOVIMIENTO DE TIERRAS				1,031.26
01.03.01	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINARIA EN TERRENO NORMAL	m3	55.88	4.76	265.99
01.03.02	NIVELACION Y APISONADO MANUAL	m2	44.44	2.47	109.77
01.03.03	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	14.21	23.48	333.65
01.03.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	52.08	6.18	321.85
01.04	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				3,297.15
01.04.01	CIMIENTO CORRIDO MEZCLA C:H 1:10+30%PG	m3	1.04	173.31	180.24
01.04.02	SOBRECIMIENTO MEZCLA C:H 1:8+25%PM	m3	0.28	299.08	83.74
01.04.03	SOLADO F'C=100 KG/CM2, E=10CM	m2	42.34	26.00	1,100.84
01.04.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO	m2	3.70	33.75	124.88
01.04.05	FALSO PISO E=7.5CM, CONCRETO C:H 1:8	m2	110.48	16.36	1,807.45
01.05	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				33,244.70
01.05.01	ZAPATAS				2,817.30
01.05.01.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN ZAPATAS	m3	6.20	291.73	1,808.73
01.05.01.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	336.19	3.00	1,008.57
01.05.02	VIGA DE CIMENTACION				4,688.95
01.05.02.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN VIGA DE CIMENTACION	m3	7.71	291.73	2,249.24
01.05.02.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	663.16	3.00	1,989.48
01.05.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGA DE CIMENTACION	m2	13.34	33.75	450.23
01.05.03	PEDESTALES				3,079.38
01.05.03.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN PEDESTALES	m3	2.56	291.73	746.83
01.05.03.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	448.34	3.00	1,345.02
01.05.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PEDESTALES	m2	29.26	33.75	987.53
01.05.04	COLUMNAS				743.39
01.05.04.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN COLUMNAS	m3	0.56	299.08	167.48
01.05.04.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	79.47	3.00	238.41
01.05.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNA	m2	10.00	33.75	337.50
01.05.05	VIGAS				165.36
01.05.05.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN VIGAS	m3	0.18	291.73	52.51
01.05.05.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	11.29	3.00	33.87

01.05.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS	m2	2.34	33.75	78.98
01.05.06	LOSA COLABORANTE				21,750.32
01.05.06.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN LOSA	m3	16.59	291.73	4,839.80
01.05.06.02	PLACA COLABORANTE AD600	m2	195.12	81.00	15,804.72
01.05.06.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	368.60	3.00	1,105.80
01.06	ESTRUCTURAS METALICAS				42,124.71
01.06.01	PLACA DE ANCLAJE				6,054.54
01.06.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS DE ANCLAJE A-307	pza	22.00	247.23	5,439.06
01.06.01.02	TRAZO Y CORTE CON TROZADORA	pto	276.00	2.23	615.48
01.06.02	COLUMNA METALICA				11,614.44
01.06.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBOS ESTRUCTURALES	ton	3.61	2,633.54	9,507.08
01.06.02.02	SOLDEO CON ELECTRO E-7018	kg	42.47	49.62	2,107.36
01.06.03	VIGA METALICA				24,455.73
01.06.03.01	SUMINISTRO DE MATERIALES	glb	1.00	18,538.28	18,538.28
01.06.03.02	CONEXION DE MOMENTO	und	128.00	43.47	5,564.16
01.06.03.03	SOLDEO CON ELECTRO E-7018	kg	7.12	49.62	353.29
	COSTO DIRECTO				81,270.10

Análisis del costo de la obra

Para compara los precios de construcción, se citará como referencia una vivienda unifamiliar de dos niveles construida en el distrito de Baños del Inca de la provincia de Cajamarca.

Datos de la obra de referencia

- ✓ **Ubicación:** Jr. Italia - MZ J-1 – Lote n°16 – Urbanización la Molina, del distrito de Baños del Inca, provincia de Cajamarca departamento de Cajamarca.
- ✓ **Propietario:** Sr. Pedro José Carranza Hoyos
- ✓ **Área del terreno:** 140.00 m².
- ✓ **Sistema estructural:** Pórticos de concreto, 2 niveles
- ✓ **Presupuesto:** El costo de las estructuras es de s/.90,554.55

Datos de la vivienda de acero

- ✓ **Sistema estructural:** Pórticos de acero, 2 niveles
- ✓ **Área del terreno:** 120.00 m²
- ✓ **Presupuesto:** El costo de las estructuras es de s/.81,270.10.

El costo de la vivienda de acero por m² es de: s/.338.63 y el costo de la vivienda de concreto por m² es de: s/323.41, por lo tanto es aceptable

CAPITULO V

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

Habiendo finalizado el diseño y análisis de la vivienda en estudio y rigiéndonos bajo el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) además de tomar en consideración el Manual de Construcción en acero AISC para los elementos secundarios, hemos llegado a las siguientes conclusiones:

- ✓ Se cumplió satisfactoriamente con los objetivos, es decir que mediante la aplicación de las normas nacionales y las normas internacionales, se diseñó la vivienda multifamiliar de acero y se puede garantizar el buen funcionamiento de una estructura que permita una buena actuación ante eventos sísmicos, asimismo la construcción de la vivienda presenta es de un costo aceptable debido a que el costo por metro cuadrado es de s/.339.63 y de una vivienda de concreto con características similares es de 323.41.
- ✓ Mediante la aplicación del RNE E-090 y las especificaciones AISC Lrfd se cumplió satisfactoriamente con el diseño de las conexiones de acero, tales como unión columna-viga, viga-viga y columna-cimentación, el tipo de conexión es el parámetro más importante, según el AISC Lrfd para estructuras como viviendas se puede utilizar conexiones de momento (empotradas) debido a que la barra se une al nudo evitando su giro, pero permitiendo un comportamiento suficientemente dúctil, capaz de desarrollar su capacidad resistente en el rango plástico sin que se presente un fallo prematuro motivado por un deformación excesiva.
- ✓ La revisión del desplazamiento lateral de la vivienda en estudio en ambas direcciones de análisis “X” y “Y”, nos revelo que los resultados obtenidos son aceptables permitiendo un buen funcionamiento y brindando seguridad ante la actuación de un sismo ya que cumple con lo establecido en el art. 15 del RNE E-030, el cual indica que el límite para desplazamiento de entrepiso para estructuras de acero es menor a 0.01.
- ✓ Los cálculos estructurales de acero así como de concreto son satisfactorios, la elaboración del presupuesto nos da una referencia del costo para la construcción, pudiendo realizar una leve comparación de costos con las viviendas de concreto; por otra parte el cronograma de ejecución nos permitirá controlar el avance físico de la obra y nos indicará si los tiempos de construcción. Todos estos

parámetros nos dan otra visión al momento de construir nuestras viviendas.

6.2. RECOMENDACIONES

- ✓ Como recomendación simplemente se hace un llamado a aquellos ingenieros civiles dedicados al estudio de las estructuras, a profundizar en los criterios de diseños para marcos y cualquier otro tipo de diseño y los estudios recopilados se deberían de donar a esta alma Mater para que estos beneficien a los futuros ingenieros para que estos cuenten con mayores herramientas aplicables al diseño en nuestro bello país.
- ✓ A las instituciones encargadas de la educación de la ingeniería civil se les debe de exigir que estos fomenten en sus estudiantes el uso de técnicas modernas de construcción para que estos estén más familiarizados con la realidad y así tengan una base más sólida.
- ✓ Para la construcción de cualquier 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.

CAPITULO VII



BIBLIOGRAFÍA

7.1. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. RNE. (2009). Reglamento Nacional de Edificaciones, 3ra Edición, Megabyte S.A.C, Lima-Perú.
2. AISC. (2005). Manual Steel Construction, 30va Edición, Estados Unidos
3. McCormac, Jack. (2002). Diseño de Estructuras en Acero Metodo LRFD, 2da Edicion, Mexico.
4. Blasco Blanco, Antonio. (1990). Estructuración y diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Lima-Perú.
5. Crisafulli, Francisco. (2013). Diseño sísmoresistente de construcción de acero, 3era Edición, Mendoza-Argentina.
6. Zapata Baglietto, Luis. (2004). Diseño Estructural en Acero, Lima-Perú.
7. Bowles, Joseph E. (1993). Diseño de acero estructural, 4ta Edición, Mexico.
8. Segui, William T. (1999). Diseño de estructuras de acero con LRFD, 2da Edición, Mexico.
9. Arguelles Ramon, Arriaga Francisco. (2005). Estructuras de acero, cálculos, 2da Edición, Madrid.
10. Edward L., Wilson. (1995). Análisis Estático y Dinámico de Estructuras, 4ta Edición, Berkeley-California.
11. Love L., Carl. (1981). Soldadura: Procedimiento y aplicaciones, 1era Edición. Mexico.
12. Ramirez Alva, Cristia Beatriz. (2005). Tesis: Diseño de estructuras de acero formado en frío usando las especificaciones AISI-96, Mexico D.F.
13. Silva Esteban, Sandra Fabiola. (2005). Tesis: Tecnología de nueva generación para la edificación con estructuras metálicas, Mexico D.F.
14. Guzman Salinas, Oscar. (2006). Tesis: Diseño de conexiones con AISC-LRFD-1999, Mexico D.F.

15. Santiago Hernandez, Leonilo. (2005). Tesis: Diseño de armaduras para techos, Mexico D.F.
16. Jimenez Mucho, Cristobal. (2011). Tesis: Analisis y diseño alternativo en acero estructural del palacio municipal del Distrito de Santa Rosa de Melgar, Lima-Perú.
17. Márquez Jolman, Arévalo Everth, Reyes Jorge. (2007). Tesis: Diseño de elementos estructurales típicos para un edificio de estructuras de acero utilizando las especificaciones AISC2005”, El Salvador.
18. Navarrete Bautista, Juan Carlos. (2003). Tesis: Secciones compuestas de Acero-Concreto (Metodo LRFD), Mexico D.F.
19. Perez Rodriguez, Marta. (2009). Tesis: Diseño y calculo de la estructura metalica y de la cimentacion de una nave industrial, Madrid.
20. Gonzales Ordoñez, Jorge, Alvarado Pérez, Moisés. (2009). Tesis: Análisis y diseño estructural en una vivienda de dos plantas. Managua.
21. Tasaico Coloma, Luis. (2002). Tesis: Analisis y diseño de un edificio alto de acero, Lima-Perú.
22. Bautista Cepeda, Ricardo. (2003). Tesis: Diseño estructural para viviendas unifamiliares usando perfilez de acero galvanizado, Piura-Perú.
23. Correa Vigo, Félix. (2003). Tesis: Diseño estructural de un auditorio de estructuras metálicas, Piura-Perú.
24. Nicolas Mendoza, Carlos. (2007). Tesis: Analisis y diseño estructural en acero, de una nave industrial con las especificaciones AISC, Método LRFD. 1993, Mexico D.F.
25. Rodas Jhonny, Pacheco Jurgen, Isaac Alberto. (2005). Tesis: Diseño de superestructura, cimentacion e hidrosanitario de edificio de acero de tres plantas, Managua.
26. Acevedo Carlos, Duarte Juan. (2010). Tesis: Aplicación de la tecnologia de los prefabricados estructurales para la onstruccion de viviendas multifamiliares de hasta cuatro niveles en el area metropolitana de San Salvador, San Salvador.

27. Ramos Rugel, Maritza. (2002). Tesis: Analisis tecnico y economico de losas de entrepiso, Piura-Perú.
28. Coque Edison, Monteros Miguel. (2009). Tesis: Diseño y construccion de un sistema modular para elevacion de cargas en edificios de estructura de acero en construccion, Quito-Ecuador.
29. Guevara Anzules, Manuel. (2009). Tesis: Cimentaciones superficiales, Guayaquil-Ecuador.
30. Acesco. (2012). Metal Deck - Manual técnico, Colombia.
31. Acero Deck. (2005). Manual técnico - sistema constructivo placa colaborante Acero-Deck, Lima-Perú.
32. Rojas Lopez, Miguel David. (2005). Compatacion técnico-financiera del acero estructural y el hormigon armado.
33. Gallegos Dávila, Carlos. (2011). Construcción VI: Vigas de acero, consultado el 5 de Mayo del 2013, disponible en: http://www.slideshare.net/pax_paks/vigas-acero.
34. Martínez, Héctor. (s,f). Sistema de construcción ligera para vivienda [en línea], consultada el 5 de Mayo del 2013, Disponible en: <http://www.monografias.com/trabajos93/sistema-construccion-ligera-vivienda/sistema-construccion-ligera-vivienda.shtml>.
35. ALACERO. (2010). Proyecto ILAFA, Modulo de Uniones apernadas y soldadas [en linea], consultado el 12 de junio del 2013, disponible en: http://www.arquitecturaenacero.org/index.php?option=com_content&view=article&id=41:uniones-y-conexiones&catid=22&Itemid=31.
36. Rojas Miguel, Arenas Jhon. (2007). Comparacion tecnico financiera del acero estructural y el hormigón armado, consultada el 25 de Junio del 2013, Disponiblen en: <http://dyna.unalmed.edu.co/ediciones/155/articulos/a05v75n155/a05v75n155.pdf>.
37. Cuando construir con acero?. (2007). Consultada el 25 de junio del 2013, Disponible en: <http://www.construccionenacero.com/Articulos%20y%20Publicaciones/Bibliografia/Cu%C3%A1ndo%20Construir%20en%20Acero.pdf>.

38. Vallejo R, Javier. (s,f). Vivienda en acero laminado en caliente [en línea], consultada el 3 de julio del 2013, Disponible en: <http://es.scribd.com/doc/56894312/VIVIENDA-DE-ACERO-vs-HORMIGON>.
39. Romo Proaño, Marcelo. (s,f). Diseño de estructuras de concreto armado [en línea], consultada el 5 de julio del 2013, Disponible en: <http://publiespe.espe.edu.ec/academicas/hormigon/hormigon00.htm>.
40. Diseño de los elementos complementarios de la estructura, consultada el 6 de julio del 2013, Disponible en: <http://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/14702/8/Cap%C3%ADtulo%204.doc>.
41. Soldadura, consultada el 18 de julio del 2013, disponible en: <http://dingenieria.pbworks.com/f/SOLDADURA.doc>.
42. Conexiones a base de soldadura de filete, consultado el 18 de julio del 2013, disponible en: <http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/12258/Capitulo3.pdf>.

CAPITULO VIII



ANEXOS

Anexo 1. Cargas mínimas repartidas

Ocupación de uso	Cargas repartidas kPa (kgf/m ²)
Almacenaje	5,0 (500)
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
Bibliotecas	
Sala de lecturas	3,0 (300)
Sala de almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Centros de educación	
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350)
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3,0 (300)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Garajes	
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menos que 2,40 m	2,5 (250)
Para otros vehículos	*
Hospitales	
Sala de operación, laboratorios y zonas de servicio	3,0 (300)
Cuartos	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Hoteles	
Cuartos	2,0 (200)
Salas públicas	De acuerdo con lugares de asamblea
Almacenaje y servicio	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Industria	
	-
Instituciones penales	
Celdas y zonas de habitación	2,0 (200)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Corredores y escaleras	4,0 (400)

Lugares de asamblea	
Con asientos fijos	3,0 (300)
Con asientos móviles	4,0 (400)
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines	4,0 (400)
Graderías y tribunas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Oficinas	
Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Salas de archivo	5,0 (500)
Salas de computación	2,5 (250)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Teatros	
Vestidores	2,0 (200)
Cuarto de proyección	3,0 (300)
Escenario	7,5 (750)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Tiendas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Viviendas	2,0 (200)
Corredores y escaleras	2,0 (200)

(*)Las cargas mínimas cumplirán con los requisitos aplicables a puentes carreteros
Fuente: RNE. E-020 (2009), adaptado

Anexo 2. Factores de carga para miembros a compresión con KL/r . Acero A36.

Esfuerzos admisibles en kg/cm^2 para miembros en compresión									
Miembros principales y secundarios: $\frac{KL}{r} \leq 120$					Miembros principales $120 \leq \frac{KL}{r} \leq 200$				
$\frac{KL}{r}$	F_a (kg/cm^2)	$\frac{KL}{r}$	F_a (kg/cm^2)	$\frac{KL}{r}$	F_a (kg/cm^2)	$\frac{KL}{r}$	F_a (kg/cm^2)	$\frac{KL}{r}$	F_a (kg/cm^2)
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 (2005) – Tesis: Diseño de armaduras para techos.

Anexo 3. Características técnicas para la placa colaborante AD-600

Placa Colaborante AD-600				
Calibre (Gage)	N°20	N°22	N°28	
Espesor	0.90 mm	0.75 mm	1.20 mm	
Peralte	60 mm			
Ancho total	920 mm			
Ancho útil	900 mm			
Acabado	Galvanizado			
Longitud	A medida			
Propiedades de la sección de acero AD-600				
Calibre	W_{sd}	I	Ssup	Sinf
(gage)	(kg/m ²)	(cm ⁴ /m)	(cm ³ /m)	(cm ³ /m)
20	9.12	59.74	18.32	23.30
22	10.18	70.73	21.73	27.68
Propiedades del concreto ($f'c=210$ kg/cm²): AD-600				
Altura de la losa	Volumen del concreto	Carga muerta	$A_{con_{sd}}$	
t (cm)	M ³ /m ²	Kg/m ²	M ² /m	
11	0.074	177.6	0.074	
12	0.084	201.6	0.084	
13	0.094	225.6	0.094	
14	0.104	249.6	0.104	
16	0.124	297.6	0.124	
15	0.114	273.6	0.114	

Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes, para losas de entrepisos Acero-Deck

Anexo 4. Sobrecargar admisibles (kg/m²) con concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$.

Calibre	L: Luz libre	t: Espesor de la losa					
(gage)	m	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00
22	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1650	1911	2000	2000	2000	2000
	2.25	1243	1445	1647	1849	2000	2000
	2.50	952	1112	1272	1432	1592	1753
	2.75	689	865	995	1124	1253	1382
	3.00	487	661	784	889	995	1101
	3.25	364	475	619	707	794	882
	3.50	254	338	465	562	638	708
	3.75	172	236	334	445	506	568
	4.00		157	234	329	401	453
	4.25			156	231	314	358
	4.50				154	228	278
20	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1962	2000	2000	2000	2000	2000
	2.25	1489	1731	1974	2000	2000	2000
	2.50	1035	1344	1537	1730	1923	2000
	2.75	731	1025	1213	1369	1526	1682
	3.00	520	741	967	1095	1224	1353
	3.25	368	537	716	882	989	1096
	3.50	277	388	526	694	803	892
	3.75	190	276	384	516	652	728
	4.00		190	274	379	505	594
	4.25			189	273	374	482
	4.50				189	270	367

Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes, para losas de entrepisos Acero-Deck

Anexo 5. Pretensión mínima de Pernos en Kips y KN

Tabla J3.1 Pretensión mínima de Pernos, Kips*		
Diámetro del Perno, in	Pernos A325	Pernos A490
1/2	12	15
5/8	19	24
3/4	28	35
7/8	39	49
1	51	64
1 1/8	56	80
1 1/4	71	102
1 3/8	85	121
1 1/2	103	148
* Igual a 0.70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.		

Fuente: AISC (2005) – Manual Steel Construction

Tabla J3.1 M Pretensión mínima de Pernos, KN*		
Diámetro del Perno, mm	Pernos A325	Pernos A490
M 16	91	114
M 20	142	179
M 22	176	221
M 24	205	257
M 27	267	334
M 30	326	408
M 36	475	596
* Igual a 0.70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.		

Fuente: AISC (2005) – Manual Steel Construction

Anexo 6. Pretensión tensión nominal de conectores y partes roscadas

Tabla J 3.2 Pretensión Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, kgf/cm ² (MPa)		
Descripción del conector	Tensión de Tracción Nominal, F_{nt} , kgf/cm ² (MPa)	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, F_{nv} , kgf/cm ² (MPa)
Pernos A307	3160 (310) ^{[a][b]}	1680 (165) ^{[c][f]}
Pernos A325, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	6320 (620) ^[e]	3360 (330) ^[f]
Pernos A325, cuando la rosca no está incluida en el plano de corte	6320 (620) ^[e]	4220 (414) ^[f]
Pernos A490, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	7950 (780) ^[e]	4220 (414) ^[f]
Pernos A490, cuando la rosca no está incluida en el plano de corte	7950 (780) ^[e]	5300 (520) ^[f]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	$0.75 F_u^{[a][d]}$	$0.40 F_u$
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca no está incluida en el plano de corte	$0.75 F_u^{[a][d]}$	$0.50 F_u$
<p> [a] Sujeto a los requisitos del Anexo 3. [b] Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos por 1% para cada 2 mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre [c] Rosca permitida en los planos de corte. [d] La resistencia de tracción nominal para la porción roscada de una barra con extremos ensanchados, basada en el área de la sección correspondiente al diámetro mayor de la rosca, AD, que debe ser mayor que el valor obtenido al multiplicar F_y por el área del cuerpo nominal de la barra antes de su ensanchamiento. [e] Para pernos A325 y A490 solicitados por carga de tracción de fatiga, ver el Anexo 3. [f] Cuando las conexiones de tipo aplastamiento utilizadas en empalmes de miembros en tracción poseen un patrón de conectores cuya longitud, medida paralela a la línea de carga, excede de 1270 mm, se deben reducir los valores tabulados por 20%. </p>		

Fuente: AISC (2005) – Manual Steel Construction

Anexo 7. Dimensiones de agujeros nominal.

Tabla J 3.3 Dimensiones de Agujero Nominal, in				
Diámetro Perno	Dimensiones Agujero			
	Estándar (Dia.)	Sobremedida (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura Larga (Ancho x Largo)
1/2	9/16	5/8	9/16 x 11/16	9/16 x 11/4
5/8	11/16	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 19/16
3/4	13/16	15/16	13/16 x 1	13/16 x 17/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 x 11/8	15/16 x 23/16
1	1 1/16	1 1/4	11/16 x 1 5/16	11/16 x 2 1/2
≥ 1 1/8	$d + 1 \frac{1}{16}$	$d + \frac{5}{16}$	$(d+1/16) \times (d+3/8)$	$(d+1/16) \times (2.5+d)$

Fuente: AISC (2005) – Manual Steel Construction.

Tabla J 3.3 M Dimensiones de Agujero Nominal, in				
Diámetro Perno	Dimensiones Agujero			
	Estándar (Dia.)	Sobremedida (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura Larga (Ancho x Largo)
M16	18	20	18 x 22	18 x 40
M20	22	24	22 x 26	22 x 50
M22	24 [a]	28	24 x 30	24 x 55
M24	27	30	27 x 32	27 x 60
M27	30	35	30 x 37	30 x 67
M30	33	38	33 x 40	33 x 75
≥ M36	$d + 3$	$d + 8$	$(d+3) \times (d+10)$	$(d+3) \times 3.5d$

[a] Espacio entregado para permitir la utilización si se desea de un perno de 1-in.

Fuente: AISC (2005) – Manual Steel Construction.

Anexo 8. Distancia mínima al borde desde el centro del agujero estándar hasta el borde de la parte conectada

Tabla J 3.4 Distancia Mínima al Borde^[a], in, desde el Centro del Agujero Estándar^[b] hasta el Borde de la Parte Conectada		
Diámetro Perno (in)	En los bordes aserrados	En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por corte térmico^[c]
1/2	7/8	3/4
5/8	1 1/8	7/8
3/4	1 1/4	1
7/8	1 1/2 [d]	1 1/8
1	1 3/4 [d]	1 1/4
1 1/8	2	1 1/2
1 1/4	2 1/4	1 5/8
Sobre 1 1/4	1 3/4 x d	1 1/4 x d

[a] Se permite utilizar distancias de borde menor provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10, de forma apropiada.
 [b] Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5.
 [c] Se permite que todas las distancias de borde en esta columna sean reducidas 1/8 in cuando el agujero está en un punto donde la resistencia requerida no exceda de 25% de la resistencia máxima en el elemento.
 [d] Se permite que estas sean 1 1/4 in en ambos extremos de los ángulos de conexión de vigas y en planchas de cabeza de corte.

Fuente: AISC (2005) – Manual Steel Construction.

Tabla J 3.4 M Distancia Mínima al Borde^[a], mm, desde el Centro del Agujero Estándar^[b] hasta el Borde de la Parte Conectada		
Diámetro Perno (mm)	En los bordes aserrados	En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por corte térmico^[c]
16	28	22
20	34	26
22	38 [d]	28
24	42 [d]	30
27	48	34
30	52	38
36	64	46
Sobre 36	1.75d	1.25d

- [a] Se permite utilizar distancias de borde menor provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10, de forma apropiada.
- [b] Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5M.
- [c] Se permite que todas las distancias de borde en esta columna sean reducidas 3 mm cuando el agujero esta en un punto donde la resistencia requerida no exceda de 25% de la resistencia máxima en el elemento.
- [d] Se permite que estas sean 3 mm en ambos extremos de los ángulos de conexión de vigas y en planchas de cabeza de corte.

Fuente: AISC (2005) – Manual Steel Construction.

Anexo 9. Valores del incremento de distancia a borde.

Tabla J 3.5				
Valores del Incremento de Distancia de Borde C ₂ , in				
Diámetro Nominal del Conector (in)	Agujero Sobretamaño	Agujeros Ranurados		
		Eje Largo Perpendicular al Borde		Eje Largo Paralelo al Borde
		Ranura Corta	Ranura Larga ^[a]	
≤ 7/8	1/16	1/8	3/4d	0
1	1/8	1/8		
≥ 1 1/8	1/8	3/16		

[a] Cuando la longitud de la ranura es menor que el máximo admisible (ver Tabla J3.3), se permite que C2 sea reducido por la mitad de la diferencia entre las longitudes de ranura máxima y actual.

Fuente: AISC (2005) – Manual Steel Construction.

Tabla J 3.5 M				
Valores del Incremento de Distancia de Borde C ₂ , mm				
Diámetro Nominal del Conector (mm)	Agujero Sobretamaño	Agujeros Ranurados		
		Eje Largo Perpendicular al Borde		Eje Largo Paralelo al Borde
		Ranura Corta	Ranura Larga ^[a]	
≤ 22	2	3	3/4d	0
24	3	3		
≥ 27	3	5		

[a] Cuando la longitud de la ranura es menor que el máximo admisible (ver Tabla J3.3M), se permite que C2 sea reducido por la mitad de la diferencia entre las longitudes de ranura máxima y actual.

Fuente: AISC (2005) – Manual Steel Construction.

Anexo 10. Resistencia del diseño al corte de la soldadura con electrodo protegido.

Tamaño Nominal del Electrodo Protegido		E60XX		E70XX	
In (pulgadas)	mm	Kip/in	Ton/cm	Kip/in	Ton/cm
1/8"	3.1750	2.38	0.412	2.77	0.480
3/16"	4.7625	3.58	0.667	4.18	0.779
1/4"	6.3500	4.77	0.800	5.57	0.934
5/16"	7.9375	5.97	1.068	6.96	1.245
3/8"	9.5250	7.16	1.214	8.35	1.416
7/16"	11.1125	8.35	1.494	9.74	1.743
1/2"	12.7000	9.54	1.634	11.14	1.914
9/16"	14.2875	10.74	1.921	12.53	2.242
5/8"	15.8750	11.93	2.135	13.92	2.491
11/16"	17.4625	13.12	2.348	15.31	2.734
3/4"	19.0500	14.32	2.563	16.70	2.988

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

Anexo 11. Resistencia de diseño al corte de la soldadura con arco sumergido.

Tamaño Nominal del arco sumergido		E60XX		E70XX	
In (pulgadas)	mm	Kip/in	Ton/cm	Kip/in	Ton/cm
1/8"	3.1750	3.38	0.585	3.94	0.682
3/16"	4.7625	5.06	0.943	5.91	1.102
1/4"	6.3500	6.75	1.132	7.88	1.322
5/16"	7.9375	8.44	1.582	9.84	1.761
3/8"	9.5250	10.13	1.813	11.31	2.113
7/16"	11.1125	11.32	2.026	13.21	2.364
1/2"	12.7000	12.51	2.239	14.60	2.613
9/16"	14.2875	13.71	2.453	15.99	2.861
5/8"	15.8750	14.90	2.666	17.38	3.110
11/16"	17.4625	16.09	2.879	18.78	3.361
3/4"	19.0500	17.29	3.094	20.17	3.610

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

Anexo 12. Tamaño mínimo de soldadura de filete

Tabla J 2.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de la parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete^[a], mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple

Fuente: AISC (2005) – Manual Steel Construction.

Anexo 13. Resistencia del conector en toneladas.

Tipo de Conector	Resistencia del concreto (kgf/cm²)		
	210	245	280
φ1/2" x 2"	4.3	4.7	5.3
φ5/8" x 2.5"	6.6	7.5	8.2
φ3/4" x 3"	9.5	10.2	11.9
φ7/8" x 3.5"	13.0	14.6	16.3

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

Anexo 14. Coeficiente C por excentricidad para un grupo de pernos, $\text{Ángulo}=0^\circ$

Table 7-7
Coefficients C for Eccentrically Loaded Bolt Groups
Angle = 0°

Available Strength of a bolt group, ϕR_n or R_n/Ω , is determined with

$$R_n = C \times r_n$$

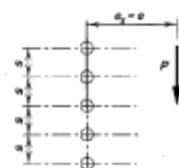
$$\phi = 0.75 \quad \Omega = 2.00$$

or

LRFD	ASD
$C_{min} = \frac{P_u}{\phi r_n}$	$C_{min} = \frac{\Omega P_d}{r_n}$

where

- P = required force, P_u or P_d , kips
- r_n = nominal strength per bolt, kips
- e = eccentricity of P with respect to centroid of bolt group, in. (not tabulated, may be determined by geometry)
- e_x = horizontal component of e , in.
- s = bolt spacing, in.
- C = coefficient tabulated below



		Number of Bolts in One Vertical Row, n										
s , in.	e_x , in.	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3	2	1.18	2.23	3.32	4.39	5.45	6.48	7.51	8.52	9.53	10.5	11.5
	3	0.88	1.75	2.81	3.90	4.98	6.06	7.12	8.17	9.21	10.2	11.3
	4	0.69	1.40	2.36	3.40	4.47	5.56	6.64	7.72	8.78	9.84	10.9
	5	0.56	1.15	2.01	2.96	3.98	5.05	6.13	7.22	8.30	9.38	10.4
	6	0.48	0.97	1.73	2.59	3.55	4.57	5.63	6.70	7.79	8.87	9.96
	7	0.41	0.83	1.51	2.28	3.17	4.13	5.15	6.20	7.28	8.36	9.44
	8	0.36	0.73	1.34	2.04	2.85	3.75	4.72	5.73	6.78	7.85	8.93
	9	0.32	0.65	1.21	1.83	2.59	3.42	4.34	5.31	6.32	7.36	8.42
	10	0.29	0.59	1.09	1.66	2.36	3.14	4.00	4.92	5.89	6.90	7.94
	12	0.24	0.49	0.92	1.40	2.00	2.68	3.44	4.27	5.15	6.09	7.06
	14	0.21	0.42	0.79	1.21	1.74	2.33	3.01	3.75	4.55	5.41	6.31
	16	0.18	0.37	0.70	1.06	1.53	2.06	2.67	3.33	4.06	4.85	5.68
	18	0.16	0.33	0.62	0.95	1.37	1.84	2.39	3.00	3.66	4.38	5.15
	20	0.15	0.29	0.56	0.85	1.24	1.67	2.16	2.72	3.33	3.99	4.70
	24	0.12	0.25	0.47	0.71	1.03	1.40	1.82	2.29	2.81	3.37	3.99
	28	0.11	0.21	0.40	0.61	0.89	1.20	1.57	1.97	2.42	2.92	3.45
32	0.09	0.18	0.35	0.54	0.78	1.05	1.37	1.73	2.13	2.57	3.04	
36	0.08	0.16	0.31	0.48	0.69	0.94	1.22	1.54	1.90	2.29	2.72	
	C'	2.94	5.89	11.3	17.1	25.1	33.8	44.4	55.9	69.2	83.5	100
6	2	1.63	2.71	3.75	4.77	5.77	6.77	7.76	8.75	9.74	10.7	11.7
	3	1.39	2.48	3.56	4.60	5.63	6.65	7.65	8.66	9.66	10.7	11.6
	4	1.18	2.23	3.32	4.39	5.45	6.48	7.51	8.52	9.53	10.5	11.5
	5	1.01	1.98	3.07	4.15	5.23	6.28	7.33	8.36	9.38	10.4	11.4
	6	0.88	1.75	2.81	3.90	4.98	6.06	7.12	8.17	9.21	10.2	11.3
	7	0.77	1.56	2.58	3.64	4.73	5.81	6.89	7.95	9.00	10.1	11.1
	8	0.69	1.40	2.36	3.40	4.47	5.56	6.64	7.72	8.78	9.84	10.9
	9	0.62	1.26	2.17	3.17	4.22	5.30	6.39	7.47	8.55	9.61	10.7
	10	0.56	1.15	2.01	2.96	3.98	5.05	6.13	7.22	8.30	9.38	10.4
	12	0.48	0.97	1.73	2.59	3.55	4.57	5.63	6.70	7.79	8.87	9.96
	14	0.41	0.83	1.51	2.28	3.17	4.13	5.15	6.20	7.28	8.36	9.44
	16	0.36	0.73	1.34	2.04	2.85	3.75	4.72	5.73	6.78	7.85	8.93
	18	0.32	0.65	1.21	1.83	2.59	3.42	4.34	5.31	6.32	7.36	8.42
	20	0.29	0.59	1.09	1.66	2.36	3.14	4.00	4.92	5.89	6.90	7.94
	24	0.24	0.49	0.92	1.40	2.00	2.68	3.44	4.27	5.15	6.09	7.06
	28	0.21	0.42	0.79	1.21	1.74	2.33	3.01	3.75	4.55	5.41	6.31
32	0.18	0.37	0.70	1.06	1.53	2.06	2.67	3.33	4.06	4.85	5.68	
36	0.16	0.33	0.62	0.95	1.37	1.84	2.39	3.00	3.66	4.38	5.15	
	C'	5.89	11.8	22.5	34.3	50.2	67.6	88.8	112	138	167	199

Fuente: AISC (2005) – Manual Steel Construction.

Anexo15. COTIZACIONES

Anexo16.

PLANOS