

UNIVERSIDAD NACIONAL TECNOLÓGICA DE LIMA SUR

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA, ELECTRÓNICA Y AMBIENTAL

CARRERA PROFESIONAL INGENIERÍA MECÁNICA Y ELÉCTRICA



**“DISEÑO DE VIGA MONORRIEL 5T PARA EL MANTENIMIENTO DE
CHANCADORAS SECUNDARIA Y TERCARIA PARA UNA PLANTA
DE AGREGADOS”**

**TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA
OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO MECÁNICO
ELECTRICISTA**

**PRESENTADO POR EL BACHILLER
ROSADIO CABELLO, CARLOS ALBERTO**

**Villa El
Salvador**

2017

DEDICATORIA

A mi madre Encarnación Cabello Pajuelo por su apoyo y motivación.

A mi familia, porque todo lo que soy se lo debo a ellos y por inculcar la importancia de estudiar.

AGRADECIMIENTOS

A Dios.

Por darme una buena salud para culminar esta etapa académica.

A mis profesores de la universidad.

Por sus enseñanzas, entrega a lo largo del proceso educativo.

A mi asesor el Ing. Jorge Cumpa

Por brindarme su asesoría y apoyo.

A los ingenieros de la empresa ASIRU S.A

Por su apoyo en mi formación profesional y brindarme las herramientas para desarrollar el presente proyecto.

INDICE

INTRODUCCION	1
CAPITULO I	3
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.1. DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA	3
1.2. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	3
1.3. DELIMITACIÓN DEL PROYECTO.....	3
1.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	4
1.5. OBJETIVOS	4
CAPITULO II	5
MARCO TEORICO.....	5
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACION.....	5
2.2. BASES TEORICAS	6
2.3. MARCO CONCEPTUAL	50
CAPITULO III	56
DESARROLLO DE LA METODOLOGIA.....	56
3.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA METALICA PARA LA VIGA MONORIEL.....	56
3.2. CALCULO DE DISEÑO DE LA ESTRUCTURA METALICA	58
CONCLUSIONES.....	80
RECOMENDACIONES	81
BIBLIOGRAFIA	82

LISTADO DE FIGURAS

FIGURA N° 1 PERFILES TUBULARES	8
FIGURA N° 2 PERFILES I	8
FIGURA N° 3 PERFILES C	8
FIGURA N° 4 PERFILES L	9
FIGURA N° 5 CURVA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN DE ACERO.....	11
FIGURA N° 6 PROBETA DE ACERO	15
FIGURA N° 7 DIAGRAMA DE ENSAYO A TRACCION	16
FIGURA N° 8 ECUACION LRDF.....	21
FIGURA N° 9 ECUACION ASD.....	22
FIGURA N° 10 ECUACION FUNDAMENTAL LRDF	29
FIGURA N° 11 ECUACION FUNDAMENTAL ASD	29
FIGURA N° 12 ELEMENTO ATIESADO Y NO ATIESADO	31
FIGURA N° 13 PERFILES TIPICOS PARA MIEMBROS A TENSION.....	32
FIGURA N° 14 PERFILES TIPICOS PARA MIEMBROS A COMPRESION	34
FIGURA N° 15 COLUMNA DE EULER.....	34
FIGURA N° 16 PERFILES TIPICOS PARA FLEXION	36
FIGURA N° 17 SECCIÓN DE UNA VIGA A FLEXIÓN.....	36
FIGURA N° 18 COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DE UNA SECCIÓN DE VIGA	37
FIGURA N° 19 ARTICULACIÓN PLÁSTICA EN VIGAS	37
FIGURA N° 20 COMPARACIÓN DE FACTORES DE FORMA EN SECCIONES RECTANGULARES Y W.....	38
FIGURA N° 21 CÁLCULO DE MOMENTO ELÁSTICO.....	39
FIGURA N° 22 CÁLCULO DE MOMENTO PLÁSTICO.....	39
FIGURA N° 23 EJES NEUTROS ELÁSTICO Y PLÁSTICO EN SECCIÓN ASIMÉTRICA	40
FIGURA N° 24 MOMENTO M_n EN FUNCIÓN DE LA LONGITUD SIN APOYO LATERAL DEL PATÍN A COMPRESIÓN	41
FIGURA N° 25 VALORES DE C_1	44
FIGURA N° 26 POSICIÓN DE SOLDADURA	46
FIGURA N° 27 TIPOS DE JUNTA.....	46
FIGURA N° 28 TIPOS DE SOLDADURA.....	47

FIGURA N° 29 PARTES DE UNA CHANCADORA SECUNDARIA TIPO CONO	49
FIGURA N° 30 PARTES DE UNA CHANCADORA TERCIARIA DE IMPACTO VERTICAL.....	50
FIGURA N° 31 UBICACION DE LOS EJES DE LA ESTRUCTURA	56
FIGURA N° 32 ELEVACIONES DE LA ESTUCTURA Y VIGA MONORIEL	57
FIGURA N° 33 POLIPASTO ELECTRICO	57
FIGURA N° 34 CUADRO DE PESO DE POLIPASTO	58
FIGURA N° 35 DIMENSIONES DE POLIPASTO.....	58
FIGURA N° 36 CARGA UBICADA EN LOS EJE 1 Y 2	59
FIGURA N° 37 CARGA UBICADA EN LOS EJE 2 Y 3	59
FIGURA N° 38 ESQUEMA PARA EL CALCULO SIMPLICADO	60
FIGURA N° 39 TABLA 1-1, PROPIEDADES DE VIGA W10 - W12	62
FIGURA N° 40 CARGA UBICADA EN EL EJE 1	63
FIGURA N° 41 CARGA UBICADA EN ENTRE EL EJE 1 Y EJE 2	63
FIGURA N° 42 CARGA UBICADA EN EL EJE 2	63
FIGURA N° 43 ESQUEMA UBICACIÓN DE MOMENTOS	64
FIGURA N° 44 DIAGRAMA DE FUERZAS	65
FIGURA N° 45 CARGA MAXIMA VIGA LATERAL.....	66
FIGURA N° 46 CARGAS APLICADAS.....	69
FIGURA N° 47 UBICACION DE CARGAS 1° CASO	69
FIGURA N° 48 MOMENTO MAXIMO EN X-X.....	70
FIGURA N° 49 MOMENTO MAXIMO Y-Y.....	70
FIGURA N° 50 UBICACION DE CARGAS 2° CASO	70
FIGURA N° 51 MOMENTO MAXIMO EN X-X.....	71
FIGURA N° 52 MOMENTO MAXIMO Y-Y.....	71
FIGURA N° 53 GRAFICA M_p vs L_b	72
FIGURA N° 54 DEFLEXION EN EL EJE Y	78
FIGURA N° 55 GRAFICO DE REACCIONES	79

LISTADO DE TABLAS

TABLA N° 1 MODULO DE ELASTICIDAD.....	12
TABLA N° 2 ACEROS ESTRUCTURALES MODERNOS.....	14
TABLA N° 3 RELACION CLARO PERALTE	43
TABLA N° 4 TAMAÑOS RECOMENDADOS PARA SOLDADURAS DE FILETE	48
TABLA N° 5 TABLA 1-1, PROPIEDADES DE VIGA W8 - W4	67
TABLA N° 6 TABLA DE CARGAS.....	69
TABLA N° 7 TABLA 3-2 AISC W10x49.....	73
TABLA N° 8 TABLA 3-2 AISC W10x49.....	74
TABLA N° 9 TABLA 3-2 AISC W8x31	77

INTRODUCCION

En el presente proyecto de ingeniería se desarrolla el diseño, calculo y dimensionado de los perfiles que se usaran para la fabricación de la estructura metálicas para una viga monorriel que se instalara en una planta de agregados perteneciente a la tercera etapa del proyecto CHAVIMOCHIC -TRUJILLO.

Este proyecto se inicia con la necesidad principal de suministrar una estructura metálica adecuada donde se instalará una viga con perfil tipo I por la cual se desplazará el polipasto que permitirá realiza los trabajos de mantenimiento para el cambio de mantos y rotor de las chancadoras secundaria y terciara respectivamente de forma más rápida y segura, dejando de lado el uso de grúas que comúnmente se usan para este tipo de trabajo.

El polipasto que se instalara en la viga tendrá será de 5 toneladas y tendrá la capacidad suficiente para el izaje de las cargas solicitadas y además de poder ser usado de forma general para los trabajos de mantenimiento donde se requieran retirar piezas de los equipos para su reparación fuera del proyecto.

La estructura será capaz de soportar las cargas en funcionamiento, cargas ambientales, cargas vivas y cargas muertas de diseño.

Para presente trabajo consta de tres capítulos, tal como sigue

Capítulo I: Planteamiento del problema; que está basado en cómo desarrollar una alternativa de diseño de la estructura para que puede atender las necesidades del proyecto CHAVIMOCHIC.

Capítulo II: Marco Teórico; se describe las bases de los estándares asociados al diseño de estructuras en la cual se sustenta el diseño propuesto

Capítulo III: Diseño del Sistema; se desarrolla el diseño y cálculo de la estructura metálica, y se presentan los resultados obtenidos.

Finalmente se establecen las conclusiones y recomendaciones del proyecto.

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA

El presente trabajo recoge la problemática del Proyecto CHAVIMOCHIC que requería la fabricación de una viga monorriel adecuada para realizar los trabajos de izaje, que serán parte de los trabajos de mantenimiento de cambio de mantos y rotor en las chancadora secundaria y terciaria, la cual tendrá que cumplir con los estándares de diseño y a su vez mejorar la seguridad y los tiempos de trabajo en el proceso de mantenimiento

1.2. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

El proyecto se justifica a partir del desarrollo de un diseño que permitirá realizar la fabricación de una estructura de fácil instalación y que permitirá realizar los trabajos de mantenimiento de la forma más segura, ya que los procedimientos a realizar en el mantenimiento de los equipos requiere que la estructura sea robusta para poder soportar las cargas y a su vez sencilla para que el operador de la planta puede realizar las maniobra a través de la estructura hasta culminar los trabajos de mantenimiento sin dañar equipos ni personas.

1.3. DELIMITACIÓN DEL PROYECTO

1.3.1. ESPACIAL

El proyecto se desarrolla para la tercera etapa del proyecto CHAVIMOCHIC ubicado en departamento de La Libertad, distrito de Chao

1.3.2. TEMPORAL

El proyecto comprende en el periodo de noviembre 2015 a marzo 2016

1.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.4.1. PROBLEMA GENERAL

¿Cómo proceder en la elaboración del diseño de una estructura metálica adecuada para una viga monorriel de capacidad 5t que agilice el proceso de mantenimiento y aumente la seguridad?

1.5. OBJETIVOS

1.5.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar el diseño de una estructura metálica para agilizar los procesos de mantenimiento garantizando la seguridad para los operarios de la planta de agregados perteneciente al proyecto CHAVIMOCHIC.

1.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el cálculo mecánico para garantizar el óptimo funcionamiento de la estructura metálica.
- Definir los perfiles de acero que se usaran en el diseño de la estructura.
- Verificar que los parámetros de diseño se encuentren dentro de los valores establecidos por los estándares

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACION

A continuación, se presentan estudios previos al desarrollo del presente proyecto.

Salvador Chapula Cruz (2014) en su tesis titulada “Procedimiento constructivo con estructuras metálicas” para optar el título de ingeniero civil en la universidad nacional autónoma de México, concluye que: “El método de manufactura de los perfiles de acero está tan controlado y mecanizado, que sus propiedades físicas son casi invariables entre una pieza y otra; además la mezcla de sus elementos (carbono, hierro, fosforo, azufre, níquel, cromo, etc.) se combinan con gran exactitud científica, según Formulas perfeccionadas después de ensayos. cada partícula de acero se somete a ensayo antes de hacerse su comprobación final. es muy resistente a esfuerzos de toda clase, como flexo compresión, compresión, cortante y torsión”.

David Muñoz Yunda (2013) en su tesis titulada “diseño de un procedimiento para el cálculo y selección de la viga principal de un puente grúa” para optar el título de ingeniero mecánico en la universidad nacional autónoma de occidente, concluye que : ” Al momento de seleccionar el perfil óptimo para cumplir la flecha mínima, se tuvo en cuenta el peso por metro del perfil, así se tomará una decisión de manera eficiente y eficaz, pues, el peso lineal repercute en las cargas que se le impondrán al edificio sobre el cual estará en movimiento el puente grúa”

2.2. BASES TEORICAS

2.2.1. ACERO

El acero es una aleación compuesta de hierro y una cierta proporción de carbono. Las propiedades físicas de varios tipos de acero y cualquier tipo de aleación de acero a diferentes temperaturas dependen principalmente de la cantidad de carbono y su distribución en el hierro. Teniendo en cuenta su alta resistencia, bajo peso, fabricación simple y muchas otras características deseables

2.2.2. VENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

El acero estructural, a pesar de su alto costo, es el material ideal para su construcción, especialmente para estructuras en zonas sísmicas, debido a las ventajas que se enumeran a continuación: La alta resistencia del acero por unidad de peso. Esto significa que las cargas muertas son menores, es decir, el peso de la estructura es bajo. Este hecho es de gran importancia en el caso de puentes de grandes luces y edificios altos, así como en estructuras erigidas en condiciones precarias.

Uniformidad. Las propiedades del acero no cambian significativamente con el tiempo, al igual que las propiedades del hormigón armado.

elasticidad. Según la ley de Hooke, el acero está más cerca de los supuestos de diseño que la mayoría de los materiales. El momento de inercia de las estructuras de acero se puede calcular con precisión, mientras que el momento de inercia de las estructuras de hormigón armado es algo incierto.

Varias otras ventajas relevantes del acero estructural son: habituación a la prefabricación, velocidad de montaje, soldabilidad, tenacidad y resistencia a el cansancio,

Los aceros estructurales son tenaces, o sea, tienen resistencia y ductilidad. La propiedad de un material para absorber energía en grandes porciones se llama tenacidad.

2.2.3. DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

Precio de mantenimiento. La mayor parte de los aceros son sensibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por lo tanto, tienen que pintarse periódicamente.

Precio de la custodia contra el fuego. La resistencia del acero se disminuye de forma considerable a lo largo de los incendios, debido a que el acero es un admirable conductor de calor, de forma que los miembros de acero sin custodia tienen la posibilidad de transmitir suficiente calor de una parte o compartimiento incendiado de un inmueble a secciones adyacentes del mismo.

Susceptibilidad al pandeo. Entre más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, más grande es el riesgo de pandeo. El acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, empero al usarse como columnas no resulta bastante económica debido a que debería usarse bastante material.

Su resistencia puede reducirse si se somete a un enorme conjunto de inversiones del símbolo del esfuerzo, o bien, a un enorme conjunto de cambios del tamaño del esfuerzo de tensión.

Los perfiles estructurales más usados en la obra de armaduras para puentes y armaduras de cubiertas son los próximos:

– Perfiles tubulares



FIGURA N° 1 PERFILES TUBULARES

– Perfiles I

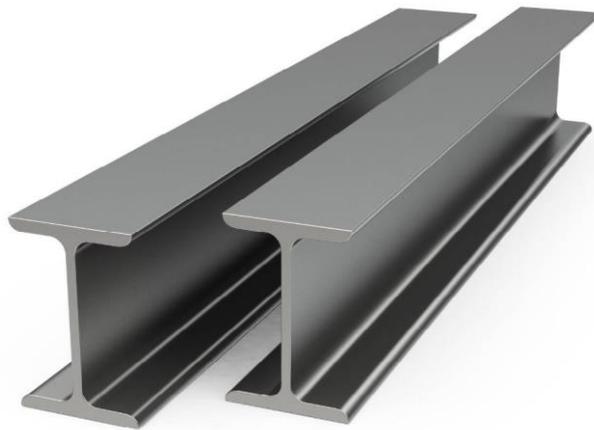


FIGURA N° 2 PERFILES I

– Canales C



FIGURA N° 3 PERFILES C

- Ángulos L



FIGURA N° 4 PERFILES L

2.2.4. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS METALES ESTRUCTURALES

El más grande esfuerzo para el cual tiene aplicación la ley de Hooke, o el punto mayor sobre el fragmento de la línea recta del diagrama esfuerzo-deformación, es el denominado límite de proporcionalidad. El más grande esfuerzo que puede tolerar el material sin ser deformado permanentemente es denominado límite flexible. En verdad, este costo es medido en bastante escasas situaciones y, para la mayoría de los materiales de ingeniería, incluyendo el acero estructural, es sinónimo de límite de proporcionalidad. Por tal fundamento, en ocasiones se utiliza el concepto límite flexible de proporcionalidad.

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

Posiblemente el punto de fluencia es para el proyectista la propiedad más fundamental del acero, debido a que los métodos para diseñar

elásticamente permanecen basados en este costo (con exclusión de miembros sujetos a compresión, donde el pandeo podría ser un factor). Los esfuerzos permisibles utilizados en dichos procedimientos son tomados comúnmente como parte (%) el límite de fluencia. Más allá de tal límite, hay una región en la cual pasa un importante aumento en la deformación, sin incrementos en el esfuerzo. La deformación que pasa anteriormente del punto de fluencia se sabe cómo deformación flexible; la deformación que pasa desde el punto de fluencia, sin crecimiento en el esfuerzo, se sabe cómo deformación plástica. El costo total de esta última, es comúnmente de 10 o 15 veces el costo de la deformación flexible total.

Podría suponerse que la fluencia del acero, sin crecimiento de esfuerzo, es una seria desventaja, empero en la actualidad se considera como una característica bastante eficaz. Constantemente ha desempeñado el admirable servicio de prevenir fallas debidas a omisiones o errores de diseño. Pudiera ser que un punto de la composición de acero moldeable alcanzara el punto de fluencia, con lo cual esa parte de la composición cedería localmente, sin aumento del esfuerzo, previniendo de esta forma una fracasa prematura.

Esta ductilidad posibilita que los esfuerzos de la composición de acero logren reajustarse. Otro modo de explicar este fenómeno es mencionando que los bastante elevados esfuerzos provocados a lo largo de la construcción, montaje o carga tenderán a uniformarse y compensarse por sí mismos. Además, debería decirse que una composición de acero tiene una reserva de deformación plástica que le posibilita resistir sobrecargas y choques súbitos. Si no tuviera dicha capacidad, podría romperse bruscamente, como ocurre con el vidrio y otras sustancias similares. Siguiendo la deformación plástica, hay una región donde se necesita un esfuerzo adicional para generar deformación adicional, que es llamada de endurecimiento por deformación. Esta cantidad del diagrama no es primordial para el diseñador de hoy.

En la figura siguiente muestra un diagrama esfuerzo-deformación para acero dulce estructural, que es bien conocido. Únicamente se muestra la parte inicial de la curva por la gran deformación que pasa anterior a la fracasa. En la fracasa de los aceros dulces, las deformaciones totales son del orden de 150 a 200 veces las deformaciones flexibles.

La curva esfuerzo-deformación de la figura es una curva tradicional de un acero común moldeable de nivel estructural y se implica que es la misma para miembros a tensión o en compresión. (Los miembros en compresión tienen que ser cortos, debido a que si son largos, la compresión tiende a pandearlos lateralmente, y sus características se ven dañadas grandemente por los instantes flexionaste).

En la figura N°5 se muestra con línea interrumpida, una alteración del tipo dicho, indicándose el límite preeminente de fluencia. Esta modalidad de la curva esfuerzo – deformación, es el resultado de utilizar inmediatamente la carga al acero estructural laminado, en tanto que el límite inferior de fluencia corresponde a carga aplicada muy lento.

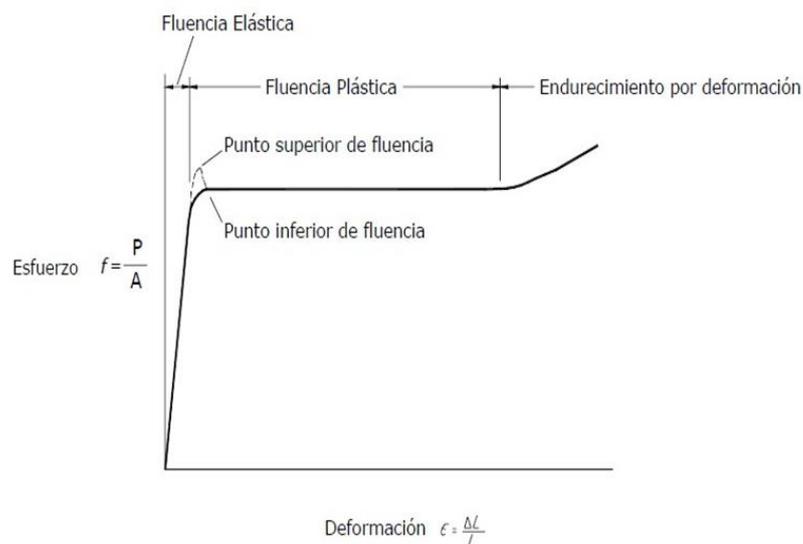


FIGURA N° 5 CURVA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN DE ACERO

Una propiedad bastante fundamental de una composición que no haya sido cargada más allá de su punto de fluencia es que recuperara su longitud original una vez que se le retire la carga. Si se hubiere llevado más allá de este punto, solo alcanzaría a recobrar parte de su magnitud original. Este entendimiento conduce a la probabilidad de probar una composición que existe por medio de carga, descarga y medición de deflexiones. Si luego de que las cargas se han retirado, la composición no recobra sus magnitudes originales, es ya que se vio sometida a esfuerzos más grandes que su punto de fluencia.

El acero es un compuesto que radica plenamente de hierro (normalmente más del 98 %). Tiene además pequeñas porciones de carbono, sílice, manganeso, azufre, fósforo y otros recursos. El carbono es el material que tiene más grande impacto en las características del acero. La dureza y resistencia incrementan a medida que el porcentaje de carbono se eleva, empero desafortunadamente el acero resultante es más quebradizo y su soldabilidad reduce de manera considerable. Una menor proporción de carbono hace al acero más suave y más moldeable sin embargo además menos resistentes. La suma de recursos como, por ejemplo, sílice y níquel crea aceros de manera considerable más resistentes. Dichos aceros, por consiguiente, son apreciablemente más costosos y comúnmente no son tan sencillos de llevar a cabo.

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

TABLA DE MODULOS DE ELASTICIDAD	
MATERIAL	VALOR MÓDULO DE ELASTICIDAD APROXIMADO (KG/CM ²)
ACERO	E=2100000
HIERRO	E=1000000

TABLA N° 1 MODULO DE ELASTICIDAD

Propiedades. Estas propiedades incluyen la densidad de masa del acero que es de 7.85 ton/m³.

2.2.5. ACEROS ESTRUCTURALES ACTUALES

Las Características del acero tienen la posibilidad de combinarse en gran medida variando las porciones presentes de carbono y agregando otros recursos como silicio, níquel, manganeso y cobre. Un acero que tenga porciones considerables de dichos últimos recursos se llama acero aleado. Aun cuando aquellos recursos poseen un gran impacto en las características del acero, las porciones de carbono y otros recursos de aleación son bastante pequeños. El contenido de carbono en el acero es casi continuamente menor que el 0.5 en peso y es bastante recurrente que sea de 0.2 a 0.3 %. La estructura química del acero es de gran trascendencia en sus efectos sobre las características del acero como por ejemplo la soldabilidad, la resistencia a la corrosión, la resistencia a la fractura, etcétera. El carbono en el acero aumenta su dureza y su resistencia, sin embargo paralelamente disminuye su ductilidad igual que lo realizan el fósforo y el azufre. Los aceros estructurales se agrupan principalmente según numerosas clasificaciones principales de la ASTM (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS):

- 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)
- Los acero templada y revenida (A514).

El acero al carbono es el más común, tiene una ductilidad admirable, lo cual posibilita que se use en muchas operaciones de conformado en gélido. El acero además se puede soldar con facilidad.

El acero es uno de los más relevantes materiales estructurales. Entre sus características de especial trascendencia en los usos estructurales, permanecen la alta resistencia, comparada con cualquier otro material disponible, y la ductilidad.

2.2.6. RESISTENCIA DEL ACERO AL CARBONO

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 N°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 $y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (36000 lb/in^2), y así como se puede observar en la tabla N°2

Designación de la ASTM	Tipo de Acero	Formas	Usos Recomendados	Esfuerzo mínimo de fluencia ^a , F_y en kg/cm^2	Resistencia especificada mínima a la tensión ^b , F_u 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 ($\frac{1}{2}$ ")	Similar al A36	2952	4218 – 5975
A441	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles, 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 remachadas	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

^a Los valores F_y varían con el espesor y el grupo

^b Los valores F_u varían con el grado y el tipo

TABLA N° 2 ACEROS ESTRUCTURALES MODERNOS

2.2.7. DIAGRAMA TENSION-DEFORMACIÓN

El grafico tensión-deformación muestra la representación gráfica del ensayo de tracción y que tiene como objetivo en usar una probeta de acero normalizada a un esfuerzo creciente de tracción según su eje hasta la rotura de la misma. El ensayo de tracción posibilita el cálculo de distintas características mecánicas del acero.

La probeta de acero empleada en el ensayo se basa en una pieza cilíndrica cuyas magnitudes albergan la siguiente interacción de proporcionalidad:

$$L_0 = 5,65 \cdot \sqrt{S_0}$$

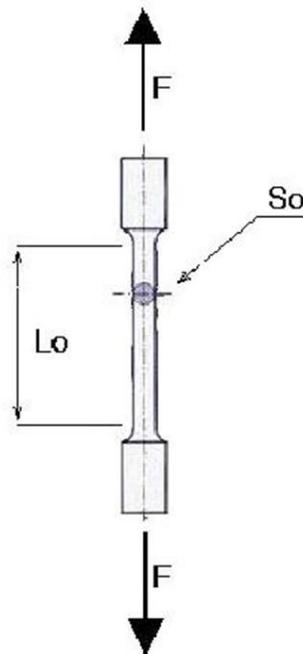


FIGURA N° 6 PROBETA DE ACERO

Donde L_0 es la longitud inicial, S_0 es la parte inicial y D_0 es el diámetro inicial de la probeta. Para realizar el ensayo de tracción, los anteriores cambiantes tienen la posibilidad de tomar los próximos valores:

$$D_0 = 20 \text{ mm}, L_0 = 100 \text{ mm}, \text{ ó bien,}$$

$$D_0 = 10 \text{ mm}, L_0 = 50 \text{ mm}.$$

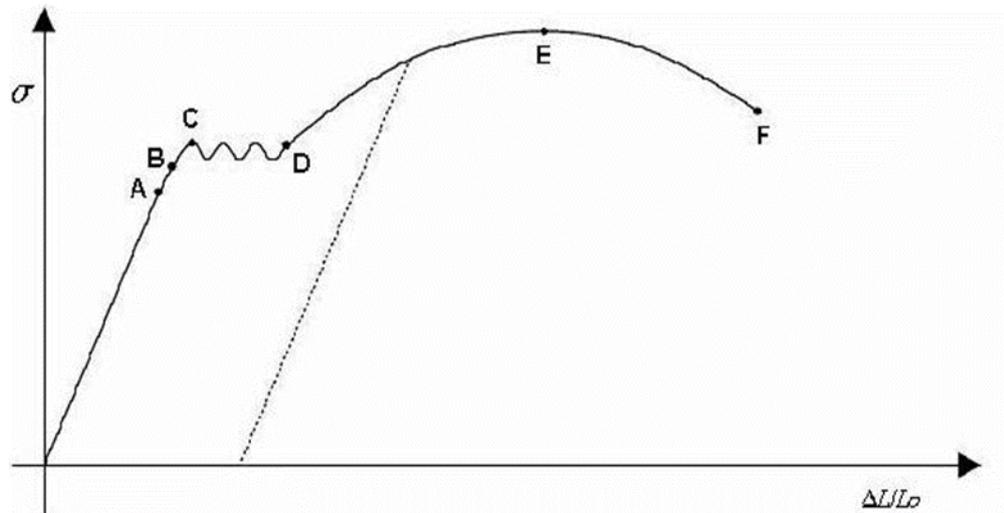


FIGURA N° 7 DIAGRAMA DE ENSAYO A TRACCION

El ensayo empieza implementando gradualmente la fuerza de tracción a la probeta, lo que hace que inicialmente el grafico sea una línea recta que junta los principios de coordenadas con el punto A. Hasta llegar al punto A se preserva una proporcionalidad entre la tensión alcanzada y el alargamiento unitario producido en la pieza. Es lo cual se sabe cómo región de Hooke, que relaciona linealmente tensiones con las deformaciones por medio del módulo de elasticidad E , constante para cada material que en la situación de los aceros y fundiciones vale alrededor de $2.100.000 \text{ Kg/cm}^2$.

Algo importante de este tramo es que, al cesar la sollicitación sobre la pieza, ésta recupera su longitud inicial. O sea, se comporta de forma flexible, y el punto A se llama Límite de Proporcionalidad.

Pasado el punto A y hasta llegar al punto B, los alargamientos obtenidos, inclusive crecen de forma más inmediata con la tensión, y se cumple que al cesar la carga, la pieza recupera otra vez su geometría inicial, o sea, se sigue comportando elásticamente. El punto B marca el límite a este comportamiento, y por esto al punto B se le nombra Límite Flexible o elastico.

Tras pasado el punto B el material pasa a actuar de forma plástica, o sea, que no recupera su longitud inicial, quedando una deformación

remanente al cesar la carga. Tal cual, el proceso de retirar la carga se hace siguiendo la trayectoria de acuerdo con la línea punteada mostrada del diagrama tensión-deformación, que como se ve, corta al eje de deformaciones, $\Delta L/L_0$, a una determinada distancia del origen, que se corresponde con la deformación remanente que queda. Precisamente, el punto B o Límite Flexible es ese que le corresponde una deformación remanente del 0.2%.

Si se sigue implementando carga se llega al punto reconocido en la gráfica como C, donde desde aquí y hasta el punto D, las deformaciones crecen de forma inmediata en lo que la carga fluctúa entre 2 valores, denominados fronteras de fluencia, preeminente e inferior. Este nuevo zona nombrado de fluencia, es característico exclusivamente de los aceros dúctiles, no apareciendo en los aceros endurecidos. Más allá del punto de fluencia D se necesita continuar implementando un incremento de la carga para lograr un pronunciado crecimiento del alargamiento. Entramos ya en el sector de las enormes deformaciones plásticas hasta conseguir el punto F, donde la carga logra su valor máximo, lo cual dividida por la zona inicial de la probeta da la tensión máxima de rotura o resistencia a la tracción.

Desde el punto E tiene sitio el fenómeno de estricción de la probeta, consistente en una disminución de la parte en el área de la rotura, y el responsable del lapso de bajada del diagrama, ya que, al disminuir el valor de la parte real, el valor de la carga aplicado desde el punto E se va disminuyendo hasta conseguir el punto F de rotura.

2.2.8. DISEÑO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD) Y DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES (ASD)

La Descripción AISC da 2 procedimientos aceptables para diseñar miembros de acero estructural y sus conexiones. Éstos son el Diseño (LRFD: Load and Resistance Resistance Design) con factor de carga y (ASD: Allowable Strength Design) resistencia el Diseño por

esfuerzos permisibles, los dos métodos se fundamentan en los inicios del diseño de estados límite, el cual da las fronteras de la utilidad estructural.

El concepto estado límite se utiliza para explicar una condición en la que una composición o parte de ella deja de llevar a cabo su funcionalidad prescrita. Hay 2 tipos de estados límite: los de resistencia y los de servicio.

Los estados límite de resistencia definen la funcionalidad de sustentar una carga, incluyendo la fluencia desmesurada, la fractura, el pandeo, el cansancio y el desplazamiento bruto de elemento rígido. Los estados límite de servicio definen la conducta, incluyendo la deflexión, el agrietamiento, los deslizamientos, vibración y a . Todos los estados límite tienen que evitarse.

Los estructuristas han identificado tiempo atrás que la incertidumbre inherente tanto del tamaño de las cargas que trabajan sobre una estructura, como de la funcionalidad de la misma para sustentar aquellas cargas. Principalmente, los efectos de las cargas diversas son aditivos, pero en algunas ocasiones (por ejemplo, un elemento viga-columna) una carga puede amplificar el impacto de otra.

En el mejor de los casos, el impacto combinado de las cargas, relacionadas con un estado límite específico o modo de fallo, se puede explicar con una función de densidad de probabilidad matemática. Además, el estado límite estructural puede ser representada con otra función de densidad de probabilidad matemática. Para esta situación ideal, ambas funcionalidades de densidad de posibilidad arrojan una interacción matemática, así sea para la diferencia en medio de las 2 medias o su cociente, y la probabilidad de que la carga sobrepase a la resistencia.

El margen predeterminado entre la resistencia y la carga en los casos reales tiene como fin minimizar la posibilidad de fallo, dependiendo de los resultados ocasionados por las fallas o de la falta de servicio. La pregunta que poseemos es cómo conseguir este objetivo una vez que principalmente se dispone de información insuficiente para una explicación del todo matemática, así sea de la carga o de la resistencia.

El LRFD es un enfoque; el ASD es otro. Los dos procedimientos poseen como fin obtener un margen numérico entre la resistencia y la carga que conduzca a una posibilidad aceptablemente pequeña de una contestación estructural inadmisibles.

Hay 2 diferencias notorias entre los procedimientos LRFD y el ASD. La primera trata sobre el procedimiento que se utiliza para calcular las cargas de diseño, La segunda diferencia trata sobre la utilización de los factores de resistencia (ϕ en el procedimiento LRFD) y factores de seguridad (Ω en el procedimiento ASD).

Es fundamental destacar de que el procedimiento LRFD como el ASD emplean los mismos métodos de estudio estructural. Por supuesto, la conducta de una composición dada es libre del procedimiento de diseño.

Con los dos métodos LRFD y ASD, los valores esperados de las cargas actuantes y sea carga muerta, carga viva, viento, nieve, etcétera, se estiman de la misma forma que lo cual necesita la descripción aplicable. A estas cargas se les nombra cargas de servicio o de trabajo. Las múltiples combinaciones de estas cargas, que probablemente ocurran paralelamente, se agrupan y los más grandes valores conseguidos tal cual se utilizan para la estudio y diseño de las construcciones. El más grande conjunto de cargas (en el procedimiento ASD) o la más grande conjunción lineal de cargas en

un conjunto (en el procedimiento LRFD) se utilizan entonces para la análisis y el diseño.

2.2.8.1. RESISTENCIA NOMINAL

En los dos procedimientos, LRFD y ASD, se utiliza una y otra vez el concepto resistencia nominal. La resistencia nominal de un elemento es su resistencia teórica calculada, sin la aplicación de factores de seguridad en procedimiento ASD o de resistencia en el procedimiento LRFD, se multiplica un factor de resistencia, principalmente menor que 1.0, por la resistencia nominal del mismo, o en el procedimiento ASD, la resistencia nominal se divide entre un factor de seguridad, principalmente más grande que 1.0, para tener en cuenta las variaciones de la resistencia del material, las magnitudes del elemento, y la mano de obra, así como los resultados de posibles fallos.

2.2.8.2. CÁLCULO DE LAS CARGAS PARA LOS MÉTODOS LRFD Y ASD

Con los dos métodos, LRFD y ASD, los valores esperados de las cargas actuantes (carga muerta, carga viva, viento, nieve, etcétera.), se estiman primero exactamente de la misma forma que necesita la condición estudia. A estas cargas se les nombra cargas de servicio o de trabajo. Las múltiples combinaciones de estas cargas, que probablemente ocurran paralelamente, se agrupan. El más grande conjunto de cargas (en el procedimiento ASD) o la más grande mezcla lineal de cargas en un conjunto (en el procedimiento LRFD) se utilizan entonces para el estudio y el diseño.

En esta sección y en ambas siguientes, se muestran las condiciones de carga utilizadas para los procedimientos LRFD y ASD. En los dos procedimientos las cargas (muerta, viva y ambiental) se estiman exactamente de la misma forma. Luego de estimar las cargas de forma individual, el siguiente problema es elegir la mezcla más desfavorable de cargas que pudiera suceder paralelamente y que tendrá que usarse para el estudio y el diseño.

2.2.8.3. COMBINACIONES DE CARGA PARA EL MÉTODO LRFD

Con LRFD, se forman grupos de cargas de servicio, y cada carga de servicio se multiplica por un factor de carga, usualmente mayor que 1.0. La magnitud del factor de carga refleja la incertidumbre de esa carga específica. La combinación lineal resultante de las cargas de servicio en un grupo, cada uno multiplicado por su respectivo factor de carga, se llama carga factorizada. Los máximos resultados determinados de esta manera se usan para calcular los momentos, las fuerzas cortantes y otras fuerzas en la estructura. Estos valores de control no deben ser mayores que las resistencias nominales de los elementos multiplicados por sus factor de reducción. Entonces, los factores de seguridad han sido incorporados en los factores de carga, y podemos decir

$$\begin{aligned} & \text{(Factor de reducción } \phi \text{) (Resistencia nominal de un miembro) } \geq \\ & \text{fuerza factorizada calculada en el miembro, } R_u \\ & \phi R_n \geq R_u \end{aligned}$$

FIGURA N° 8 ECUACION LRDF

2.2.8.4. COMBINACIONES DE CARGA PARA EL MÉTODO ASD

Con el procedimiento ASD, las cargas de servicio principalmente no se multiplican por factor de carga o de seguridad. Este se acumula, de la misma forma que se encuentran, para diversas combinaciones, y los máximos valores conseguidos tal cual se utilizan para calcular las fuerzas en los elementos. Estas fuerzas totales no tienen que ser más grandes que las resistencias nominales de los elementos, divididas por factor de seguridad.

$$\frac{\text{Resistencia nominal del miembro}}{\text{Factor de seguridad } \Omega} \geq \text{mayor fuerza calculada en el miembro, } R_a.$$

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq R_a$$

FIGURA N° 9 ECUACION ASD

2.2.8.5. CÁLCULO DE LAS CARGAS COMBINADAS CON LAS EXPRESIONES DE LRFD

En la Parte 2 del manual de AISC se calculan componentes de carga para aumentar el tamaño de las cargas de servicio para usarse con el método LRFD. El objetivo de dichos componentes es tener en cuenta las incertidumbres implicadas en la estimación del tamaño de las cargas muertas y vivas.

La resistencia solicitada de un elemento estructural para el procedimiento LRFD se establece desde las combinaciones de cargas dadas en el reglamento de estructuras aplicable. Si no existe este reglamento, los valores dados en ASCE 7 puede ser usado como

referencia. La parte 2 del Manual de AISC otorga los próximos componentes de carga para inmuebles, que se fundamentan en el ASCE 7 y que son los valores que se aplican en este escrito:

- 1) $U_1 = 1,4 D$
- 2) $U_2 = 1,2 D + 1,6L + 0,5 (L \text{ o } S \text{ o } R)$
- 3) $U_3 = 1,2 D + 1,6 (L \text{ o } S \text{ o } R) + (L^* \text{ o } 0,5W)$
- 4) $U_4 = 1,2 D + 1,0 W + L^* + 0,5 (L \text{ o } S \text{ o } R)$
- 5) $U_5 = 1,2 D + 1,0 E + L^* + 0,2S$
- 6) $U_6 = 0.9 D + 1,0W$
- 7) $U_7 = 0.9 D + 1,0E$

* El componente de carga vida en las combinaciones (3), (4) y (5) debería tomarse como 1,0 para pisos en los sitios de reuniones públicas, para cargas vivas que sobrepasen a 100 lb/pie² y para la carga viva de los garajes de estacionamiento. Se posibilita que el elemento de carga sea igual a 0.5 para otras cargas vivas.

Para estas combinaciones de cargas, se utilizan las próximas abreviaturas:

U = carga de diseño o factorizada o de diseño

D = carga muerta o permanente

L = carga viva debido a la condición de uso

S = carga de nieve

R = cargas originadas debida a la precipitación pluvial o hielo.

W = cargas originadas viento

E = cargas originadas por sismo

Los componentes de carga para las cargas muertas o permanentes independiente del tiempo. Son menores que los de las cargas vivas, debido a que los proyectistas tienen la posibilidad de estimar con mucha más grande precisión el tamaño de las cargas muertas que la de las cargas vivas. Se observará que las cargas que están en su sitio por largos lapsos, poseen una intensidad menos variable, mientras tanto que esas que se utilizan en periodos cortos, como las cargas de viento, van a tener variaciones más grandes.

Los valores de carga de servicio D, L, S, R, W y E son todos valores medios. Las diversas combinaciones de cargas reflejan valores de recurrencia de 50 años para diferentes cargas transitorias. En todas estas ecuaciones, a una de las cargas se le da su valor más alto querido para un tiempo de 50 años, y aquel más alto se combina con otras cargas distintas cuya intensidad se considera para el momento de dicha carga máxima específica. Tendrá que observarse en las Ecuaciones 4, 5, 6 y 7 que los componentes de carga de viento y de terremoto se otorgan como 1.0. Principalmente, los reglamentos de creación transforman a las cargas de viento y sísmicas a valores últimos o factorizados. Entonces, ya fueron multiplicados por un elemento de carga. Si éste no es la situación, debería usarse un componente de carga más grande de 1.0.

Los anteriores componentes de carga no varían relacionadas con la gravedad del fallo. Se puede llegar a pensar que se tendrá que utilizar un componente de carga más grande para un nosocomio que para un establo, sin embargo, esto no es preciso. No obstante, se implica que el ingeniero calculista va a tener en

cuenta la gravedad de la falla una vez que se especifique el tamaño de las cargas de servicio. Además, tendrá que permanecer claro que los componentes de carga de ASCE 7 son valores mínimos, y el proyectista tiene toda la independencia de utilizar valores más grandes si se estima prudente

Los próximos son ciertos comentarios extras con en interacción a la aplicación de las expresiones de mezcla de cargas del procedimiento LRFD:

- Debería observarse que, al elegir las cargas de diseño, debería darse suficiente holgura a las condiciones de efecto anterior a que las cargas se sustituyan en las expresiones de las combinaciones.
- Las combinaciones de cargas (6) y (7) se aplican para tener en cuenta las maneras de la supresión. Se incluye esta condición para cubrir casos en que se desarrollen fuerzas de tensión, gracias a instantes de volteo. Predominara únicamente para inmuebles elevados donde se encuentren presentes cargas laterales altas. Para estas combinaciones, las cargas muertas se disminuyen en un 10% para contemplar situaciones donde logren haber sido sobreestimadas.
- Debería observarse evidentemente que las fuerzas de viento y sísmicas poseen dirección y signo, o sea, tienen la posibilidad de ser de compresión o de tensión (esto es, tienden a

provocar levantamientos). Por consiguiente, tienen que tomarse presente los signos para sustituirlos en las combinaciones de carga. Los signos; no son tanto una cuestión de tensión o compresión, sino de mencionar que las cargas de viento y sísmicas tienen la posibilidad de tener una dirección horizontal y en ocasiones vertical. Las combinaciones de carga (6) y (7) se usan en especial al caso en el que las cargas en un elemento o miembro estructural, debidas al viento o al terremoto y la carga muerta por gravedad se compensen entre sí. Para un elemento estructural tipo columna específica, la fuerza máxima de tensión W o E va a ser distinto bastante posiblemente de su fuerza valor maximo de compresión.

- El tamaño de las cargas (D , L , L^* , etcétera.), tendrá que obtenerse del reglamento de estructuras vigente o de ASCE 7-10. Continuamente que sea aplicable, las cargas vivas utilizadas para el diseño deberán ser los valores reducidos especificados para zonas de piso monumentales, inmuebles de diversos niveles, etc.

2.2.8.6. CÁLCULO DE CARGAS CON ASD

El manual del AISC se menciona además los factores a tener en cuenta una vez que se usa el procedimiento ASD para hacer el diseño. Los valores obtenidos no son compatibles o intercambiables con los valores de LRFD.

- 1) D
- 2) $D + L$
- 3) $D + (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- 4) $D + 0,75L + 0,75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- 5) $D + (0,6W \text{ o } 0,7E)$
- 6) $D + 0,75L + 0,75(0,6W) + 0,75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- 7) $D + 0,75L + 0,75(0,7E) + 0,75(S)$
- 8) $0,6D + 0,6W$
- 9) $0,6D + 0,7E$

Donde:

U = carga factorizada o de diseño

D = carga muerta

L = carga viva debida a la ocupación

L_r = carga viva del techo

S = carga de nieve

R = carga nominal debida a la precipitación pluvial o el hielo.

W = carga de viento

E = carga de sismo

En las expresiones (7) y (8), no se utiliza la carga muerta completa. Las cargas cambiantes W y E poseen elementos laterales y tienden a hacer que la estructura de estudio se voltee. Sin embargo, la carga muerta es una carga de gravedad, que tiende a evadir el volteo de acuerdo a su disposición. Por consiguiente, puede verse que pasa una condición más severa si por alguna razón no está presente la carga muerta completa. Se debe percibir que la AISC, provee lo cual el AISC establece que son las cargas máximas que tienen que considerarse para una estructura específica. Si a juicio del ingeniero calculista las cargas van a ser más

desfavorables que los valores recomendados, entonces los valores ciertamente tienen la posibilidad de incrementarse. Como ejemplo, si el ingeniero calculista considera que los valores máximos para viento y lluvia tienen la posibilidad de pasar simultáneamente en su área, puede despreciarse el elemento 0.75. El ingeniero calculista tendrá que tener en cuenta cuidadosamente si las combinaciones de cargas especificadas cubren correctamente cada una de las combinaciones probables para la estructura de estudio en específico. Si se cree que no, puede tomarse la independencia de tener en cuenta cargas y combinaciones extras como parezca apropiado.

2.2.9. ASD Y LRFD METODOS ACEPTABLES PARA UN ALTO NIVEL DE SEGURIDAD EN DISEÑO

El margen predeterminado entre resistencia y carga en los casos reales tiene como fin minimizar la posibilidad de fracasa o de falta de servicio hasta un costo aceptablemente diminuto, dependiendo de las secuelas de la fracasa o de la carencia de servicio. La pregunta que poseemos ahora es cómo conseguir este objetivo una vez que principalmente la información es insuficiente para una especificación matemática completa de la carga o de la resistencia. El procedimiento LRFD es un enfoque; el procedimiento ASD es otro. Los dos procedimientos poseen como fin obtener un margen numérico entre la resistencia y la carga que conduzca a una probabilidad aceptablemente pequeña de una contestación estructural inadmisibile.

Un factor de seguridad, Ω , es un valor que generalmente es mayor que 1.0, que se utiliza en el ASD. La resistencia nominal para un estado límite dado se divide entre Ω y los valores obtenidos se compara con la condición aplicable de carga de servicio.

El factor de resistencia, ϕ , es un número menor que 1.0, que se utiliza en el método LRFD. La resistencia nominal para un estado límite dado se multiplica por ϕ , y el resultado se compara con la condición aplicable de carga factorizada.

la relación entre el factor de seguridad Ω y el factor de resistencia ϕ . En general $\Omega = 1.5$. (Por ejemplo, si $\phi = 0.9$, Ω es igual a $1.5/0.9=1.67$. Si $\phi = 0.75$, Ω es igual a $1.50/0.75= 2.00$.)

Los factores de carga en la combinación lineal de cargas, para un conjunto de cargas de servicio no tienen un símbolo estandarizado en el AISC, pero se usará aquí el símbolo λ entonces si hacemos

- Q_i = valor de una de las “N-cargas” de servicio para un grupo de cargas
- λ_i = Factor de carga, relacionada con método LRFD
- R_n = Resistencia nominal estructural

Entonces para LRFD:

$$\phi R_n \geq \sum_{i=1}^N \lambda_i Q_i$$

FIGURA N° 10 ECUACION FUNDAMENTAL LRFD

Para ASD:

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq \sum_{i=1}^N Q_i$$

FIGURA N° 11 ECUACION FUNDAMENTAL ASD

2.2.10. TIPOS DE PERFILES DE ACERO ESTRUCTURAL

De acuerdo al AISC, se tienen las siguientes denominaciones de los perfiles estructurales más comunes.

- W = Viga de Patín Ancho
- M = Viga Miscelánea
- S = Viga Estándar Americana
- C = Canal Estándar Americana
- MC = Canal Miscelánea
- L = Ángulo
- WT = Tee estructural cortado de una W
- MT = Tee estructural cortado de una M
- ST = Tee estructural cortado de una S

2.2.11. CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES SEGÚN EL AISC-LRFD

El AISC da valores límite para la interacción ancho-espesor de las piezas particulares de miembros a compresión. Un componente no atiesado es una pieza proyectante con un borde independiente, paralelo a la dirección de la fuerza de compresión, en tanto que un componente atiesado está soportado durante ambos bordes en dicha dirección. Dependiendo de la interacción ancho-espesor de los recursos y de sí éstos permanecen atiesados o no, los elementos se pandearán bajo distintas condiciones de esfuerzo. Para implantar dichos parámetros, el AISC califica a los miembros en secciones no compactas, compactas y recursos esbeltos a compresión.

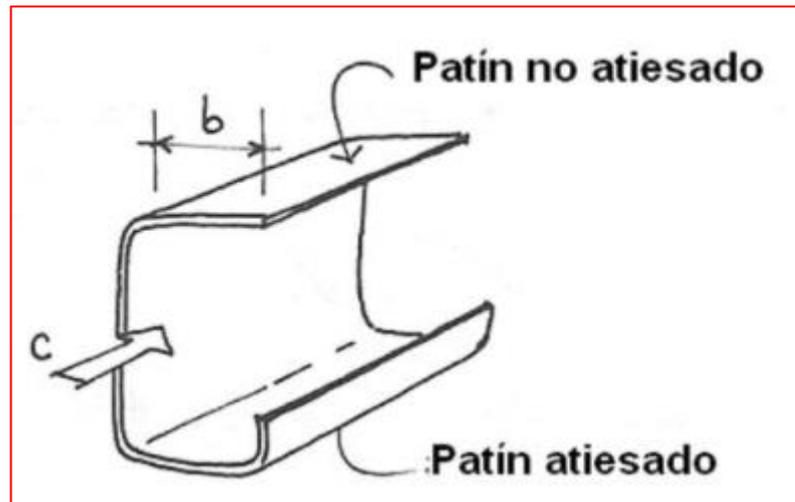


FIGURA N° 12 ELEMENTO ATIESADO Y NO ATIESADO

2.2.11.1. SECCIONES COMPACTAS.

Son las cuales con un perfil lo suficientemente fuertes para conseguir que sea capaz de realizar una repartición total de esfuerzos plásticos antecedente de pandearse.

2.2.11.2. SECCIONES NO COMPACTAS

Son aquellos perfiles en la que el esfuerzo de fluencia puede alcanzar sea algunos, pero no a todos sus elementos sometidos a compresión, antes que ocurra una deformación por pandeo; además se dice que un sección no compacta no es capaz de conseguir una repartición plástica de esfuerzos total.

2.2.11.3. ELEMENTOS ESBELTOS A COMPRESIÓN

Estos elementos tienden a pandearse elásticamente antes de que se alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier parte de la sección. Para estos elementos es importante considerar resistencias al pandeo elástico.

2.2.12. DISEÑO DE MIEMBROS A TENSIÓN

En general, el diseño por tensión es el más simple, debido a que al no manifestarse el problema del pandeo solo es necesario calcular la fuerza factorizada que debería tomar el elemento y dividirla entre un esfuerzo de diseño para obtener la zona o área de sección de la parte transversal elemental.

AISC-LRFD, especifica que la resistencia de diseño de un componente a tensión, $\phi_t P_n$, va a ser el menor de los valores logrados con las siguientes ecuaciones:

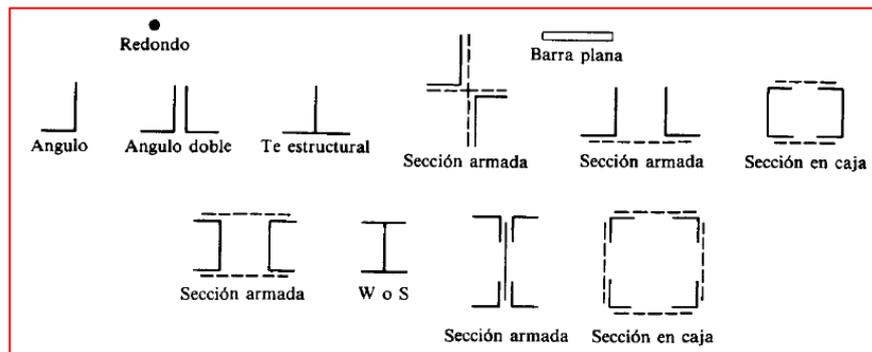


FIGURA N° 13 PERFILES TIPICOS PARA MIEMBROS A TENSION

- Para el estado límite de fluencia en la sección bruta.

$$P_u = \phi_t F_y A_g \quad \text{con } \phi_t = 0.90$$

- Para la rotura en la sección neta en la que se ubican agujeros de pernos, tornillos o remaches. *

$$P_u = \phi_t F_u A_e \quad \text{con } \phi_t = 0.75$$

Donde F_u es el esfuerzo de tensión mínimo especificado y A_e es el área neta efectiva que se presume resiste la tensión en la sección a través de los agujeros

- Para barra redondas y varillas roscadas

$$P_u = \phi_t F_u A_d \quad \text{con } \phi_t = 0.75$$

Donde A_d es el área total de la varilla calculada con base en el diámetro exterior y interior de la rosca.

2.2.13. DISEÑO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN AXIAL

Un elemento estructural tipo columna está diseñado a resistir una carga de compresión axial. Esta carga podría ser concéntrica, o sea, aplicada en todo el eje centroide, o excéntrica, una vez que la carga es aplicada al mismo tiempo al eje centroidal, sin embargo a cierta distancia del mismo.

Las diferencias entre los elementos a tensión y a compresión son:

- La presencia de orificios para tornillos o pernos, en los elementos que tienen carga a tensión, disminuye las superficies accesibles para resistir las fuerzas; en los miembros a compresión se implica que los tornillos llenan los orificios y las zonas permanecen accesibles para resistir las cargas.
- Las cargas de tensión tienden a conservar rectos los miembros, en tanto que las cargas de compresión tienden a flexionarlos hacia fuera del plano de las cargas (pandeo).

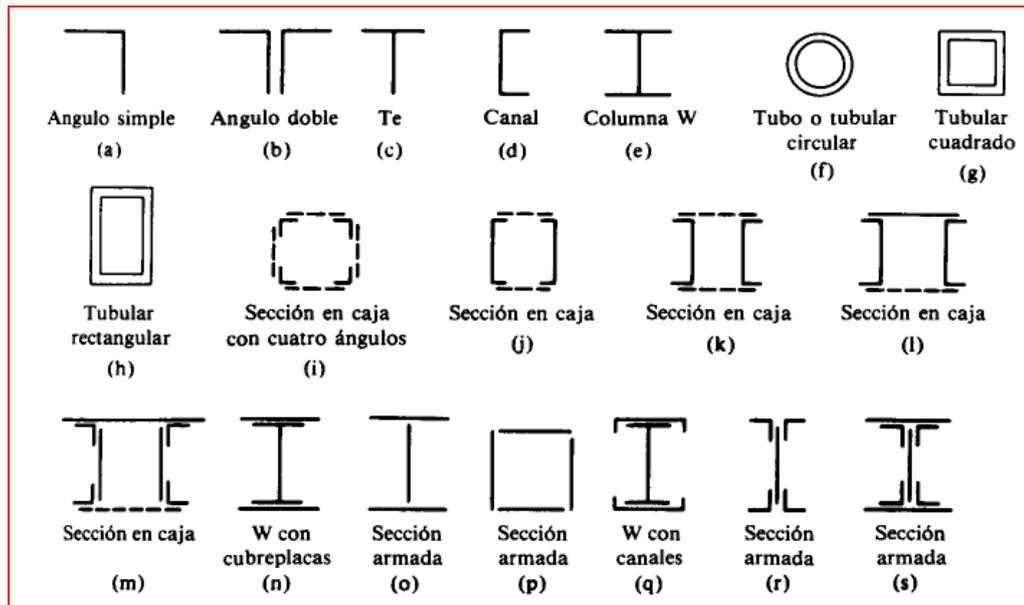


FIGURA N° 14 PERFILES TIPICOS PARA MIEMBROS A COMPRESION

2.2.14. ECUACIÓN DE EULER

El matemático suizo Leonard Euler, basada en la ecuación de la flexibilidad $EI(d^2y/dx^2)=M$ elaboro un ecuaciones que solo es válida para columnas largas, sirve para calcula la carga crítica de pandeo. Esta es la carga última que puede tolerar una columna extensa.

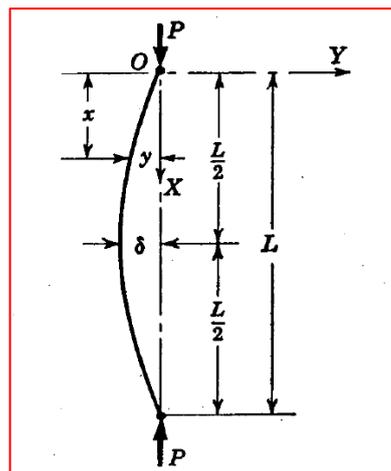


FIGURA N° 15 COLUMNA DE EULER

Así la ecuación de Euler es:

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

Donde P es la carga crítica de pandeo elástico o carga crítica de Euler. Sabiendo que $r = (I/A)^{1/2}$ y que $\sigma = P/A$, se puede escribir la ecuación de Euler como:

$$\sigma = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} = F_e$$

Donde σ es el esfuerzo crítico de pandeo elástico. En las especificaciones del AISC-LRFD, F_e es el esfuerzo de Euler.

En la ecuación de Euler, el valor de la longitud L se tomará como la distancia entre los puntos de inflexión de la curva, donde el momento de flexión vale cero. Esta distancia L es la longitud efectiva de la columna.

2.2.15. DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXIÓN

Las vigas son miembros estructurales que están diseñados para soportar esfuerzos transversales a su eje longitudinal. Entre los tipos de vigas están: transversales, voladizos, viguetas, dinteles, largueros y vigas de muro cortina, etc.

Los perfiles de acero (W) en forma de H o I son principalmente, las secciones más económicas para usar como vigas. Se aplican perfiles U como largueros en cubiertas ligeras y cuando las áreas que tienen que cubrir no son muy enormes. Los perfiles de acero (W) en forma de H o I tienen una más enorme cantidad de acero concentrado en sus patines que las vigas S, por lo que poseen mayores momentos de inercia (teorema de los ejes paralelos) y momentos resistentes para un mismo peso, además de que son subjetivamente anchos y tienen una rigidez lateral importante. De hecho, el AISC-LRFD toma bastante poco presente a los perfiles S. Otro tipo de viga utilizada habitualmente para soportar losas de piso y techo son las viguetas de

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

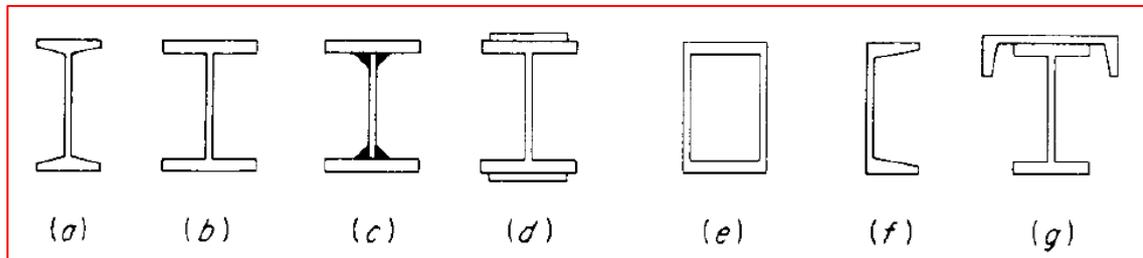


FIGURA N° 16 PERFILES TIPICOS PARA FLEXION

2.2.15.1. COMPORTAMIENTO DE VIGAS A FLEXIÓN

Como se conoce, si la viga está sujeta a instante flexionante el esfuerzo en cualquier punto de la parte transversal se puede calcular con la fórmula de la escuadría $f b = My / I$, rememorando que esta expresión es aplicable únicamente una vez que el esfuerzo mayor calculado en la viga es menor que el límite flexible.

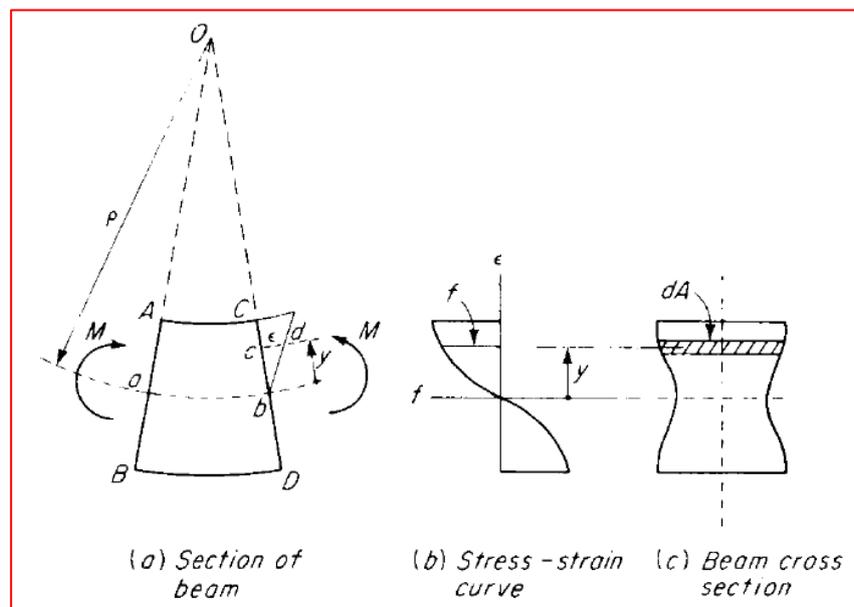


FIGURA N° 17 SECCIÓN DE UNA VIGA A FLEXIÓN

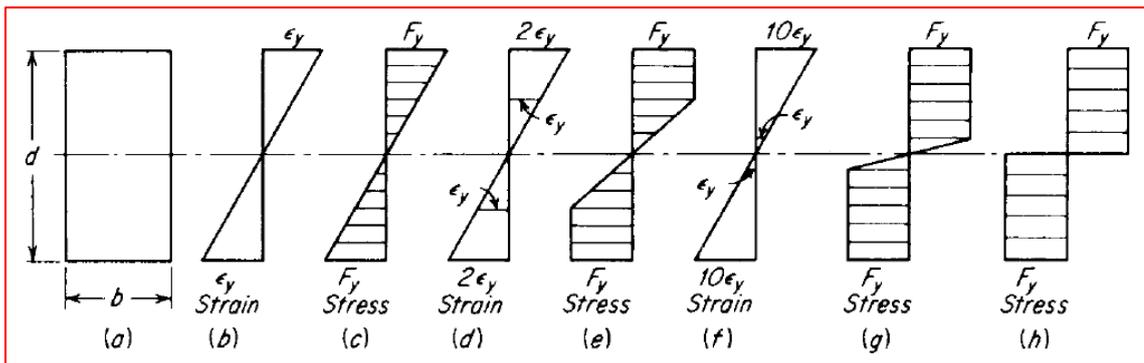


FIGURA N° 18 COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DE UNA SECCIÓN DE VIGA

La ecuación se inspira las conjeturas primordiales de la teoría elástica donde el esfuerzo actuante es directamente proporcional a la deformación unitaria, las secciones se mantienen planas anteriormente y luego de la flexión, etcétera. El Módulo de sección S es igual a I/y , y es una constante para una sección en particular. de esta forma, la ecuación de la escuadra se redacta como:

$$F_b = M/S$$

Una vez que el reparto de esfuerzos alcanzó la fase de repartición plástica, se plantea que se ha conformado una articulación plástica, debido a que no puede resistir en esta parte ningún momento adicional. Cualquier momento adicional aplicado en la parte ocasionaría una rotación en la viga con un diminuto aumento del esfuerzo.

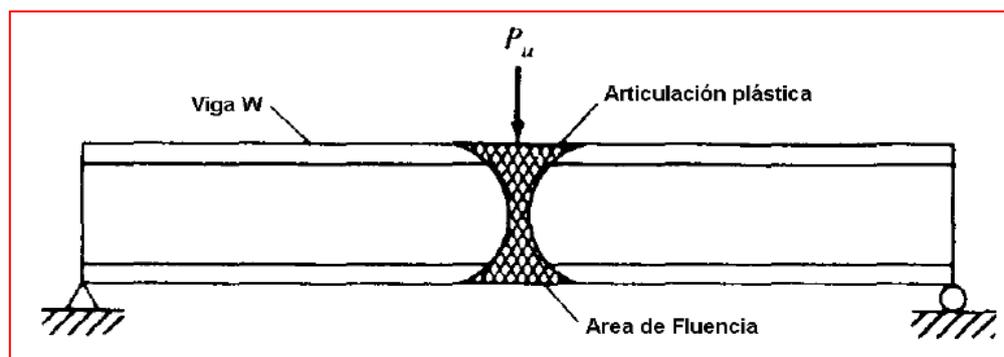


FIGURA N° 19 ARTICULACIÓN PLÁSTICA EN VIGAS

El momento plástico que producirá una plastificación completa en una parte transversal del elemento creándose allí mismo una articulación plástica. La interacción del momento plástico M_p al momento de fluencia M_y se llama factor de forma. Los componentes de manera son equivalentes a 1.5 para secciones rectangulares y cambia de 1.1 a 1.2 para secciones Los perfiles de acero (W) en forma de H o I (ver figura N°20).

Recientemente, casi cada una de las vigas de acero se diseñaban basado en la teoría elástica. Los elementos estructurales se diseñaban de forma que los esfuerzos de flexión calculados para cargas de servicio no fueran más grande al esfuerzo de fluencia dividido entre un factor de estabilidad (Diseño por Esfuerzos Permisibles). Las construcciones se crearon a lo largo de varios años por medio de este procedimiento. No obstante, se conoce que los miembros dúctiles no fallan sino hasta que pasa una gigantesca plastificación luego de que alcanzó el esfuerzo de fluencia. Esto quiere decir que tales elementos poseen más grandes niveles de estabilidad que los estimados por la teoría flexible.

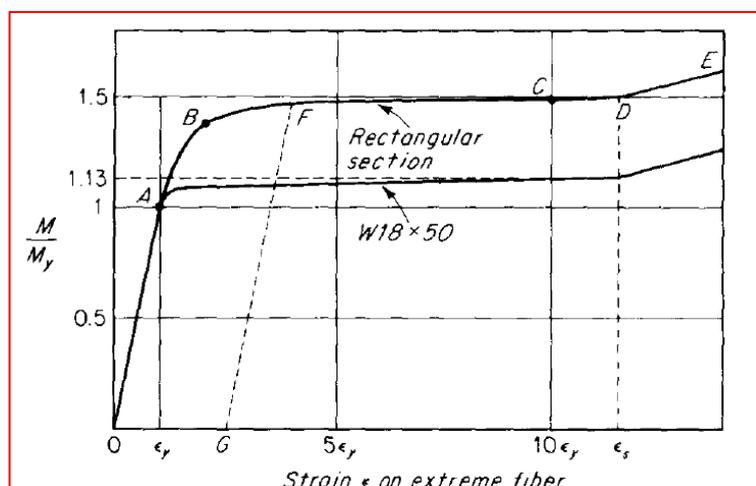


FIGURA N° 20 COMPARACIÓN DE FACTORES DE FORMA EN SECCIONES RECTANGULARES Y W

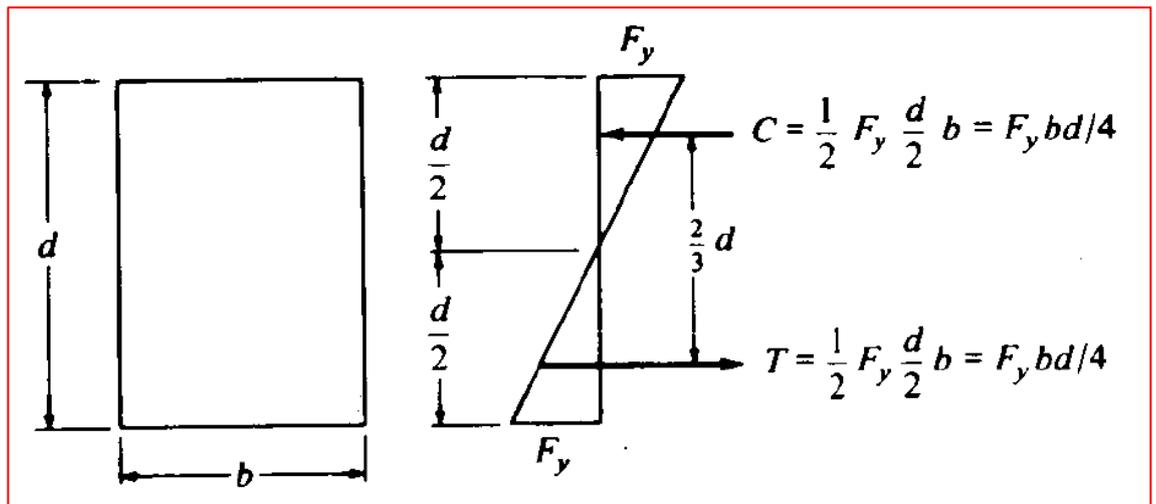


FIGURA N° 21 CÁLCULO DE MOMENTO ELÁSTICO

My que es el momento de fluencia es lo mismo que el esfuerzo de fluencia multiplicado por el módulo de sección elástica S.

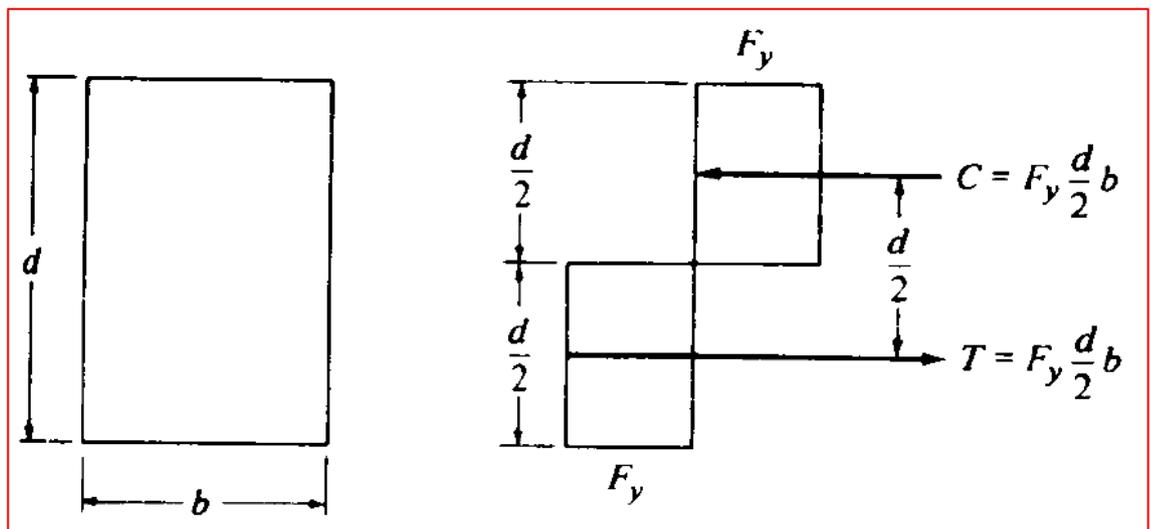


FIGURA N° 22 CÁLCULO DE MOMENTO PLÁSTICO

En una sección rectangular S es igual a $I/c = bd^2/6$
 Así, My es igual a $(F_y)(bd^2/6)$ De la figura se ve que el momento resistente es igual a T o C multiplicado por el multiplicador o brazo de palanca entre ellos:

$$My = (F_y)(bd/4)(2/3d)$$

El momento plástico resistente M_p se puede establecer de igual manera. Este Momento nominal o plástico es igual a T o C por un multiplicador o brazo de palanca entre ellos. Para la viga de la figura se tiene.

$$M_p = M_n = Td/2 = Cd/2 = (F_y)(bd/2)(d/2) = (F_y)(2bd/4)$$

De esta forma, el momento plástico es equivalente al esfuerzo de fluencia multiplicado por el módulo de parte plástico Z . De esta forma, se puede ver que Z es igual a $bd^2/4$. El factor de forma que es igual a Z/s o M_n/M_y , es igual a 1,5 para secciones cuadradas o rectangulares.

En resumen, el módulo plástico Z es equivalente al momento estático de las zonas de tensión y a compresión respecto al eje neutro. A menos que sea simétrica la sección, el eje neutro para la condición plástica estudiada no coincidirá con el de la condición elástica.

En la mayoría de los casos, los manuales de diseño de los productores de perfiles de acero dan valores tabulados de las características geométricas (A , I , Z , S , r) así como además el manual AISC-LRFD para secciones de vigas.

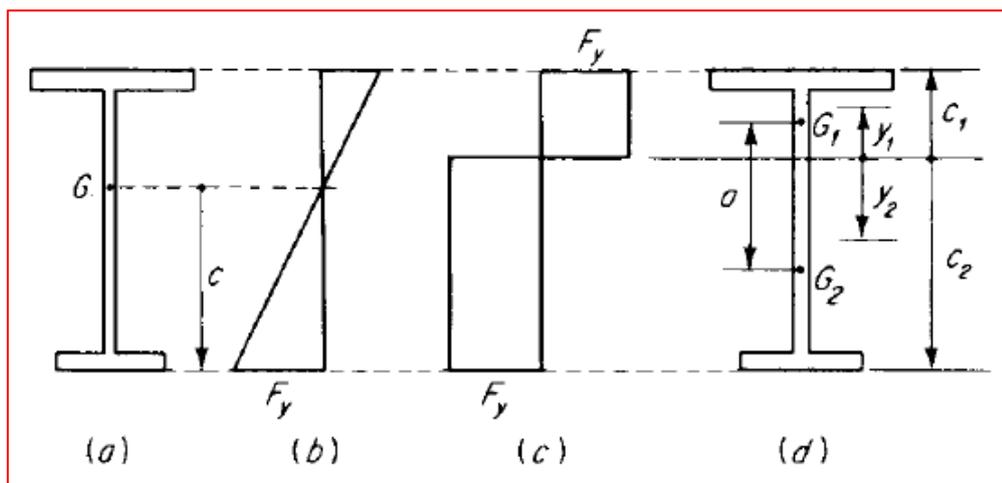


FIGURA N° 23 EJES NEUTROS ELÁSTICO Y PLÁSTICO EN SECCIÓN ASIMÉTRICA

2.2.15.2. DISEÑO DE VIGAS POR MOMENTOS

Para el estudio y definición de las vigas con secciones compactas, se establecen tres diferentes condiciones de soporte lateral en los partes en compresión.

1. Se supondrá primero que las vigas poseen soporte lateral constante en sus partes a compresión.
2. Después se supondrá que las vigas permanecen apoyadas lateralmente a intervalos cortos.
3. en un último caso se supondrá, que la viga está apoyadas a intervalos cada vez más grandes.

Se observará en la figura N°24, si se tiene un apoyo lateral constante o estrechamente espaciado, las vigas se pandearán plásticamente y quedarán en la región uno de pandeo. Al incrementarse la separación entre apoyos laterales, las vigas empezarán a fallar inelásticamente bajo momentos menores y quedarán en la región dos. Finalmente, con la longitud aún más enorme sin apoyo lateral, las vigas fallarán elásticamente y quedarán en la región 3.

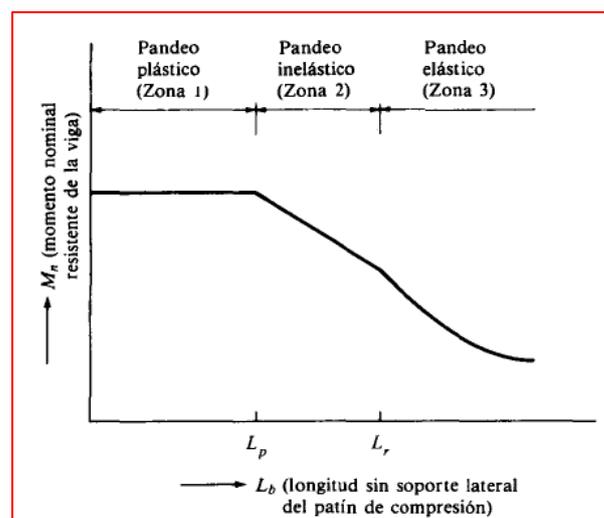


FIGURA N° 24 MOMENTO M_n EN FUNCIÓN DE LA LONGITUD SIN APOYO LATERAL DEL PATÍN A COMPRESIÓN

2.2.15.3. DEFLEXIONES

AISC-LRFD no especifica de manera directa valores de deflexiones máximos permitidos, ya que como hay varios tipos de materiales, condiciones de uso, tipos de estructuras y diferentes condiciones de cargas no es aplicable un solo grupo de deflexiones máximas para todos los casos, dependerá de la evaluación del ingeniero calculista definir la restricción para las deflexiones de acuerdo al caso de estudio.

La norma AASHTO definen una deflexión máxima de $L/1000$ para vigas de puentes en superficies urbanas.

EL UBC (Uniform Building Code), especifica valores de deflexiones de $L/360$ una vez que solo es considerada la carga viva y $L/240$ una vez que se estima carga viva + carga muerta.

Generalmente tienen la posibilidad de utilizar deflexiones máximas de $L/300$ hasta $L/360$ para construcciones. Para puentes continuar las especificaciones de la AASHTO.

La mayor parte de los manuales de ingeniería muestran fórmulas para calcular las deflexiones máximas de vigas para diferentes condiciones de carga y de apoyos. Por ejemplo:

Una viga que esta simplemente apoyada en ambos lados con carga uniformemente distribuida:

$$\Delta_{max} = 5wL^4 / 384EI$$

Para una viga que esta sencillamente apoyada en ambos lados con una carga puntual en el centro del claro,

$$\Delta_{max} = PL^3/48EI$$

Otra forma de mantener el control de las deflexiones se hace en funcionalidad de ciertas interacciones mínimas peralte-claro. La norma AASHTO indica una relación peralte-claro de $h = L/25$. El AISC indica en la tabla 4.2 valores recomendados recomendada claro/peralte

Relaciones recomendadas Claro/Peralte			
Relación de Cargas de Servicio		Relaciones máximas Claro/Peralte	
carga muerta / carga total	carga muerta / carga viva	Fy = 36 ksi	Fy = 50 ksi
0.20	0.25	20.00	14.00
0.30	0.43	22.20	16.00
0.40	0.67	25.00	18.00
0.50	1.00	29.00	21.00
0.60	1.50	-	26.00

TABLA N° 3 RELACION CLARO PERALTE

AISC-LRFD presenta una ecuacion sencilla para determinar deflexiones máximas en perfiles de acero diseñados como vigas (W, M, HP, S, C y MC) para múltiples condiciones de carga.

$$\Delta_{max} = ML^2/C_1I_x$$

donde :

L : longitud de viga en pies.

I_x : momento de inercia en pul⁴ .

A veces, el diseño de vigas es predominada por las deformaciones o deflexiones, debido a que tienen la posibilidad de crear una sensación de inseguridad a los

usuarios.

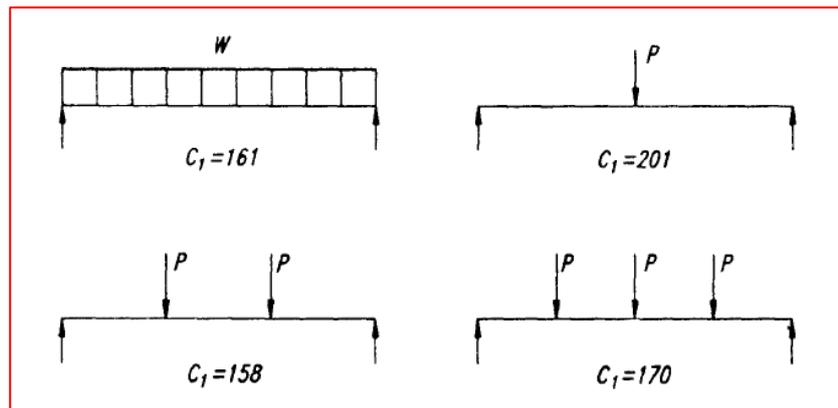


FIGURA N° 25 VALORES DE C_1

2.2.16. DISEÑO DE LA SOLDADURA

El diseño de la soldadura permite juntar materiales, a determinada temperatura, mediante la aplicación de calor, con o sin aplicación de presión adicional, solo con presión y con o sin uso de materiales de aporte. Pueden exponer deficiencias en la soldadura y pueden estar localizados al interior del depósito de soldadura, cerca del sector. La utilización de procedimientos apropiados para cada caso en particular, el uso de máquinas, accesorios y materiales en condiciones óptimas, así como personal entrenado y debidamente calificado, hacen que los resultados sean los solicitados por el usuario final. La operación de soldadura manual siendo esta la más usada en la industria de construcción de acero, cuando el material de aportación es definido, aplicado y controlado de forma directa por el soldador. En la soldadura semi-automática los accesorios de soldadura se encargan de mejorar el proceso alimentando con precisión y con cierta velocidad el material de aportación. En estos procesos el soldador deberá tener bastante presente elementos como:

- Corriente de trabajo para la soldadura
- Voltaje de trabajo para soldadura
- Velocidad de avance para el material de aporte

Estas variables determinan la característica, condición y propiedades del cordón depositado como son: su forma geométrica, la penetración y otra naturaleza metalúrgica.

2.2.16.1. POSICIONES DE SOLDADURA

la posición del electrodo de varilla con relación a la junta cuando se realizara una soldadura, afecta de forma directa la economía y la calidad del soldeo. además, la AWS, prohíben la implementación de numerosas posiciones de soldeo para ciertos tipos de soldadura. un diseño de calidad debe suprimir la necesidad de soldaduras que requieran posiciones de soldeo prohibidas, y utilizar soldaduras que puedan hacerse de modo eficiente las posiciones permitidas por la AWS, se representan en la figura N°26, y son:

- HORIZONTAL, con el eje de la soldadura en postura horizontal. para las soldaduras de surco, la cara de la soldadura está casi vertical. para las soldaduras de filete, generalmente la cara de la soldadura está casi a 45° con respecto a las áreas horizontal y vertical.
- VERTICAL, con el eje de la soldadura casi en posición vertical (el soldeo se hace hacia arriba).
- PLANA, con la cara de la soldadura casi horizontal. el electrodo está casi en postura vertical, y el soldeo se efectúa a partir de la porción de arriba del comité.

Sobre cabeza, con el cordón de la soldadura casi en posición horizontal. El electrodo está casi vertical, y el soldeo se efectúa desde debajo de la junta.

2.2.16.2. TIPOS DE CONEXIONES SOLDADAS

existen 5 tipos juntas soldadas más usadas a nivel de construcción de acero estas son las siguientes : a tope, de filete o esquina , borde y de traslape, en "T" (Figura N°27). De esta forma como 4 tipos básicos de soldaduras: de preparación, de filete, de tapón y de ranura, según se muestra en la Figura N°26. Las formas de realizar la soldadura varían dependiendo del modo en que se preparan los extremos de las partes, en la Figura N°28, se presentan varias maneras usuales.

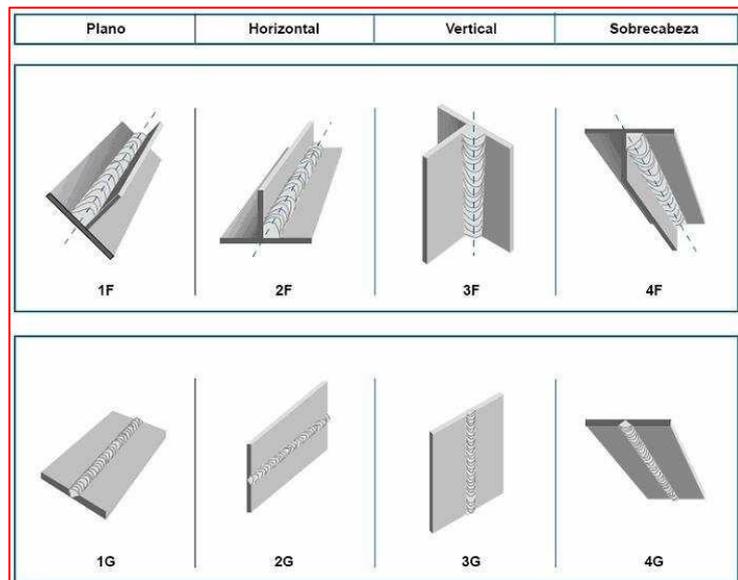


FIGURA N° 26 POSICIÓN DE SOLDADURA
A) ARRIBA UNIONES FILETE B) ABAJO UNIONES BISELADAS

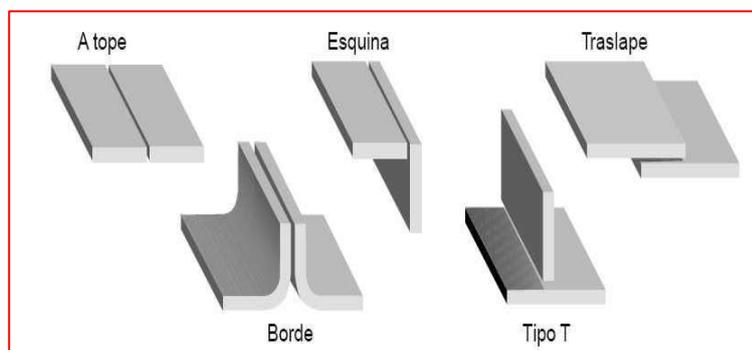


FIGURA N° 27 TIPOS DE JUNTA

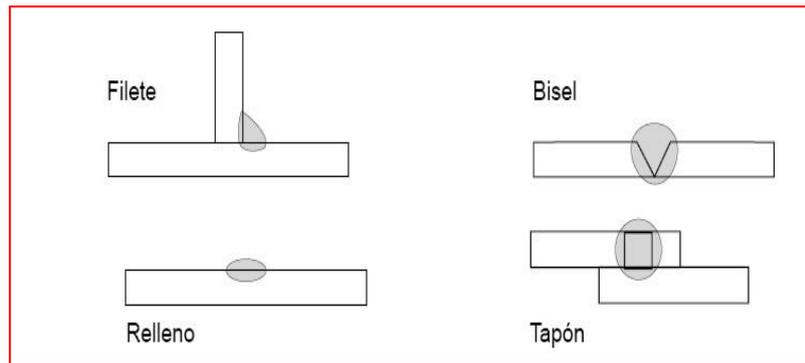


FIGURA N° 28 TIPOS DE SOLDADURA

2.2.16.3. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LAS SOLDADURAS

las estructuras metálicas soldadas son muy simples de diseño. Sobre la base de resistencia, en especial a la fatiga, se recomienda utilizar soldaduras a tope, que soldaduras de filete. No obstante, soldar a tope originan esfuerzos residuales más grandes y requieren mayores gastos para la preparación de los bordes, anterior a soldar.

Para tamaño determinado de soldadura de filete, la tasa de enfriamiento es más inmediata y la restricción es más enorme con placas gruesas que con placas delgadas. Para impedir el agrietamiento debido a esfuerzos internos generados por la soldadura, las normas y especificaciones de soldadura establecen tamaños mínimos para las soldaduras de filete, dependiendo del espesores de los elementos a soldar.

En la Tabla N°4 se indican los tamaños mínimos de soldadura recomendados por las reglas AWS D1.5 para puentes y AWS D1.1 para estructuras metálicas.

Tamaño de la soldadura	[pulg]	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8
	[mm]	4,8	6,4	7,9	9,5	12,7	15,9
Espesor mínimo de la placa, puentes y edificios	[pulg]	1/2	3/4	1 1/2	2 1/4	6	< 6
	[mm]	12,7	19,1	38,1	63,5	152,4	< 152,4

TABLA N° 4 TAMAÑOS RECOMENDADOS PARA SOLDADURAS DE FILETE

A lo largo de los bordes de material de menos de 6,35 mm (1/4") de espesor, tamaño máximo de soldadura a filete puede ser igual al espesor del material a soldar. Sin embargo, material de 6,35 mm de espesor o más grueso, el más grande tamaño debe ser de 1,58 mm (1/16"), menos que el espesor del material.

establecidos por la AWS D1.1; en los planos de creación del ANEXO 5, se representan las soldaduras que se tienen que hacer, para juntar los recursos de la composición metálica. Se usa el proceso GMAW con electrodo constante ER70S-6 de diámetro 1,2 [mm].

2.2.17. EQUIPOS DE TRITURACION

Son dispositivos diseñados para disminuir el tamaño de los objetos mediante el uso de la fuerza, para romper y reducir el objeto en una serie de piezas de volumen más pequeñas o compactas.

2.2.17.1. CHANCADORA SECUNDARIA DE CONO

Chancador de cono Consiste principalmente de una flecha o árbol con un elemento de molienda cónico de acero asentado en un casquillo excéntrico

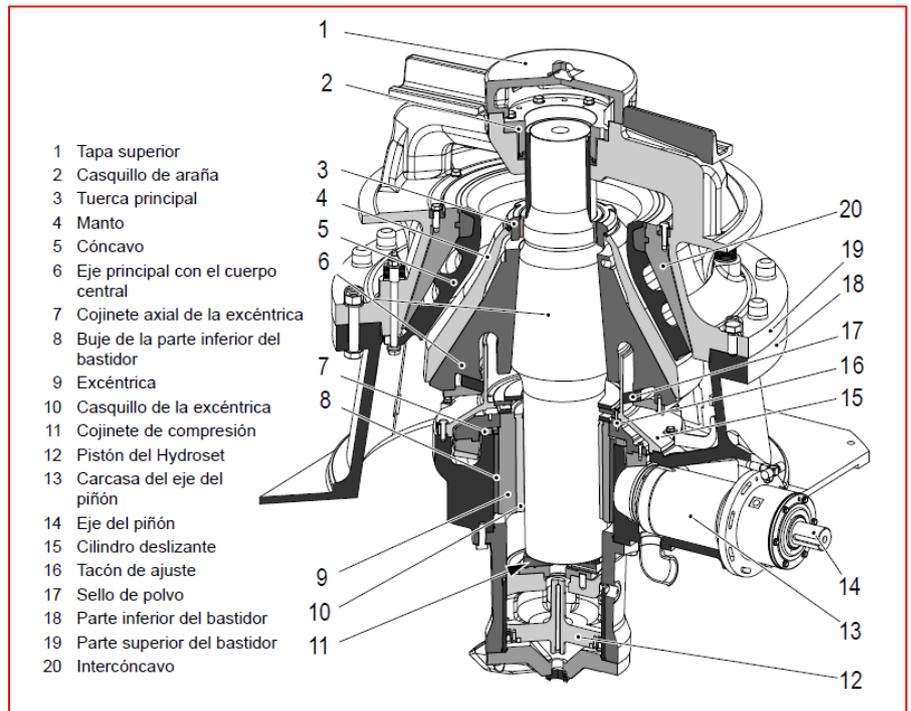


FIGURA N° 29 PARTES DE UNA CHANCADORA SECUNDARIA TIPO CONO

2.2.17.2. CHANCADORA TERCIARIA DE IMPACTO VERTICAL

Este tipo equipo utiliza un rotor revestido con piedra que genera una aceleración continua de material hacia el interior de una cámara de trituración revestida también de piedra. El material que se introduce en la parte superior de la trituradora se acelera por la acción del rotor de la trituradora y alcanza velocidades de salida de hasta 45 metros por segundo. El rotor descarga material de forma continua en la cámara de trituración. Este proceso repone el revestimiento de piedra y genera al mismo tiempo una continua reacción en cadena de trituración y molido

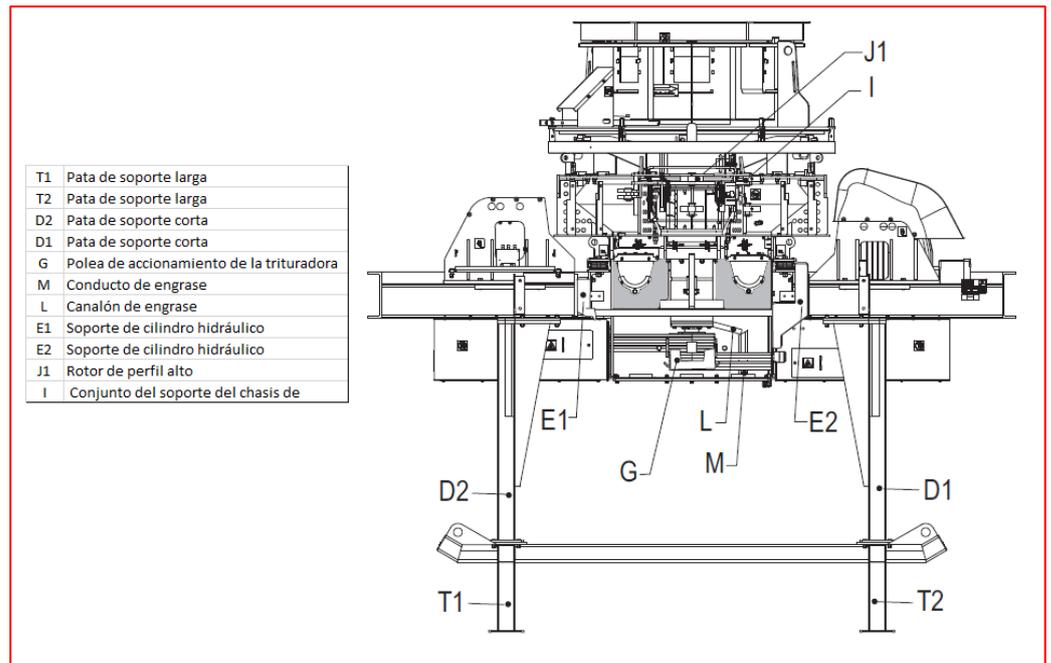


FIGURA N° 30 PARTES DE UNA CHANCADORA TERCIARIA DE IMPACTO VERTICAL

2.3. MARCO CONCEPTUAL

- PROPIEDADES MECÁNICAS: Propiedades de un material que revelan su comportamiento elástico e inelástico cuando se aplica una fuerza, indicando de este modo su adaptabilidad para las aplicaciones mecánicas; por ejemplo, módulo de elasticidad, resistencia tensil, elongación, dureza y límite de fatiga.
- RESISTENCIA: Capacidad del acero para soportar las cargas que actúan sobre él. Está establecido cuantificando la fuerza máxima por unidad de área de parte transversal que soporta el acero anterior a fracturarse.
- RIGIDEZ: Resistencia a la deformación de un integrante o composición, medida por la interacción de la fuerza aplicada entre el movimiento que corresponde.
- SOLDABILIDAD: Grupo de características que debería tener un acero para permitir formar juntas, uniones o conexiones que presenten

propiedades correctas de continuidad metalúrgica, estabilidad e totalidad, considerando que esta propiedad debería ser determinada en relación a un proceso de soldadura definido.

- VIENTO: Corriente de aire que se produce en la atmósfera al variar la presión.
- DEFLEXIÓN : es la deformación que sufre un elemento por el efecto de fuerzas internas.
- APLASTAMIENTO DEL ALMA: falla del alma de un elemento alrededor de una fuerza concentrada.
- ÁREA NETA: área total de la sección transversal de un elemento menos cualquier geometría que ya las complementa.
- ATIESADOR: perfil de acero habitualmente conectado al alma de una viga para prevenir la falla en el alma.
- CARGA DE PANDEO: carga bajo la cual un perfil de acero o elemento estructural a compresión recto toma una postura flexionada.
- CARGA FACTORIZADA: cargas nominales que han sido multiplicadas por un factor.
- CENTRO DE CORTANTE: parte transversal de una viga por el cual las cargas resultante transversales debería pasar para que no se haga torsión.
- COLUMNA: perfil de acero o miembro estructural que es diseñado y tiene el objetivo de soportar cargas axiales.

- **DEFORMACIÓN UNITARIA ELÁSTICA:** deformación unitaria que sucede en un perfil de acero o elemento estructural cuando se le aplica un carga antes que alcance el esfuerzo de fluencia.
- **DEFORMACIÓN UNITARIA PLÁSTICA:** unitaria que sucede en un perfil de acero o elemento estructural cuando se le aplica una carga después de que se alcanza su esfuerzo de fluencia.
- **DISEÑO ELÁSTICO:** Método de diseño que se apoya en establecer, en primer término, los esfuerzos que se muestran en las secciones críticas de un integrante estructural bajo la acción de las cargas de servicio o de trabajo, tomando en cuenta un comportamiento flexible de la materia.
- **DISEÑO PLÁSTICO:** Método de diseño que se apoya en establecer, en primer término, los esfuerzos que se muestran en las secciones críticas de un integrante estructural bajo la acción de las cargas de servicio o de trabajo en condiciones de falla.
- **DUCTILIDAD:** Propiedad de un material que le posibilita resistir una enorme deformación sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos.
- **ELASTICIDAD:** Propiedad de un material de regresar a su geometría original después de que se le aplique carga.
- **ELEMENTO NO ATIESADO:** perfil de acero o elemento estructural que está atiesado solamente en un borde paralelo a la dirección del esfuerzo.
- **ELEMENTO RIGIDIZADO:** perfil de acero o elemento estructural que sobresale y cuyos extremos paralelos a la dirección del esfuerzo de compresión están arriostrados.
- **ESFUERZO DE FLUENCIA:** esfuerzo bajo el cual hay un claro aumento en la deformación o alargamiento de un perfil de acero o elemento estructural sin un aumento que corresponde en el esfuerzo.

- **ESFUERZOS RESIDUALES:** esfuerzos internos del elemento de acero que se originan después de ser fabricado.
- **ESTADO LÍMITE:** una condición en la que una estructura o algún punto de la estructura cesa de efectuar su función asignada en cuanto a resistencia o cuanto a servicio.
- **FACTOR DE FORMA:** relación del momento plástico de una sección en un perfil de acero o elemento estructural, a su momento de fluencia.
- **FACTOR DE RESISTENCIA:** número constantemente menor que 1.0 que se multiplica por la resistencia última de un perfil de acero o elemento estructural o conexión para tener en cuenta las incertidumbres en la resistencia del material, magnitudes y mano de obra. Denominado además componente de sobrecapacidad.
- **INESTABILIDAD:** condición que se presenta en un miembro perfil de acero, elemento estructural o conexión, cuando la deformación aumenta en este ocasionando una reducción en su capacidad de tomar más cargas o fuerzas.
- **LÍMITE ELÁSTICO:** valor máximo del esfuerzo que un material de acero puede resistir sin deformarse de manera permanente.
- **LRFD:** Load and Resistance Factor Design, el método de los estados límite es un enfoque de seguridad en el cálculo estructural ponderado por diversas normativas técnicas, instrucciones y reglas de cálculo, consistente en enumerar una serie de situaciones riesgosas cuantificables mediante una magnitud, y asegurar que con un margen de seguridad razonable la respuesta máxima favorable de la estructura en cada una de esas situaciones es superior a la exigencia real sobre la estructura

- MIEMBRO COMPUESTO: perfil de acero, elemento estructural o conexión formado de dos o más elementos de acero, unidos con pernos o soldadura entre sí para formar un solo miembro.
- MIEMBRO HIBRIDO: perfil de acero, elemento estructural o conexión formado de dos o más elementos de acero unidos que tienen diferentes esfuerzos de fluencia.
- MÓDULO DE ELASTICIDAD O MÓDULO DE YOUNG: razón del esfuerzo a la deformación unitaria en un miembro bajo carga. Es una medida de la rigidez del material.
- MÓDULO DE SECCIÓN: la relación del momento de inercia aun eje particular de una sección dividido entre la distancia a la fibra externa de la sección medida perpendicularmente al eje en consideración.
- MODULO PLÁSTICO: Es el momento estático de las áreas de compresión y tensión de una sección de acero respecto del eje neuroplástico.
- MOMENTO DE FLUENCIA: momento que producirá justamente el esfuerzo de fluencia en la fibra externa de una sección.
- MOMENTO PLÁSTICO: Es el esfuerzo de fluencia de una sección de acero multiplicado por su módulo plástico.
- PANDEO DEL ALMA: deformación o flexión del alma de un perfil de acero.
- PANDEO LOCAL: deformación o flexión de la parte de un perfil de acero o elemento estructura que precipita la falla de todo el miembro.
- RELACIÓN DE ESBELTEZ: relación de la longitud efectiva de una columna a su radio de giro, ambos referidos al mismo eje de flexión.

- SECCIÓN COMPACTA: parte que tiene un perfil suficientemente robusto de forma que es capaz de desarrollar una repartición de esfuerzo plenamente plástica anterior a pandearse.
- SECCIÓN ESBELTA: integrante que se pandeara localmente mientras tanto que el esfuerzo esta aun en el rango flexible.
- SECCIÓN NO COMPACTA: una parte que no puede someterse en su integridad a esfuerzos plásticos previo a que ocurra el pandeo. El esfuerzo de fluencia puede alcanzarse en ciertos empero no en todos los recursos a compresión antecedente de ocurra pandeo.
- VIGA: miembro que soporta cargas transversales a su eje longitudinal.
- VIGA DE ALMA LLENA: viga de acero que se hace compuesta de diversos miembros conformando un solo integrante o factor.

CAPITULO III

DESARROLLO DE LA METODOLOGIA

3.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA METALICA PARA LA VIGA MONORIEL.

Siendo coherente con lo propuesto alcanzar en el objetivo general de este proyecto de ingeniería. Como parte de la descripción, iniciare especificando los estándares y normas sobre la cual recaerá el proceso de diseño.

- Manual Of Steel Construction (AISC 360-10 ed.2010)
- Perfiles ASTM A36, $F_y = 2500 \text{ Kg/cm}^2$ o 36 ksi ; $E=29000 \text{ ksi}$
- American Society for Testing and Materials (ASTM)

Se generó el diseño partir del croquis de ubicación y dimensión de los ejes para la estructura de la viga monorriel dada por proyecto CHAVIMOCHIC.

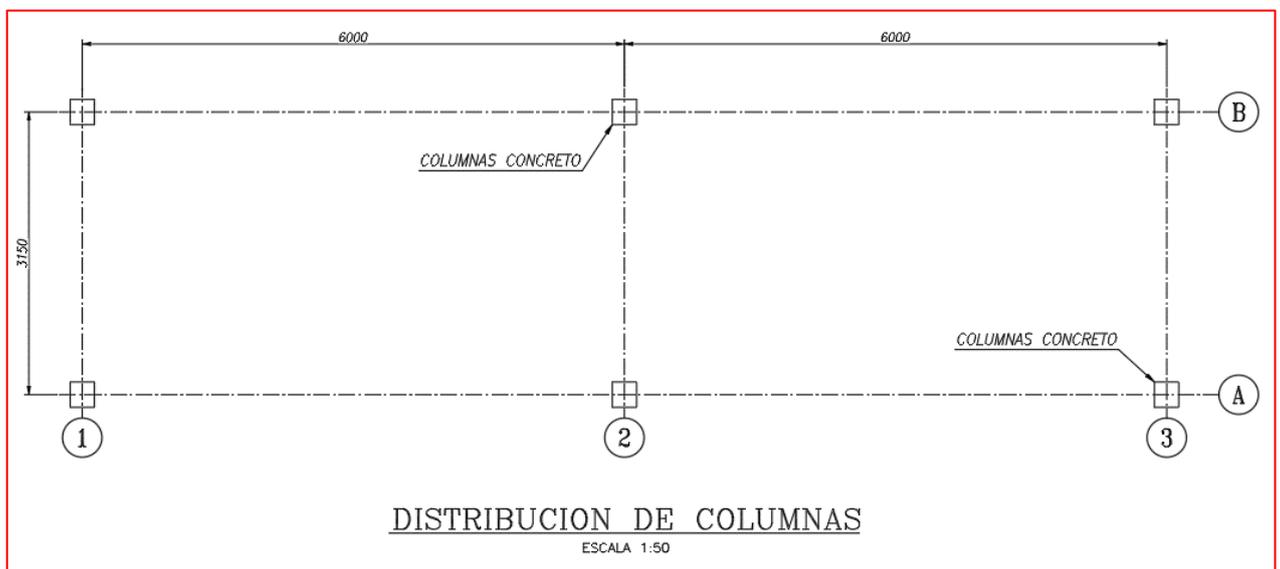


FIGURA N° 31 UBICACION DE LOS EJES DE LA ESTRUCTURA

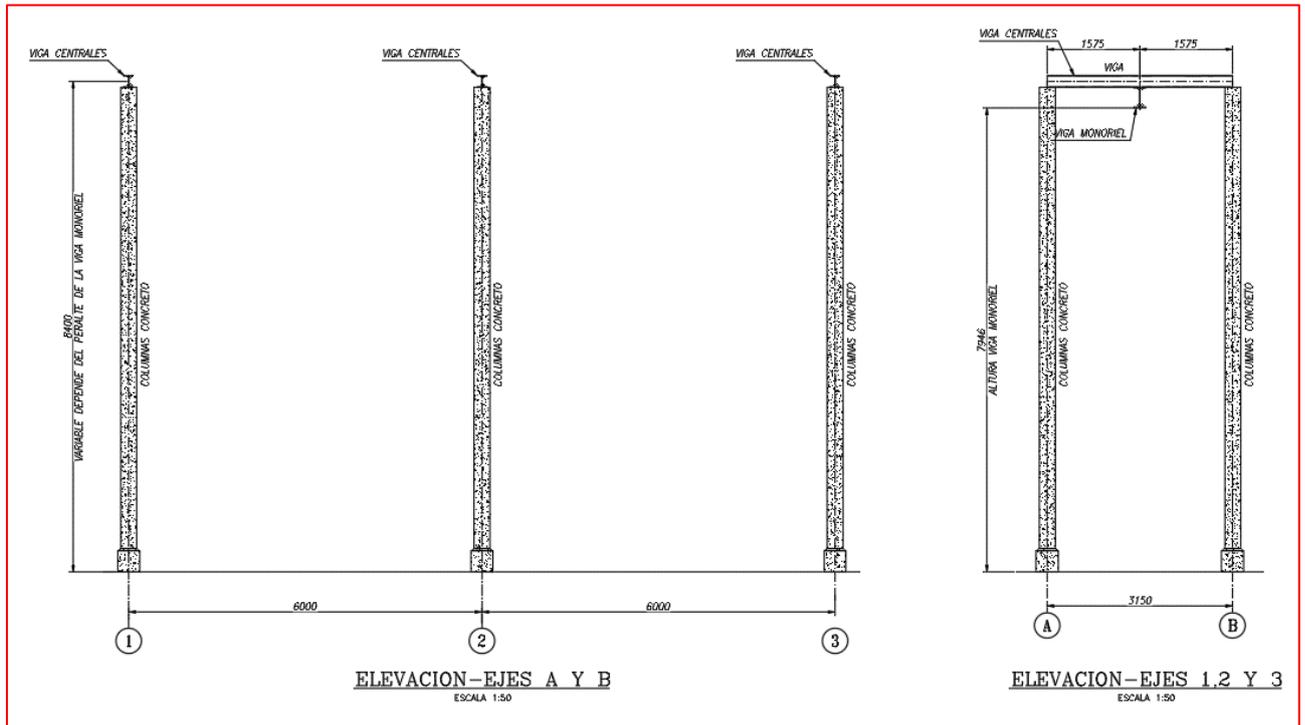


FIGURA N° 32 ELEVACIONES DE LA ESTUCTURA Y VIGA MONORIEL

Como se puede apreciar en la figura N°32 la estructura está compuesta por 6 columnas de concreto (que serán suministrada por el proyecto), 3 vigas centrales las cuales forman la estructura de soporte para viga monorriel.

La viga monorriel estará fijada a las vigas centrales, y está ubicada en el medio de las columnas, esta tendrá una capacidad de servicio de 5t.

El proyecto CHAVIMOCHIC entregó el equipo a usar en la viga para el izaje, el cual es polipasto marca YALE CPEF 50-2

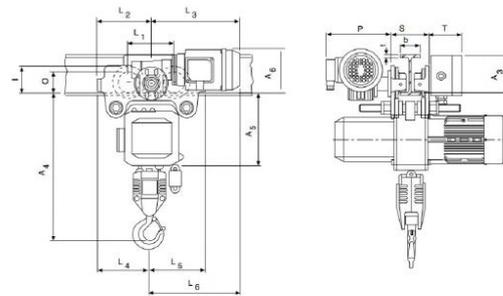


FIGURA N° 33 POLIPASTO ELECTRICO

Modelo	Peso* con gancho de suspensión kg	Peso* con carro empuje kg	Peso* con carro de cadena kg	Peso* con carro eléctrico** kg
CPE 30-5	88	150	154	164
CPEF 30-5	93	155	159	169
CPE 50-2	107	169	173	182
CPEF 50-2	112	174	178	187
CPE 100-2 ***	282	-	385	406
CPEF 100-2***	287	-	390	411

FIGURA N° 34 CUADRO DE PESO DE POLIPASTO

Modelo	CPE/CPEF 30-5	CPE/CPEF 50-2	CPE/CPEF 100-2
A3, mm	121	121	110
A4, mm	465	615	965
A5, mm	298	298	450
A6, mm	178	178	170
b, mm	A = 98 - 180/ B = 180 - 300	A = 98 - 180/ B = 180 - 300	125 - 310
F, mm	150	150	113
l, mm	142,5	142,5	170
L1, mm	209	209	200
L2, mm	262,5	262,5	215
L3 (VTE), mm	292	292	335
L3 (VTEF), mm	296	296	335
L4, mm	213	253	390
L5, mm	312	272	215
L6 (VTE), mm	342	342	-
L6 (VTEF), mm	346	306	-
O, mm	125	125	150
P (VTE), mm	197	197	273
P (VTEF), mm	205	205	280
P1, mm	229	229	110
S, mm	b + 70	b + 70	b + 98
T, mm	94	94	94
t _{máx.} , mm	27	27	40



Modelo CPE/CPEF con carro eléctrico integrado

FIGURA N° 35 DIMENSIONES DE POLIPASTO

3.2. CALCULO DE DISEÑO DE LA ESTRUCTURA METALICA

El cálculo de la estructura se divide en dos etapas:

3.2.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE PERFILES

Buenos como pasa preliminar se procederá a pre-dimensionar los perfiles de aceros por método analíticos basado en análisis por flexión y compresión de la siguiente forma:

3.2.1.1. PRE-DIMENSIONAMIENTO DE VIGA MONORIEL

Basado en la ecuación de Navier:

$$\vartheta_{\text{permisible}} = M_{\text{max}} / S_x$$

Ya que el $\vartheta_{\text{permisible}} \leq 0.75 \cdot F_y$ Tenemos que calcular el momento máximo para la viga y obtendremos el módulo de sección plástica con la cual tendremos nuestra primera restricción para seleccionar un perfil adecuado.

Por ser una estructura simétrica respecto al eje 2, habrá dos posibilidades más desfavorables:

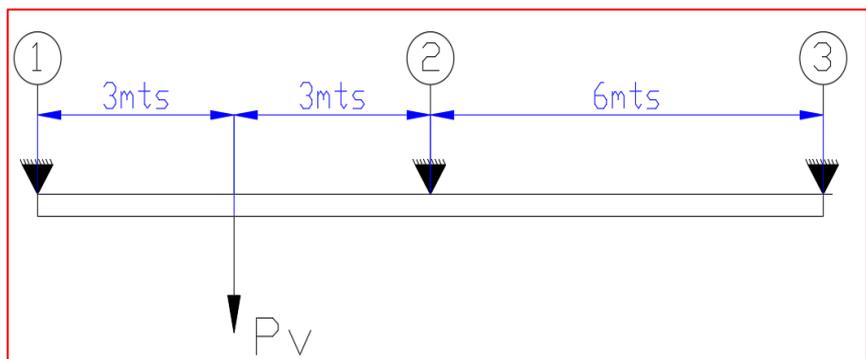


FIGURA N° 376 CARGA UBICADA EN LOS EJE 1 Y 2

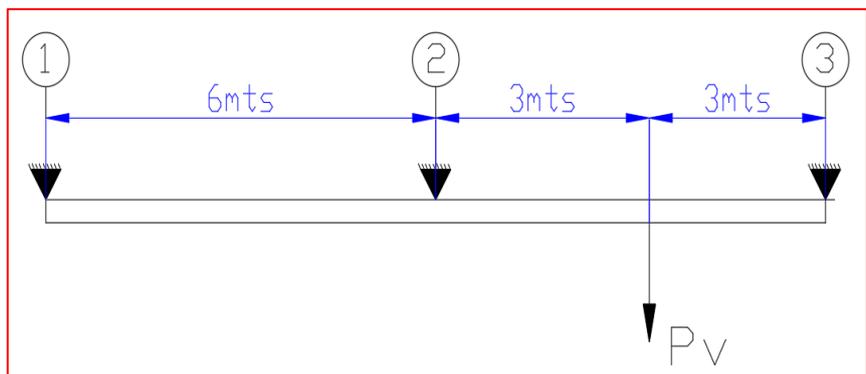


FIGURA N° 367 CARGA UBICADA EN LOS EJE 2 Y 3

Como se puede observar en la figura N°34 y figura N°32 el caso más desfavorable para la vigas es cuando la carga vertical (P_v) se encuentre entre el medio de los eje ya que generara una deflexión máxima.

Además, por ser una estructura simétrica solo bastaría realizar el cálculo para el pre-dimensionamiento en un solo tramo

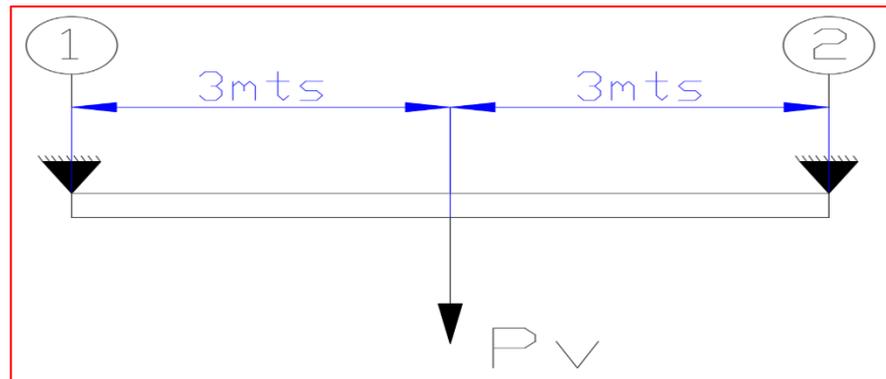


FIGURA N° 38 ESQUEMA PARA EL CALCULO SIMPLICADO

La carga vertical será igual a los siguiente:

$$P_v = P_s + P_{iv} + P_a$$

Donde:

P_s : carga de servicio = 5000kg

P_{iv} : carga de impacto vertical (15% * P_s) = 750 kg

P_a : carga de accesorios (polipasto, cadenas, etc) = 200kg

$$P_v = 5000 + 750 + 200 = 5950 \text{ kg}$$

Luego el momento máximo para la viga monorriel en esa condición será

$$M_{max} = \frac{P_v * L}{4}$$

$$M_{max} = \frac{5950 \text{ kg} * 6\text{mts}}{4} = 892500 \text{ kg} - \text{cm}$$

Reemplazando en la ecuación de NAVIER.

$$v_{permisible} = 892500 / S_x$$

Pero como $\vartheta_{\text{permisible}} \leq 0.75 \cdot F_y$

$$\frac{892500}{S_x} \leq 0.75 \times 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{892500 \text{ kg} - \text{cm}}{0.75 \times 2530 \text{ kg/cm}^2} \leq S_x$$

$$466.6 \text{ cm}^3 \leq S_x$$

Esto nos indica que el módulo de sección mínimo, que sería la primera restricción para proceder a seleccionar a la viga

Existe una restricción dimensional más dada por polipasto ya que este tiene una abertura máxima para el ingreso del año de ala de la viga de 180 a 300 mm ver figura N°35,

Teniendo en cuenta las dos restricciones procedemos a seleccionar el perfil adecuado según la tabla de perfiles de AISC, convirtiendo a pulgadas métricas el módulo de sección plástico:

$$466.6 \text{ cm}^3 \approx 28.47 \text{ in}^3$$

Table 1-1 (continued)
W Shapes
Properties



Nom- inal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{ts}	h_o	Torsional Properties	
	b_f	h	I	S	r	Z	I	S	r	Z			J	C_w
	$2t_f$	t_w	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³			in. ⁴	in. ⁶
58	7.82	27.0	475	78.0	5.28	86.4	107	21.4	2.51	32.5	2.82	11.6	2.10	3570
53	8.69	28.1	425	70.6	5.23	77.9	95.8	19.2	2.48	29.1	2.79	11.5	1.58	3160
50	6.31	26.8	391	64.2	5.18	71.9	56.3	13.9	1.96	21.3	2.25	11.6	1.71	1880
45	7.00	29.6	348	57.7	5.15	64.2	50.0	12.4	1.95	19.0	2.23	11.5	1.26	1650
40	7.77	33.6	307	51.5	5.13	57.0	44.1	11.0	1.94	16.8	2.21	11.4	0.906	1440
35	6.31	36.2	285	45.6	5.25	51.2	24.5	7.47	1.54	11.5	1.79	12.0	0.741	879
30	7.41	41.8	238	38.6	5.21	43.1	20.3	6.24	1.52	9.56	1.77	11.9	0.457	720
26	8.54	47.2	204	33.4	5.17	37.2	17.3	5.34	1.51	8.17	1.75	11.8	0.300	607
22	4.74	41.8	156	25.4	4.91	29.3	4.66	2.31	0.848	3.66	1.04	11.9	0.293	164
19	5.72	46.2	130	21.3	4.82	24.7	3.76	1.88	0.822	2.98	1.02	11.8	0.180	131
16	7.53	49.4	103	17.1	4.67	20.1	2.82	1.41	0.773	2.26	0.982	11.7	0.103	96.9
14	8.82	54.3	88.6	14.9	4.62	17.4	2.36	1.19	0.753	1.90	0.962	11.7	0.0704	80.4
112	4.17	10.4	716	126	4.66	147	236	45.3	2.68	69.2	3.07	10.1	15.1	6020
100	4.62	11.6	623	112	4.60	130	207	40.0	2.65	61.0	3.03	10.0	10.9	5150
88	5.18	13.0	534	98.5	4.54	113	179	34.8	2.63	53.1	2.99	9.85	7.53	4330
77	5.86	14.8	455	85.9	4.49	97.6	154	30.1	2.60	45.9	2.95	9.73	5.11	3630
68	6.58	16.7	394	75.7	4.44	85.3	134	26.4	2.59	40.1	2.91	9.63	3.56	3100
60	7.41	18.7	341	66.7	4.39	74.6	116	23.0	2.57	35.0	2.88	9.54	2.48	2640
54	8.15	21.2	303	60.0	4.37	66.6	103	20.6	2.56	31.3	2.86	9.48	1.82	2320
49	8.93	23.1	272	54.6	4.35	60.4	93.4	18.7	2.54	28.3	2.84	9.42	1.39	2070
45	6.47	22.5	248	49.1	4.32	54.9	53.4	13.3	2.01	20.3	2.27	9.48	1.51	1200
39	7.53	25.0	209	42.1	4.27	46.8	45.0	11.3	1.98	17.2	2.24	9.39	0.976	992
33	9.15	27.1	171	35.0	4.19	38.8	36.6	9.20	1.94	14.0	2.20	9.30	0.583	791
30	5.70	29.5	170	32.4	4.38	36.6	16.7	5.75	1.37	8.84	1.60	10.0	0.622	414
26	6.56	34.0	144	27.9	4.35	31.3	14.1	4.89	1.36	7.50	1.58	9.89	0.402	345
22	7.99	36.9	118	23.2	4.27	26.0	11.4	3.97	1.33	6.10	1.55	9.81	0.239	275
19	5.09	35.4	96.3	18.8	4.14	21.6	4.29	2.14	0.874	3.35	1.06	9.85	0.233	104
17	6.08	36.9	81.9	16.2	4.05	18.7	3.56	1.78	0.845	2.80	1.04	9.78	0.156	85.1
15	7.41	38.5	68.9	13.8	3.95	16.0	2.89	1.45	0.810	2.30	1.01	9.72	0.104	68.3
12	9.43	46.6	53.8	10.9	3.90	12.6	2.18	1.10	0.785	1.74	0.983	9.66	0.0547	50.9

FIGURA N° 39 TABLA 1-1, PROPIEDADES DE VIGA W10 - W12

teniendo en cuenta la longitud del ala de la viga y por ser un perfil comercial escogemos una W10x49 lb/ft

3.2.1.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS CENTRALES

Una vez dimensionada la viga monorriel procedemos a realizar el cálculo de las reacciones en los ejes 1, 2 y 3

Se evaluará tres casos ubicando la carga vertical en tres posiciones y considerando una carga distribuida producida por el peso de la viga

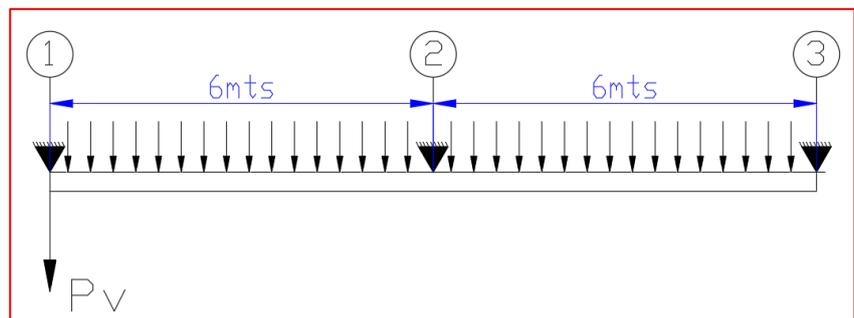


FIGURA N° 40 CARGA UBICADA EN EL EJE 1

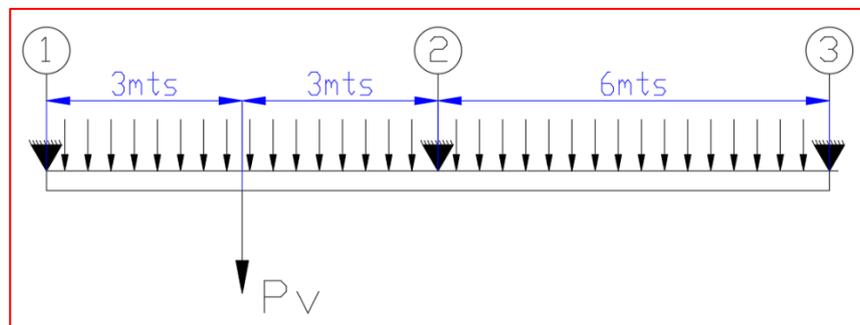


FIGURA N° 41 CARGA UBICADA EN ENTRE EL EJE 1 Y EJE 2

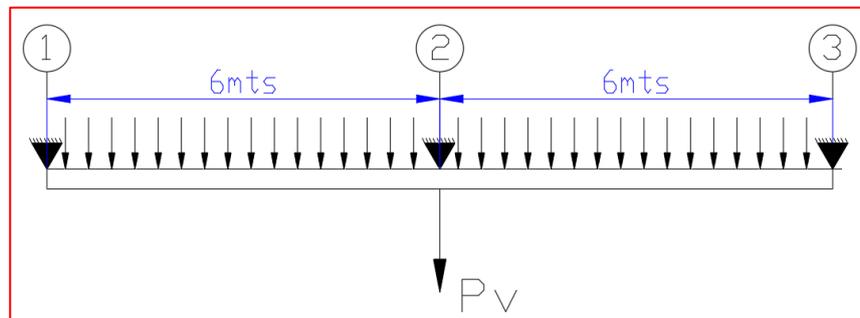


FIGURA N° 42 CARGA UBICADA EN EL EJE 2

El caso más desfavorable para las vigas centrales serán cuando una de las reacciones verticales sea máxima

Para la carga distribuida por el peso de la viga se puede notar que gran parte estará soportada por el apoyo central

Por lo tanto, el caso más crítico dependerá de la ubicación de la carga puntual y esta se dará cuando esta se aplique en el centro, ya que actuará directamente en el apoyo.

Entonces siendo:

$$P_v = 5950 \text{ kg}$$

$$P_{\text{viga monoriel}} = 49 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * 1.49 \frac{\text{ft}}{\text{mts}} = 73.01 \text{ kg/mt}$$

De la figura n°42 encontraremos las reacciones aplicando el teorema de los tres momentos

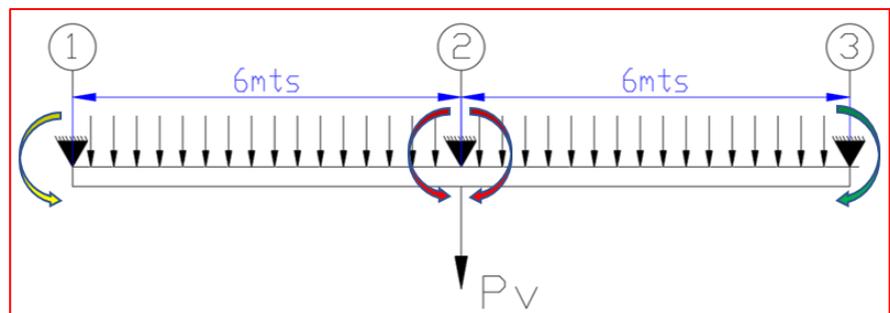


FIGURA N° 43 ESQUEMA UBICACIÓN DE MOMENTOS

$$M_1(l_1) + M_2(l_1 + l_2) + M_3(l_2) = -\frac{1}{4}(wl_1^3) - \frac{1}{4}(wl_2^3)$$

$$\text{Si } M_1 = 0, M_3 = 0, l_1 = l_2 = 6\text{mts}$$

$$M_2 = -\frac{1}{8}(wl_1^2)$$

Reemplazando valores:

$$M_2 = -\frac{1}{8}(1.49 * 49 * 6^2)$$

$$M_2 = -328.545 \text{ kg} - \text{mt}$$

Entonces analizando la viga ubicada entre en los 1 y 2, se encontrarán las reacciones F_1 en los extremos causadas por el peso del tramo de viga y el par de fuerzas F_2 generados por el momento M_2

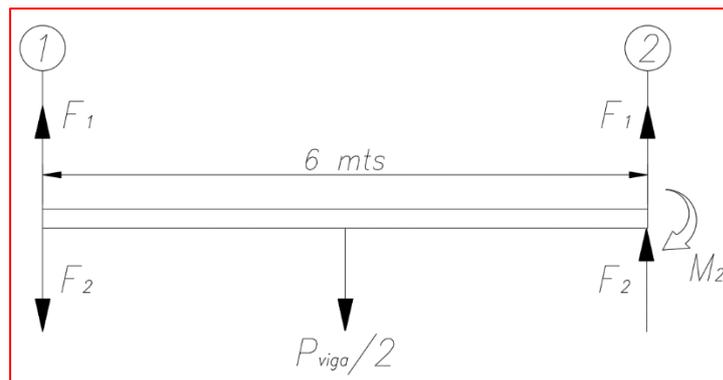


FIGURA N° 44 DIAGRAMA DE FUERZAS

$$F_1 = \frac{P_{viga}/2}{2} = \frac{1.49 * 49 * 6}{2} = 219.03 \text{ kg}$$

$$F_2 = \frac{M_2}{L} = \frac{328.545}{6} = 54.75 \text{ kg}$$

Entonces, La reacción en el eje 1 es:

$$R_1 = F_1 + F_2 = 219.03 - 54.75 = 164.28$$

Por simetría

$$R_1 = R_3 = 164.28$$

Además

$$R_1 + R_2 + R_3 = P_{viga} + P_v$$

$$R_2 = 6497.5 \text{ kg}$$

La reacción máxima será igual a R_2

$$R_2 = R_{max} = 6497.5 \text{ kg}$$

Precedemos predimensionar la viga central.

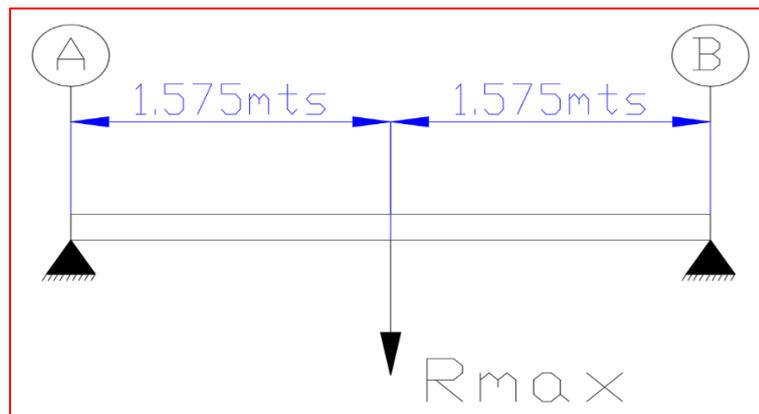


FIGURA N° 45 CARGA MAXIMA VIGA LATERAL

Del esquema el momento máximo para la viga monorriel en esa condición será

$$M_{max} = \frac{R_{max} * L}{4}$$

$$M_{max} = \frac{6497.5 \text{ kg} * 6\text{mts}}{4} = 511678.12 \text{ kg} - \text{cm}$$

Reemplazando en la ecuación de NAVIER.

$$\vartheta_{\text{permissible}} = 511678.12 / S_x$$

Pero como $\vartheta_{\text{permissible}} \leq 0.75 \cdot F_y$

$$\frac{511678.12}{S_x} \leq 0.75 \times 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{511678.12 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0.75 \times 2530 \text{ kg/cm}^2} \leq S_x$$

$$268.65 \text{ cm}^3 \leq S_x$$

$$466.6 \text{ cm}^3 \approx 16.39 \text{ in}^3$$

Table 1-1 (continued) W Shapes Properties														 W8 - W4	
Nom- inal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{ts}	h_o	Torsional Properties		
	b_f 2 t_f	h t_w	I in. ⁴	S in. ³	r in.	Z in. ³	I in. ⁴	S in. ³	r in.	Z in. ³			J in. ⁴	C_w in. ⁶	
67	4.43	11.1	272	60.4	3.72	70.1	88.6	21.4	2.12	32.7	2.43	8.07	5.05	1440	
58	5.07	12.4	228	52.0	3.65	59.8	75.1	18.3	2.10	27.9	2.39	7.94	3.33	1180	
48	5.92	15.9	184	43.2	3.61	49.0	60.9	15.0	2.08	22.9	2.35	7.82	1.96	931	
40	7.21	17.6	146	35.5	3.53	39.8	49.1	12.2	2.04	18.5	2.31	7.69	1.12	726	
35	8.10	20.5	127	31.2	3.51	34.7	42.6	10.6	2.03	16.1	2.28	7.63	0.769	619	
31	9.19	22.3	110	27.5	3.47	30.4	37.1	9.27	2.02	14.1	2.26	7.57	0.536	530	

TABLA N° 5 TABLA 1-1, PROPIEDADES DE VIGA W8 - W4

teniendo en cuenta la longitud del ala de la viga y por ser un perfil comercial escogemos una W8x31lb/ft

3.2.2. VERIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGÚN EL AISC 360-10-2010

En esta parte se procederá a verificar las vigas predimensionadas de acuerdo a las solicitaciones del código ASIC,

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 ; \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2 ; \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Donde:

- P_r = Resistencia requerida en compresión axial
- P_c = Resistencia disponible en compresión axial.
- M_r = Resistencia requerida en flexión.
- M_c = Resistencia disponible en flexión.
- x = Subíndice que indica que un símbolo se refiere a flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia.
- y = que indica que un símbolo se refiere a flexión alrededor del eje de menor momento de inercia.

Se utiliza un programa de computadora SOLIDWORK de análisis estructural para que efectuó un análisis de segundo orden. El programa debe manejar correctamente los efectos de deformación . Las acciones de diseño M_r y M_c se toman directamente de los resultados del programa.

3.2.2.1. CARGAS

Las cargas que actúan en la estructura se enumeraran se describen el siguiente cuadro:

ITEM	DESCRIPCION	CANT	UND	OBSERVACIONES
1	CARGA MUERTA			
	1.1 Carga polipasto	193	KG	
	1.2 Carga de accesorios	17	KG	
	1.3 Peso propio de la estructura			Calculado por el programa
2	CARGA VIVA			
	2.1 Carga de servicio	5000	KG	
	2.2 Carga de impacto vertical	750	KG	
	2.3 Carga de impacto horizontal	500	KG	
3	CARGA SÍSMICA			No se considera predominante
4	CARGA DE VIENTO			No se considera predominante

TABLA N° 6 TABLA DE CARGAS

3.2.2.2. COMBINACION DE CARGAS

Tomaremos como combinación de cargas lo planteado por el método asd, que considera un factor de multiplicidad 1 para la carga viva y muerta

3.2.2.3. REVISION DE RESULTADOS

Cargas aplicas en el software:

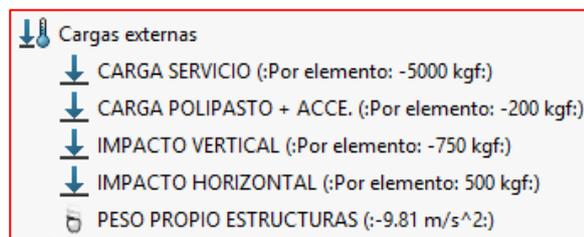


FIGURA N° 46 CARGAS APLICADAS

Primer caso: evaluación de la viga monorriel carga ubicadas en la cuarta parte de la viga monorriel.

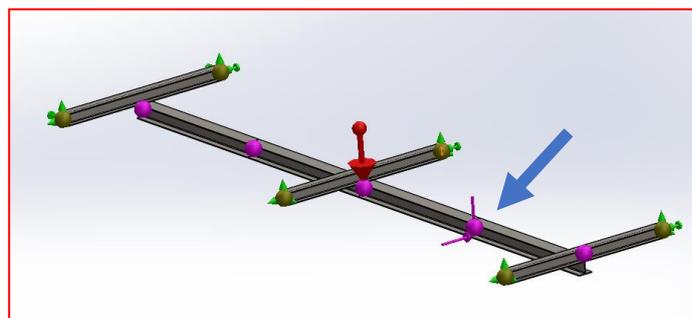


FIGURA N° 47 UBICACION DE CARGAS 1° CASO

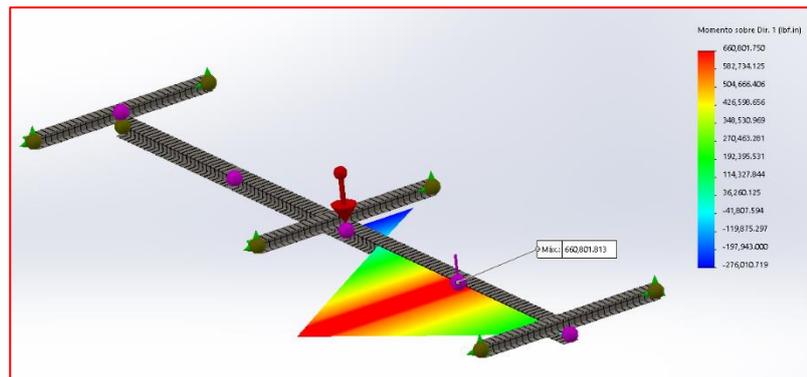


FIGURA N° 48 MOMENTO MAXIMO EN X-X

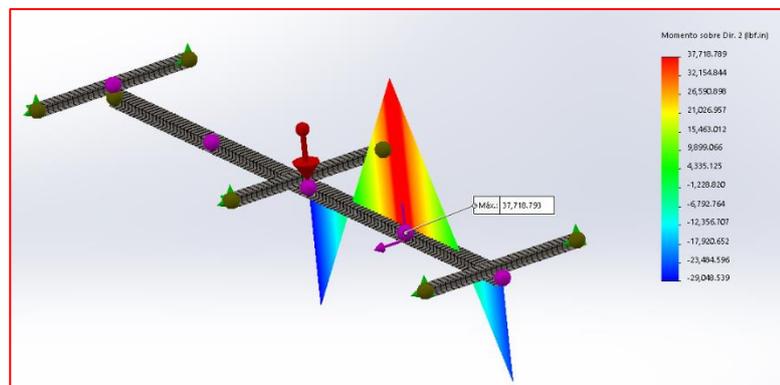


FIGURA N° 49 MOMENTO MAXIMO Y-Y

De simulación realizada obtenemos los siguientes datos:

$$M_{rx} = 660801.813 \text{ lb} - \text{in} \langle \rangle 660.801 \text{ kips} - \text{in}$$

$$M_{ry} = 37,718.793 \text{ lb} - \text{in} \langle \rangle 35.718 \text{ kips} - \text{in}$$

Segundo caso: evaluación de la viga monorriel carga ubicadas en la mitad de la viga monorriel.

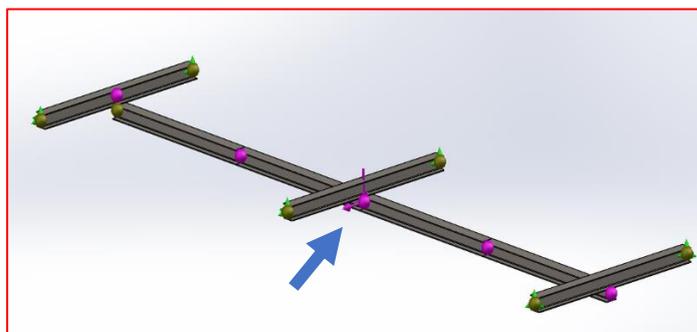


FIGURA N° 50 UBICACION DE CARGAS 2° CASO

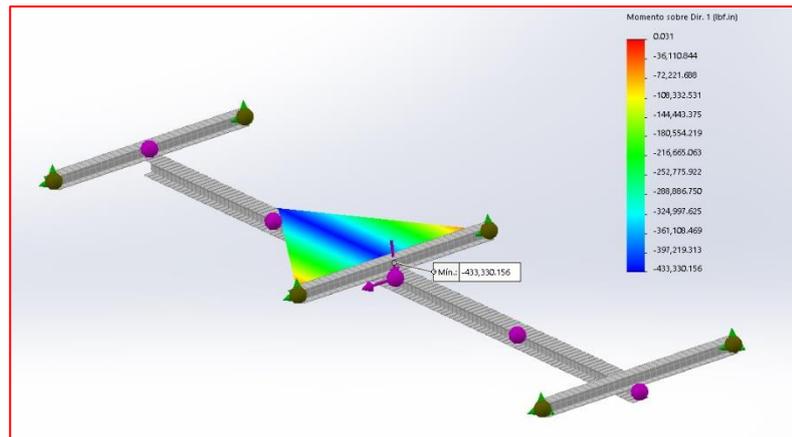


FIGURA N° 51 MOMENTO MAXIMO EN X-X

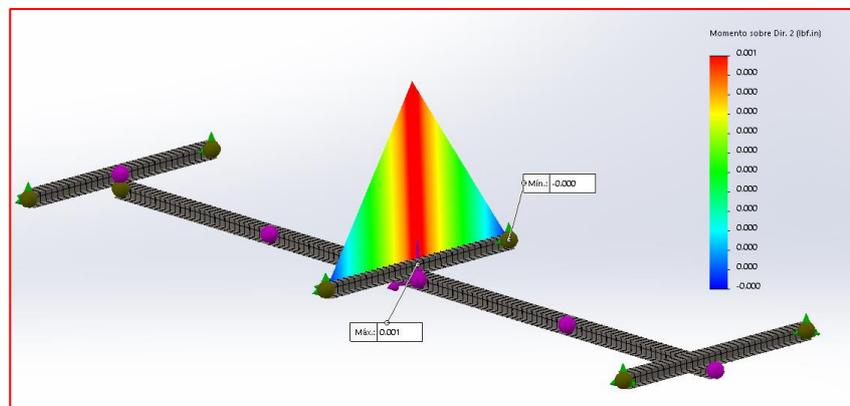


FIGURA N° 52 MOMENTO MAXIMO Y-Y

De simulación realizada obtenemos los siguientes datos:

$$M_{rx} = 433,330.156 \text{ lb.in} \langle \rangle 433.330 \text{ kips} - \text{in}$$

$$M_{ry} = 0.001 \text{ lb.in}$$

Notamos que para el caso de la viga centrales el valor del momento requerido en el eje Y es despreciable.

3.2.2.4. VERIFICACION DE VIGA MONORIEL

Se evaluará el tipo de sección según el AISC usando tabla b4.1 del AISC:

$$-\lambda_{ala} = \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$-\lambda_{ala} = 8.93 \leq 10.78 \dots \text{ok}$$

$$-\lambda_{alma} = \frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$-\lambda_{alma} = 23.1 \leq 106.7.. ok$$

El alma y ala de la viga es compacta, ahora se procederá el identificar el tipo de comportamiento de la viga respecto al eje mayor o eje X de la viga.

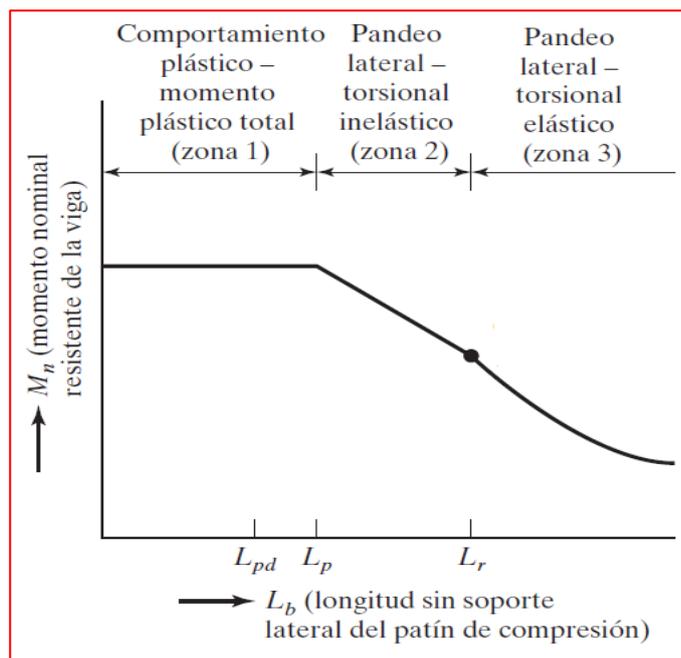


FIGURA N° 53 GRAFICA M_p vs L_b

De la tabla 3-2 de la AISC

$$L_p = 8.97 \text{ ft}$$

$$L_r = 31.6 \text{ ft}$$

En nuestro caso la viga tiene una longitud de 6 m equivalente a 19.68 ft entonces:

$$L_p < 19.68 < L_r$$

La viga tendrá un comportamiento inelástico y se encuentra ubicado en la zona dos, se procederá a

calcular la resistencia disponible a flexión en el eje X según la ecuación F2.2 del AISC

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$

Siendo conservadores tomaremos un valor de $C_b=1$, entonces la ecuación quedaría de la siguiente manera

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)$$

Donde:

- M_p : momento plástico

- F_y : esfuerzo fluencia

- L_p, L_r : parametros de la tabla 3.2 AISC

- L_b : longitud de viga

Además, el momento plástico es igual a:

$$M_p = F_y Z_x$$

Donde Z_x es el módulo de sección plástica que se encuentra en la tabla 3-2 de AISC, reemplazando valores en la ecuación F2.2

Shape	Z_x in. ³	M_{px}/Ω_b		$\phi_b M_{px}$		M_{rx}/Ω_b		$\phi_b M_{rx}$		BF		L_p ft	L_r ft	I_x in. ⁴	V_{nx}/Ω_v		$\phi_v V_{nx}$	
		kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	ASD	LRFD	ASD	LRFD				ASD	LRFD		
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD							
W18×35	66.5	166	249	101	151	8.07	12.1	4.31	12.4	510	106	159						
W12×45	64.2	160	241	101	151	3.83	5.75	6.89	22.4	348	80.8	121						
W16×36	64.0	160	240	98.7	148	6.19	9.31	5.37	15.2	448	93.6	140						
W14×38	61.5	153	231	95.4	143	5.39	8.10	5.47	16.2	385	87.4	131						
W10×49	60.4	151	227	95.4	143	2.44	3.67	8.97	31.6	272	68.0	102						
W8×58	59.8	149	224	90.8	137	1.70	2.56	7.42	41.7	228	89.3	134						
W12×40	57.0	142	214	89.9	135	3.66	5.50	6.85	21.1	307	70.4	106						
W10×45	54.9	137	206	85.8	129	2.59	3.89	7.10	26.9	248	70.7	106						

TABLA N° 7 TABLA 3-2 AISC W10x49

$$M_{nx} = (60.4)(36) - ((60.4)(36) - 0.7(36)(54.6)) \left(\frac{19.68 - 8.97}{31.6 - 8.97} \right)$$

$$M_{nx} = 1796.51 \text{ kips} - \text{in}$$

Ahora para el eje Y-Y,

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)$$

Donde:

- S_y : modulo de seccion plastica y - y

- M_p : momento plastico

- F_y : esfuerzo fluencia

- L_p, L_r : parametros de la tabla 3.2 AISC

- L_b : longitud de viga

Además, el momento plástico es igual a:

$$M_p = F_y Z_y$$

Donde Z_x es el módulo de sección plástica que se encuentra en la tabla 3-4 de AISC

<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> Z_y <div style="text-align: center;"> Table 3-4 (continued) W Shapes Selection by Z_y </div> $F_y = 50 \text{ ksi}$ </div>											
Shape	Z_y in. ³	M_p/Ω_b		Shape	Z_y in. ³	M_p/Ω_b		Shape	Z_y in. ³	M_p/Ω_b	
		kip-ft	LRFD			kip-ft	LRFD			kip-ft	LRFD
W10×60	35.0	87.3	131	W8×40	18.5	48.2	69.4	W8×24	8.57	21.4	32.1
W30×90	34.7	86.6	130	W21×55	18.4	45.9	69.0	W12×26	8.17	20.4	30.6
W21×93	34.7	86.6	130	W14×43	17.3	43.2	64.9	W18×35	8.06	20.1	30.2
W27×84	33.2	82.8	125	W10×39	17.2	42.9	64.5	W10×26	7.50	18.7	28.1
W14×61	32.8	81.8	123	W12×40	16.8	41.9	63.0	W16×31	7.03	17.5	26.4
W8×67	32.7	81.6	123	W18×50	16.6	41.4	62.3	W10×22	6.10	15.2	22.9
W24×84	32.6	81.3	122	W16×50	16.3	40.7	61.1	W8×21	5.69	14.2	21.3
W12×58	32.5	81.1	122	W8×35	16.1	40.2	60.4	W14×26	5.54	13.8	20.8
W10×54	31.3	78.1	117	W24×62	15.7	39.1	58.8	W16×26	5.48	13.7	20.6
W21×83	30.5	76.1	114	W21×48 ^f	14.9	36.7	55.2	W8×18	4.66	11.6	17.5
W12×53	29.1	72.6	109	W21×57	14.8	36.9	55.5	W14×22	4.39	11.0	16.5
W24×76	28.6	71.4	107	W16×45	14.5	36.2	54.4	W12×22	3.66	9.13	13.7
W10×49	28.3	70.6	106	W8×31^f	14.1	35.1	52.8	W10×19	3.35	8.36	12.6
W8×58	27.9	69.6	105	W10×33	14.0	34.9	52.5	W12×19	2.98	7.44	11.2
W21×73	26.6	66.4	99.8	W24×55	13.3	33.1	49.8	W10×17	2.80	6.99	10.5
W18×71	24.7	61.6	92.6	W16×40	12.7	31.7	47.6				

TABLA N° 8 TABLA 3-2 AISC W10x49

Reemplazando valores

$$M_{ny} = (28.3)(36) - ((28.3)(36) - 0.7(36)(18.7)) \left(\frac{19.68 - 8.97}{31.6 - 8.97} \right)$$

$$M_{ny} = 759.66 \text{ kips} - \text{in}$$

De las ecuaciones

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 ; \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2 ; \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Como no existe carga axial $P_r = 0$; $\frac{P_r}{P_c} = 0$ entonces:

$$\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 ; M_{cx} = \frac{M_{nx}}{\Omega} ; M_{cy} = \frac{M_{ny}}{\Omega}$$

Donde según el ASD $\Omega = 1.67$,Remplazando valores:

$$\left(\frac{660.801}{1796.51/1.67} + \frac{35.718}{759.66/1.67} \right) \leq 1.0$$

$$0.69 \leq 1.0 \dots ok$$

La viga W10x49 cumple

3.2.2.5. VERIFICACION DE VIGA CENTRALES

Se evaluará el tipo de sección según el AISC usando tabla b4.1 del AISC:

$$-\lambda_{ala} = \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$-\lambda_{ala} = 9.19 \leq 10.78 \dots ok$$

$$-\lambda_{alma} = \frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$-\lambda_{alma} = 22.3 \leq 106.7 \dots ok$$

El alma y ala de la viga es compacta, ahora se procederá el identificar el tipo de comportamiento de la viga respecto al eje mayor o eje X de la viga.

De la tabla 3-2 de la AISC

$$L_p = 7.18 \text{ ft}$$

$$L_r = 24.8 \text{ ft}$$

En nuestro caso la viga tiene una longitud de 3.15 mts equivalente a 10.33 ft entonces:

$$L_p < 10.33 < L_r$$

La viga tendrá un comportamiento inelástico y se encuentra ubicado en la zona dos, se procederá a calcular la resistencia disponible a flexión en el eje X según la ecuación F2.2 del AISC

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$

Siendo conservadores tomaremos un valor de $C_b=1$, entonces la ecuación quedaría de la siguiente manera

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)$$

Donde:

- M_p : momento plástico

- F_y : esfuerzo fluencia

- L_p, L_r : parametros de la tabla 3.2 AISC

- L_b : longitud de viga

Además, el momento plástico es igual a:

$$M_p = F_y Z_x$$

Donde Z_x es el módulo de sección plástica que se encuentra en la tabla 3-2 de AISC

Shape	Z_x in. ³	M_{px}/Ω_b		M_{rx}/Ω_b		BF		L_p ft	L_r ft	I_x in. ⁴	V_{nx}/Ω_v	
		kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	ASD	LRFD				ASD	LRFD
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD				ASD	LRFD
W18x35	66.5	166	249	101	151	8.07	12.1	4.31	12.4	510	106	159
W12x45	64.2	160	241	101	151	3.83	5.75	6.89	22.4	348	80.8	121
W16x36	64.0	160	240	98.7	148	6.19	9.31	5.37	15.2	448	93.6	140
W14x38	61.5	153	231	95.4	143	5.39	8.10	5.47	16.2	385	87.4	131
W10x49	60.4	151	227	95.4	143	2.44	3.67	8.97	31.6	272	68.0	102
W8x58	59.8	149	224	90.8	137	1.70	2.56	7.42	41.7	228	89.3	134
W12x40	57.0	142	214	89.9	135	3.66	5.50	6.85	21.1	307	70.4	106
W10x45	54.9	137	206	85.8	129	2.59	3.89	7.10	26.9	248	70.7	106
W14x34	54.6	136	205	84.9	128	5.05	7.59	5.40	15.6	340	79.7	120
W16x31	54.0	135	203	82.4	124	6.76	10.2	4.13	11.9	375	87.3	131
W12x35	51.2	128	192	79.6	120	4.28	6.43	5.44	16.7	285	75.0	113
W8x48	49.0	122	184	75.4	113	1.68	2.53	7.35	35.2	184	68.0	102
W14x30	47.3	118	177	73.4	110	4.65	6.99	5.26	14.9	291	74.7	112
W10x39	46.8	117	176	73.5	111	2.51	3.77	6.99	24.2	209	62.5	93.7
W16x26 ¹	44.2	110	166	67.1	101	5.96	8.96	3.96	11.2	301	70.5	106
W12x30	43.1	108	162	67.4	101	3.92	5.89	5.37	15.6	238	64.2	96.3
W14x26	40.2	100	151	61.7	92.7	5.32	7.99	3.81	11.1	245	70.9	106
W8x40	39.8	99.3	149	62.0	93.2	1.64	2.47	7.21	29.9	146	59.4	89.1
W10x33	38.8	96.8	146	61.1	91.9	2.39	3.59	6.85	21.8	171	56.4	84.7
W12x26	37.2	92.8	140	58.3	87.7	3.61	5.42	5.33	14.9	204	56.2	84.3
W10x30	36.6	91.3	137	56.6	85.0	3.08	4.62	4.84	16.1	170	62.8	94.2
W8x35	34.7	86.6	130	54.5	81.9	1.62	2.43	7.17	27.0	127	50.3	75.5
W14x22	33.2	82.8	125	50.6	76.1	4.75	7.14	3.67	10.4	199	63.2	94.8
W10x26	31.3	78.1	117	48.7	73.2	2.90	4.36	4.80	14.9	144	53.7	80.6
W8x31 ¹	30.4	75.8	114	48.0	72.2	1.58	2.37	7.18	24.8	110	45.6	68.4
W12x22	29.3	73.1	110	44.4	66.7	4.65	6.99	3.00	9.17	156	64.0	96.0
W8x28	27.2	67.9	102	42.4	63.8	1.66	2.50	5.72	21.0	98.0	45.9	68.9

TABLA N° 9 TABLA 3-2 AISC W8x31

Reemplazando valores en la ecuación F2.2

$$M_n = (30.4)(36) - ((30.4)(36) - 0.7(36)(27.5)) \left(\frac{10.33 - 7.18}{24.8 - 7.18} \right)$$

$$M_n = 1022.64 \text{kips} - \text{in}$$

De las ecuaciones

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 ; \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2 ; \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Como no existe carga axial $P_r = 0$; $\frac{P_r}{P_c} = 0$ y el momento requerido en el eje Y es despreciables $M_{ry} \approx 0$,entonces:

$$\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right) \leq 1.0 ; M_{cx} = \frac{M_{nx}}{\Omega}$$

Donde según el ASD $\Omega = 1.67$,Remplazando valores:

$$\left(\frac{433.330}{1022.64/1.67} \right) \leq 1.0$$

$$0.70 \leq 1.0 \dots ok$$

La viga W8x31 cumple

3.2.2.6. VERIFICACION DE DEFLEXIONES

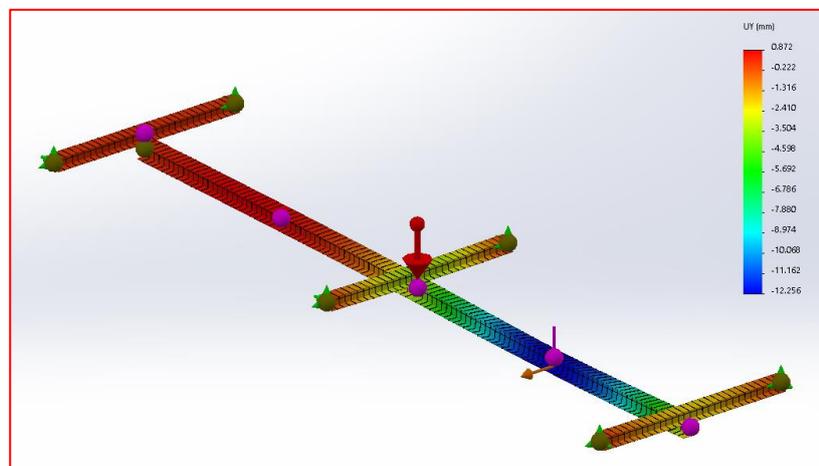


FIGURA N° 54 DEFLEXION EN EL EJE Y

Se puede observar que la deformación 12.25mm hacia abajo

$$D_{max} = \frac{L}{360}$$

$$D_{max} = \frac{6000}{360} = 10.66$$

$$12.25 < D_{max} \dots ok$$

La deformación de la viga está dentro de lo permitido.

3.2.2.7. VERIFICACION DE REACCIONES

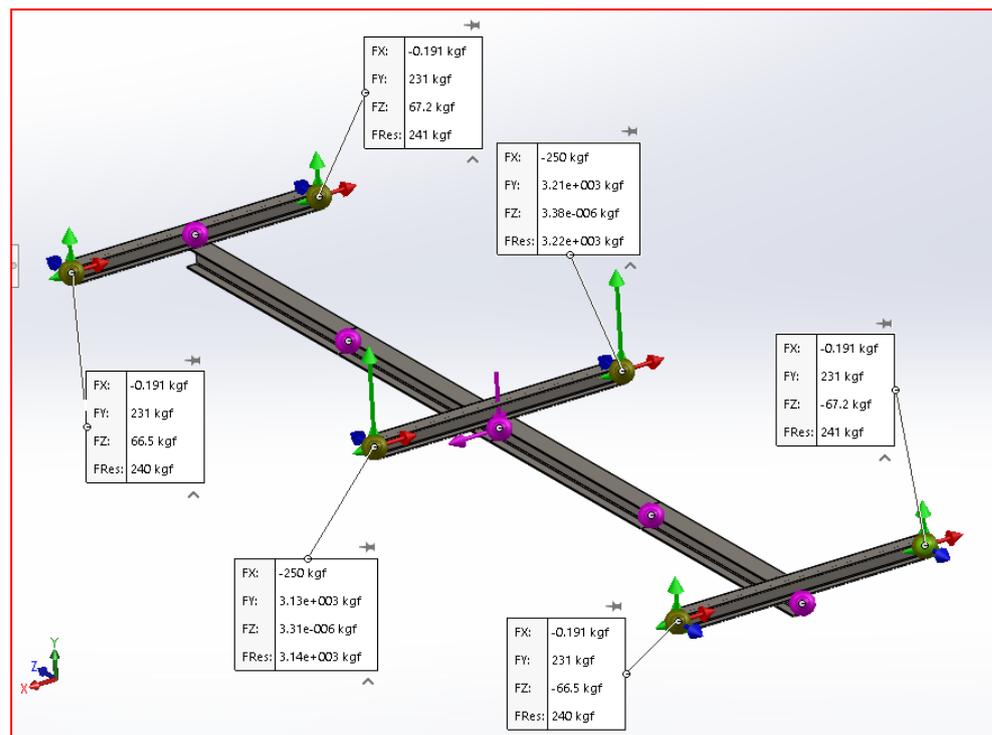


FIGURA N° 55 GRAFICO DE REACCIONES

Se puede observar que las reacciones máximas a considerar para el diseño de las columnas de concreto son las siguientes:

- $F_x = -250 \text{ kg}$
- $F_y = 3133 \text{ kg}$
- $F_z = 0 \text{ kg}$

CONCLUSIONES

- se concluye que fue realizar el diseño de la estructura metálica la viga monorriel de la planta de agregados de CHAVIMOCHIC III ETAPA.
- Se usará una W10x49 para la viga monorriel y W8x31 para las vigas centrales
- Se concluye que los datos obtenidos en el cálculo con el programa SOLIDWORK, cumplen con los parámetros establecidos por los estándares de edificación de estructuras metálicas
- Finalmente se concluye que fue posible desarrollar una estructura metálica que ayude a mejorar el mantenimiento y producción de la estación de zarandeo
- La aplicación del proyecto resulta factible ya que los equipos y materiales son de fácil adquisición en el mercado
- El diseño de la viga cumple con la norma AISC 360-10

RECOMENDACIONES

- Una vez construida la estructura se le debe dar mantenimiento por lo menos una vez al año, porque tenderá a oxidarse con el tiempo aun cuando se utilice anticorrosivo.
- Se deberá gravar la capacidad de servicio en el alma de la viga.
- Se recomienda usar conexiones empernadas para la fijación de la viga monorriel a las vigas centrales
- Se recomienda inspeccionar las estructuras cada seis meses para verificar si existe algún tipo de fisura en los perfiles metálicos.
- Se recomienda soldar topes en los extremos de la viga monorriel para evitar la salida del monorriel
- No se deberá soldar ningún tipo rigidizador en la viga monorriel ya que obstruiría el paso del polipasto
- Al momento de diseñar la columna de concreto se deberá considera un placa embebida en la parte superior para la fijación con soldadura de las vigas centrales hacia la columna.

BIBLIOGRAFIA

1. **SALVADOR CHAPULA CRUZ** (2014) “Procedimiento Constructivo Con Estructuras Metálicas”. (Tesis De Pregrado), México.
2. **DAVID MUÑOZ YUNDA** (2013) “diseño de un procedimiento para el cálculo y selección de la viga principal de un puente grua”.(Tesis De pregrado),Cali.
3. **AISC 360-10** (2010) Steel Construction Manual,USA
4. **JOSÉ MONFORT LLEONART (2006)** Estructuras Metálicas Para Edificación, Valencia
5. **PASCUAL URBÁN BROTONS(2006)** Construcción De Estructuras Metálicas, Valencia
6. **CARLOS ALBERTO BERMUDEZ MEJIA** (2005) Curso Básico Estructuras Metálicas, Colombia
7. **ASTM** (2016) American Society for Testing and Materials