

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA



**DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO PARA
SEPARADORES MAGNÉTICOS DE PLANTAS
MINERAS**

INFORME DE SUFICIENCIA

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO MECANICO**

ALBERTO GARCÍA VEGA

PROMOCIÓN 2008-II

LIMA – PERU

2012

En memoria de mi abuelo Celedonio.

*A Dios Todopoderoso, a mi madre
Domitila, a mi esposa Ruth por
apoyarme en los momentos más difíciles
y compartir mis proyectos de vida.*

INDICE

PROLOGO	01
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN	02
1.1 Antecedentes	02
1.2 Objetivo	03
1.3 Alcances	03
1.4 Limitaciones	03
CAPITULO II: GENERALIDADES DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS	04
2.1 Aceros Estructurales	04
2.1.1 Propiedades físico-mecánicas del acero estructural	05
2.1.2 Tratamiento superficial del acero	09
2.1.3 Tratamientos térmicos del acero	10
2.1.4 Tratamientos mecánico del acero	11
2.1.5 Composición Química del acero y su influencia en las Propiedades.	11
2.2 Definición de Estructura	14
2.2.1 Definición de cargas, tipos de cargas.	14
2.2.2 Definición de esfuerzo	16
2.2.2.1 Tipos de Esfuerzo	16
2.2.2.2 Como identificar los esfuerzos de una estructura.	20
2.2.2.3 Elementos resistentes en las estructuras.	20
2.2.2.4 Tipos de apoyos	21
2.2.2.5 El acero en las estructuras. Los perfiles.	23
2.2.2.6 Tipos de estructura de acero.	24
2.3 Confiabilidad y las Especificaciones LRFD	24
2.4 Especificación ASD	25

2.5	Ventajas del Método LRFD	25
2.6	Organización de la Empresa destinado a brindar servicios de Diseño, Fabricación y Montaje	26
2.6.1	Organización	26
2.6.2	Política de Calidad	26
2.6.3	Gestión de Detallamiento	28
CAPITULO III: CÁLCULO Y SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA		30
3.1	Cálculo de Vigas Principales	36
3.2	Cálculo de columnas principales	76
3.3	Cálculo de Arriostres	93
3.4	Cálculo de Conexiones	111
CAPITULO IV: COSTOS		132
4.1	Metrado de materiales	132
4.2	Análisis de Precios Unitarios	146
4.2.1	Fabricación en taller.	147
4.2.2	Pintura en taller.	147
4.3	Resumen de Costos Directos	151
CONCLUSIONES		152
BIBLIOGRAFIA		154
ANEXOS		
PLANOS		

PRÓLOGO

En este capítulo 1 veremos el objetivo principal del informe.

En el capítulo 2 haremos una breve introducción teórica sobre el acero, tipos de cargas que actúan en la estructura y ventajas del método LRFD, adicionalmente haremos una breve descripción de la organización de la empresa que brindara este servicio y a la vez mostramos como está organizada el área de ingeniera.

En el capítulo 3 empezaremos con una vista preliminar del diseño de la estructura, luego determinaremos las cargas, las identificaremos, calcularemos los elementos estructurales y las uniones.

En el capítulo 4 nos referimos brevemente al metrado de materiales y su costo.

Finalmente se presenta algunas conclusiones respecto a nuestro informe, citaremos las referencias bibliográficas, adjuntamos los planos generales y de taller realizado mediante el programa Tekla Structures que nos facilita de una forma más rápida nuestro trabajo. El apéndice contiene algunas abreviaturas que se utilizaron en este informe.

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1. ANTECEDENTES

La primera etapa del diseño, es la ingeniería básica y para realizar cualquier tipo de análisis de diseño de estructuras se hace en base a normas y códigos internacionales las cuales están basadas en estudios y ensayos realizados por diferentes instituciones y centros de investigación.

La empresa minera a la cual vamos a brindar servicio, como parte de su incremento de producción, ha decidido ampliar la capacidad de producción de molienda fina construyendo la línea 9A, por lo que se implementara una nueva línea de producción y con esto realizar una serie de modificaciones y ampliaciones en la Planta Magnética y Planta de Filtros.

El presente trabajo se desarrolló el diseño de soportes de estructuras metálicas para separadores magnéticos utilizando el método LRFD.

Condiciones del lugar de instalación:

Altitud sobre el nivel del mar.....	100 msnm
Temperatura máxima del aire.....	32 °C
Temperatura mínima del aire.....	15°C

Humedad relativa.....	95 %
Atmosfera.....	salina
Servicio.....	severo

1.2. OBJETIVO

Desarrollar el diseño de estructuras de acero para separadores magnéticos basados en normas, códigos y especificaciones internacionales que además cumplan con las exigencias de seguridad, resistencia y funcionalidad.

1.3. ALCANCES

El presente trabajo consiste en diseñar una estructura para separadores magnéticos para el proyecto de incremento de capacidad de molienda fina de la línea 9A. La alimentación a esta nueva línea 9A de molienda fina, provendrá de 3 separadores magnéticos de la línea 6, 7 y 8 existentes, que mediante una serie de procesos llegara a esta nueva plataforma de estos separadores nuevos que en primera instancia alimenta al distribuidor de pulpa y este a la vez a los separadores magnéticos siguiendo su recorrido a la celda de flotación.

1.4. LIMITACIONES

El tema está enfocado en el cálculo y diseño de estructuras de acero para separadores magnéticos, utilizando programa de cálculo y software de diseño.

CAPITULO II

GENERALIDADES DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS

METALICAS

2.1 ACEROS ESTRUCTURALES

El acero estructural es uno de los materiales básicos utilizados en la construcción de estructuras, tales como edificios industriales y comerciales, puentes y muelles.

Se produce en una amplia gama de formas y grados, lo que permite una gran flexibilidad en su uso. Es relativamente barato de fabricar y es el material más fuerte y más versátil disponible para la industria de la construcción.

Se define como acero estructural al producto de la aleación de hierro, carbono y pequeñas cantidades de otros elementos tales como silicio, fósforo, azufre y oxígeno, que le aportan características específicas. El acero laminado en caliente, fabricado con fines estructurales, se denomina como acero estructural al carbono, con límite de fluencia de 250Mpa. Su alta resistencia, homogeneidad en la calidad y fiabilidad de la misma, soldabilidad, ductilidad, incombustible, pero a altas temperaturas sus propiedades mecánicas fundamentales se ven gravemente afectadas.

2.1.1 Propiedades físico-mecánicas del acero estructural

Para tener una idea de las características del comportamiento del acero en resistencia y deformación es necesario estandarizar un Ensayo Esfuerzo-Deformación de un espécimen en tracción, y los resultados mostrarlos en un diagrama como el de la Fig 2.1.1(a). Se debe advertir que un ensayo similar para un espécimen de ensayo en compresión dará resultados muy parecidos. La peculiaridad de estos ensayos es que son obtenidos a velocidad lenta y a temperatura ambiente como se espera que ocurra en la generalidad de los casos en la práctica. Resultados muy distintos se encontrarían si esas condiciones variaran.

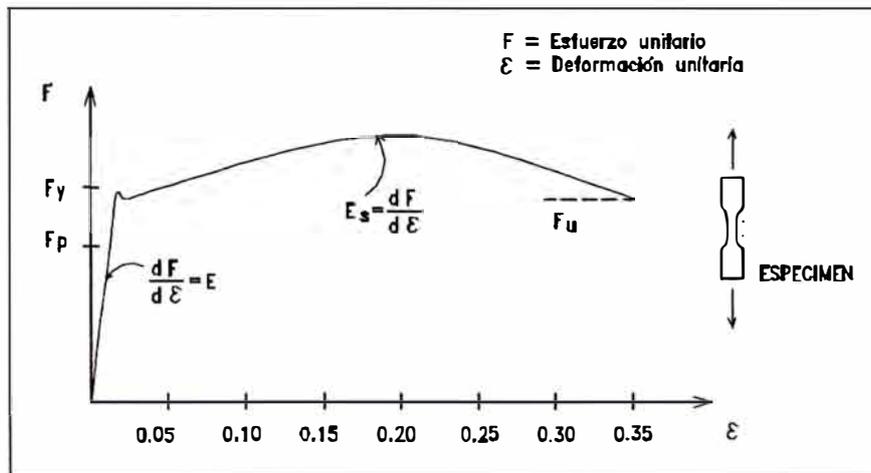


Fig. 2.1.1(a) Curva Esfuerzo unitario vs Deformación unitaria

Se verán, a continuación, las propiedades más importantes:

1. **Punto de Fluencia: F_y** , cuando se termina la proporcionalidad entre esfuerzos y deformación unitaria en un espécimen libre de esfuerzos residuales. Los aceros estructurales mantienen un rango definido de esfuerzo constante vs. deformación en este nivel de esfuerzo unitario.

2. Resistencia a la fluencia: F_y , la curva esfuerzo-deformación para los aceros de alta resistencia con tratamiento térmico y otros aceros especiales es una curva continua bastante suave mas allá de la porción elástica lineal inicial y no tiene punto de fluencia bien definido o meseta de fluencia. Se acepta, entonces como un valor adecuado lo indicado en la Fig.2.1.1(b).

Para tales materiales la resistencia a la fluencia por lo regular, se define como el esfuerzo que deja al material con una deformación permanente establecida (por lo regular 0.002 pulg/pulg o 0.2%). La resistencia a la fluencia se establece mediante el método de desviación en el cual se dibuja una línea paralela a la tangente inicial de la curva esfuerzo deformación, a través del punto de la abscisa correspondiente a la deformación permanente especificada o deformación de desviación como se muestra en la Fig. 2.1.1 (b).

Para estos materiales, se supone que la proporcionalidad esfuerzo deformación de la ley de Hooke es aplicable para esfuerzos por debajo de la resistencia de fluencia. También se observa que la resistencia de fluencia definida de esta manera, a diferencia del punto de fluencia, no corresponde a una propiedad física del material; su valor solo es una función de desplazamiento especificado.

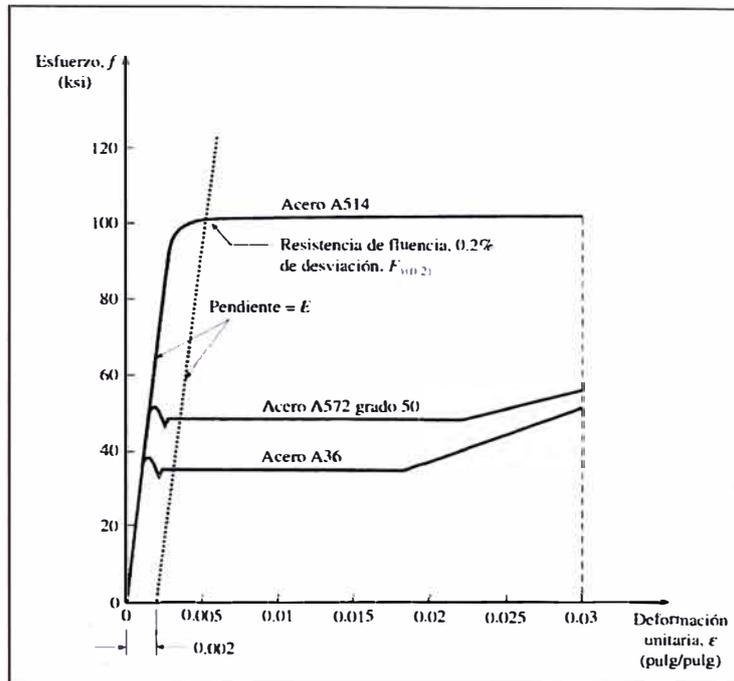


Fig. 2.1.1(b) Curva de resistencia a la fluencia

3. **Límite de Proporcionalidad: F_p** , en ensayos con aceros no tratados térmicamente (recocido) y que son la mayoría, se observa que se pierde la proporcionalidad antes de llegar al Punto de Fluencia y ello se debe a la presencia de los llamados *Esfuerzos Residuales* que se generan en el elemento cuando éste se enfría luego de su laminado en caliente. Los esfuerzos residuales, que pueden ser de compresión o de tracción, se suman algebraicamente a los esfuerzos del ensayo y cambian el comportamiento esperado en el espécimen. Como hay estructuras que van a ser estudiadas en el rango elástico, es conveniente que se conozca el Límite de Proporcionalidad, así:

$$F_p = F_y - 10 \text{ ksi} \quad (F_y - 705 \text{ Kg/cm}^2) \text{ para perfiles laminados en caliente,}$$

$$F_p = F_y - 16 \text{ ksi} \quad (F_y - 1130 \text{ Kg/cm}^2) \text{ para perfiles soldados.}$$

4. **Resistencia a la Fractura: F_u** , el esfuerzo de falla del espécimen.

$$(F_u = 58 \text{ ksi para Acero A36, } F_u = 4080 \text{ Kg.f/cm}^2)$$

5. **Ductilidad:** Propiedad del acero que permite que se deforme grandemente antes de fracturarse.

6. **Módulo de Elasticidad: E,** la relación entre el esfuerzo y la deformación en el rango elástico. $E = 29,500 \text{ ksi } (2,1 \times 10^6 \text{ Kg / cm}^2)$ para todos los aceros, cualquiera sea su Grado o aleación, por lo que se considera que es la característica que los agrupa y los diferencia apropiadamente.

7. **Módulo en la Zona de Endurecimiento por Deformación:** la magnitud del modulo de endurecimiento por deformación varia en un rango mucho mayor al del modulo de Young; el valor típico de 600 a 800 ksi tiene un promedio de casi 1/50 el modulo de Young para aceros estructurales con carbono.

8. **Relación de Poisson $\mu = \epsilon_t/\epsilon_l$,** se denomina a la relación entre la deformación transversal y la longitudinal del acero para un determinado rango de esfuerzos: $\mu = 0.3$. Se usa para definir el comportamiento de planchas cuando son sometidas a fuerzas de borde.

9. **Módulo de Elasticidad en Corte: G,** Relación entre el esfuerzo en corte aplicado y la deformación correspondiente en el rango elástico. Se utiliza en los cálculos de diseño como modulo cortante. De la teoría de elasticidad se conoce la siguiente relación:
$$G = E / [2(1+\mu)],$$

 $G = 11,300 \text{ ksi } (800000 \text{ kg/cm}^2)$ para los aceros estructurales.

10. **Tenacidad del acero:** capacidad para absorber energía y se mide por el área encerrada dentro de la curva Esfuerzo-Deformación.

11. **Densidad específica del acero:** 7.85 Tn/m³

12. **Soldabilidad:** capacidad del acero a ser soldado y depende de la composición química del material y es muy sensitiva al contenido del carbono en su masa. Hay aceros que no son soldables o difícilmente soldables, por lo que requieren un tratamiento especial.

2.1.2 Tratamientos superficial del acero

Debido a la facilidad que tiene el acero para oxidarse cuando entra en contacto con la atmosfera o el agua, es necesario y conveniente proteger la superficie de los componentes de acero para protegerles de la oxidación y corrosión. Muchos tratamientos superficiales están muy relacionados con aspectos embellecedores y decorativos de los metales.

Los tratamientos superficiales más usados son:

- a. **Zincado:** tratamiento superficial antioxidante por proceso electrolítico o mecánico al que se somete a diferentes componentes metálicos.
- b. **Cromado:** recubrimiento superficial para proteger la oxidación y embellecer.
- c. **Galvanizado:** tratamiento superficial que se da a la chapa de acero.
- d. **Niquelado:** baño de níquel con el que se protege un metal de la oxidación.

- e. Pavonado: tratamiento superficial que se da a piezas pequeñas de acero, como tornillería.
- f. Pintura: usado especialmente en estructuras, automóviles, barcos, etc.

2.1.3 Tratamientos térmicos del acero

El tratamiento térmico del acero permite cambiar las propiedades del acero.

Se conocen los siguientes tratamientos.

1. **Templado**, cuando el material se enfría rápidamente, se tiene un acero de un Punto de Fluencia alto pero de baja ductilidad.
2. **Revenido**, se aplica a los aceros que han sido templados.
Consiste en calentar al acero templado a una temperatura inferior al punto crítico (temperatura y presión a la que permite cambiar de fase), el cual suele llevarse a cabo en horno de sales; se debe mantener la temperatura para que se iguale toda la pieza; seguido de un enfriamiento, el cual debe ser rápido si se quiere tener una mayor tenacidad o lento para reducir las tensiones térmicas y evitar deformaciones.
3. **Recocido**, consiste en un calentamiento de 800°C a 950°C, seguido de un enfriamiento lento. Permite aumentar la elasticidad y disminuir la dureza
4. **Normalizado**, se realiza al calentar el acero a una temperatura superior a la crítica (temperatura a la que cambia de fase) por 50°.

Se deja enfriar el aire tranquilo, la velocidad de enfriamiento es más lenta que en el temple y más rápida que en el recocido.

2.1.4 Tratamientos mecánico del acero

Cuando se aumenta el laminado de las planchas de acero se mejora la resistencia.

La explicación es que las moléculas se orientan en una sola dirección y su fuerza molecular tiene una única dirección. Lo mismo ocurre con el *trefilado*, cuando las varillas son alargadas en frío pasando huecos de menor diámetro hasta convertirse en hilos (para ser usados en cables) aumentando la resistencia o punto de Fluencia varias veces.

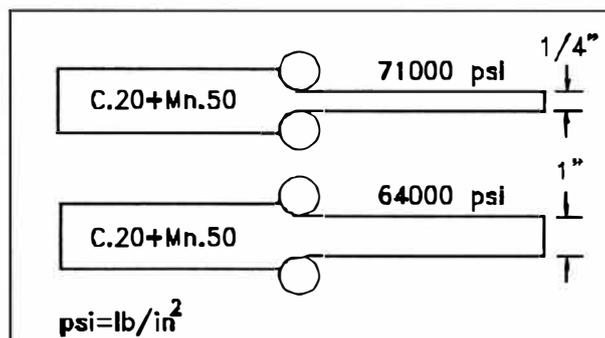


Fig. 2.1.4(a)

2.1.5 Composición Química del Acero y su influencia en las propiedades

La composición química de los aceros al carbono es compleja, además del hierro y el carbono que generalmente no supera el 1%, hay en la aleación otros elementos necesarios para su producción, tales como silicio y manganeso, y hay otros que se consideran impurezas por la dificultad de excluirlos totalmente – azufre, fósforo, oxígeno, hidrógeno. El aumento del contenido de carbono en el acero eleva su resistencia a la tracción,

incrementa el índice de fragilidad en frío y hace que disminuya la tenacidad y la ductilidad. Ver tabla N° 01.

Los aditivos más importantes del acero para muchas de sus propiedades mecánicas son el carbono y el manganeso. Por ejemplo para obtener una resistencia de 71000 psi el productor podría tener un acero con un análisis de 0.20 C y 0.5 Mn cuando produce una plancha de 1/4", pero un incremento de C sería necesario para tener la misma resistencia en una plancha de 1".

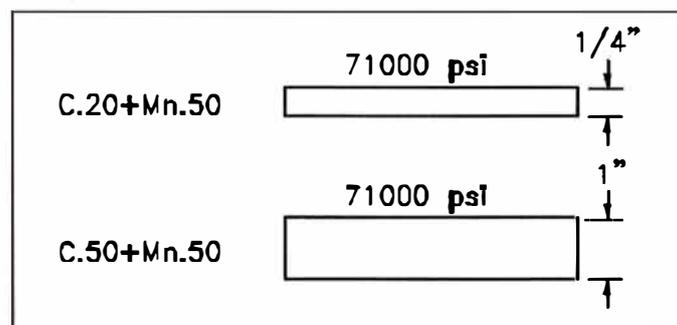


Fig. 2.1.5(a)

En este caso se pierde ductilidad siendo el material más frágil y de menos soldabilidad. Los siguientes elementos usados en aleaciones de acero proporcionan las siguientes características:

Cromo: mejora la resistencia a la corrosión, da mayor resistencia al desgaste.

Cobre: mejora la resistencia a la corrosión y la ductilidad del acero.

Manganeso: presente en todos los aceros estructurales, mejora la resistencia, ductilidad e influye favorablemente en los tratamientos térmicos.

COMPOSICION QUIMICA SEGÚN LA NORMA

NORMA	TIPO	C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Ni	Al	Mo	Sn
ASTM	A-36	0,2	0,06	0,48	0,008	0,026	0,04	0,02	0,01	0,006		
ASTM	A-53 ^a	0,09	0,02	0,42	0,011	0,09		0,03	0,02			
ASTM	A500 GRADO B	0,15	0,02	0,62	0,015	0,008						
AISI	1020	0,02	0,17	0,55	0,021	0,007						
AISI	1045	0,47	0,24	0,87	0,015	0,011	0,18	0,17	0,11		0,02	0,017
AISI	4140	0,43	0,33	0,82	0,017	0,023		1,03			0,18	
AISI	304	0,053	0,59	1,06	0,023	0,003	0,29	18,54	8,65		0,14	
Carbono C:	Es el elemento responsable de dar la dureza y alta resistencia al acero											
Silicio Si:	Es un elemento que se usa para desoxidar, también aumenta la capacidad de endurecimiento, mejorando las propiedades mecánicas del acero.											
Manganeso Mn:	Se usa para desoxidar y aumentar su capacidad de endurecimiento.											
Fósforo P:	Se agrega deliberadamente para aumentar su resistencia a la tensión y mejorar la maquinabilidad											
Azufre S:	En ocasiones se agrega hasta un 0,25% para mejorar la maquinabilidad.											
Cobre Cu:	Aumenta la resistencia a la corrosión de aceros al carbono											
Cromo Cr:	Aumenta la resistencia a altas temperaturas y evita la corrosión. Ampliamente usado en Inox											
Ni:	Es el principal formador de Austenita, que aumenta la tenacidad y resistencia al impacto. Ampliamente usado en Inox. Es ampliamente usado para prevenir la corrosión, ofrece propiedades únicas para soldar fundición.											
Aluminio Al:	Se usa como desoxidante en la fabricación de acero.											
Molibdeno Mo:	Es el elemento más efectivo para mejorar la resistencia del acero a bajas temperaturas, reduciendo además, la pérdida de resistencia por templado. Los aceros inox contienen Molibdeno para mejorar la resistencia a la corrosión											

Tabla N° 01

Molibdeno: mejora la resistencia en altas temperaturas y la resistencia a la corrosión.

Níquel: impide la fragilidad en temperaturas bajas y mejora la resistencia a la corrosión.

Silicio: mejora la resistencia.

Los contenidos de **Fósforo** y **Azufre** deben ser mantenidos debajo del 0.1% en peso, por ser elementos indeseables en el acero.

2.2 DEFINICIÓN DE ESTRUCTURA

Una estructura es un conjunto de elementos estáticos (sin posibilidad de movimiento) unidos entre si para soportar un conjunto de cargas. El sostenimiento de la estructura se logra gracias a las fuerzas de resistencia interna llamadas esfuerzos que evitan que falle.

2.2.1 Definición de cargas. Tipos de cargas

Las cargas son las fuerzas externas que actúan sobre las estructuras. Dichas fuerzas son las que causarían la caída de la estructura si no fuese suficientemente resistente. Los tipos de carga más habituales son:

Carga Muerta

Es una carga de gravedad fija en posición y magnitud, y se define como el peso de todos aquellos elementos que se encuentran permanentemente en la estructura o adheridos a ella, como tuberías, conductos de aire, aparatos de iluminación, acabados de superficie, cubiertas de techos, cielos rasos suspendidos, etc. Se completa la información de estas cargas cuando se ha

terminado el diseño. En la práctica, los reglamentos de construcción proporcionan tablas que ayudan al diseñador a tener una mejor idea de la magnitud de las mismas.

Carga Viva

Es aquella carga de gravedad que actúa sobre la estructura cuando ésta se encuentra ya en servicio y que puede variar en posición y valor durante la vida útil de la estructura. Algunos ejemplos pueden ser, las personas, muebles, equipo móvil, vehículos, y mercadería en depósito y las cargas que e indican:

Impacto

Se define como impacto al efecto dinámico de las cargas vivas súbitamente aplicadas. No se consideran como cargas de impacto el transitar de personas o el movimiento de muebles y más bien tienen dicho efecto algunas cargas de equipos como elevadores o puentes grúas y equipos de arranque o detención instantáneos.

Carga De Nieve

Aunque en Perú la mayoría de las estructuras se construyen en zonas donde la nieve no es significativa, es recomendable que los techos de las estructuras que se encuentren a una altitud de más de 3000 m. sean diseñados para una sobrecarga de nieve de un peso específico no menor de 150 kg/m³, y un espesor no menor de 30 cm.

Cargas de Viento

Todas las estructuras están sujetas a la acción del viento y en especial las de más de 2 o 3 pisos de altura o en aquellas en las zonas donde la velocidad del viento es significativa o en las que debido a su forma, son más vulnerable

a los efectos aerodinámicos. En el caso de las estructuras de acero, por su peso propio relativamente bajo y grandes superficies expuestas a la acción del viento, las cargas del viento pueden ser más importantes que las cargas debidas al sismo.

Cargas de Sismo

Los terremotos producen movimientos horizontales y verticales. Los movimientos horizontales son los que generan en la estructura los efectos más significativos. Cuando el suelo se mueve, la inercia de la masa de la estructura, tiende a resistir tal movimiento.

2.2.2 Definición de esfuerzo

Los esfuerzos son fuerzas internas de resistencia que aparecen en las estructuras y que evitan que esta falle. Para que la estructura aguante las cargas, tiene que aparecer fuerzas dentro de las piezas que la componen, para que la estructura resista sin desmoronarse.

Cuando aplicamos cargas de cualquier tipo a una estructura, aparecen los esfuerzos resistiendo dichas cargas. Dicho con pocas palabras: cuando aplicamos una carga a una estructura responde con un esfuerzo.

2.2.2.1 *Tipos de esfuerzo*

Tracción. Cuando las cargas aplicadas tienden a estar una parte de la estructura, se dice que dicha parte está sometida a un esfuerzo de tracción.

Este sería el esfuerzo típico que hay en los cables de sujeción en una torre

Compresión. Cuando las cargas tienden a aplastar parte de una estructura, se dice que aparece un esfuerzo de compresión. Este es el esfuerzo típico de un pilar o columna que soporta un peso.

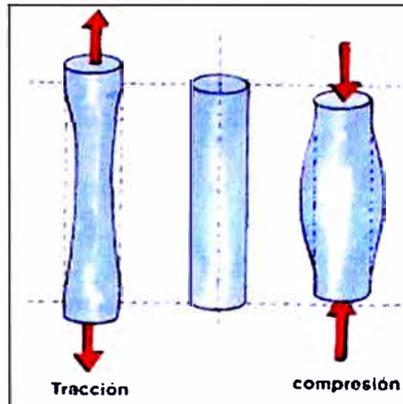


Fig. 2.2.2.1(a)

Flexión. Si aplicamos una carga a una pieza esta tiende a doblarse, aparece en ella un esfuerzo llamado de flexión. Este es el esfuerzo típico de vigas

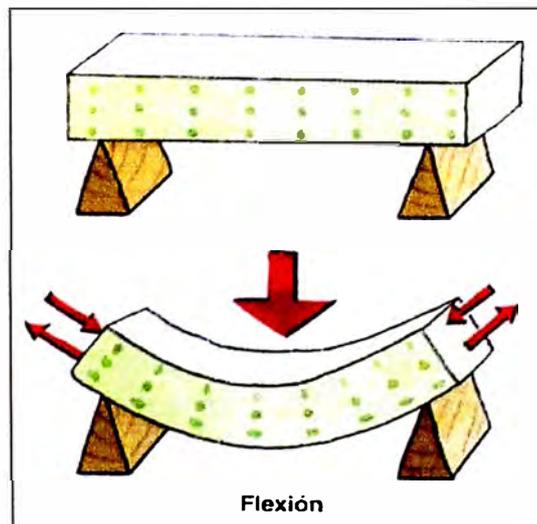


Fig. 2.2.2.1(b)

Torsión. Cuando una carga aplicada sobre una pieza intenta retorcerla, entonces a parece dentro de dicha pieza un esfuerzo de torsión. Este es un esfuerzo poco usual en estructuras aunque si a parece en otra situaciones.

Por ejemplo, cuando apretamos un tornillo sobre la madera, el tornillo tiene un esfuerzo de torsión.

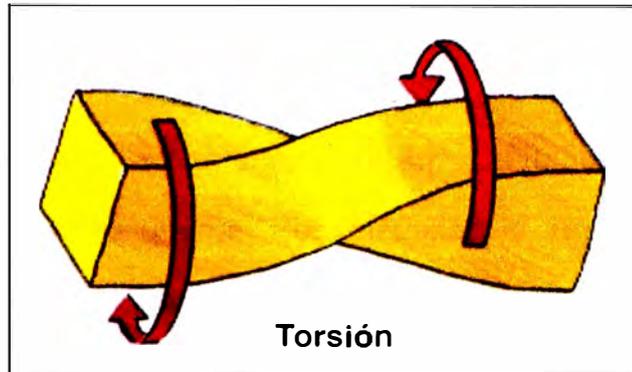


Fig. 2.2.2.1(c)

Cortadura o cizallamiento. Cuando una pieza sobresale de un apoyo y aplicamos una fuerza en el extremo (Como si quisiéramos romperla o cortarla) aparece un esfuerzo de cortadura justo en el borde del apoyo.

Este esfuerzo no es el mismo que el de flexión aunque pareciera en los dos puntos de apoyo de una viga sometida a flexión.

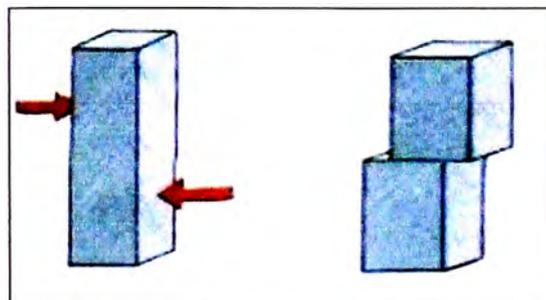


Fig. 2.2.2.1(d)

Pandeo. Es un fenómeno de inestabilidad que puede darse en elementos comprimidos esbeltos, y que se manifiestan por la aparición de

desplazamientos importantes transversales a la dirección principal de compresión. Se producen en las columnas por cargas que actúan en la dirección del eje.

El pandeo se produce en la dirección en que la sección del elemento comprimido es más pequeña. Por ejemplo, si un pilar tiene sección rectangular, ver figura 4 letra A, tiene mucha facilidad para pandearse pero sólo en dos direcciones. Si, en cambio, su sección es cuadrada (letra B figura 2.2.2.1(e)), la posibilidad de pandeo es menor, pero posible en cuatro direcciones. Si a su vez, la sección es circular (letra C figura 2.2.2.1(e)), puede pandearse en cualquier dirección, sin predominio de ninguna. Esta última es la forma más económica para prevenir esta deformación.

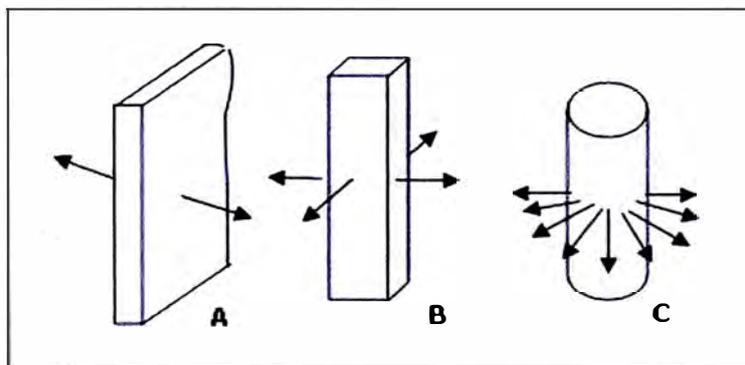


Fig. 2.2.2.1(e)

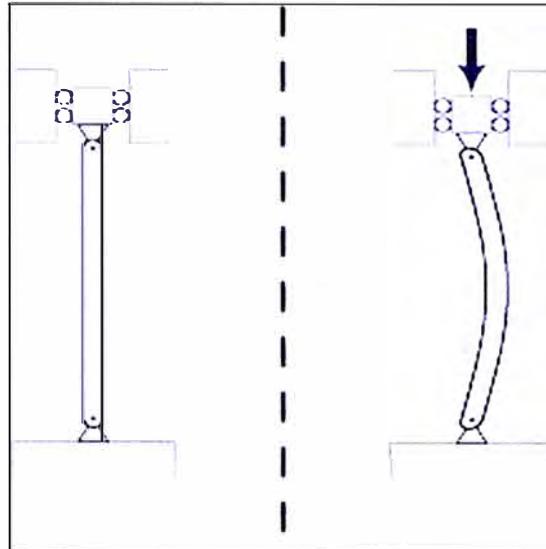


Fig. 2.2.2.1(f)

2.2.2.2 Como identificar los esfuerzos de una estructura

Para identificar los esfuerzos que hay en las distintas partes de una estructura primero tenemos que ver las cargas que hay aplicadas. Después observar el efecto que tienen esas cargas sobre cada una de las partes de la estructura.

Para conocer el efecto de las cargas sobre las partes de una estructura, puedes imaginar que en vez de estar hecha de materiales resistentes, son de un material más blando. Después piensa que pasaría con cada una (si se aplasta, se estira, se dobla, se refuerce o se corta).

Dependiendo de lo que le pase a cada pieza y recordando las palabras claves, podemos saber el esfuerzo que hay en cada pieza.

2.2.2.3 Elementos resistentes en las estructuras

Las estructuras están compuestas por diversos elementos cuyo nombre depende de su disposición y función.

Estos son los más importantes:

Vigas y Viguetas. Las vigas apoyan sus extremos directamente sobre los pilares o columnas. Varias viguetas se apoyan entre dos vigas para crear el suelo de una planta de un edificio. Las cargas que puede haber sobre las vigas y viguetas son los pesos de las personas, equipos, etc. que habrá dentro de la estructura construida. Entonces hay una tendencia a doblarse bajo dicho peso. Por tanto el esfuerzo al que están sometidas es el de flexión.

Pilares y Columnas. Son elementos de soportes alargados y verticales. Soportan sobre su dirección longitudinal el peso de otras partes de la estructura que están por encima de ellos. Por lo tanto, los pilares y columnas están sometidos habitualmente a un esfuerzo de compresión.

Riostras. Son barras o perfiles de acero que refuerzan la estructura metálica para darles más rigidez. Pueden identificarse fácilmente porque son las piezas que dividen en triángulo los huecos de una armadura. Pueden estar sometidas a esfuerzos de tracción o compresión.

2.2.2.4 Tipos de apoyos

Apoyo libre (1er género). Descansa libremente, solo tiene restricción de gravedad.

Apoyo articulado (2do género). Permite tolerancia de movimiento; articulado. Estable y rígido.

Apoyo empotrado (3er género). No permite ningún tipo de desplazamiento entre los elementos unidos.

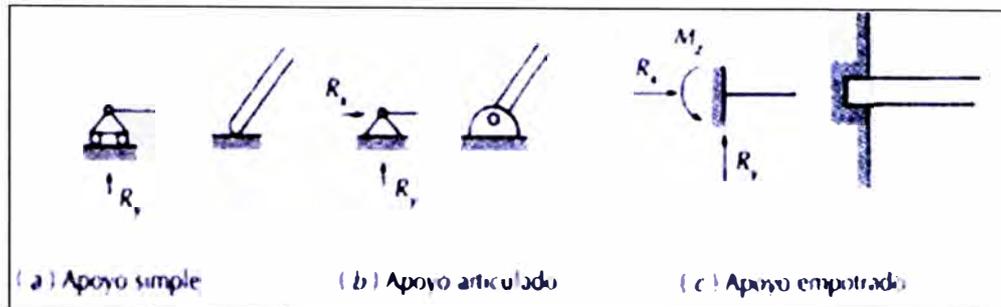


Fig. 2.2.2.4(a)

2.2.2.5 El acero en las estructuras. Los perfiles.

El acero es uno de los materiales más importantes en la construcción de estructuras. Se utiliza principalmente de dos maneras:

*Como armadura de estructuras de hormigón para edificios, puentes, embalses, muro de todo tipo, etc. En este caso, el acero va dentro del hormigón para formar un conjunto más resistente. La armadura de acero que lleva el hormigón está hecha de barras o perfiles de acero macizo.

*Formando con perfiles la estructura completa. En este caso, la estructura puede estar desnuda (por ejemplo una torre metálica de alta tensión) o estar cubierta para protegerla o para crear espacios cerrados (por ejemplo una nave industrial).

Tipos de perfiles estructurales. Hay varios tipos de elementos de acero que se emplean en las construcciones. Los llamados **Productos Laminados en**

Caliente y que pueden ser **productos no planos** (perfiles ángulos, canales, perfiles alas anchas, tubos, varillas lisas, etc.) y los **productos planos**, que son las planchas.

De las planchas, sean éstas laminadas en caliente o en frío, se obtienen los llamados **Perfiles Plegados**, y los **Perfiles Soldados** que son un segundo tipo de perfiles más empleado en la práctica.

De las planchas o de los perfiles laminados en caliente o plegados o soldados se pueden formar **Secciones Combinadas** soldándolos o uniéndolos; estas secciones integran un tercer tipo.

Cuando cualquiera de los perfiles mencionados arriba se unen con el concreto se dice que se forman **Secciones Compuestas**. Hay vigas compuestas y columnas compuestas. Estos elementos integran un cuarto tipo.

Aquí presentamos las formas más utilizadas para perfiles de acero.

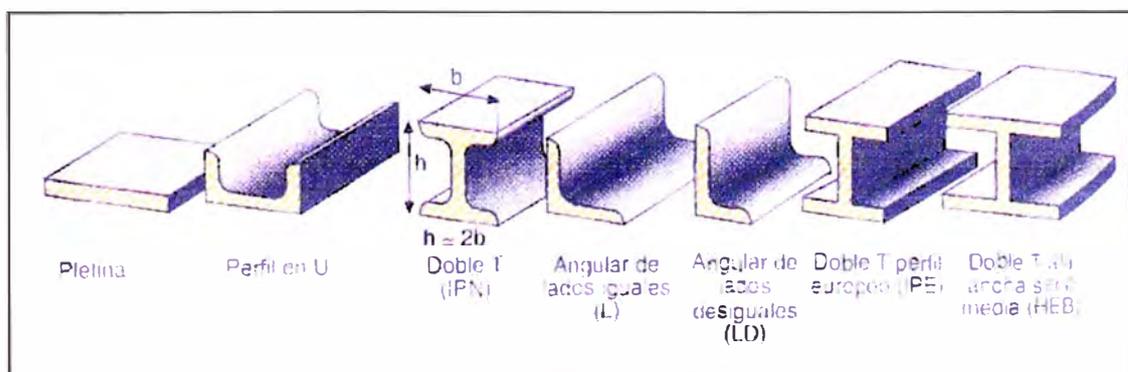


Fig. 2.2.2.5(a)

Sección y resistencia a la flexión de un perfil. Un perfil no tiene por que ser mas resistente al doblarse (es decir cuando lo sometemos a un esfuerzo de

flexión) cuanto mas grueso sea. La resistencia a flexión depende mucho de la forma del perfil y no tanto de la cantidad de material que lleve.

2.2.2.6 Tipos de estructura de acero.

En general tres son los tipos de estructuras de acero más conocidos: Los **Pórticos**, las **Armaduras**, y las **Estructuras Laminares**. Todas ellas contienen esqueletos formados de miembros de alma llena o de alma de celosía.

La principal diferencia entre las estructuras aporricadas y las armaduras es que éstas últimas transmiten sólo acciones axiales a través de sus miembros y se cuida, entonces, que sus nudos sean libres de rotar y por lo tanto incapaces de transmitir momentos y que las cargas transversales reposen en los nudos solamente. Los pórticos pueden tener nudos rígidos o semirígidos y sus miembros soportan flexiones. Las estructuras laminares son estructuras espaciales donde se procura que los mayores esfuerzos se transmitan a lo largo de su superficie obteniendo provecho así del comportamiento espacial.

Los pórticos, en realidad tienen, en el caso de edificios, un comportamiento tridimensional, sin embargo, en muchos casos son estudiados, conservadoramente, como estructuras bidimensionales.

2.3 CONFIABILIDAD Y LAS ESPECIFICACIONES LRFD

- a) Los investigadores del método LRFD desarrollaron un procedimiento para estimar la confiabilidad de los diseños.

- b) Establecieron lo que les pareció razonable en cuanto a porcentajes de confiabilidad para diferentes situaciones.
- c) Lograron ajustar los factores ϕ de resistencia para que los proyectistas fuesen capaces de obtener los porcentajes de confiabilidad establecidos en el punto anterior.

2.4 ESPECIFICACIÓN ASD

El método ASD (Diseño por Esfuerzos Permisibles) (ref. 8) se diseña de manera tal que las tensiones calculadas por efecto de las cargas de servicio no superen los valores máximos, los valores máximos en las especificaciones, es decir se trabaja en función de las tensiones admisibles, donde estas son una fracción de las tensiones cedentes del material, ya que por basarse en el análisis elástico de las estructuras, los elementos deben ser diseñados para comportarse elásticamente.

2.5 VENTAJAS DEL MÉTODO LRFD

Debe observarse que el AISC ha introducido el método LRFD (ref. 3) no con el propósito específico de obtener ventajas económicas inmediatas, sino porque ayuda a proporcionar una confiabilidad más uniforme para todas las estructuras de acero, sea cuales sean las cargas; además está escrito en una forma que facilita la incorporación de los avances que se logren en el curso de los años en el campo del diseño estructural.

2.6 ORGANIZACIÓN DE LA EMPRESA DESTINADO A BRINDAR SERVICIOS DE DISEÑO, FABRICACIÓN Y MONTAJE

2.6.1 Organización

“Somos una organización dedicada a brindar servicios de Ingeniería, Fabricación y Montaje de construcciones metálicas y proyectos integrales.

Asumimos el compromiso de mejora continua de los procesos de nuestro Sistema de Gestión de Calidad, el que incluye no solo el cumplimiento de los requisitos de nuestros clientes, sino lograr y mantener su satisfacción con los servicios brindados.

A fin de asegurar la eficacia del Sistema de Gestión de Calidad contamos con la Matriz de Eficacia, como herramienta de gestión al planteamiento y seguimiento de los objetivos de calidad.

Nuestra política de Calidad es comunicada a toda la organización y otras partes interesadas, a fin de asegurar su difusión, entendimiento y revisión constante”.

2.6.2 Política de Calidad

La certificación de un Sistema de Gestión de Calidad según la norma ISO 9001:2008, es un reconocimiento que garantiza que la empresa está en la capacidad permanente de mejoramiento, gracias a que cuenta con herramientas para la identificación de problemas así como de las herramientas para el mejoramiento continuo. Hay que recordar que no hay empresa perfecta sino perfectible.

Nuestra certificación va a ser el resultado de la sumatoria de esfuerzos de aquellas personas que han contribuido con una gran dosis de voluntad, perseverancia, compromiso, transparencia y humildad en contribuir en el levantamiento de la información y en las sugerencias para la mejora del ambiente y las condiciones de trabajo de sus respectivos procesos, con la intención y esperanza de hacer de su empresa no solo la mejor en el rubro sino en un ambiente grato de trabajo, queda en aquellas que tenemos la responsabilidad de gestión el no defraudar la confianza puesta en este proceso.

Empezamos identificando los macro procesos y dentro de ellos como interactúan los procesos, también identificamos a los líderes o responsables de gestión.

MAPA DE MACROPROCESOS

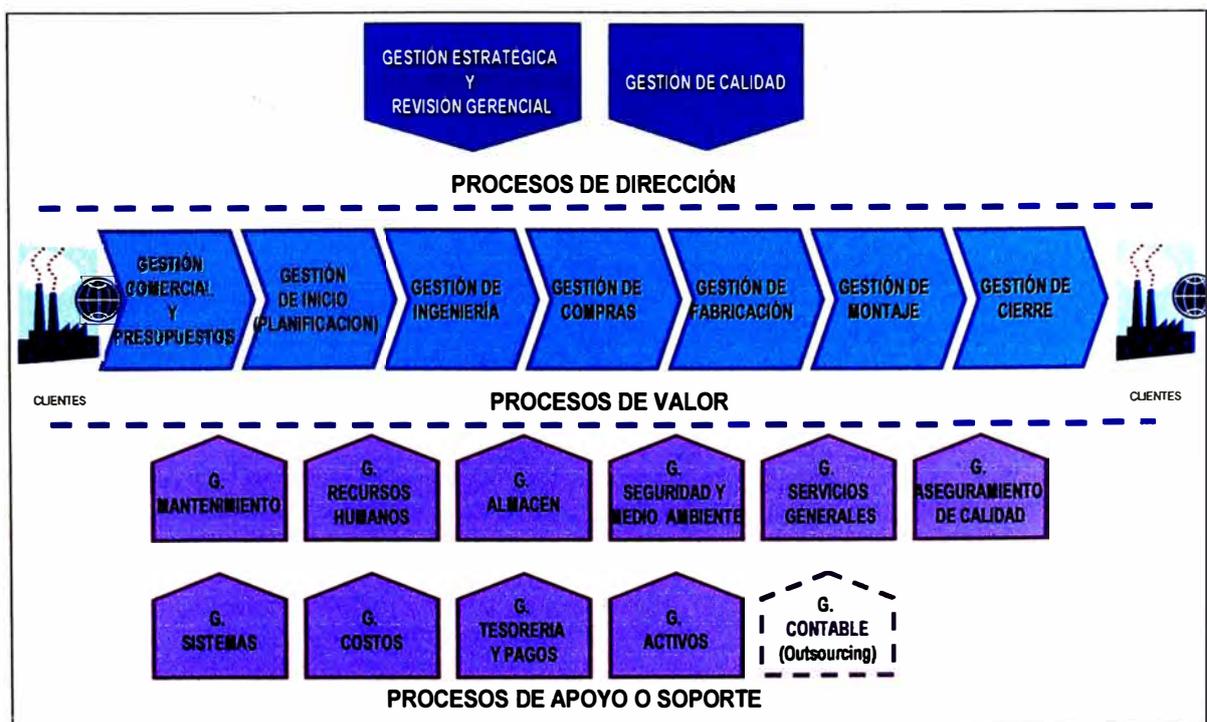


Fig. 2.6.2(a)

MAPA DE PROCESOS

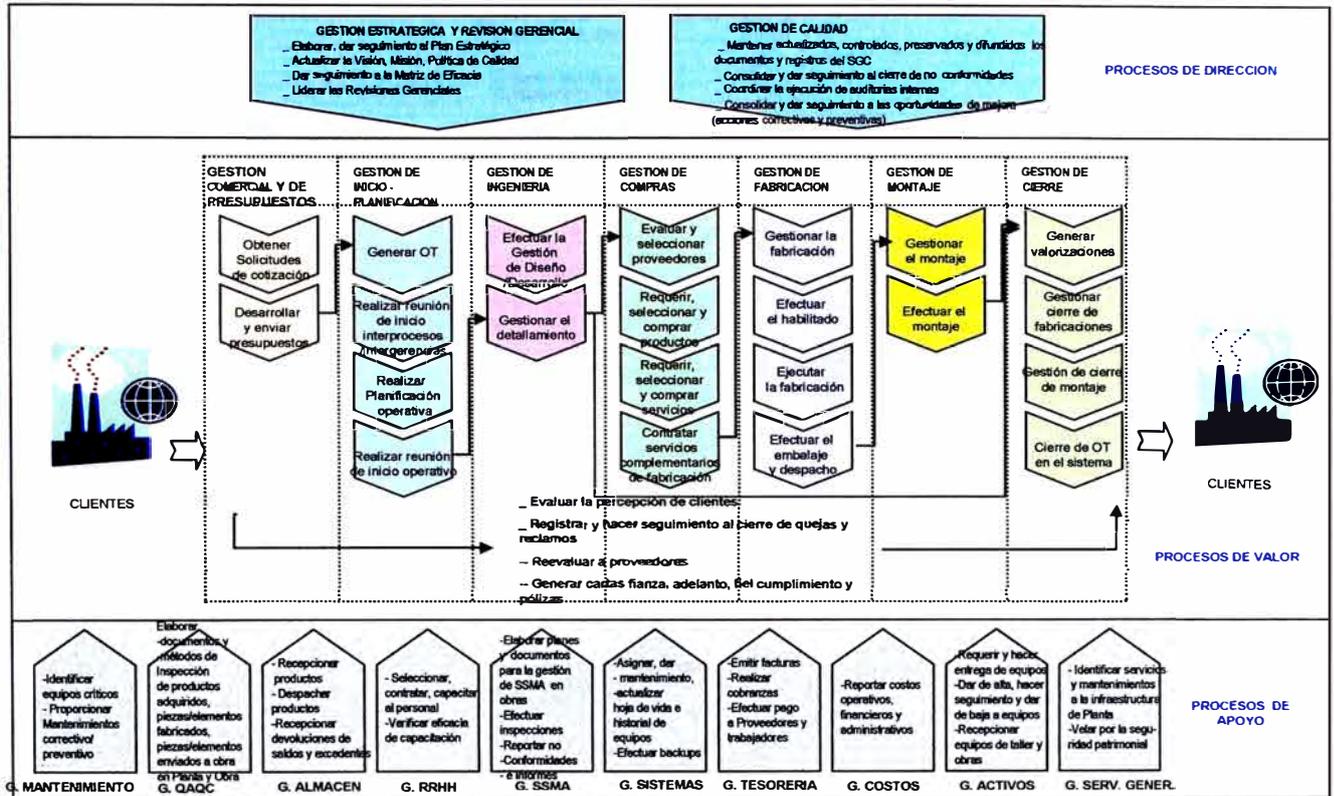


Fig. 2.6.2(b)

2.6.3 Gestión de Detallamiento

El propósito es asegurar que la Gestión de Detallamiento se realice de acuerdo a las especificaciones técnicas.

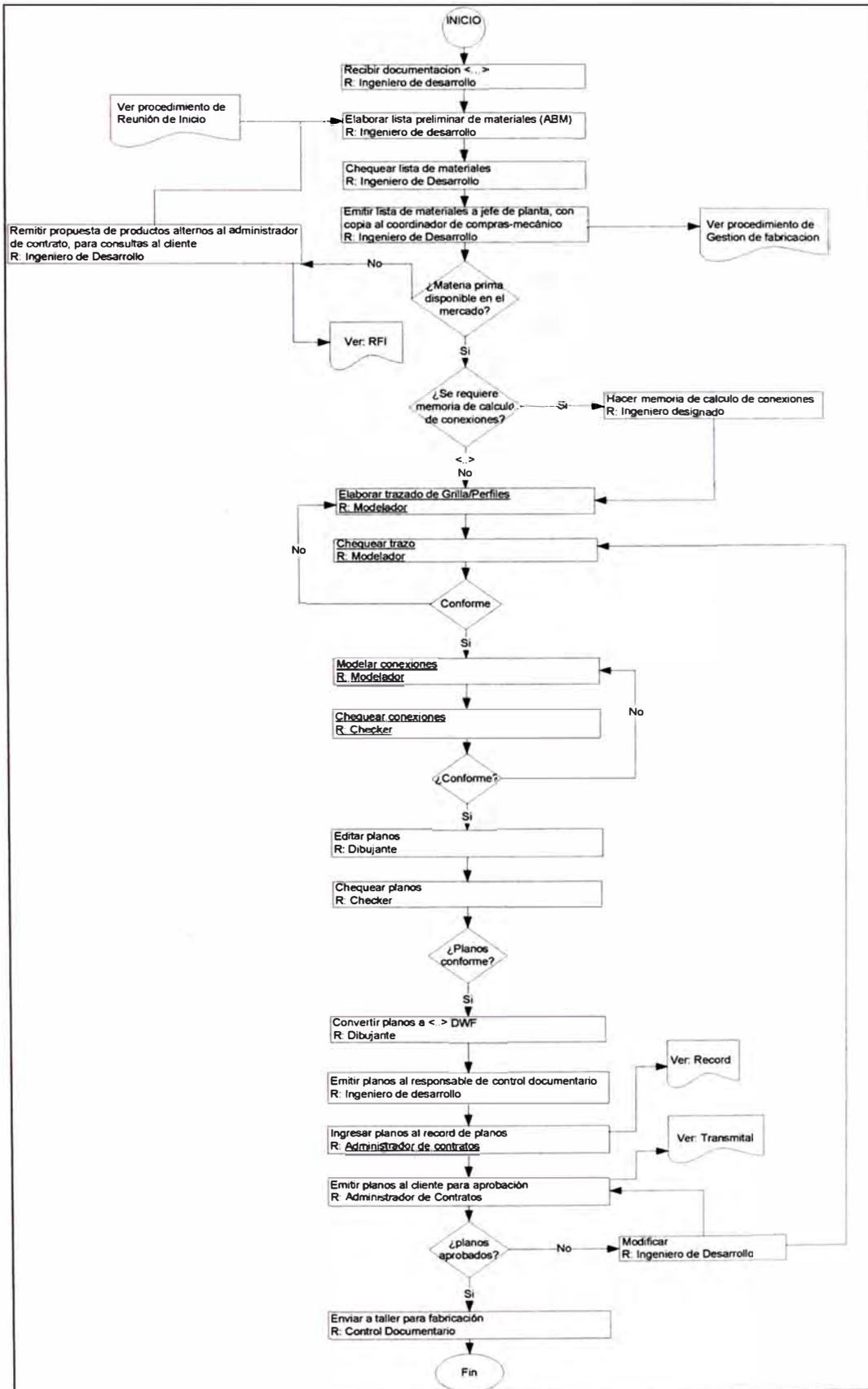


Fig. 2.6.3(a)

CAPITULO III

CÁLCULO Y SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Aun cuando la determinación de las cargas debe hacerse después de tener una configuración preliminar de la estructura, empezaremos por ella, para tener una visión rápida y general, pues su investigación multidisciplinaria no va a ser agotada ni mucho menos en este informe, y luego pasaremos de lleno a la selección de los perfiles adecuados para la estructura.

El cálculo se realizó utilizando el método LRFD, porque ayuda a proporcionar una confiabilidad más uniforme para todas las estructuras de acero, sean cuales sean las cargas.

Una herramienta básica fue el Manual del Acero de AISC (ref 6), el cual contiene los reglamentos, usos y factores para la buena práctica de la ingeniería.

Factores de Carga según LRFD:

1.4D	Ecuación A4-1 del LRFD
1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)	Ecuación A4-2 del LRFD
1.2D + 1.6(Lr o S o R) + (0.5L o 0.8W)	Ecuación A4-3 del LRFD
1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr o S o R)	Ecuación A4-4 del LRFD

$$1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$$

Ecuación A4-5 del LRFD

$$0.9D \pm (1.3W \text{ o } 1.0E)$$

Ecuación A4-6 del LRFD

U = La ultima carga

D = Cargas muertas

L = Cargas vivas

Lr = Cargas vivas de los techos

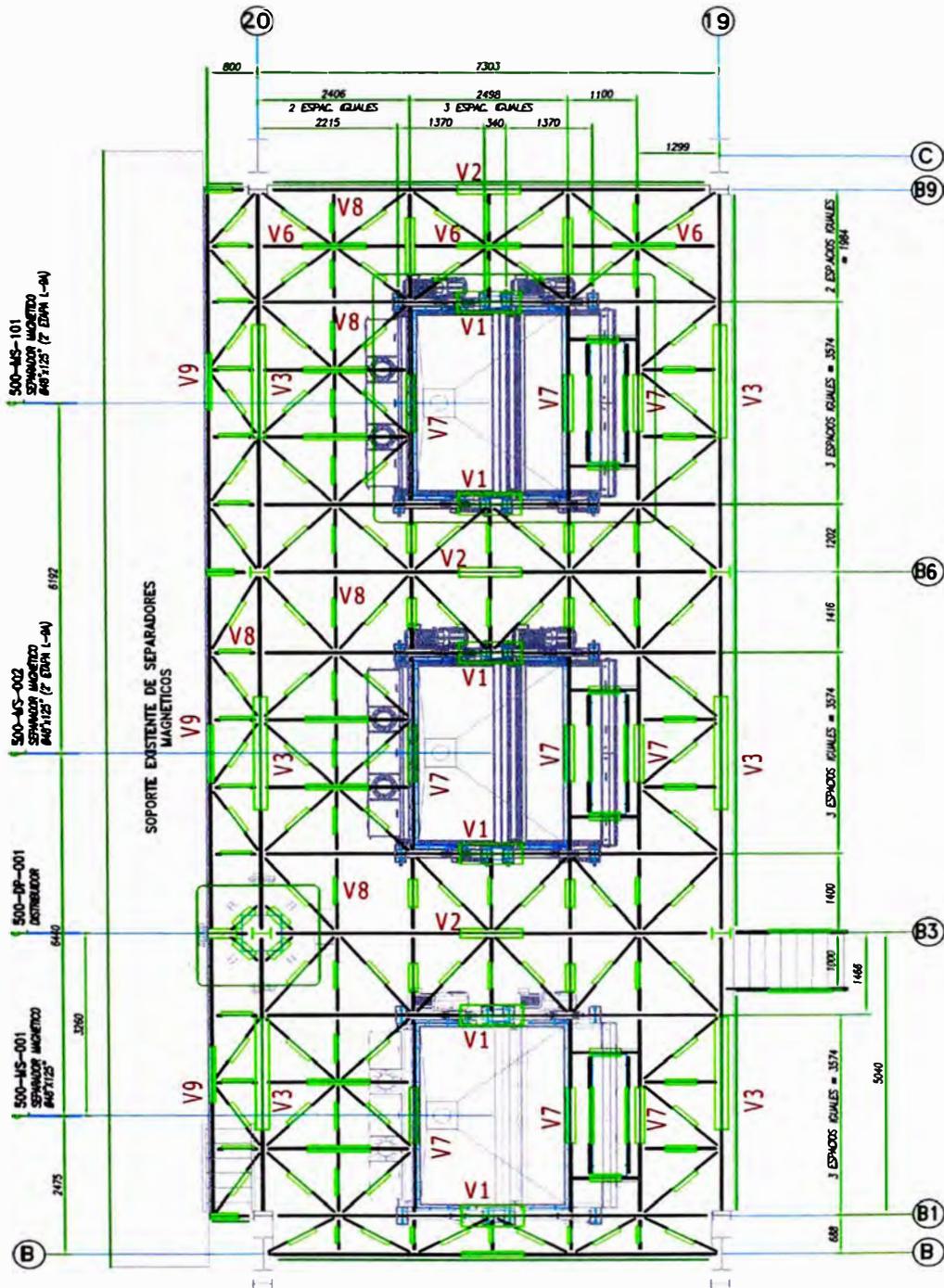
S = Cargas de nieve

R = Cargas inicial de agua de lluvia o de hielo

W = Fuerzas de viento

E = Fuerzas de sismo

Esquema preliminar para el diseño de vigas.



PLATAFORMA EL. 60.938 N.T.A. - PLANTA
 ESC. 1:50
 S.C. 30 kg/m²

Fig.3(a)

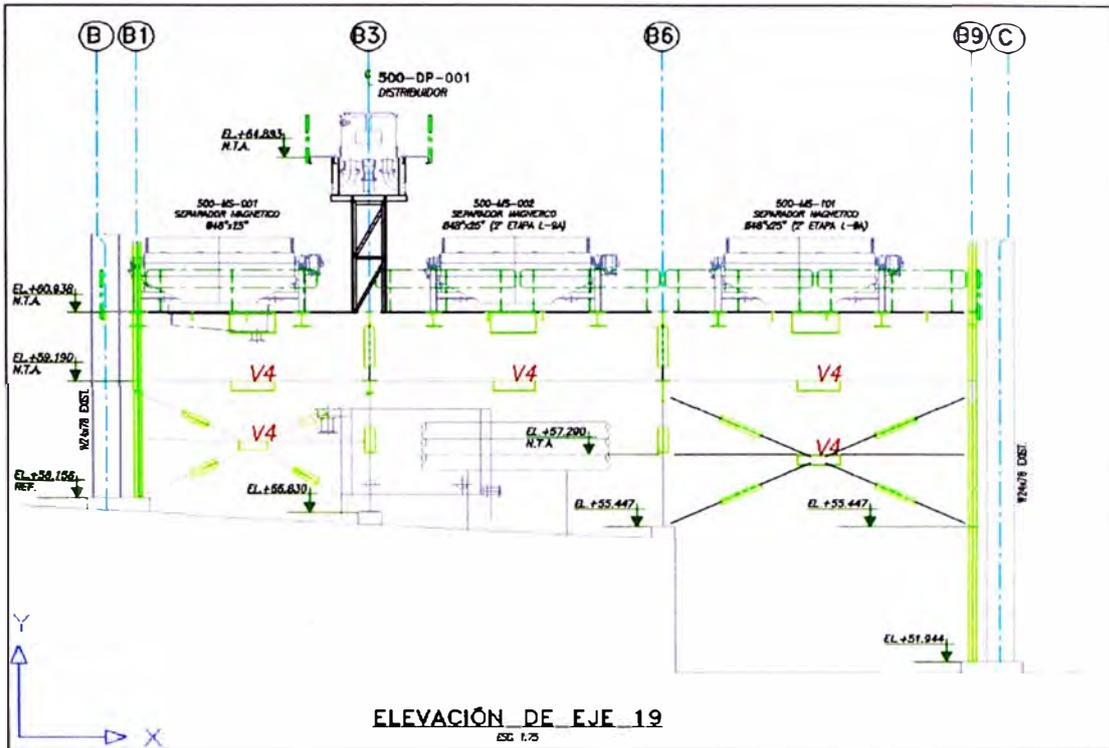


Fig. 3(b)

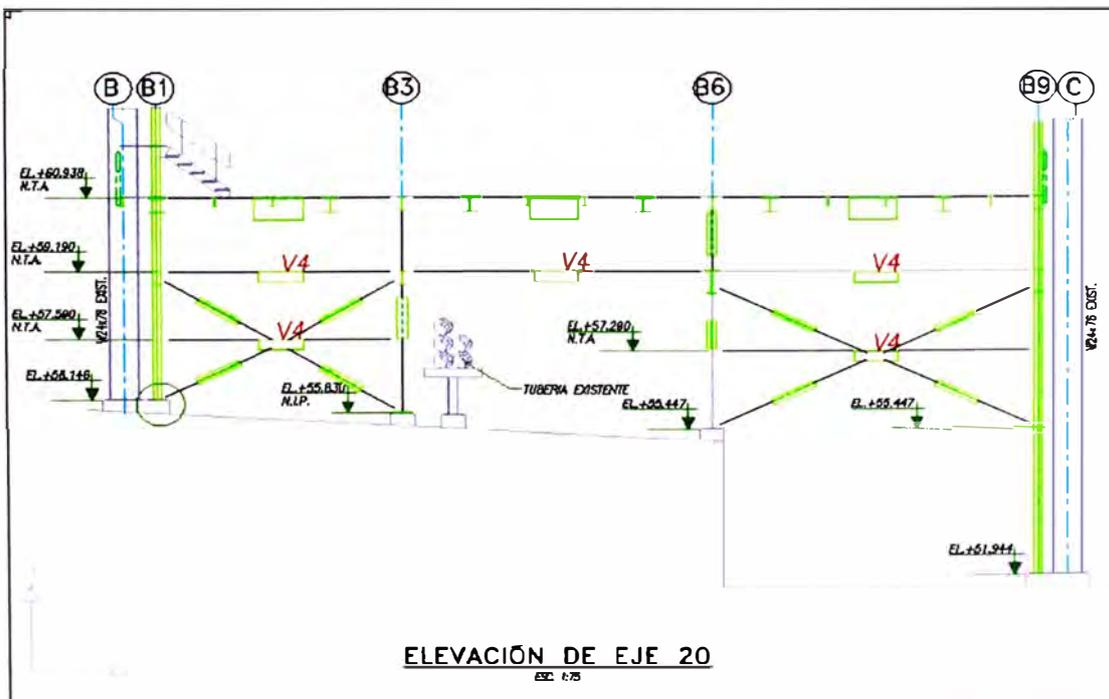


Fig. 3(c)

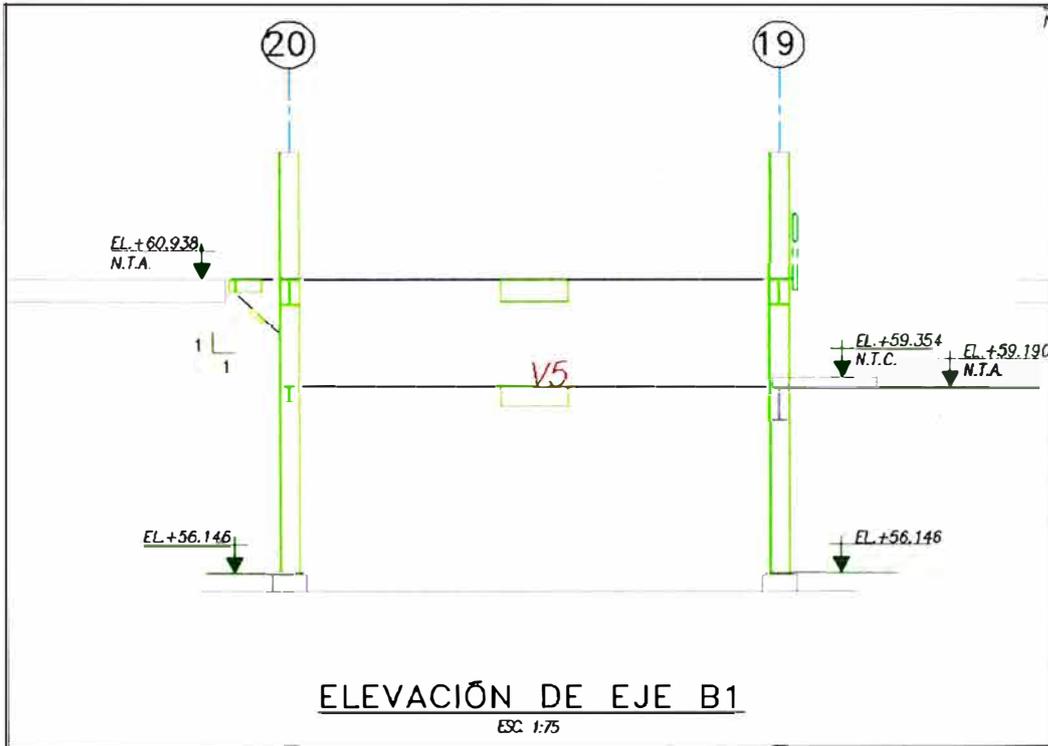


Fig. 3(d)

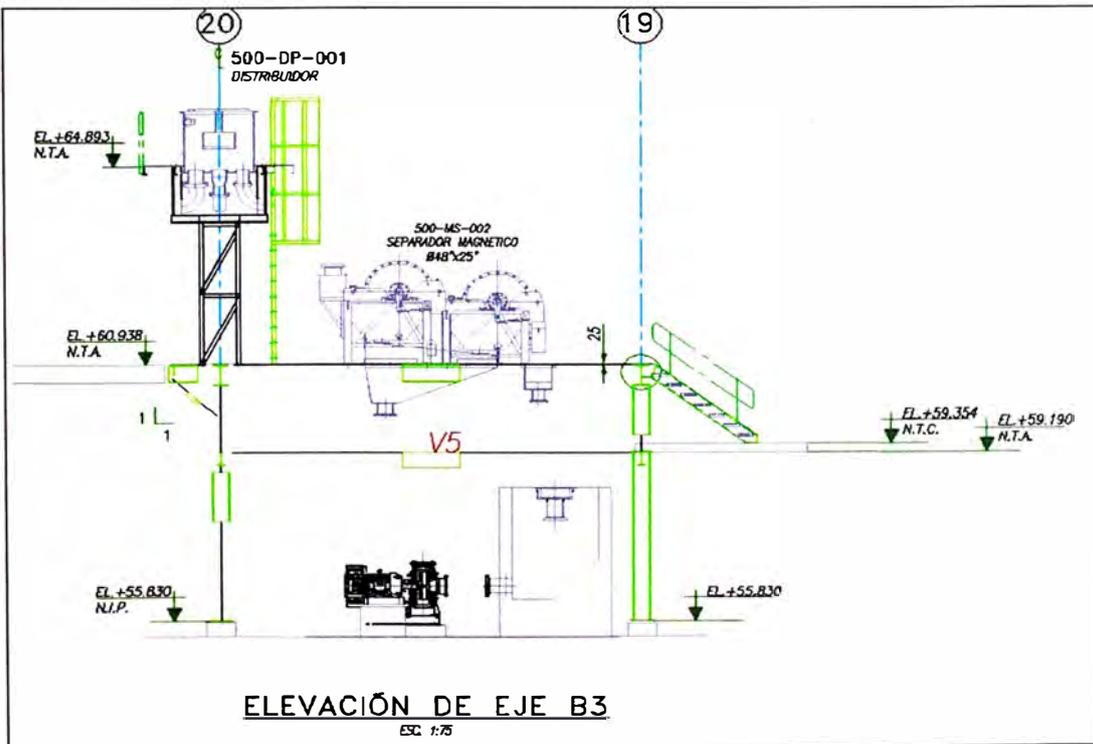


Fig. 3(e)

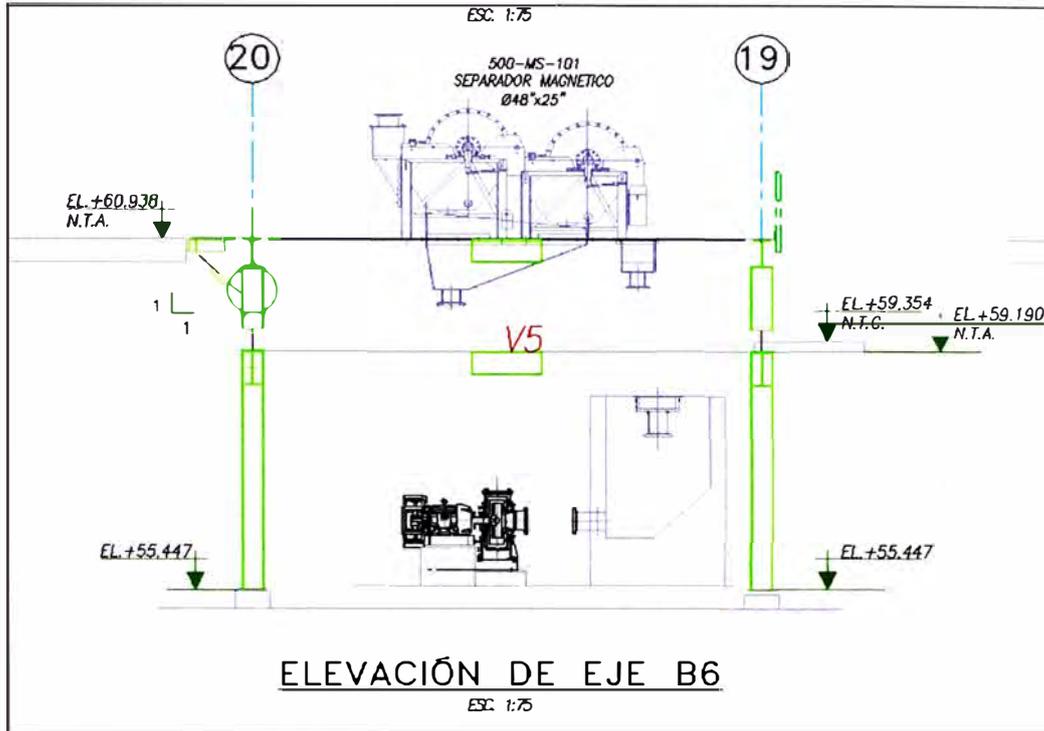


Fig. 3(f)

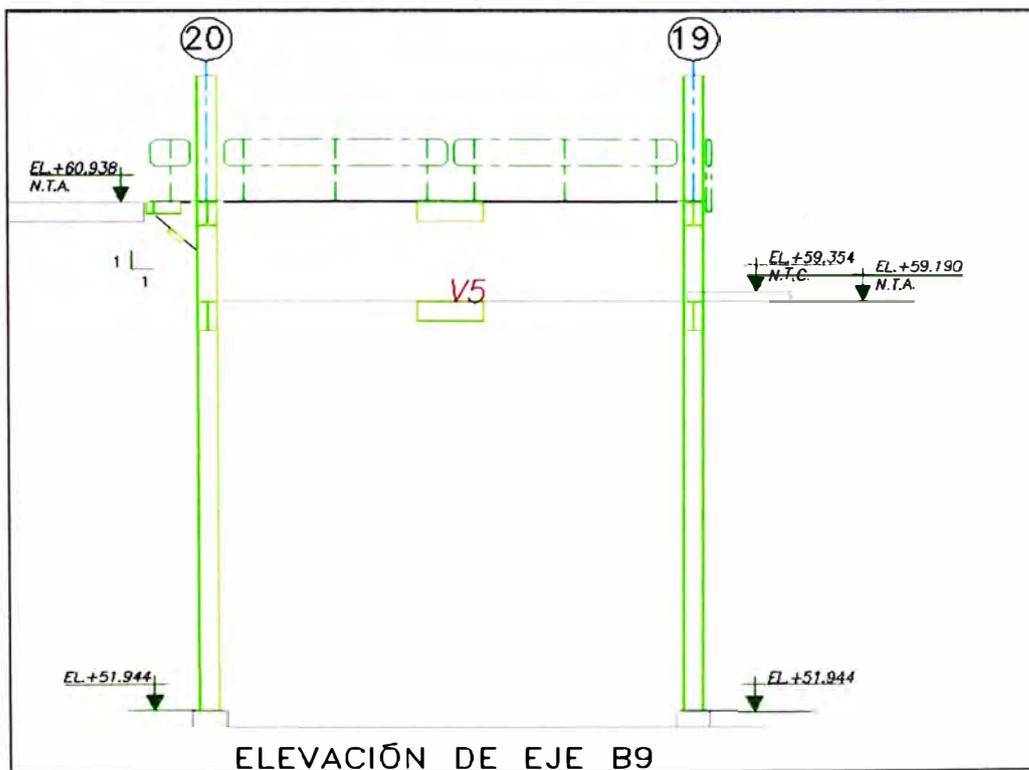


Fig. 3(g)

3.1 CÁLCULO DE VIGAS PRINCIPALES

a. VIGA V1

Cargas muertas:

$$w_a = 40 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Peso propio de la viga}$$

$$w_b = 40 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Peso de las barandas}$$

$$w_{sg} = 200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Sobrecargas impuestas (incluye grating)}$$

$$F_{\text{separ}} = 12750 \text{ kgf} \quad \text{Peso del separador, chute y concentrado}$$

Cargas vivas:

$$w_{se} = 500 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Sobrecargas escaleras y otros.}$$

Fuerzas aplicadas en la viga

Área tributaria:

$$l_1 = 7.303 \text{ m}$$

$$a_1 = 3.220 \text{ m}$$

$$A_{\text{tr1}} = l_1 \cdot a_1 = 23.52 \text{ m}^2 \quad \text{Área tributaria para la viga V1}$$

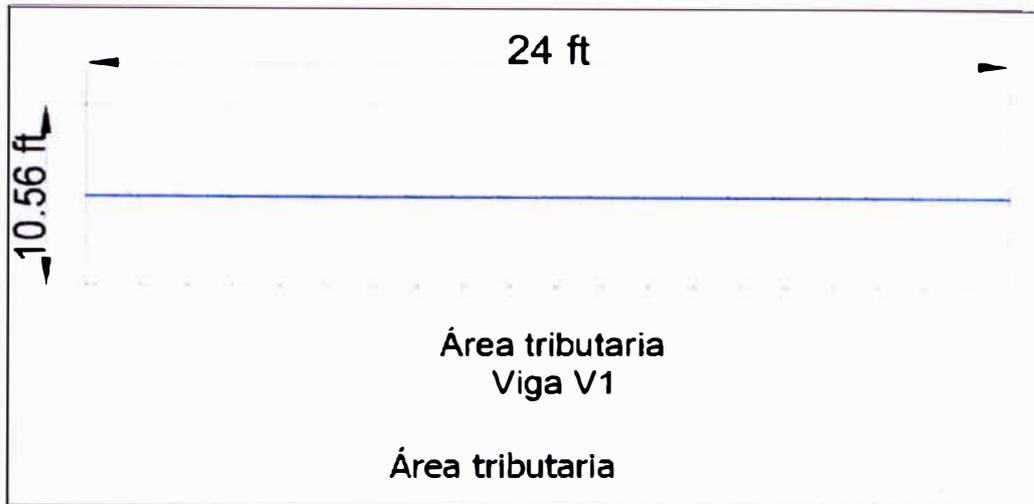


Fig. 3.1(a)

Fuerzas aplicadas a la viga V1 por efectos de las cargas muertas.

$$F_a = w_a \cdot A_{tr1} = 2074 \text{ lbf} \quad \text{Fuerza por el peso propio de la viga}$$

$$F_b = w_b \cdot A_{tr1} = 2074 \text{ lbf} \quad \text{Fuerza por el peso de las barandas}$$

$$F_{sg} = w_{sg} \cdot A_{tr1} = 10369 \text{ lbf} \quad \text{Fuerza por las Sobrecargas impuestas}$$

(incluye grating)

Carga muerta total

$$w_{DT} = F_a + F_b + F_{sg} + F_{separ}$$

$$w_{DT} = 42625 \text{ lbf} \quad \text{Fuerza total (Carga muerta)}$$

Fuerza por cargas muertas por unidad de longitud

$$W_D = \frac{w_{DT}}{l_1} = 1779 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}} \quad \text{Carga por unidad de longitud}$$

Fuerzas aplicadas a la viga V1 por efectos de las cargas vivas

$$F_{se} = w_{se} \cdot A_{tr1} = 25922 \text{ lbf} \quad \text{Fuerza por el peso de escaleras y otros}$$

Carga viva total

$$w_{DL} = F_{se}$$

$$w_{DL} = 25922 \text{ lbf} \quad \text{Fuerza total (Carga viva)}$$

Fuerza por cargas vivas por unidad de longitud

$$W_L = \frac{w_{DL}}{l_1} = 1082 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}} \quad \text{Carga por unidad de longitud}$$

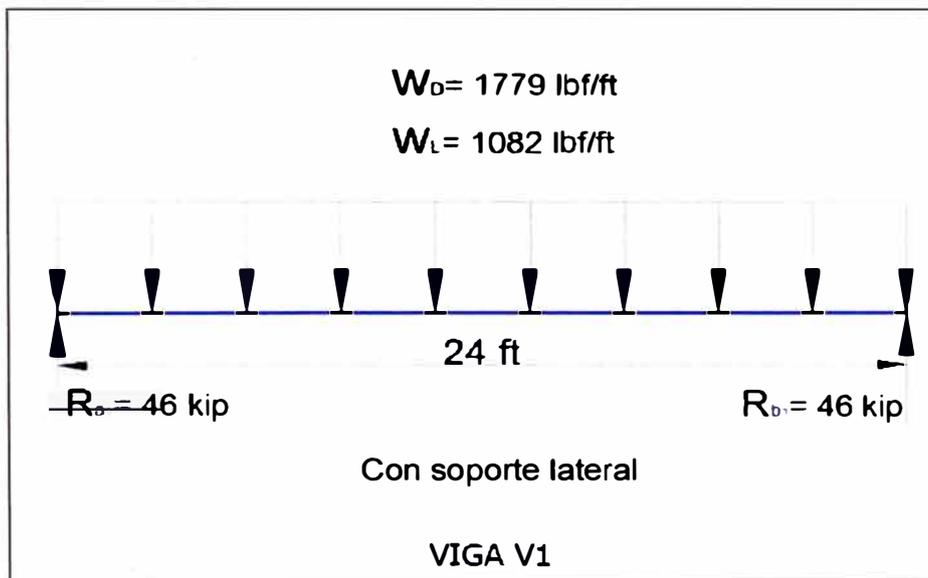


Fig. 3.1(b)

Carga factorizada según la LRFD:

$$W = 1.2 \cdot W_D + 1.6 \cdot W_L$$

$$W = 3.87 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$M_u = \frac{W J_1^2}{8} = 277.41 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$L_{b1} = 8 \text{ ft}$$

En este caso la viga esta soportado lateralmente

$$C_b = 1.01$$

Manual AISC tabla 3-1 (ref 6)

$$M_{\text{efectivo}} = \frac{M_u}{C_b} = 275 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$\phi = 0.9$$

Factor AISC (ref 6)

$$\phi \cdot M_n = 275 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

BEAM DESIGN MOMENTS ($\phi = 0.9, C_b = 1, F_y = 36 \text{ ksi}$)

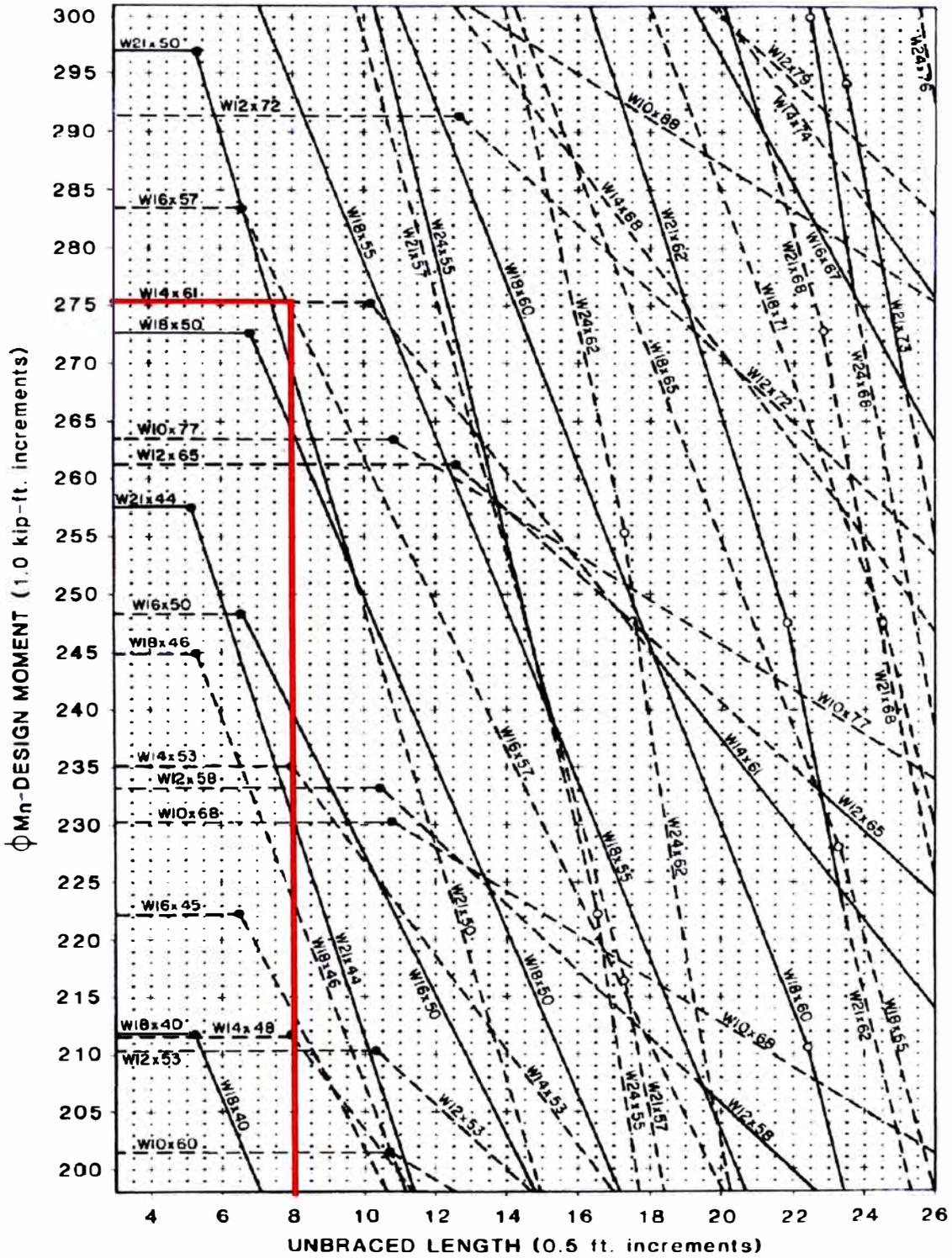


Fig.3.1(c)

Se selecciona una perfil para la viga V1: W 18x76

$$L_p = 10.9 \text{ ft}$$

$$L_r = 33.3 \text{ ft}$$

$$L_{b1} < L_p$$

ZONA I

$$\phi_b \cdot M_p = 440$$

$$M_d = 440 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\text{if } (M_d > M_{\text{efectivo}}, "OK", "Falla") "OK"$$

Cálculo de la deflexión:

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

Módulo de elasticidad del acero

$$I_{1xx} = 1330 \text{ in}^4$$

Momento de inercia viga V1

Deflexión:

$$\Delta_{\max} = \frac{5.W l_1^4}{384.E.I_{1xx}} \quad \Delta_{\max} = 19 \text{ mm}$$

$$\frac{l_1}{360} = 20 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\max} = 19 \text{ mm} < \frac{l_1}{360} \quad \text{o.k}$$

b. VIGA V2

Cargas muertas:

$$w_a = 40 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Peso propio de la viga}$$

$$w_b = 40 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Peso de las barandas}$$

$$w_{\text{sg}} = 200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Sobrecargas impuestas (incluye grating)}$$

Cargas vivas:

$$W_{se} = 500 \cdot \frac{kgf}{m^2} \quad \text{Sobrecargas escaleras y otros}$$

Fuerzas aplicadas en la viga

Área tributaria:

$$l_2 = 7.303 \text{ m} \quad a_2 = 2.866 \text{ m}$$

$$A_{tr2} = l_2 \cdot a_2 = 20.93 \text{ m}^2 \quad \text{Área tributaria para la viga V2}$$

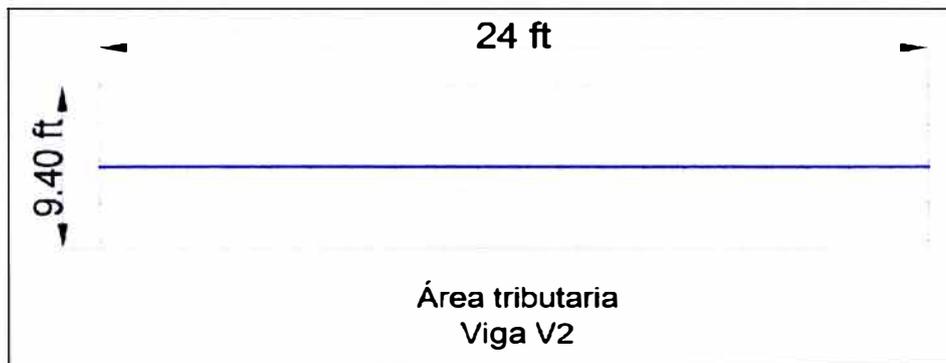


Fig. 3.1(d)

Fuerzas aplicadas a la viga V2 por efectos de las cargas muertas

$$F_a = w_a \cdot A_{tr2} = 1846 \text{ lbf} \quad \text{Fuerza por el peso propio de la viga}$$

$$F_b = w_b \cdot A_{tr2} = 1846 \text{ lbf} \quad \text{Fuerza por el peso de las barandas}$$

$$F_{sg} = w_{sg} \cdot A_{tr2} = 9229 \text{ lbf} \quad \text{Fuerza por las Sobrecargas impuestas (incluye grating)}$$

Carga muerta total

$$W_{DT} = F_a + F_b + F_{sg}$$

$$w_{DT} = 12920 \text{ lbf}$$

Fuerza total (Carga muerta)

Fuerza por cargas muertas por unidad de longitud

$$W_D = \frac{w_{DT}}{l_2} = 539 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}}$$

Carga por unidad de longitud

Fuerzas aplicadas a la viga V2 por efectos de las cargas vivas

$$F_{se} = w_{se} \cdot A_{tr2} = 23072 \text{ lbf}$$

Fuerza por el peso de escaleras y otros

Carga viva total

$$w_{DL} = F_{se}$$

Fuerza total (Carga viva)

Fuerza por cargas vivas por unidad de longitud

$$W_L = \frac{w_{DL}}{l_2} = 963 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}}$$

Carga por unidad de longitud

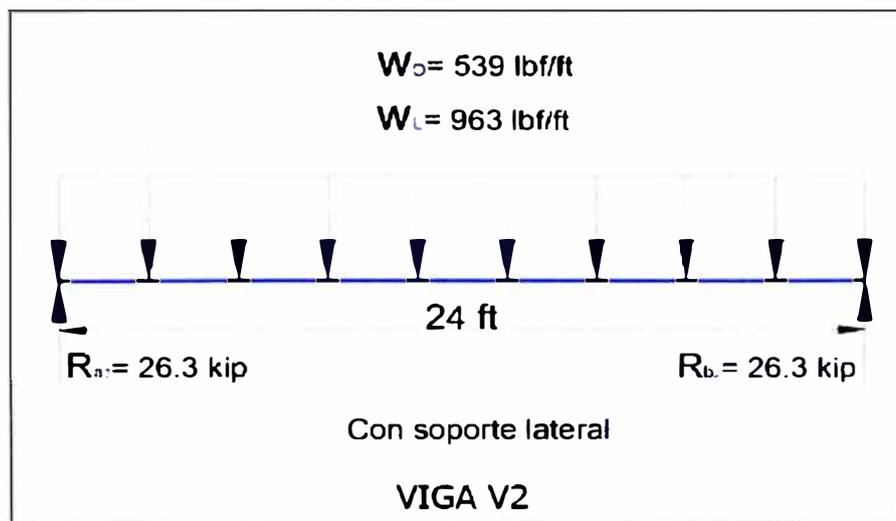


Fig. 3.1(e)

carga factorizada según la LRFD:

$$W = 1.2 \cdot W_D + 1.6 \cdot W_L$$

$$W = 2.19 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$M_u = \frac{W J_2^2}{8} = 157 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$L_{b2} = 7.99 \text{ ft}$$

En este caso la viga esta soportado lateralmente

$$C_b = 1.01$$

Manual AISC tabla 3-1 (ref 6)

$$M_{\text{efectivo}} = \frac{M_u}{C_b} = 155 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi = 0.9$$

Factor AISC (ref 6)

$$\phi \cdot M_n = 155 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

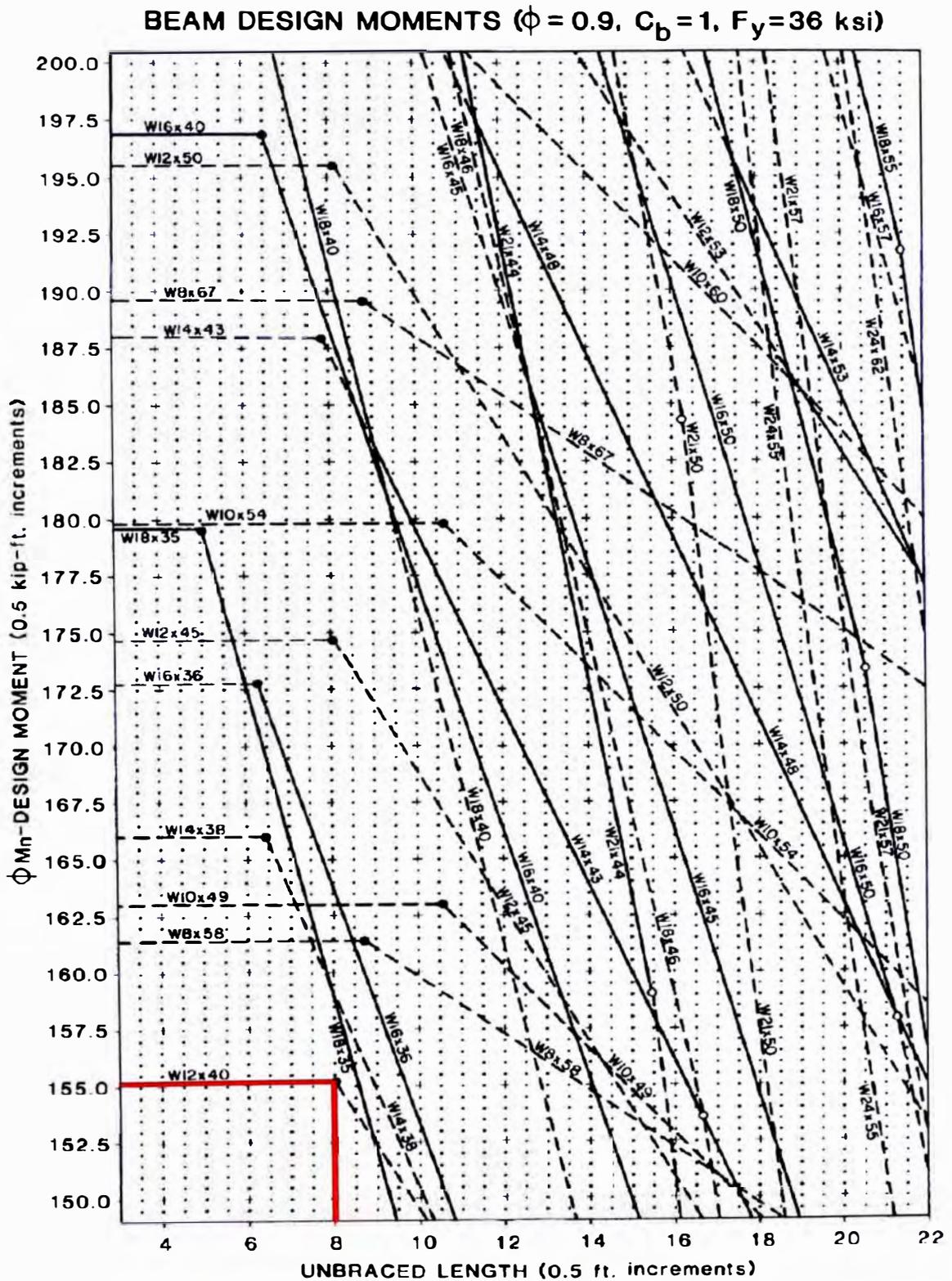


Fig. 3.1(f)

Se selecciona una perfil para la viga V2 : W 18x55

Verificación:

$$L_p = 7 \text{ ft}$$

$$L_r = 21.4 \text{ ft}$$

$$L_p < L_{b2} < L_r$$

ZONA II

$$\phi_b M_p = 302 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$BF = 7.65 \text{ kip}$$

$$M_{do} = \phi_b M_p - BF \cdot (L_{b2} - L_p) = 294 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_d = \min (M_{do} \cdot C_b, \phi_b M_p) = 297 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

if ($M_d > M_{\text{efectivo}}$, "OK", "Falla") = "OK"

Cálculo de la deflexión:

$$E = 9000 \text{ ksi}$$

Módulo de elasticidad del acero

$$I_{2xx} = 890 \text{ in}^4$$

Momento de inercia viga V2

Deflexión:

$$\Delta_{\max} = \frac{5.W.l_2^4}{384.E.I_{2xx}} \quad \Delta_{\max} = 16 \text{ mm}$$

$$\frac{l_2}{360} = 20 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\max} = 16 \text{ mm} < \frac{l_2}{360} \quad \text{o.k}$$

c. VIGA V3

$$l_3 = 21.38 \text{ ft}$$

Longitud de la viga V3

Carga que soporta la viga V3 son originadas por las reacciones de la viga V1

Fuerzas y momentos en la viga V3

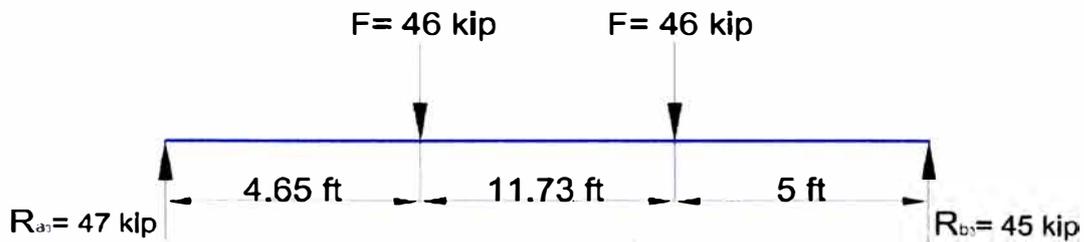


Fig. 3.1(g)

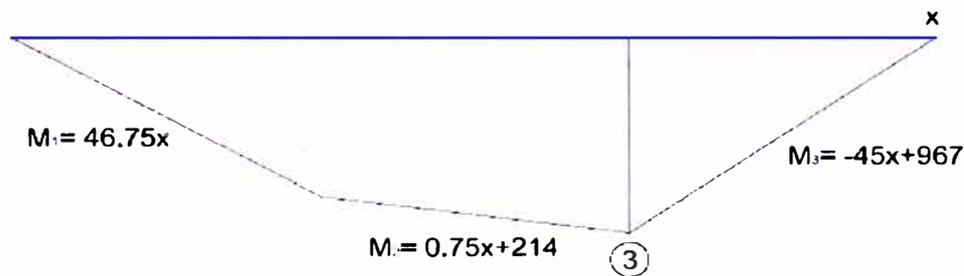


Fig. 3.1(h)

Momento en el punto 3=222 kip-ft

$$L_{b3} = 21.38 \text{ ft}$$

El momento máximo se encuentra en el punto 3 por lo que será:

$$M_3 = 226 \text{ kip.ft}$$

$$M_3 = 41 \text{ kip.ft}$$

$$M_u = M_3$$

$$M_u = 226 \text{ kip.ft}$$

En este caso la viga esta soportado lateralmente en los extremos

$$C_b = 1.00 \quad \text{Manual AISC tabla 3-1 (ref. 6)}$$

$$M_{\text{efectivo}} = \frac{M_u}{C_b} = 226 \text{ kip.ft}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor AISC (ref. 6)}$$

$$\phi \cdot M_n = 226 \text{ kip. ft}$$

Verificación:

$$L_p = 7.8 \text{ ft}$$

$$L_r = 22.4 \text{ ft}$$

$$L_p < L_{b3} < L_r$$

ZONA II

$$\phi_b M_p = 478 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$BF = 12.1 \text{ kip}$$

$$M_{do} = \phi_b M_p - BF (L_{b3} - L_p) = 314 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_d = \min (M_{do}, C_b, \phi_b M_p) = 314 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

If ($M_d > M_{\text{efectivo}}$, "OK", "Falla") = "OK"

Cálculo de la deflexión:

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

Módulo de elasticidad del acero

$$I_{3xx} = 1830 \text{ in}^4$$

Momento de inercia viga V3

Deflexión:

$$b_1 = 4.65 \text{ ft}$$

$$b_2 = 5 \text{ ft}$$

Longitudes de las fuerzas aplicadas a los extremos de la viga.

$$F_3 = 46 \text{ kip}$$

$$x_3 = \frac{l_3}{2}$$

$$\Delta_1 = \frac{F_3 \cdot b_1 \cdot x_3}{6 I_3 \cdot E \cdot I_{3xx}} \cdot (l_3^2 - b_1^2 - x_3^2) = 5 \text{ mm}$$

Deflexión por la fuerza F_3

$$\Delta_2 = \frac{F_3 \cdot b_2 \cdot x_3}{6 I_3 \cdot E \cdot I_{3xx}} \cdot (l_3^2 - b_2^2 - x_3^2) = 5 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\max} = \Delta_1 + \Delta_2 = 10 \text{ mm}$$

$$\frac{l_3}{360} = 18 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\max} = 10 \text{ mm} < \frac{l_3}{360} \quad \text{o.k}$$

d. VIGA V4

$$l_4 = 22.18 \text{ ft}$$

Longitud viga V4

Carga muerta:

$$w_a = 100 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

Carga por unidad de longitud

$$W_D = w_a$$

Carga muerta

Carga viva:

$$W_L = 1 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

Carga viva

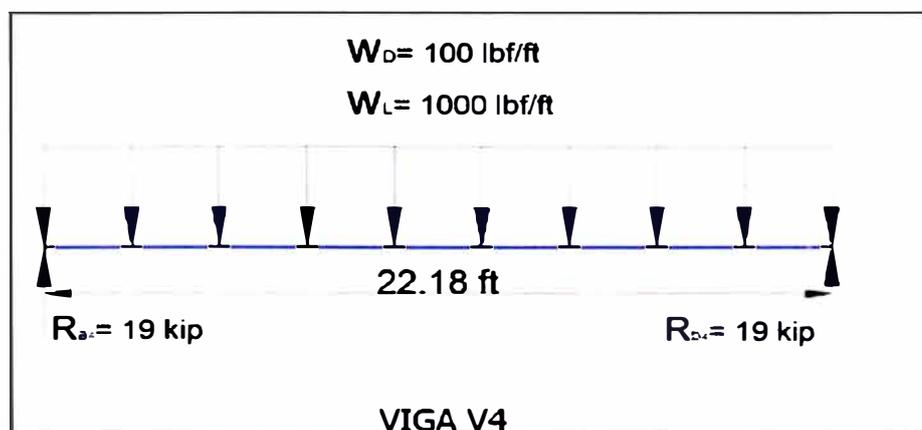


Fig. 3.1(j)

Carga factorizada según la LRFD:

$$W = 1.2 \cdot W_D + 1.6 \cdot W_L$$

$$W = 1.72 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$M_u = \frac{W l^2}{8} = 105.77 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

En este caso la viga esta soportado lateralmente en los extremos

$$C_b = 1.14$$

Manual AISC tabla 3-1

$$M_{\text{efectivo}} = \frac{M_u}{C_b} = 93 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$L_{b4} = 22.18 \text{ ft}$$

$$\phi \cdot M_n = 93 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

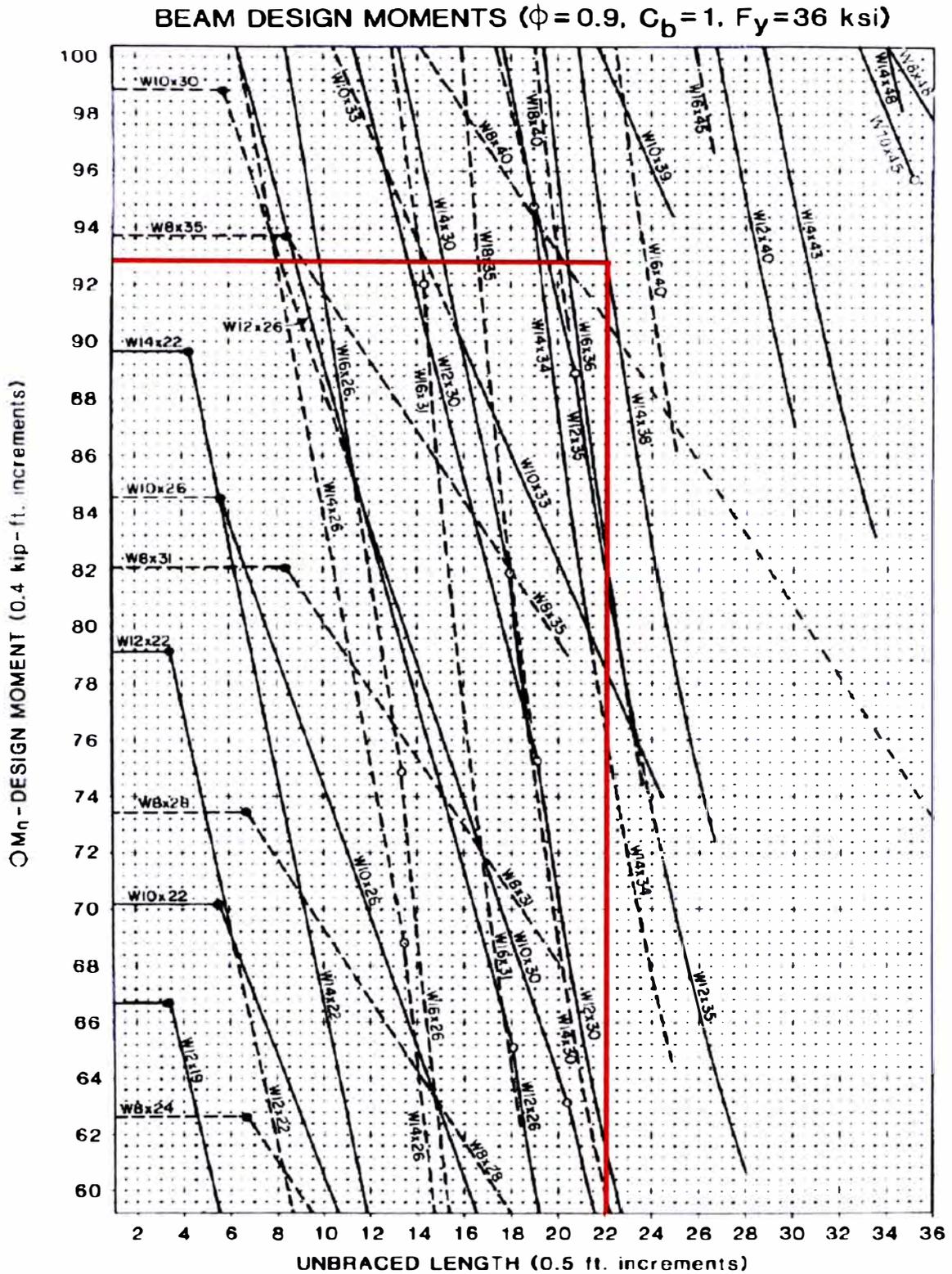


Fig. 3.1(k)

Se selecciona una perfil para la viga V4 : W 16x40

Verificación:

$$L_p = 6.5 \text{ ft}$$

$$L_r = 19.3 \text{ ft}$$

$$L_{b4} > L_r$$

ZONA III

$$\phi_b M_p = 197 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{d0} = 197 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_d = M_{d0}$$

If ($M_d > M_{\text{efectivo}}$, "OK", "Falla") "OK"

Cálculo de la deflexión:

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

Módulo de elasticidad del acero

$$I_{4xx} = 518 \text{ in}^4$$

Momento de inercia viga V4

Deflexión:

$$\Delta_{\max} = \frac{5.W I_4^4}{384.E.I_{4xx}}$$

$$\Delta_{\max} = 16 \text{ mm}$$

$$\frac{l_4}{360} = 19 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\max} = 16 \text{ mm} < \frac{l_4}{360} \quad \text{o.k}$$

e. VIGA V5

$$l_5 = 23.96 \text{ ft}$$

Longitud viga V5

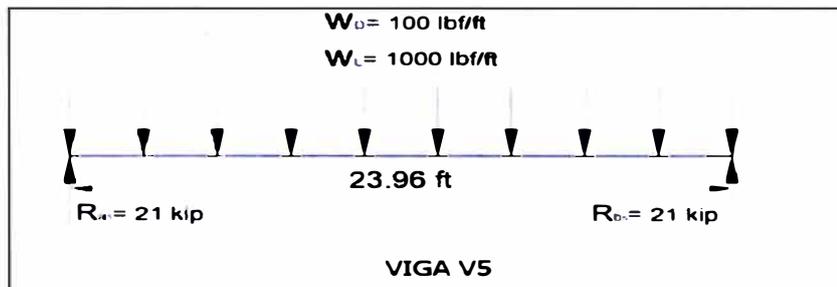
Carga muerta:

$$w_a = 100 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} \quad \text{Carga por unidad de longitud}$$

$$W_D = w_a \quad \text{Carga muerta}$$

Carga viva:

$$W_L = 1 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad \text{Carga viva}$$

**Fig. 3.1(I)**

Carga factorizada según la LRFD:

$$W = 1.2 \cdot W_D + 1.6 \cdot W_L$$

$$W = 1.72 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$M_u = \frac{W L^2}{8} = 123.43 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

En este caso la viga esta soportado lateralmente en los extremos

$$C_b = 1.14 \quad \text{Manual AISC tabla 3-1 (ref 6)}$$

$$M_{\text{efectivo}} = \frac{M_u}{C_b} = 108 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$L_{b5} = 23.96 \text{ ft} \quad \phi \cdot M_n = 108 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

BEAM DESIGN MOMENTS ($\phi = 0.9, C_b = 1, F_y = 36$ ksi)

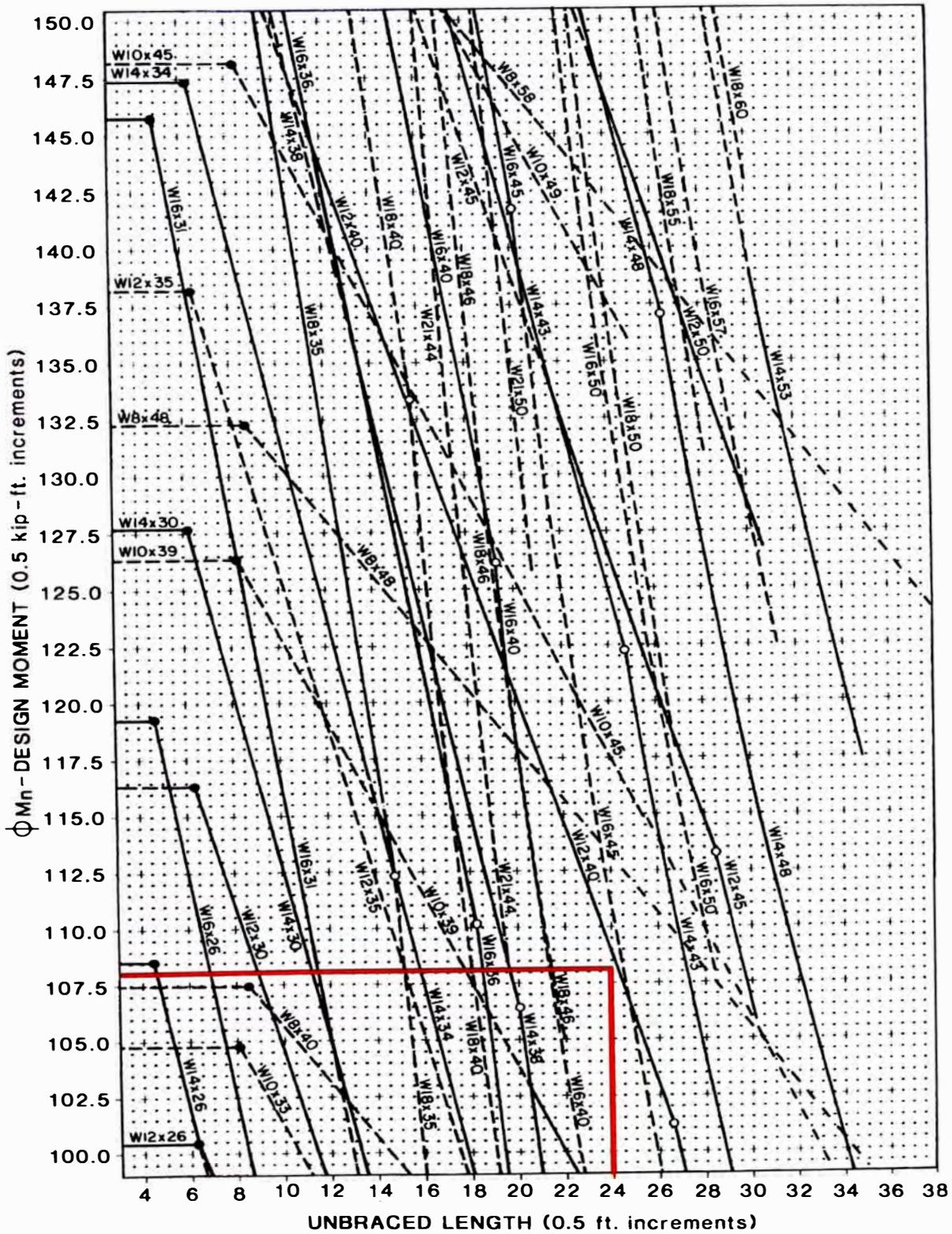


Fig. 3.1(m)

Se selecciona una perfil para la viga V5 : W 16x50

Verificación:

$$L_p = 6.6 \text{ ft}$$

$$L_r = 21.3 \text{ ft}$$

$$L_{b5} > L_r$$

ZONA III

$$\phi_b M_p = 248 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{do} = 248 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_d = M_{do}$$

If ($M_d > M_{efectivo}$, "OK", "Falla") "OK"

Cálculo de la deflexión:

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

Módulo de elasticidad del acero

$$I_{5xx} = 659 \text{ in}^4$$

Momento de inercia viga V5

Deflexión:

$$\Delta_{\max} = \frac{5.W J_s^4}{384.E.I_{5xx}}$$

$$\Delta_{\max} = 17 \text{ mm}$$

$$\frac{l_s}{360} = 20 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\max} = 17 < \frac{l_s}{360} \quad \text{o.k}$$

f. VIGA V6

Cargas muertas:

$$w_a = 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Peso propio de la viga

$$w_b = 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Peso de las barandas

$$w_{sg} = 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Sobrecargas impuestas (incluye grating)

Cargas vivas:

$$w_{se} = 500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Sobrecargas escaleras y otros

Fuerzas aplicadas en el viga

Área tributaria:

$$l_6 = 2.374 \text{ m}$$

$$a_6 = 1.192 \text{ m}$$

$$A_{tr6} = l_6 \cdot a_6 = 2.83 \text{ m}^2$$

Área tributaria para la viga V6

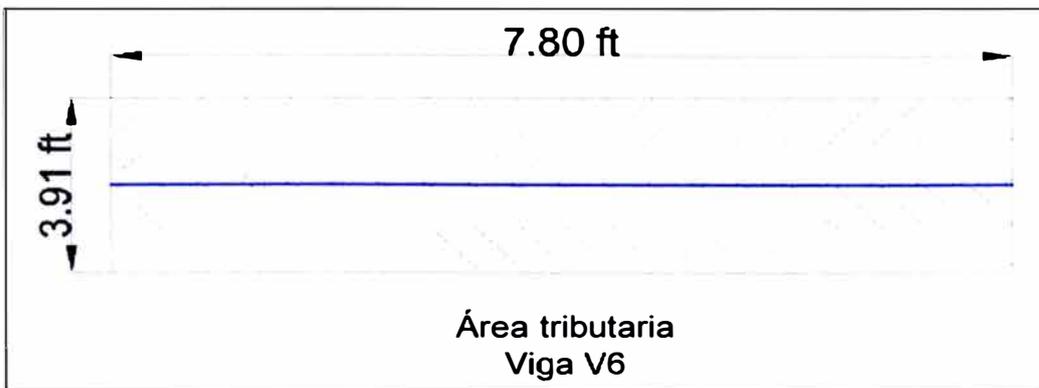


Fig. 3.1(n)

Fuerzas aplicadas a la viga V6 por efectos de las cargas muertas

$$F_a = w_a \cdot A_{tr6} = 250 \text{ lbf}$$

Fuerza por el peso propio de la viga

$$F_b = w_b \cdot A_{tr6} = 250 \text{ lbf}$$

Fuerza por el peso de las barandas

$$F_{sg} = w_{sg} \cdot A_{tr6} = 1248 \text{ lbf}$$

Fuerza por las Sobrecargas impuestas (incluye grating)

Carga muerta total

$$W_{DT} = F_a + F_b + F_{sg}$$

$$W_{DT} = 1747 \text{ lbf}$$

Fuerza total (Carga muerta)

Fuerza por cargas muertas por unidad de longitud

$$W_D = \frac{w_{DT}}{l_6} = 224 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}}$$

Carga por unidad de longitud

Fuerzas aplicadas a la viga V6 por efectos de las cargas vivas

$$F_{se} = w_{se} \cdot A_{tr6} = 3119 \text{ lbf}$$

Fuerza por escaleras y otros

Carga viva total

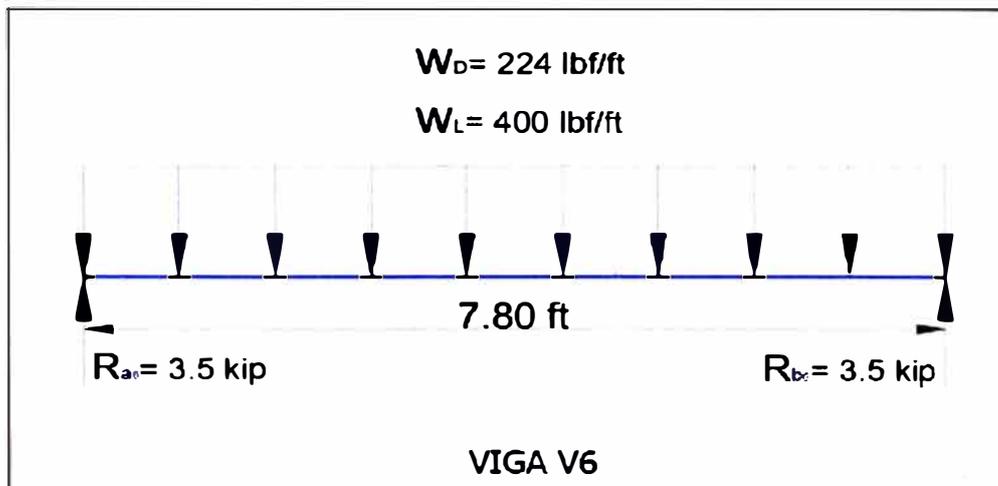
$$W_{DL} = F_{se}$$

Fuerza total (Carga viva)

Fuerza por cargas vivas por unidad de longitud

$$W_L = \frac{w_{DL}}{l_6} = 400 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}}$$

Carga por unidad de longitud

**Fig. 3.1(o)**

Carga factorizada según la LRFD:

$$W = 1.2 \cdot W_D + 1.6 \cdot W_L$$

$$W = 0.91 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$M_u = \frac{W l^4}{8} = 6.9 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

En este caso la viga está soportada lateralmente en los extremos

$$C_b = 1.01$$

Manual AISC tabla 3-1 (ref 6)

$$M_{\text{efectivo}} = \frac{M_u}{C_b} = 7 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$\phi = 0.9$$

Factor AISC (ref 6)

$$\phi \cdot M_n = 7 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$L_{b6} = 7.80 \text{ ft}$$

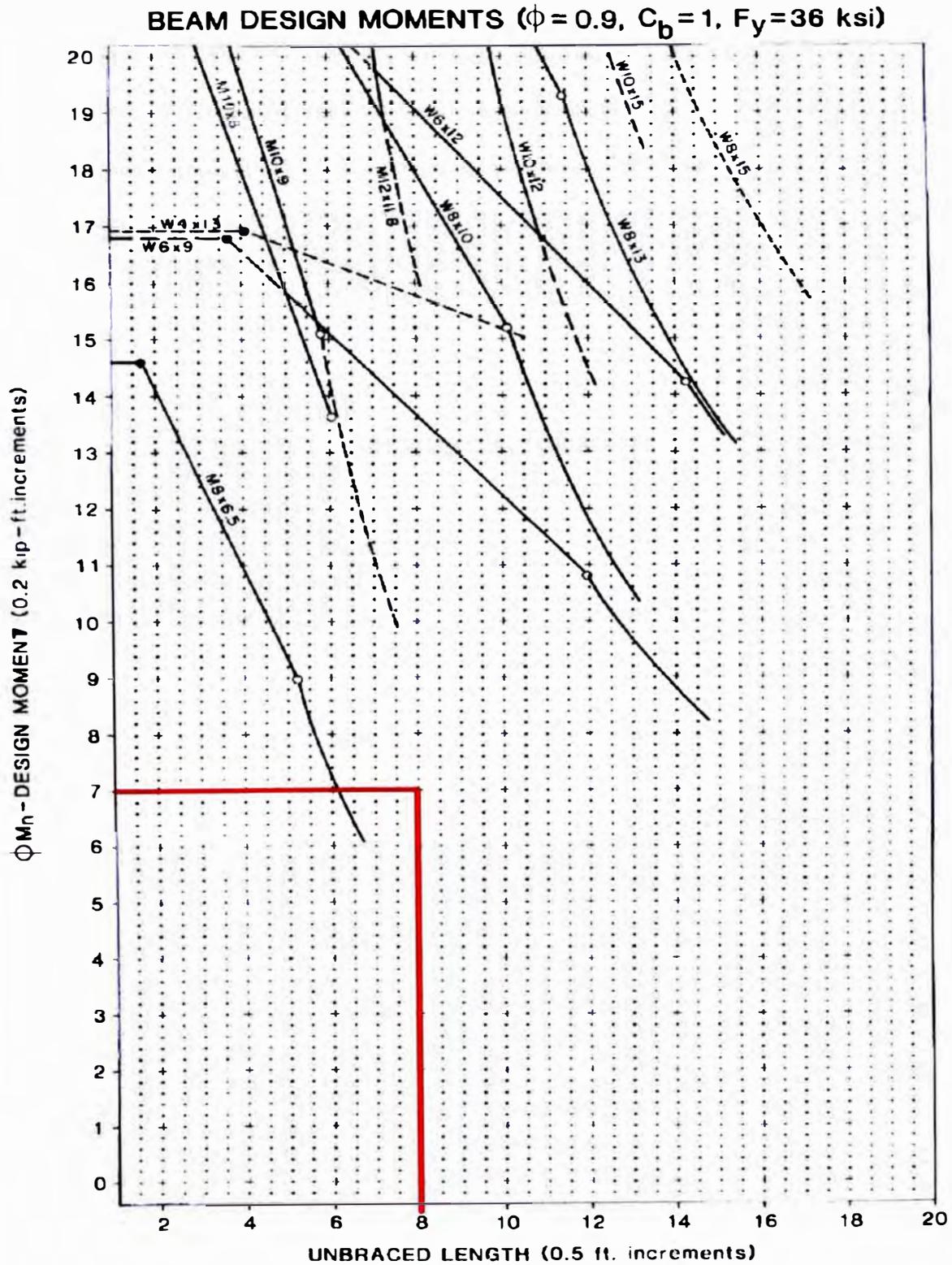


Fig. 3.1(p)

Se selecciona una perfil para la viga V6 : W 8x15

Verificación:

$$L_p = 3.7 \text{ ft}$$

$$L_r = 12.6 \text{ ft}$$

$$L_p < L_{b6} < L_r$$

ZONA II

$$\phi_b M_p = 36.7 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$BF = 1.53 \text{ kip}$$

$$M_{do} = \phi_b M_p - BF \cdot (L_{b6} - L_p) = 30 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_d = \min (M_{do}, C_b, \phi_b M_p) = 31 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\text{if } (M_d > M_{\text{efectivo}}, \text{"OK"}, \text{"Falla"}) = \text{"OK"}$$

Cálculo de la deflexión:

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

Módulo de elasticidad del acero

$$I_{6xx} = 48 \text{ in}^4$$

Momento de inercia viga V6

Deflexión:

$$\Delta_{\max} = \frac{5 \cdot W \cdot l_6^4}{384 \cdot E \cdot I_{6xx}}$$

$$\Delta_{\max} = 1 \text{ mm}$$

$$\frac{l_6}{360} = 7 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\max} = 1 \text{ mm} < \frac{l_6}{360} \quad \text{OK}$$

g. VIGA V7

$$l_7 = 11.61 \text{ ft}$$

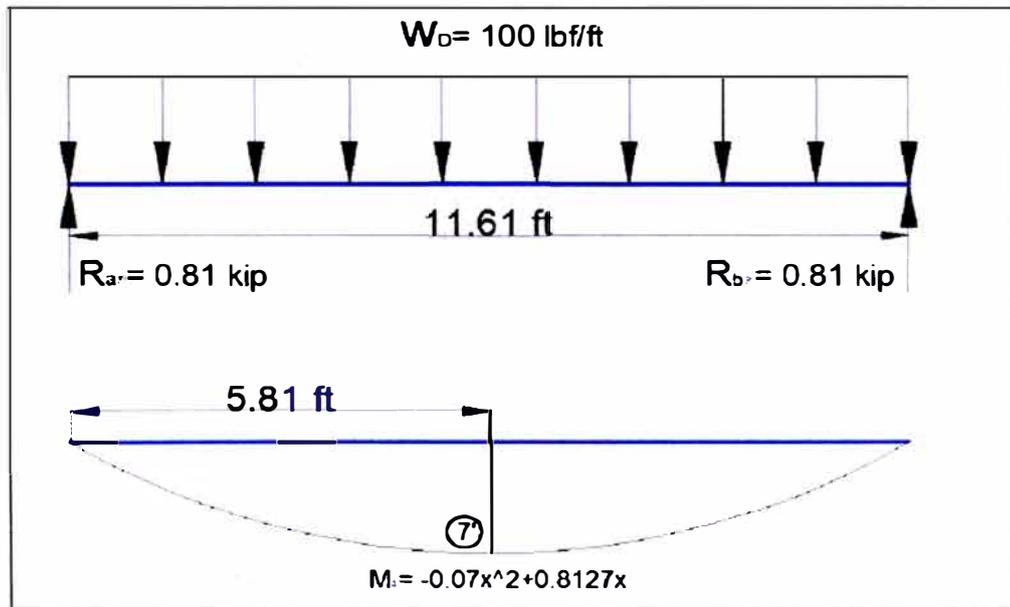
Longitud de la viga V7

Cargas muertas:

$$w_d = 100 \cdot \frac{\text{lbft}}{\text{ft}}$$

Peso propio de la viga

Diagrama de momentos por efectos de la cargas muertas de la viga V7

**Fig. 3.1(q)**

Carga factorizada según la LRFD:

$$W = 1.4 \cdot w_d$$

$$W = 0.14 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

Momento en el punto 7' = 4.72 kip-ft

$$L_{b7} = 11.61 \text{ ft}$$

Fuerzas y momentos en la viga V7:

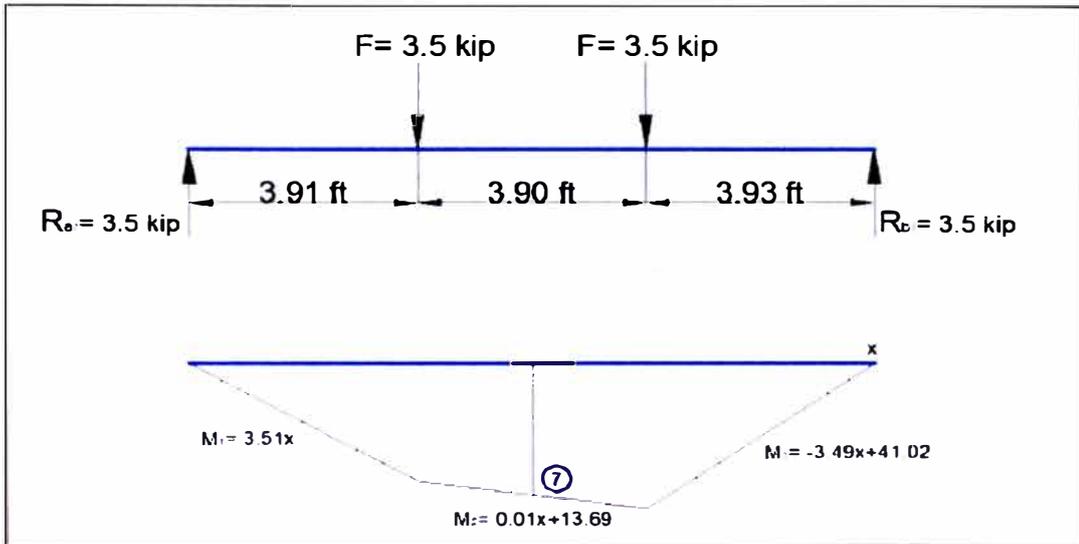


Fig. 3.1(r)

Momento en el punto 7=14 kip-ft.

El momento máximo de encuentra en el punto 7 por lo que será:

$$M_7 = 14 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{7'} = 2.35 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{7T} = M_7 + M_{7'}$$

$$M_{7T} = 16 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_u = M_{7T}$$

$$M_u = 16 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

En este caso la viga esta soportado lateralmente en los extremos.

$$C_b = 1.14$$

Manual AISC tabla 3-1

$$M_{\text{efectivo}} = \frac{M_u}{C_b} = 14 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi = 0.9$$

Factor AISC

$$\phi \cdot M_n = 14 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

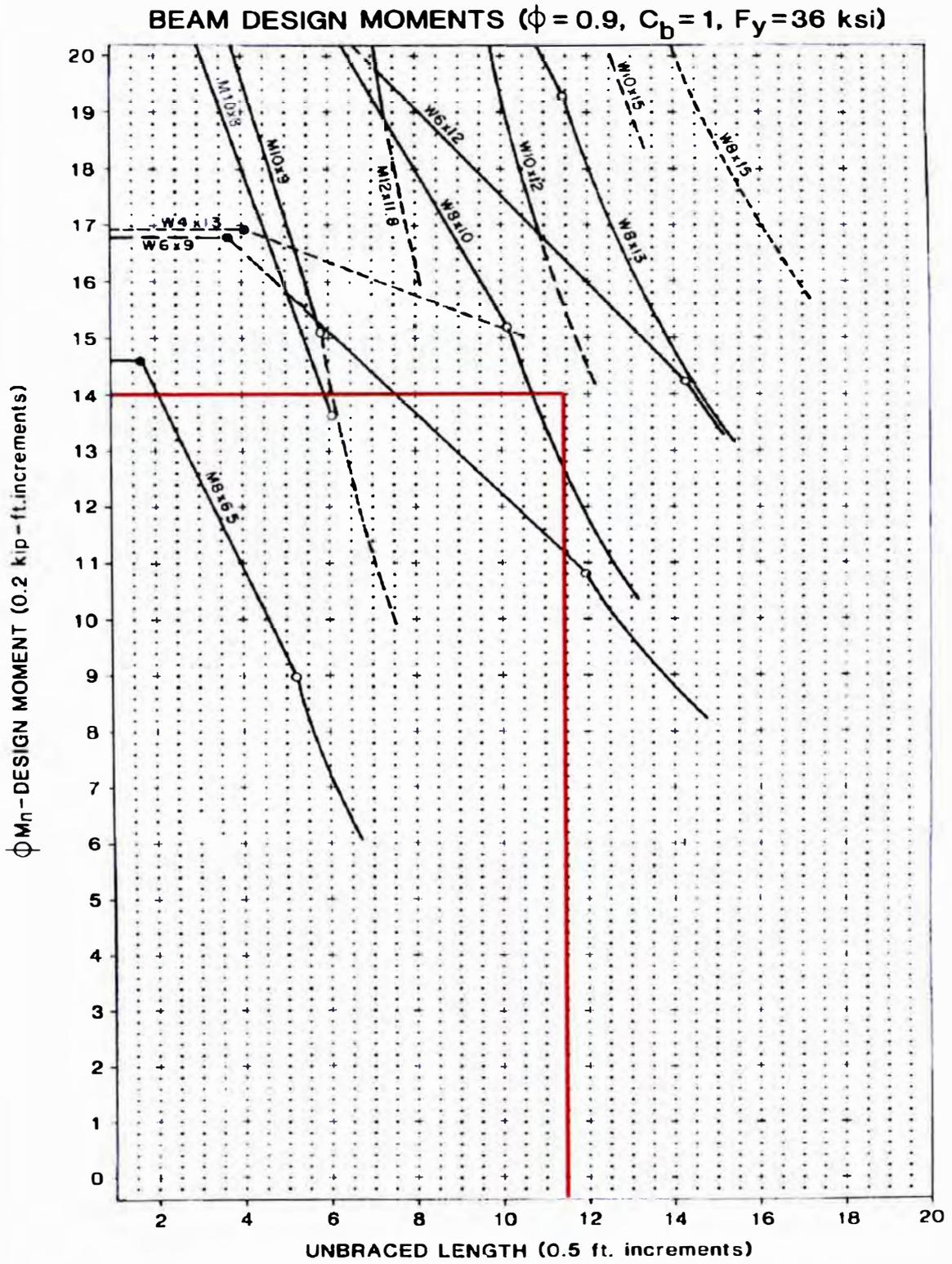


Fig. 3.1(s)

Se selecciona una perfil para la viga V7 : W 10x22

Verificación:

$$L_p = 5.5 \text{ ft}$$

$$L_r = 16.9 \text{ ft}$$

$$L_p < L_{b7} < L_r$$

ZONA II

$$\phi_b M_p = 70.2 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$BF = 2.19 \text{ kip}$$

$$M_{do} = \phi_b M_p - BF (L_{b7} - L_p) = 57 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_d = \min (M_{do} \cdot C_b, \phi_b M_p) = 65 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\text{if } (M_d > M_{\text{efectivo}}, \text{"OK"}, \text{"Falla"}) = \text{"OK"}$$

Cálculo de la deflexión:

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

Módulo de elasticidad del acero

$$I_{7xx} = 118 \text{ in}^4$$

Momento de inercia viga V7

Deflexión:

$$\Delta_1 = \frac{5.W I_7^4}{384.E.I_{7xx}}$$

$$\Delta_1 = (4 \times 10^{-1}) \text{ mm}$$

$$F_7 = 11 \text{ kip}$$

$$a = 46.92 \text{ in}$$

$$x_7 = 5.83 \text{ ft}$$

Punto medio de la viga

$$\Delta_2 = \frac{F_7 \cdot x_7}{6.E.I_{7xx}} \cdot (3 \cdot a \cdot l_7 - 3 \cdot a^2 - x_7^2)$$

$$\Delta_2 = 8 \text{ mm}$$

Deflexión por las fuerzas F7 en el punto
medio de la viga

$$\Delta_{\max} = \Delta_1 + \Delta_2 = 8 \text{ mm}$$

$$b = 7.83 \text{ ft}$$

$$\frac{l_7}{360} = 10 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\max} = 8 \text{ mm} < \frac{l_7}{360}$$

o.k

h. VIGA V8

Cargas muertas:

$$w_a = 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Peso propio de la viga

$$w_b = 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Peso de las barandas

$$w_{sg} = 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Sobrecargas impuestas (incluye grating)

Cargas vivas:

$$w_{se} = 500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Sobrecargas escaleras y otros

Fuerzas aplicadas en el viga

Área tributaria:

$$l_8 = 4.70 \text{ ft}$$

$$a_8 = 4.10 \text{ ft}$$

$$A_{tr8} = l_8 \cdot a_8 = 19.27 \text{ ft}^2$$

Área tributaria para la viga V8

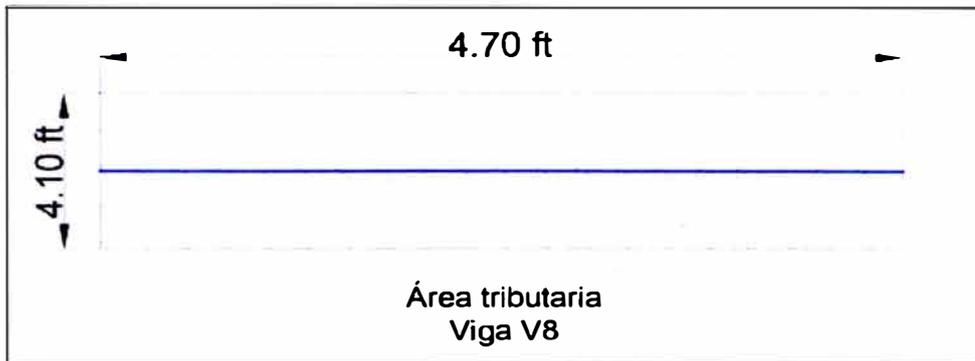


Fig. 3.1(t)

Fuerzas aplicadas a la viga V8 por efectos de las cargas muertas

$$F_a = w_a \cdot A_{tr8} = 158 \text{ lbf} \quad \text{Fuerza por el peso propio de la viga}$$

$$F_b = w_b \cdot A_{tr8} = 158 \text{ lbf} \quad \text{Fuerza por el peso de las barandas}$$

$$F_{sg} = w_{sg} \cdot A_{tr8} = 789 \text{ lbf} \quad \text{Fuerza por las Sobrecargas impuestas (incluye grating)}$$

Carga muerta total

$$w_{DT} = F_a + F_b + F_{sg}$$

$$w_{DT} = 1105 \text{ lbf} \quad \text{Fuerza total (Carga muerta)}$$

Fuerza por cargas muertas por unidad de longitud

$$W_D = \frac{w_{DT}}{l_8} = 235 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}} \quad \text{Carga por unidad de longitud}$$

Fuerzas aplicadas a la viga V8 por efectos de las cargas vivas

$$F_{se} = w_{se} \cdot A_{tr8} = 1973 \text{ lbf} \quad \text{Fuerza por escaleras y otros}$$

Carga viva total

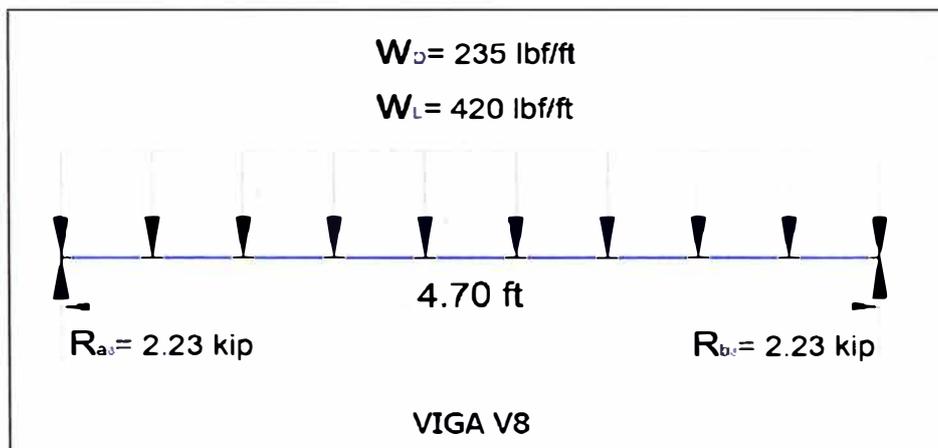
$$w_{DL} = F_{se}$$

Fuerza total (Carga viva)

Fuerza por cargas vivas por unidad de longitud

$$WL = \frac{w_{DL}}{l_8} = 420 \frac{lb_f}{ft}$$

Carga por unidad de longitud

**Fig. 3.1(u)**

Carga factorizada según la LRFD:

$$W = 1.2 \cdot W_D + 1.6 \cdot W_L$$

$$W = 0.95 \frac{kip}{ft}$$

$$M_u = \frac{W l_8^2}{8} = 2.63 \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$L_{b8} = l_8$$

$$L_{b8} = 4.7 \text{ ft}$$

En este caso la viga esta soportado lateralmente en tres puntos

$$C_b = 1.14$$

Manual AISC tabla 3-1 (ref 6)

$$M_{\text{efectivo}} = \frac{M_u}{C_b} = 2 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi = 0.9$$

Factor AISC

$$\phi \cdot M_n = 2 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Se selecciona una perfil para la viga V8 : C8x11.5

Cálculo de la deflexión:

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

Módulo de elasticidad del acero.

$$I_{8xx} = 32.5 \text{ in}^4$$

Momento de inercia viga V8

Deflexión:

$$\Delta_{\text{max}} = \frac{5.W J_8^4}{384.E.I_{8xx}}$$

$$\Delta_{\text{max}} = (3 \cdot 10^{-1}) \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{max}} = 0.3 \text{ mm} < \frac{l_8}{360}$$

o.k

i. VIGA V9

Cargas muertas:

$$w_a = 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Peso propio de la viga

$$w_b = 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Peso de las barandas

$$w_{\text{sg}} = 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Sobrecargas impuestas (incluye grating)

Cargas vivas:

$$w_{se} = 200 \frac{kgf}{m^2}$$

Sobrecargas escaleras y otros

Fuerzas aplicadas en el viga.

Área tributaria:

$$l_9 = 22.08 \text{ ft}$$

$$a_9 = 1.26 \text{ ft}$$

$$A_{tr9} = l_9 \cdot a_9 = 27.82 \text{ ft}^2$$

Área tributaria para la viga V9

**Fig. 3.1(v)**

Fuerzas aplicadas a la viga V9 por efectos de las cargas muertas

$$F_a = w_a \cdot A_{tr9} = 228 \text{ lbf}$$

Fuerza por el peso propio de la viga

$$F_b = w_b \cdot A_{tr9} = 228 \text{ lbf}$$

Fuerza por el peso de las barandas

$$F_{sg} = w_{sg} \cdot A_{tr9} = 1140 \text{ lbf}$$

Fuerza por las Sobrecargas impuestas (incluye grating)

Carga muerta total

$$w_{DT} = F_a + F_b + F_{sg}$$

$$w_{DT} = 1595 \text{ lbf}$$

Fuerza total (Carga muerta)

Fuerza por cargas muertas por unidad de longitud

$$W_D = \frac{w_{DT}}{l_9} = 72 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} \quad \text{Carga por unidad de longitud}$$

Fuerzas aplicadas a la viga V9 por efectos de las cargas vivas

$$F_{se} = w_{se} \cdot A_{tr9} = 1140 \text{ lbf} \quad \text{Fuerza por escaleras y otros}$$

Carga viva total

$$w_{DL} = F_{se} \quad \text{Fuerza total (Carga viva)}$$

Fuerza por cargas vivas por unidad de longitud

$$W_L = \frac{w_{DL}}{l_9} = 52 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} \quad \text{Carga por unidad de longitud}$$

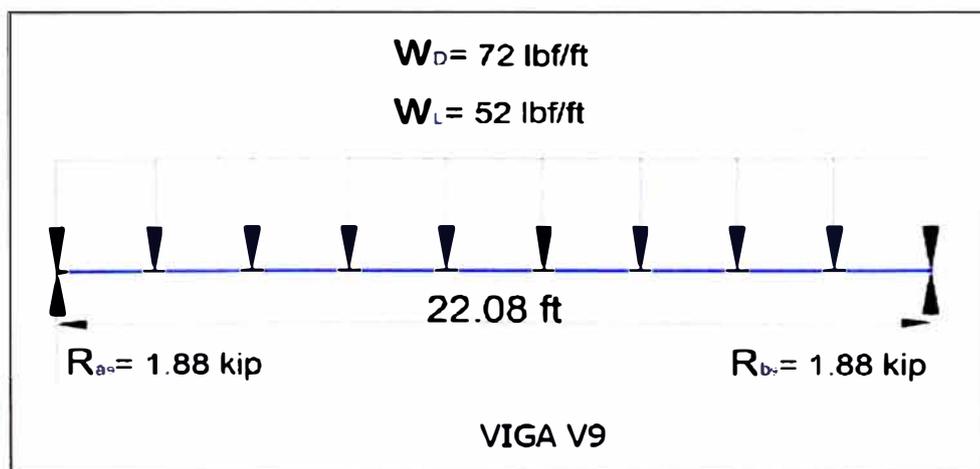


Fig. 3.1(w)

Carga factorizada según la LRFD:

$$W = 1.2 \cdot W_D + 1.6 \cdot W_L \quad W = 0.17 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$M_u = \frac{W L_9^2}{8} = 10.32 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

En este caso la viga esta soportado lateralmente en los extremos

$$C_b = 1.14$$

Manual AISC tabla 3-1 (ref 6)

$$M_{\text{efectivo}} = \frac{M_u}{C_b} = 9 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$\phi = 0.9$$

Factor AISC

$$\phi \cdot M_n = 9 \cdot \text{ft}$$

$$L_{b9} = 7.36 \text{ ft}$$

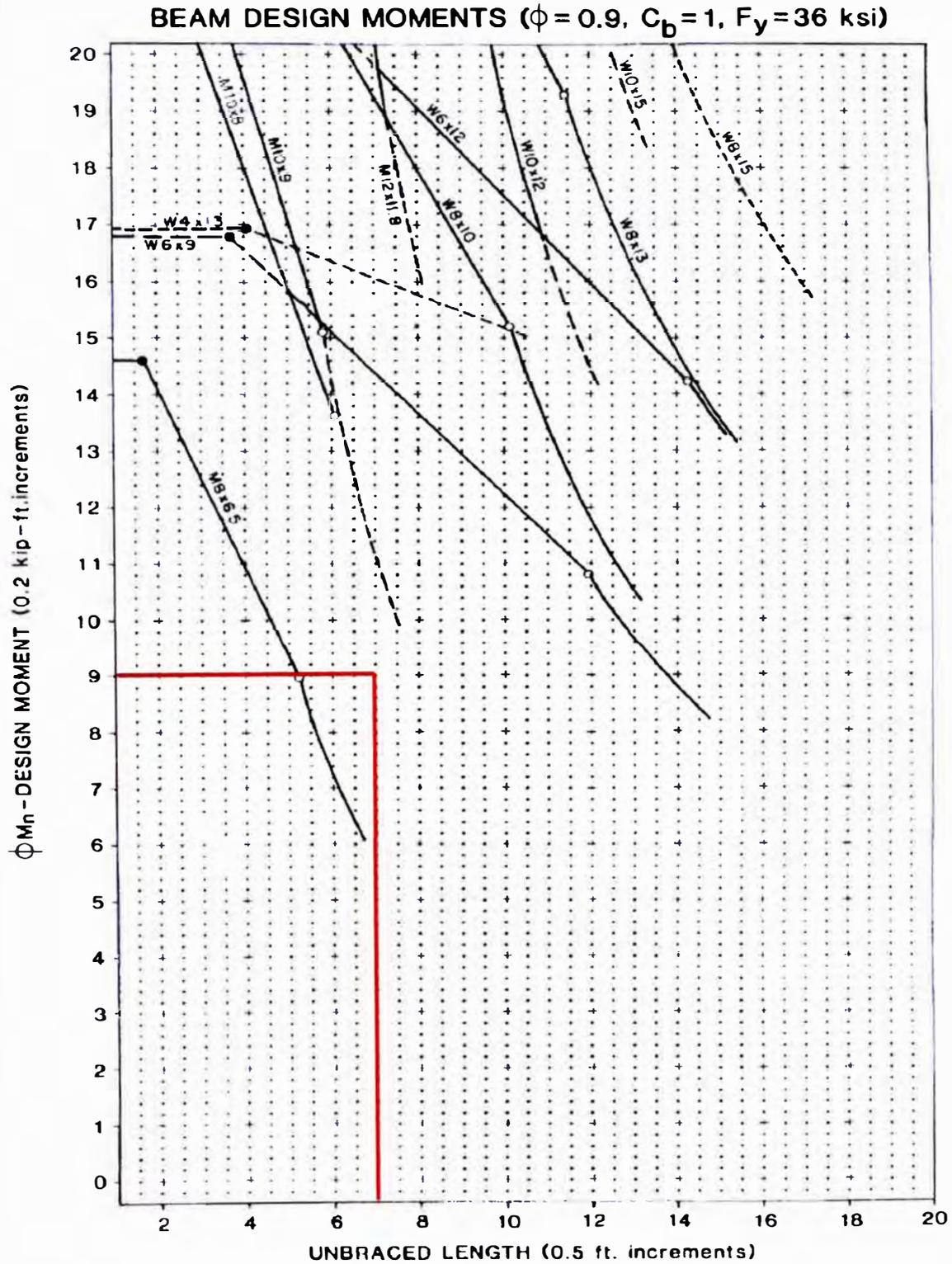


Fig. 3.1(x)

Se selecciona una perfil para la viga V9: W 8x15

Verificación:

$$L_p = 3.7 \text{ ft}$$

$$L_r = 12.6 \text{ ft}$$

$$L_p < L_{b9} < L_r$$

ZONA II

$$\phi_b M_p = 36.7 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$BF = 1.53 \text{ kip}$$

$$M_{do} = \phi_b M_p - BF (L_{b9} - L_p) = 31 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_d = \min (M_{do} \cdot C_b, \phi_b M_p) = 35 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

if ($M_d > M_{\text{efectivo}}$, "OK", "Falla") = "OK"

Cálculo de la deflexión:

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

Módulo de elasticidad del acero

$$I_{9xx} = 48 \text{ in}^4$$

Momento de inercia viga V9

Deflexión:

$$\Delta_{\max} = \frac{5.W.L_9^4}{384.E.I_{9xx}}$$

$$\Delta_{\max} = 17 \text{ mm}$$

$$\frac{l_9}{360} = 19 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\max} = 17 \text{ mm} < \frac{l_9}{360}$$

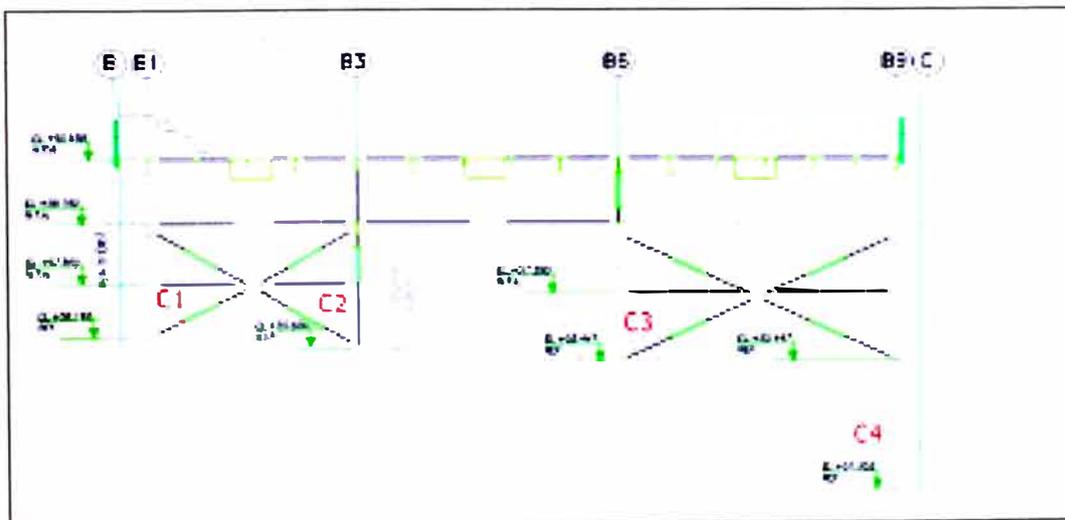
o.k

Resumen de perfiles:

Viga	Perfil	Momento max kip.ft	Longitud max m
V1	W18x76	277.41	7.303
V2	W18x55	157	7.303
V3	W 24x68	226	6.517
V4	W 16x40	105.77	6.76
V5	W16x50	123.43	7.303
V6	W8x15	6.9	2.377
V7	W10x22	2.63	3.539
V8	C 8x11.5	2.63	1.433
V9	W8x15	10.32	6.729

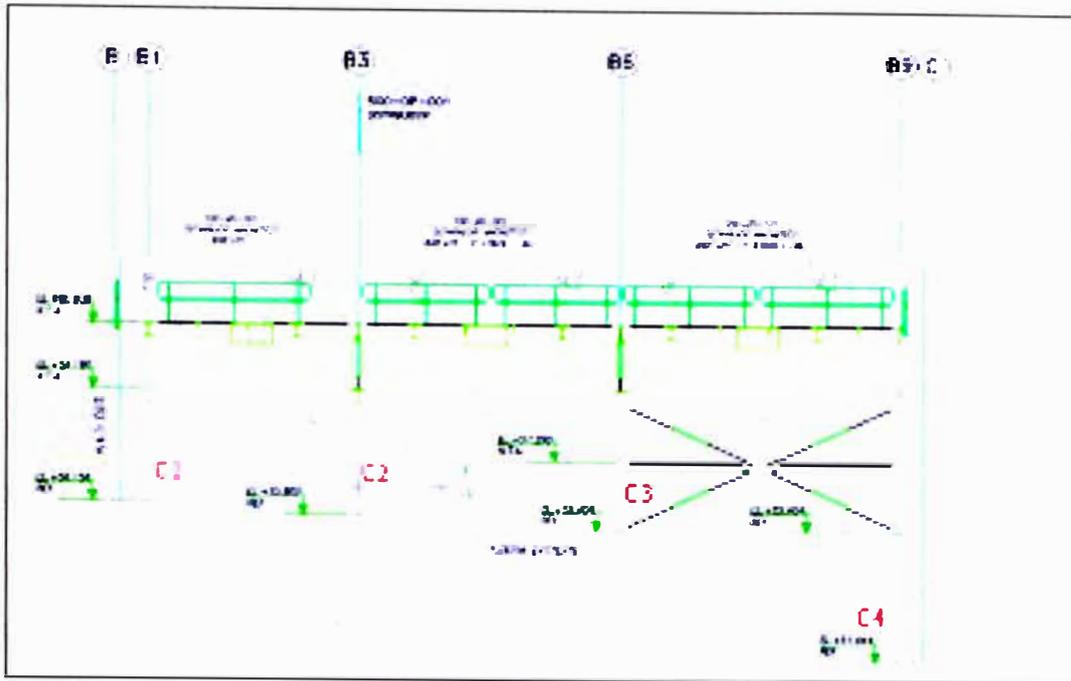
Tabla. 3.1(a)

Esquema preliminar para el diseño de columnas



Elevación de Eje 20

Fig. 3.1 (h)



Elevación de Eje 19

Fig. 3.1(i)

3.2 CÁLCULO DE COLUMNAS PRINCIPALES

a. Columna C1

Cargas muertas:

$$w_a = 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Peso de la estructura}$$

$$w_b = 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Peso de las barandas}$$

$$w_{sg} = 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Sobrecargas impuestas (incluye grating)

$$F_{\text{separ}} = 6375 \text{ kgf} \quad \text{Peso del separador, chute y concretado}$$

Cargas vivas:

$$w_{se} = 500 \frac{kgf}{m^2}$$

Sobrecargas escaleras y otros

Fuerzas aplicadas en la columna

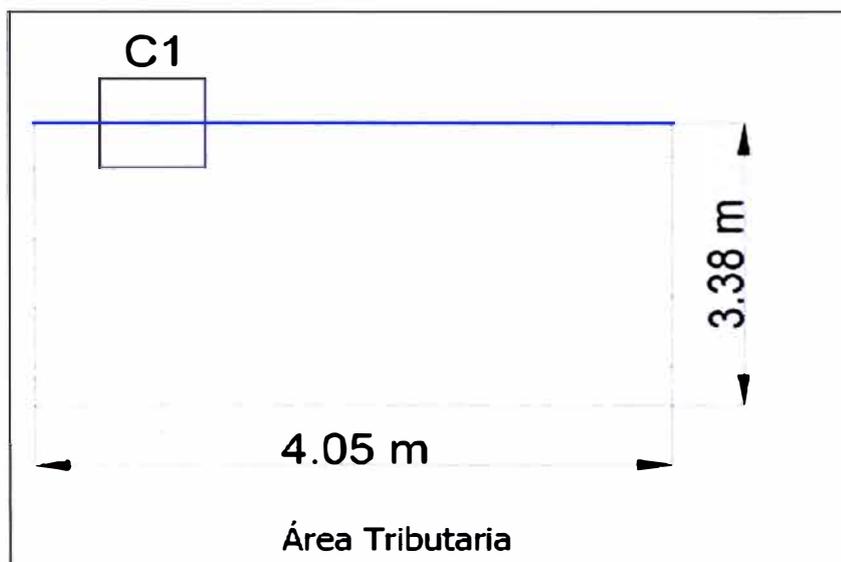
Área tributaria:

$$l_1 = 4.05 \text{ m}$$

$$a_1 = 3.38 \text{ m}$$

$$A_{tr1} = l_1 \cdot a_1 = 13.69 \text{ m}^2$$

Área tributaria para la columna C1

**Fig. 3.2(a)**

Fuerzas aplicadas a la columna C1 por efectos de las cargas muertas

$$F_a = w_a \cdot A_{tr1} = 1207 \text{ lbf} \quad \text{Fuerza por el peso de la estructura}$$

$$F_b = w_b \cdot A_{tr1} = 1207 \text{ lbf} \quad \text{Fuerza por el peso de las barandas}$$

$$F_{sg} = w_{sg} \cdot A_{tr1} = 6036 \text{ lb} \quad \text{Fuerza por las sobrecargas impuestas}$$

Carga muerta total

$$w_D = F_a + F_b + F_{sg} + F_{separ}$$

$$w_D = 23 \text{ kip} \quad \text{Fuerza total (Carga muerta)}$$

Fuerzas aplicadas a la columna C1 por efectos de las cargas vivas

$$F_{se} = w_{se} \cdot A_{tr1} = 15090 \text{ lbf} \quad \text{Fuerza por escaleras y otros}$$

Carga viva total

$$w_L = F_{se}$$

$$w_L = 15 \text{ kip} \quad \text{Fuerza total (Carga viva)}$$

Carga factorizada según la LRFD:

$$W_1 = 1.2 \cdot w_D + 1.6 \cdot w_L$$

$$W_1 = 51 \text{ kip}$$

b. Columna C2

Cargas muertas:

$$w_a = 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Peso de la estructura}$$

$$w_b = 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Peso de las barandas}$$

$$w_{sg} = 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Sobrecargas impuestas (incluye grating)}$$

$$F_{separ} = 12750 \text{ kgf} \quad \text{Peso del separador, chute y concretado}$$

Cargas vivas:

$$w_{se} = 500 \frac{kgf}{m^2}$$

Sobrecargas escaleras y otros

Fuerzas aplicadas en la columna

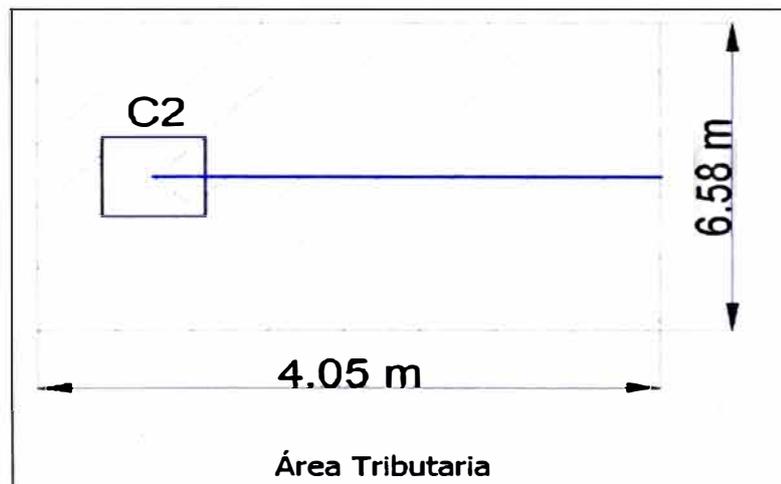
Área tributaria:

$$l_2 = 4.05 \text{ m}$$

$$a_2 = 6.58 \text{ m}$$

$$A_{tr2} = l_2 \cdot a_2 = 26.65 \text{ m}^2$$

Área tributaria para la columna C2

**Fig. 3.2(b)**

Fuerzas aplicadas a la columna C2 por efectos de las cargas muertas

$$F_a = w_a \cdot A_{tr2} = 2350 \text{ lbf}$$

Fuerza por el peso propio de la viga

$$F_b = w_b \cdot A_{tr2} = 2350 \text{ lbf}$$

Fuerza por el peso de las barandas

$$F_{sg} = w_{sg} \cdot A_{tr2} = 11750 \text{ lbf}$$

Fuerza por las sobrecargas impuestas

Carga muerta total

$$w_D = F_a + F_b + F_{sg} + F_{separ}$$

$$w_D = 45 \text{ kip}$$

Fuerza total (Carga muerta)

Fuerzas aplicadas a la columna C2 por efectos de las cargas vivas

$$F_{se} = w_{se} \cdot A_{tr2} = 29375 \text{ lbf}$$

Fuerza por escaleras y otros

Carga viva total

$$w_L = F_{se}$$

$$w_L = 29 \text{ kip}$$

Fuerza total (Carga viva)

Carga factorizada según la LRFD:

$$W_2 = 1.2 \cdot w_D + 1.6 \cdot w_L$$

$$W_2 = 100 \text{ kip}$$

c. Columna C3**Cargas muertas:**

$$w_a = 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Peso de la estructura

$$w_b = 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Peso de las barandas

$$w_{sg} = 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Sobrecargas impuestas (incluye grating)

$$F_{separ} = 12750 \text{ kgf}$$

Peso del separador, chute y concentrado

$$F_{torre} = 1827 \text{ kgf}$$

Peso de la torre, cajón de pulpa

Cargas vivas:

$$w_{se} = 500 \frac{kgf}{m^2}$$

Sobrecargas escaleras y otros

Fuerzas aplicadas en la columna

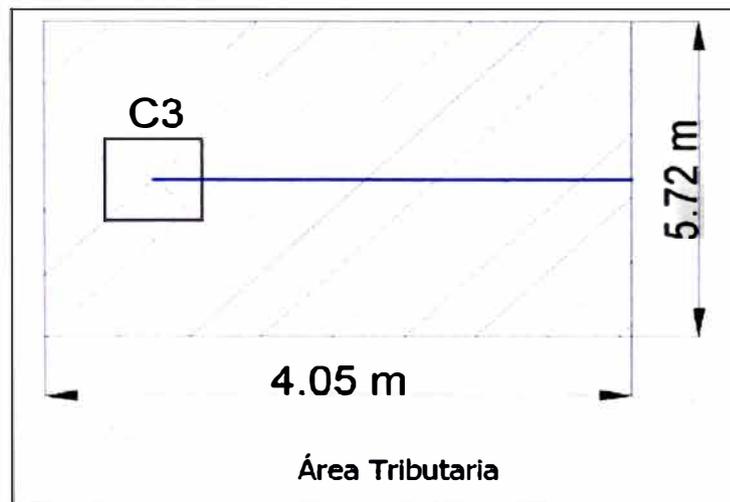
Área tributaria:

$$l_3 = 4.05 \text{ m}$$

$$a_3 = 5.72 \text{ m}$$

$$A_{tr3} = l_3 \cdot a_3 = 23.17 \text{ m}^2$$

Área tributaria para la columna C3

**Fig. 3.2(c)**

Fuerzas aplicadas a la columna C3 por efectos de las cargas muertas

$$F_a = w_a \cdot A_{tr3} = 2043 \text{ lbf}$$

Fuerza por el peso propio de la viga

$$F_b = w_b \cdot A_{tr3} = 2043 \text{ lbf}$$

Fuerza por el peso de las barandas

$$F_{sg} = w_{sg} \cdot A_{tr3} = 10214 \text{ lbf}$$

Fuerza por las sobrecargas impuestas

Carga muerta total

$$w_D = F_a + F_b + F_{sg} + F_{separ} + F_{torre}$$

$$w_D = 46 \text{ kip}$$

Fuerza total (Carga muerta)

Fuerzas aplicadas a la columna C3 por efectos de las cargas vivas

$$F_{se} = w_{se} \cdot A_{tr3} = 25536 \text{ lbf}$$

Fuerza por el peso barandas y grating

Carga viva total

$$w_L = F_{se}$$

$$w_L = 26 \text{ kip}$$

Fuerza total (Carga viva)

Carga factorizada según la LRFD:

$$W_3 = 1.2 \cdot w_D + 1.6 \cdot w_L$$

$$W_3 = 97 \text{ kip}$$

d. COLUMNA C4

Cargas muertas:

$$w_a = 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Peso de la estructura

$$w_b = 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Peso de las barandas

$$w_{sg} = 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Sobrecargas impuestas (incluye grating)

$$F_{separ} = 6375 \text{ kgf}$$

Peso del separador, chute y concentrado

Cargas vivas:

$$w_{se} = 500 \frac{kgf}{m^2}$$

Sobrecargas escaleras y otros

Fuerzas aplicadas en la columna

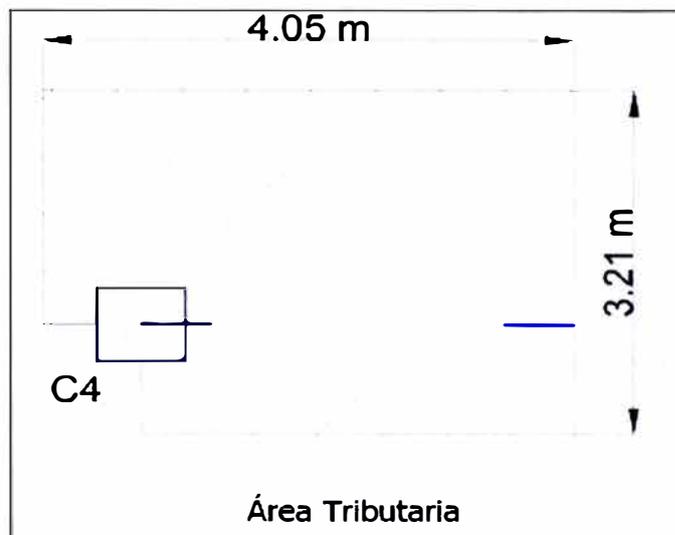
Área tributaria:

$$l_4 = 4.05 \text{ m}$$

$$a_4 = 3.21 \text{ m}$$

$$A_{tr4} = l_4 \cdot a_4 = 13 \text{ m}^2$$

Área tributaria para la columna C4

**Fig. 3.2(d)**

Fuerzas aplicadas a la columna C4 por efectos de las cargas muertas

$$F_a = w_a \cdot A_{tr4} = 1146 \text{ lbf}$$

Fuerza por el peso de la estructura

$$F_b = w_b \cdot A_{tr4} = 1146 \text{ lbf}$$

Fuerza por el peso de las barandas

$$F_{sg} = w_{sg} \cdot A_{tr4} = 5732 \text{ lbf}$$

Fuerza por las sobrecargas impuestas

Carga muerta total

$$w_D = F_a + F_b + F_{sg} + F_{separ}$$

$$w_D = 22 \text{ kip}$$

Fuerza total (Carga muerta)

Fuerzas aplicadas a la columna C4 por efectos de las cargas vivas

$$F_{se} = w_{se} \cdot A_{tr4} = 14331 \text{ lbf}$$

Fuerza por escaleras y otros

Carga viva total

$$w_L = F_{se}$$

$$w_L = 14 \text{ kip}$$

Fuerza total (Carga viva)

Carga factorizada según la LRFD:

$$W_4 = 1.2 \cdot w_D + 1.6 \cdot w_L$$

$$W_4 = 49 \text{ kip}$$

Esquema del marco con ladeo no impedido.

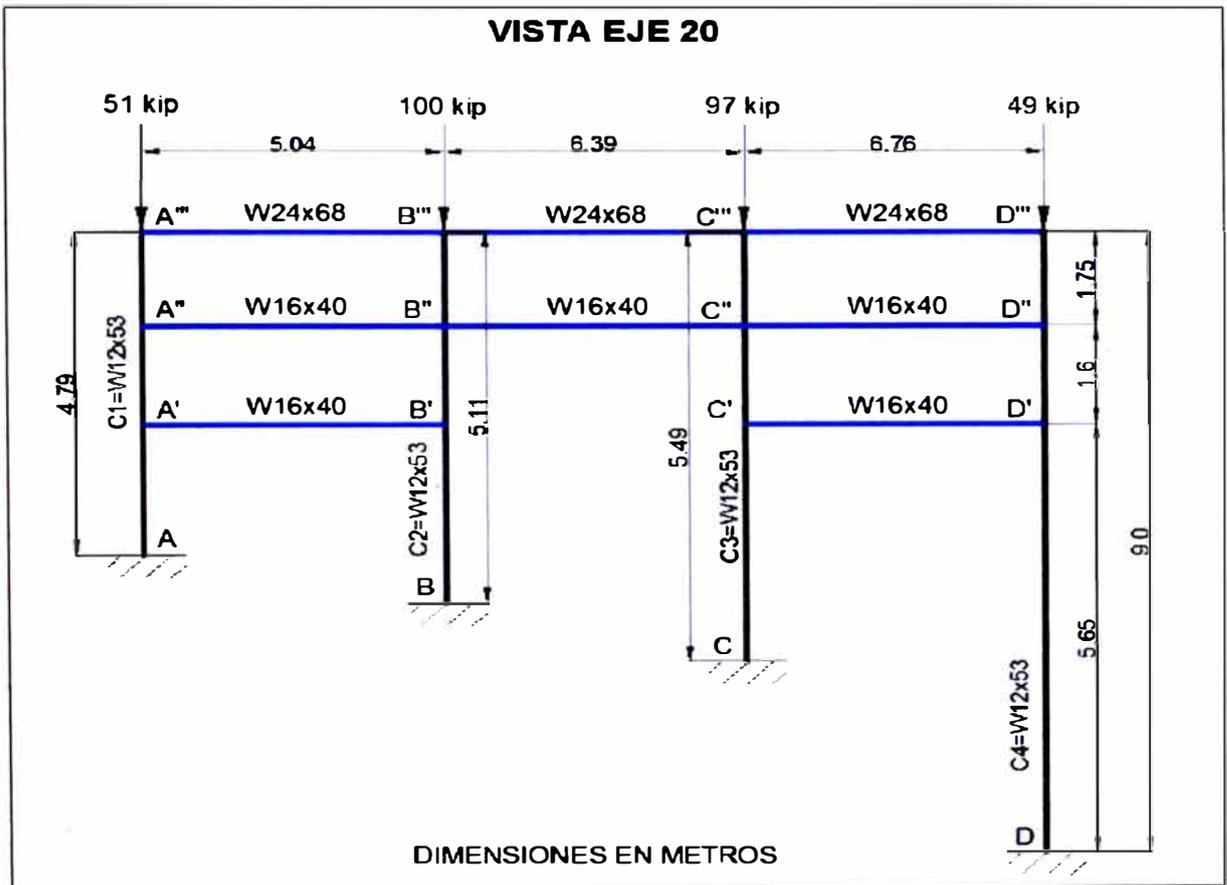


Fig. 3.2(e)

Las uniones A, B, C y D se consideran como rígidas.

Se procede a encontrar los factores de rigidez, para la columna C1 el tramo AA':

Miembro AA'

Perfil : W12x53

$$I_{AA'} = 425 \text{ in}^4$$

Momento de inercia

$$L_{AA'} = 56.85 \text{ in}$$

Longitud del tramo

$$\frac{I_{AA'}}{L_{AA'}} = 7.47 \text{ in}^3$$

Relación I/L

Miembro A'A''

Perfil : W12x53

$$I_{A'A''} = 425 \text{ in}^4$$

Momento de inercia

$$L_{A'A''} = 62.99 \text{ in}$$

Longitud del tramo

$$\frac{I_{A'A''}}{L_{A'A''}} = 6.747 \text{ in}^3$$

Relación I/L

Miembro A'B'

Perfil : W16X40

$$I_{A'B'} = 518 \text{ in}^4$$

Momento de inercia

$$L_{A'B'} = 198.43 \text{ in}$$

Longitud del tramo

$$\frac{I_{A'B'}}{L_{A'B'}} = 2.61 \text{ in}^3$$

Relación I/L

Factores G para el nudo A y A'

$$G = \frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)} \quad \text{Constante G para cada nudo}$$

Para el nudo A

Por considerarse una unión rígida en valor de G es 1

$$G_A = 1$$

Para el nudo A'

Condición para en extremo del trabe, para el caso de ladeo no impedido, conexión articulada = 0.5

$$G_{A'} = \frac{\frac{I_{AA'} + I_{A'A''}}{L_{AA'} + L_{A'A''}}}{0.5 \cdot \frac{I_{A'B'}}{L_{A'B'}}}$$

$$G_{A'} = 10.9$$

Factor de K según el monograma:

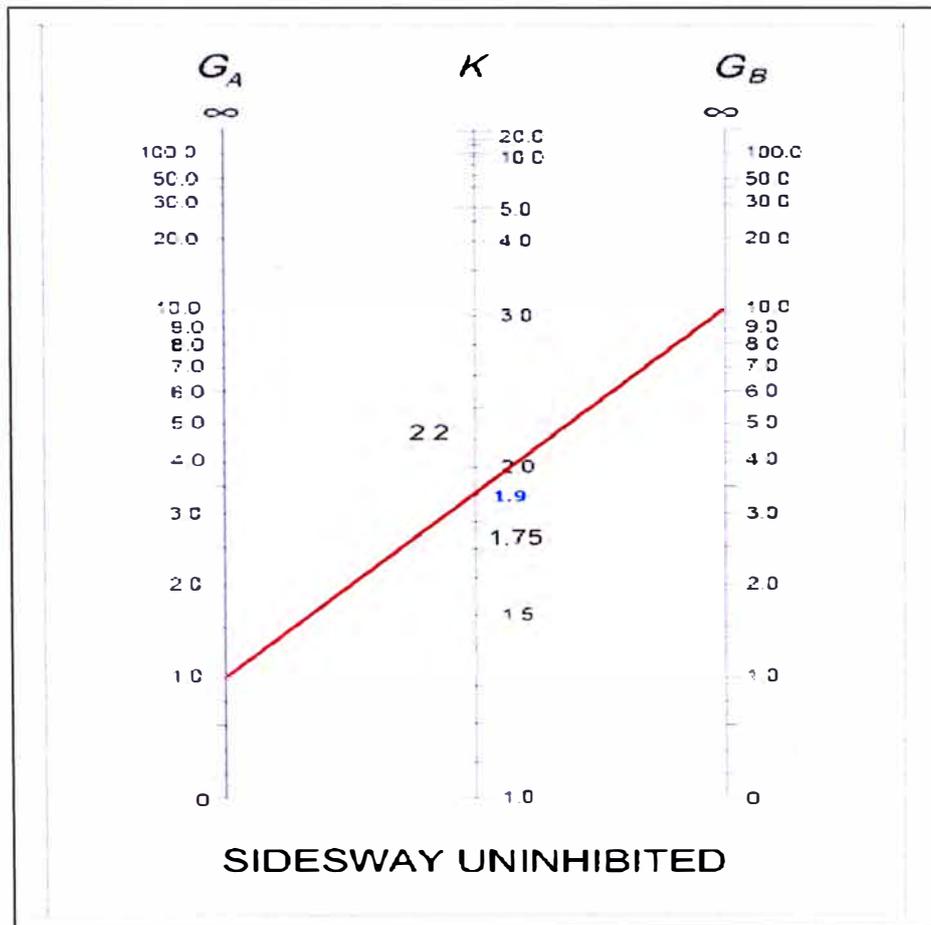


Fig. 3.2(f)

$$K=1.9$$

$$I_{yy} = 95.8 \text{ in}^4$$

$$A = 15.6 \text{ in}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}} = 2.478 \text{ in}$$

Momento de inercia del eje YY

Área del perfil W12x53

Radio de giro

$$\lambda = \frac{K \cdot L_{AA'}}{r}$$

Esbeltez del tramo AA'

TABLA 3.2

**Design Stress For Compression Members Of 36 Ksi Specified
Yield Stress Steel, $\phi_c = 0.85^{(a)}$**

$\frac{KI}{r}$	$\phi_c F_{cr}$ ksi								
1	30.60	41	28.01	81	21.66	121	14.16	161	8.23
2	30.59	42	27.89	82	21.48	122	13.98	162	8.13
3	30.59	43	27.76	83	21.29	123	13.80	163	8.03
4	30.57	44	27.64	84	21.11	124	13.62	164	7.93
5	30.56	45	27.51	85	20.92	125	13.44	165	7.84

$$\lambda = 43.59$$

Interpolando, se obtiene:

$$\phi_c F_{cr} = 27.69 \text{ ksi}$$

$$P_d = \phi_c F_{cr} \cdot A$$

$$P_d = 432 \text{ kip}$$

Fuerza máxima que soporta a compresión

$$W_1 = 51.1 \text{ kip}$$

if ($W_1 < P_d$, "OK", "Falla") = "Ok"

A continuación la Tabla N° 02 detallando los factores de rigidez para todos los miembros:

TABLA N° 2

Miembro	Perfil	I	L(mm)	L(in)	I/L
AA'	W12x53	425	1444	56.85	7.48
A'A''	W12x53	425	1600	62.99	6.75
A''A'''	W12x53	425	1748	68.82	6.18
BB'	W12x53	425	1760	69.29	6.13
B'B''	W12x53	425	1600	62.99	6.75
B''B'''	W12x53	425	1748	68.82	6.18
CC'	W12x53	425	2143	84.37	5.04
C'C''	W12x53	425	1600	62.99	6.75
C''C'''	W12x53	425	1748	68.82	6.18
DD'	W12x53	425	5638	221.97	1.91
D'D''	W12x53	425	1600	62.99	6.75
D''D'''	W12x53	425	1748	68.82	6.18
A'B'	W16x40	518	5040	198.43	2.61
A''B''	W16x40	518	5040	198.43	2.61
A'''B'''	W24x68	1830	5040	198.46	9.22
B''C''	W16x40	518	6390	251.57	2.06
B'''C'''	W24x68	1830	6390	251.57	7.27
C'D'	W16x40	518	6760	266.14	1.95
C''D''	W16x40	518	6760	266.14	1.95
C'''D'''	W24x68	1830	6760	266.14	6.88

Se detalla en la tabla N° 03 los factores G para cada nudo.

TABLA N° 03

Nudo	$\Sigma(Ic/Lc)/\Sigma(Ig/Lg)$
A	1
A'	10.90
A''	9.90
A'''	1.34
B	1.00
B'	9.87
B''	5.53
B'''	0.75
C	1.00
C'	12.11
C''	6.45
C'''	0.87
D	1.00
D'	8.90
D''	13.28
D'''	1.80

En la tabla N° 04 se detalla la Esbeltez para cada miembro de las columnas:

TABLA N° 4

Columna	Ga	Gb	K*	L	A	ly-y	r	$\lambda=(K*L)/r$
AA'	1	10.9	1.9	56.85	15.6	95.8	2.48	43.59
A'A''	10.9	9.9	3.1	62.99	15.6	95.8	2.48	78.80
A''A'''	9.9	1.34	1.9	68.82	15.6	95.8	2.48	52.76
BB'	1	9.87	1.9	69.29	15.6	95.8	2.48	53.13
B'B''	9.87	5.53	2.7	62.99	15.6	95.8	2.48	68.63
B''B'''	5.53	0.75	1.63	68.82	15.6	95.8	2.48	45.27
CC'	1	12.11	1.82	84.37	15.6	95.8	2.48	65.37
C'C''	12.11	6.45	2.85	62.99	15.6	95.8	2.48	72.45
C''C'''	6.45	0.87	1.75	68.82	15.6	95.8	2.48	48.60
DD'	1	8.9	1.88	221.97	15.6	95.8	2.48	168.39
D'D''	8.9	13.28	3.1	62.99	15.6	95.8	2.48	78.80
D''D'''	13.28	1.8	2.2	68.82	15.6	95.8	2.48	61.10

En la tabla 05 se detallan las cargas máximas que pueden soportar cada tramo:

TABLA N° 05

Columna	$\lambda=(K*L)/r$	$\phi_c F_{cr}(\text{ksi})$	Pd(kip)	W(kip)	Pd > W
AA'	43.59	27.69	431.96	51	Ok
A'A''	78.80	22.07	344.29	51	Ok
A''A'''	52.76	26.43	412.31	51	Ok
BB'	53.13	26.37	411.37	151	Ok
B'B''	68.63	23.88	372.53	151	Ok
B''B'''	45.27	27.47	428.53	151	Ok
CC'	65.37	24.44	381.26	146	Ok
C'C''	72.45	23.21	362.08	146	Ok
C''C'''	48.60	27.03	421.67	146	Ok
DD'	168.39	7.52	117.31	49	Ok
D'D''	78.80	22.07	344.29	49	Ok
D''D'''	61.10	25.14	392.18	49	Ok

Las columnas C2 y C3 deben arriostrar a todo el marco.

Columnas exteriores:

Las columnas C1 se diseña para una carga de 51 kip.

Las columnas C4 se diseña para una carga de 49 kip.

Columnas interiores:

Para el pandeo en el plano, la columna tiene que soportar la carga directamente aplicada a ella y su parte debida a la carga aplicada a las columnas inclinables, se obtiene:

$$C2: 51 \text{ kip} + 100 \text{ kip} = 151 \text{ kip}$$

$$C3: 49 \text{ kip} + 97 \text{ kip} = 146 \text{ kip}$$

3.3 CÁLCULO DE ARRIOSTRES

La función principal de los arriostres es impedir el desplazamiento lateral de la estructura, por lo tanto el diseño lo rige los desplazamientos nodales que este dentro del rango permisible de la norma.

Cargas de Sismo

$h_h = 8.99 \text{ m}$ Altura de la estructura medida desde el nivel del piso.

$A_a = 0.44$ Coeficiente de aceleración para Lima.

$S = 1.0$ Coeficiente de sitio.

Periodo de la edificación.

$$T = 0.09 h_h^{0.75} \cdot \frac{S}{m^4}$$

$$T = 0.467 \text{ s}$$

Se empleo la Norma Técnica Peruana E.030 (ref 5) en la determinación del cortante sísmico.

Los parámetros utilizados son:

$$V = \frac{ZUCS}{R} W$$

Z = 0.4 Factor de zona

U = 1.0 Factor de uso

C = 2.5 Factor de amplificación sísmica

S = 1 Factor de suelo

R_x = 6 Coeficiente de reducción sísmica

R_y = 6 Coeficiente de reducción sísmica

W = Peso sísmico

Espectro sísmico

Se utilizo el espectro de la NPT E.030 Diseño Sismo Resistente, para las direcciones sísmicas en X e Y se tomó el siguiente espectro:

Parámetros:

Z = 0.4 Aceleración máx. del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años

U = 1.0 Coeficiente de importancia

R = 6.0 Coeficiente de reducción de fuerza sísmica (Arriostres en cruz)

Perfil de suelo tipo S1

S = 1.0 Factor de suelo

T_p = 0.4 s Periodo de vibración del terreno

Desarrollo del espectro

$$C = 2.5 \cdot \frac{T_P}{T}$$

$$S_a = 9.8 \cdot \frac{Z.U.S.C}{R}$$

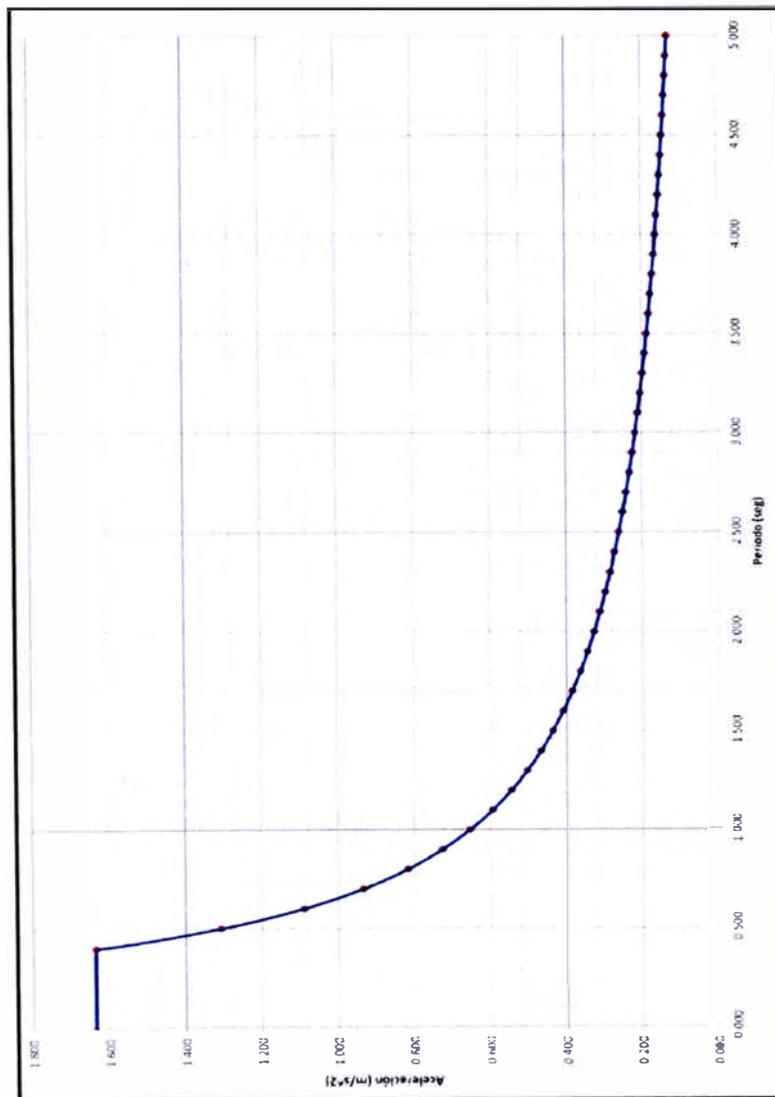
En la tabla N° 06 se detalla el Espectro de aceleraciones en los ejes X e Y

TABLA N° 06

C	T(seg)	Sa(m/s²)
2.500	0.400	1.633
2.000	0.500	1.307
1.667	0.600	1.089
1.429	0.700	0.933
1.250	0.800	0.817
1.111	0.900	0.726
1.000	1.000	0.653
0.909	1.100	0.594
0.833	1.200	0.544
0.769	1.300	0.503
0.714	1.400	0.467
0.667	1.500	0.436
0.625	1.600	0.408
0.588	1.700	0.384
0.556	1.800	0.363
0.526	1.900	0.344
0.500	2.000	0.327

0.476	2.100	0.311
0.455	2.200	0.297
0.435	2.300	0.284
0.417	2.400	0.272
0.400	2.500	0.261
0.385	2.600	0.251
0.370	2.700	0.242
0.357	2.800	0.233
0.345	2.900	0.225
0.333	3.000	0.218
0.323	3.100	0.211
0.313	3.200	0.204
0.303	3.300	0.198
0.294	3.400	0.192
0.286	3.500	0.187
0.278	3.600	0.177
0.270	3.700	0.172
0.263	3.800	0.168
0.256	3.900	0.168
0.250	4.000	0.163
0.244	4.100	0.159
0.238	4.200	0.156
0.233	4.300	0.152
0.227	4.400	0.148
0.222	4.500	0.145
0.217	4.600	0.142

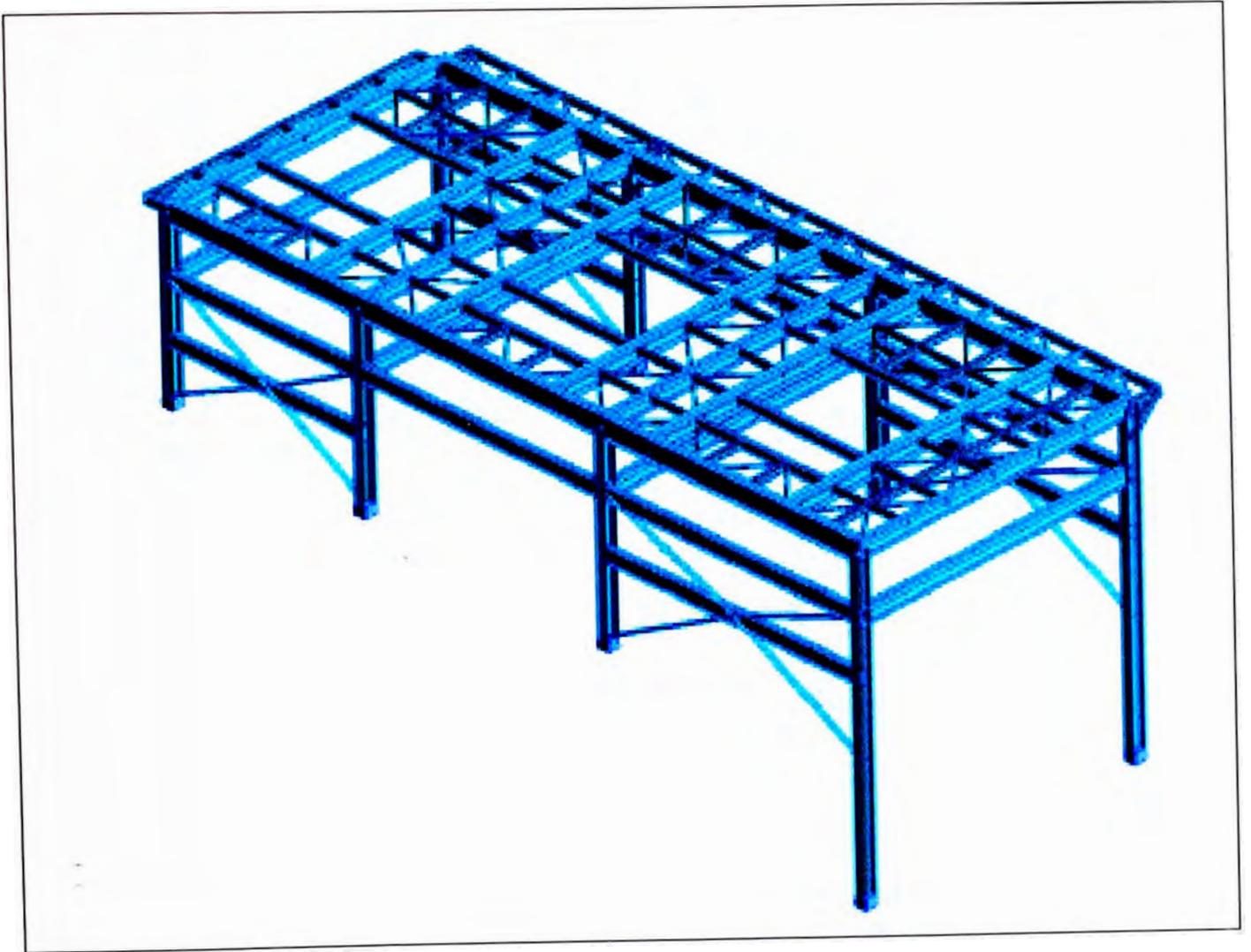
0.213	4.700	0.139
0.208	4.800	0.136
0.204	4.900	0.133
0.200	5.000	0.131



Desarrollo del espectro en X, Y

Fig. 3.3(a)

Desarrollo del espectro en X, Y



VISTA 3D

Fig. 3.3(b)

Se asume los siguientes perfiles para los arriostres:

Arriostres de planta: XL 3x3x1/4

Arriostres de elevación: L 2.5x2.5x1/4

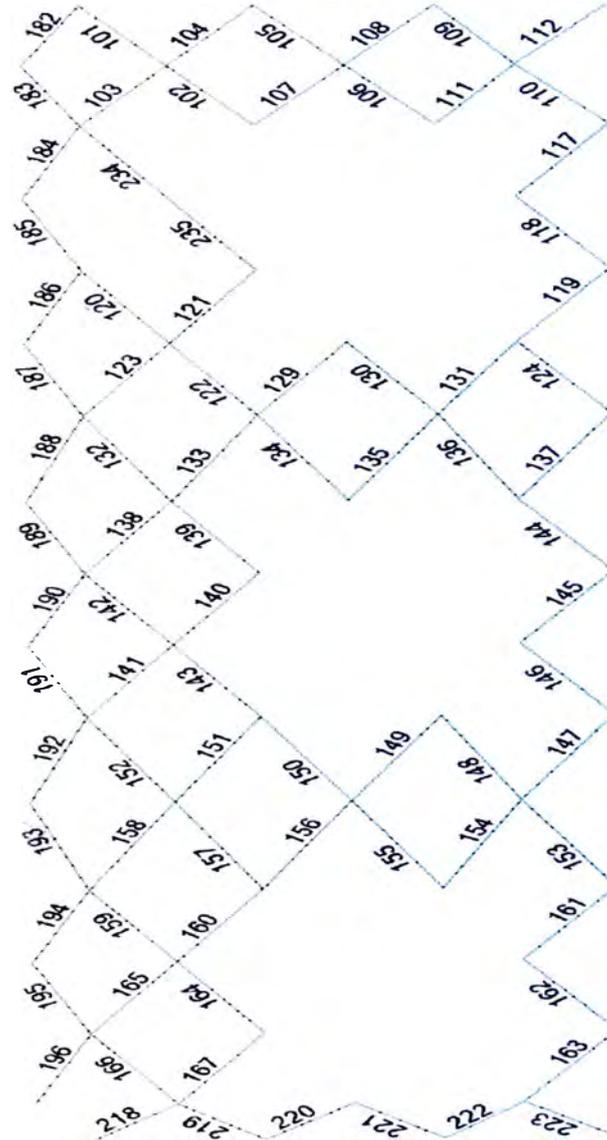


Fig. 3.3(c)

Numeración de los arriostres en vista de planta

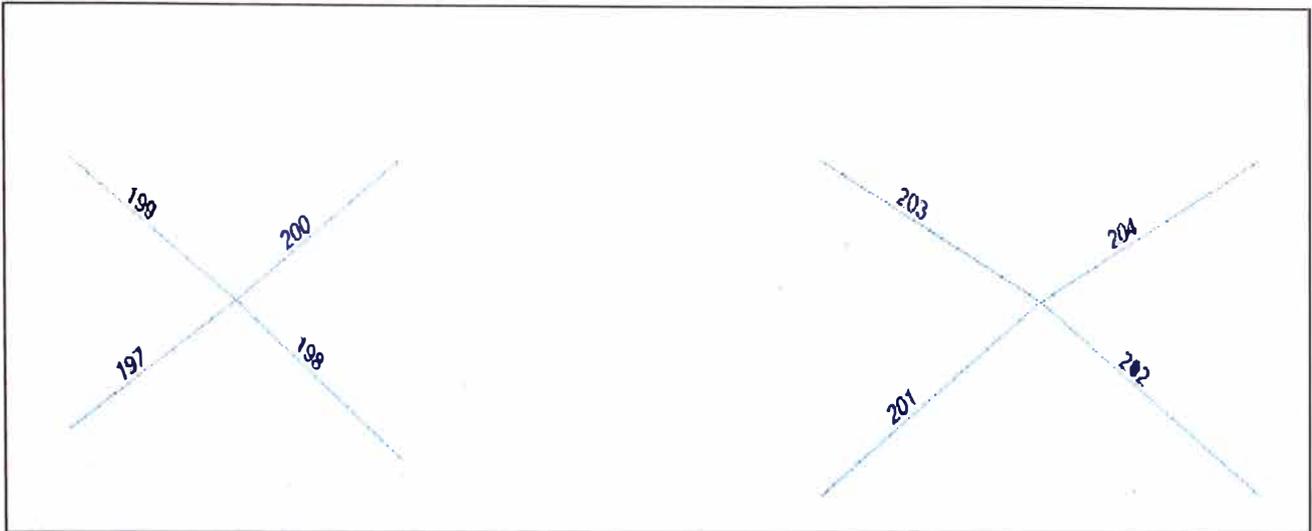


Fig. 3.3(d)

Numeración de los arriostres elevación 19

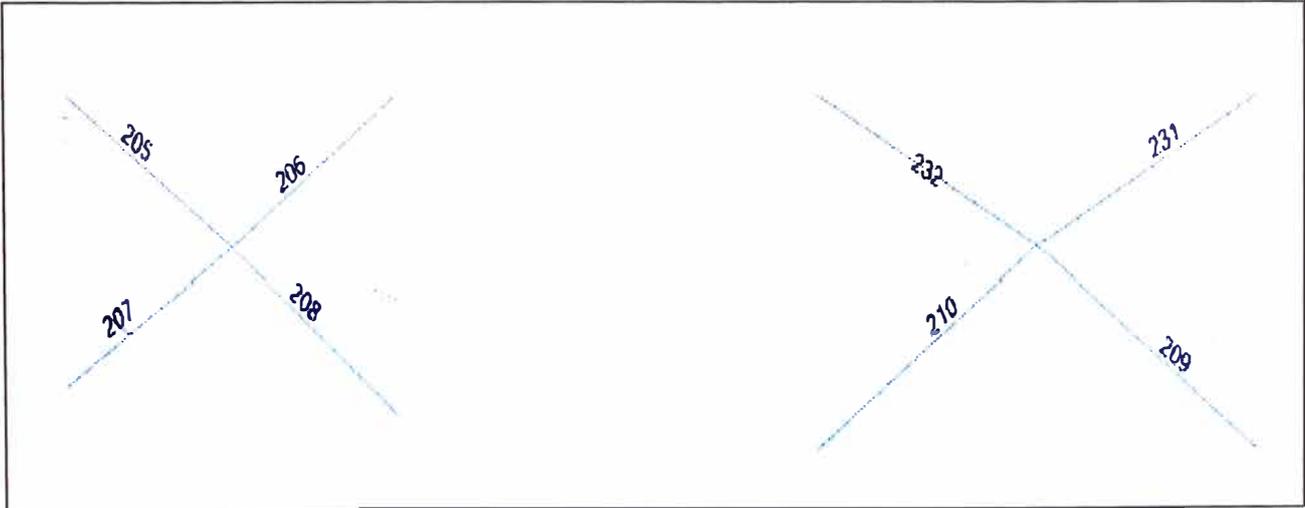


Fig. 3.3(e)

Numeración de los arriostres elevación 20

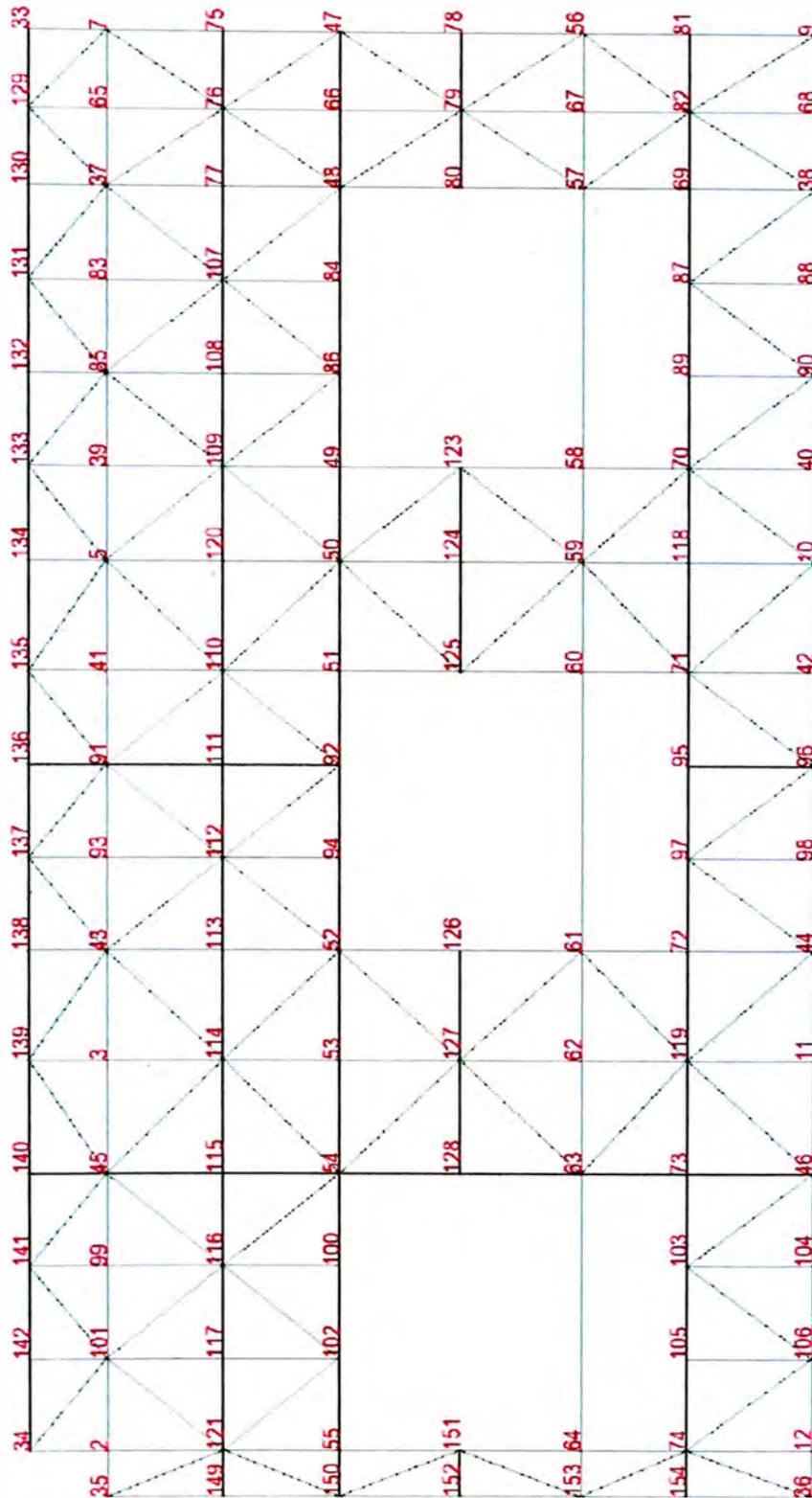
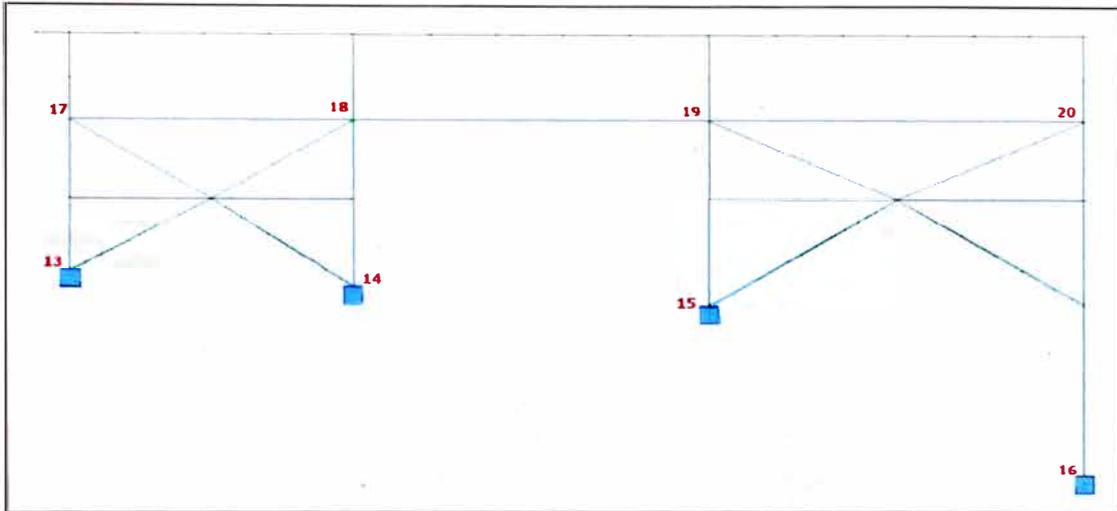


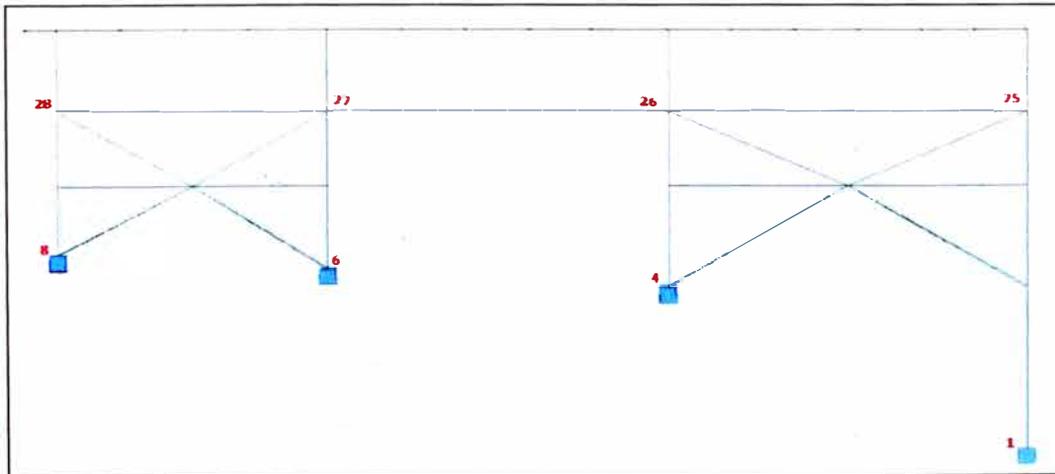
Fig. 3.3(f)

Numeración de nodos de planta

Nodos arriostres de elevación eje 19

**Fig. 3.3(g)**

Nodos arriostres de elevación eje 20

**Fig. 3.3(h)**

En la tabla N° 7 Esfuerzo de los arriostres de planta, barras 101-148

TABLA N° 07

Barra	S max Mpa	S min Mpa	Smax(My) Mpa	Smax(Mz) Mpa	Smin(My) Mpa	Smin(Mz) Mpa	Fx/Ax Mpa
101	44.52	-5.34	35.15	0.17	-14.11	-0.43	9.19
102	6.88	2.8	2.91	-0.02	-1.17	-0.02	3.99
103	3.43	-12.96	4.59	0.26	-11.44	-0.1	-1.42
104	9.72	-29.08	11.11	0.04	-27.69	0.04	-1.44
105	3.88	0.92	2.11	-0.14	-0.85	-0.14	1.91
106	2.31	-1.45	1.08	0.05	-2.68	0.05	1.19
107	17.49	-40.55	16.59	0.07	-41.35	-0.03	0.83
108	8.03	-11.45	5.58	0.17	-13.9	0.17	2.29
109	1.26	-7.39	2.47	0.02	-6.15	-0.01	-1.23
110	11.18	-34.55	13.1	0.12	-32.63	0.12	-2.03
111	12.68	-17.29	8.59	0.06	-21.39	0.06	4.03
112	10.1	7.79	0.64	0.06	-1.59	-0.02	9.4
117	5.02	-2.95	2.19	0.22	-5.47	-0.09	2.61
118	1.56	-3.35	1.41	0.05	3.51	0.05	0.11
119	2.85	0.3	0.49	0.6	1.22	-0.24	1.77
120	3.2	0.72	1.19	0.23	0.48	-0.57	1.77
121	3.09	-2.97	1.74	0.08	4.33	0.08	1.27
122	22.62	-2.8	23.99	0.19	9.63	-0.47	-1.55
123	42.58	-2.88	32.38	-0.5	0.5	-0.5	10.7
124	44.86	-4.45	32.83	0.5	13.18	-1.24	11.53
129	5.97	-4.45	2.79	0.5	6.94	-0.2	2.69

130	21.33	-3.71	17.12	0.3	6.87	-0.74	3.91
131	5.17	-18.04	6.65	0.37	16.56	0.37	-1.85
132	11.6	5.8	2.48	0.67	0.99	-1.66	8.46
133	27.05	-12.6	27.8	0.2	11.16	-0.49	-0.95
134	3.95	-1.59	1.59	0.19	3.95	0.19	2.17
135	23.66	-4.6	20.17	-0.22	0.22	-0.22	3.71
136	4.77	-16.06	5.73	0.58	14.28	-0.23	-1.55
137	38.86	-2.94	29.83	-0.69	-11.97	-0.69	9.72
138	7.33	-0.83	5.33	0.2	-2.14	-0.5	1.81
139	5.54	-0.98	4.61	0.02	-1.85	-0.04	0.91
140	1.38	0.4	0.28	0.05	-0.7	0.05	1.05
141	9.93	-1.23	7.31	0.26	-2.93	-0.66	2.35
142	2.56	-5.17	2.21	0	-5.52	0	0.34
143	6.68	-15.75	6.4	0.06	-15.94	-0.02	0.22
144	2.03	0.59	1.03	-0.18	-0.41	-0.18	1.18
145	2.73	-4.29	2.01	0	-5.01	0	0.72
146	8.09	-0.17	5.89	0.34	-2.36	-0.34	2.53
147	13.97	-14.2	19.06	0.41	-7.65	-1.03	-5.51
148	15.5	-6.44	6.29	0.6	-15.66	0.6	8.62

En la tabla N° 08 se detalla los esfuerzos de los arriostres de planta, barras 149-223.

TABLA N° 08

Barra	S max Mpa	S min Mpa	Smax(My) Mpa	Smax(Mz) Mpa	Smin(My) Mpa	Smin(Mz) Mpa	Fx/Ax Mpa
149	20.37	-8.53	20.55	0.03	-8.25	-0.07	-0.21
150	6.3	-12.7	5.44	0.09	-13.56	0.09	0.77
151	33.09	-4.47	26.8	-0.36	-10.76	-0.36	6.65
152	3.58	-23.29	7.6	0.24	-18.94	-0.1	-4.26
153	16.16	-11.93	20.04	-0.17	-8.04	-0.17	-3.72
154	13.99	-13.44	7.57	0.7	-18.87	-0.28	5.71
155	23.35	-9.82	23.56	0.04	-9.46	-0.11	-0.26
156	8.63	-15.31	6.74	0.28	-16.8	-0.11	1.6
157	31.98	-7.45	27.38	0.3	-10.99	-0.76	4.3
158	5.08	-17.44	6.45	0.11	-16.07	0.11	-1.47
159	2.67	-10.29	3.5	0.53	-8.72	-0.21	-1.36
160	8.6	-9.67	5.13	0.26	-12.77	-0.11	3.21
161	-0.94	-4.12	0.91	0.01	-2.27	0.01	-1.85
162	12.59	3.6	6.41	-0.4	-2.57	-0.4	6.57
163	0.66	-2.78	2.13	0.13	-0.85	-0.33	-1.6
164	-1.55	-3.4	0.35	0.45	-0.87	-0.18	-2.35
165	17.35	-0.98	12.29	0.32	-4.93	-0.79	4.75
166	4.94	-3.3	5.79	0.03	-2.32	-0.09	-0.89
182	6.97	13.87	5.71	0.64	14.23	0.26	0.62
183	21.44	-9.77	21.83	0.18	-8.76	-0.44	-0.56
184	6.07	-5.17	3.07	0.38	-7.64	-0.15	2.62

185	2.68	-5.26	2.28	0.1	-5.67	0.1	0.31
186	4.5	0.19	3.08	-0.12	-1.23	-0.12	1.55
187	-0.21	-17.27	4.89	0.54	-12.18	0.54	-5.63
188	6.18	-11.03	12.28	-0.64	-4.93	-0.64	-5.46
189	27.23	-10.01	25.32	0.51	-10.16	-1.26	1.41
190	1.04	-0.76	0.45	0.17	-1.12	-0.07	0.42
191	3.17	-4.65	2.24	0.06	-5.58	0.06	0.87
192	38.39	-6.66	30.81	0.54	-12.36	-1.37	7.04
193	11.7	3.15	1.76	1.72	-4.38	-0.69	8.22
194	4.97	-3.73	5.26	0.38	-2.11	-0.95	-0.67
195	1.35	1.2	-0.01	0.1	-0.01	-0.04	1.26
196	14.41	-4.95	13.31	0.2	-45	-0.51	0.9
218	-0.55	-7.13	1.88	1.22	5.34	1.22	-3.66
219	9.34	1.78	1.99	0.44	-4.69	-0.18	6.91
220	3.13	1.29	0.53	0.34	-4.95	0.34	2.26
221	6.42	-8.48	4.1	0.41	-1.32	-0.16	1.91
222	9.6	-0.96	3.02	0.39	-10.22	0.39	6.18
223	4.66	-9.05	9.78	-0.71	-7.54	-0.71	-4.41

En la tabla N° 09 se detalla los desplazamientos de los arriostres de planta.

TABLA N° 09

Nodo	UX mm	UY mm	UZ mm
2	0.6	-0.2	-0.6
3	0.6	-0.2	-1.3
5	0.6	-0.2	-1.7
7	0.5	-0.1	-1.2
9	0.5	-0.1	-1.2
10	0.6	-0.1	-1.6
11	0.6	-0.1	-1.1
12	0.6	-0.1	-0.6
33	0.5	-0.1	-0.8
34	0.6	-0.2	-0.2
35	0.6	-0.1	-0.3
36	0.6	0	-0.3
37	0.5	0	-5.7
38	0.5	0	-5.1
39	0.6	0	-3.4
40	0.6	0	-3.1
41	0.6	0	-1.9
42	0.6	0	-1.7
43	0.6	-0.1	-2

Nodo	UX mm	UY mm	UZ mm
86	0.6	0	-15.4
87	0.6	0	-12.2
88	0.6	0	-5.7
89	0.6	0	-11
90	0.6	0	-4.8
91	0.6	-0.1	-2.5
92	0.6	-0.1	-11.9
93	0.6	-0.1	-2.5
94	0.6	-0.1	-11.9
95	0.6	0	-8.2
96	0.6	0	-2.2
97	0.6	-0.1	-8.3
98	0.6	-0.1	-2.3
99	0.6	-0.1	-1.8
100	0.6	-0.1	-9.4
101	0.6	-0.1	-1.4
102	0.6	-0.1	-8.2
103	0.6	0	-6.2
104	0.6	0	-1.5

44	0.6	0	-1.8
45	0.6	-0.1	-1.7
46	0.6	-0.1	-1.4
47	0.6	0	-4.5
48	0.6	0	-15.7
49	0.6	0	-11.5
50	0.6	-0.1	-8.1
51	0.6	0	-10
52	0.6	-0.1	-10.1
53	0.6	-0.1	-7.2
54	0.6	-0.1	-9
55	0.6	-0.1	-6.3
56	0.6	0	-4.5
57	0.6	0	-15.5
58	0.6	0	-10.4
59	0.6	0	-8.1
60	0.6	0	-10
61	0.6	-0.1	-10
62	0.6	0	-7.2
63	0.6	-0.1	-8.9
64	0.6	0	-6.3
65	0.6	0	-3.8
66	0.6	0	-11.3
67	0.6	0	-11.3

105	0.6	0	-5.3
106	0.6	0	-1.2
107	0.6	0	-12.3
108	0.6	0	-10.8
109	0.6	0	-8.1
110	0.6	0	-6.6
111	0.6	-0.1	-7.6
112	0.6	-0.1	-7.7
113	0.6	-0.1	-6.7
114	0.6	-0.1	-4.2
115	0.6	-0.1	-5.9
116	0.6	-0.1	-5.9
117	0.6	-0.1	-4.8
118	0.6	-0.1	-5.3
119	0.6	0	-4.5
120	0.6	-0.1	-5
121	0.6	-0.1	-3.6
123	0.6	0	-12.8
124	0.6	0	-9.4
125	0.6	0	-11.4
126	0.6	-0.1	-11.4
127	0.6	-0.1	-8.4
128	0.6	-0.1	-10.2
129	0.5	0	-1.5

En la tabla N° 10 se detalla los desplazamientos conforme con la norma.

TABLA N° 10

Barra	S max Mpa	S min Mpa	Smax(My) Mpa	Smax(Mz) Mpa	Smin(My) Mpa	Smin(Mz) Mpa	Fx/Ax Mpa
197	22.69	10.17	8.97	0	-3.55	0	13.72
198	28.09	23.26	3.46	0	-1.37	0	24.63
199	13.25	10.23	2.17	0	-0.86	0	11.09
200	9.02	-2.38	8.17	0	-3.24	0	0.85
201	33.54	9.29	17.37	0	-6.88	0	16.17
202	8.28	1.25	5.04	0	-2	0	3.24
203	-7.22	-21.01	9.88	0	-3.91	0	-17.1
204	5.85	-8.18	10.05	0	-3.98	0	-4.2
205	14.56	10.38	2.99	0	-1.19	0	11.56
206	9.08	-1.01	7.23	0	-2.86	0	1.85
207	24.52	11.9	9.04	0	-3.58	0	15.48
208	28.28	23.93	3.11	0	-1.23	0	25.16
209	20.36	-3.12	16.82	0	-6.66	0	3.54
210	19.83	14.49	3.83	0	-1.52	0	16
231	4.22	-7.59	8.46	0	-3.35	0	-4.24
232	-9.39	-20.82	8.18	0	-3.24	0	-17.58

En la tabla N° 11 se detalla los esfuerzos de los arriostres de elevación.

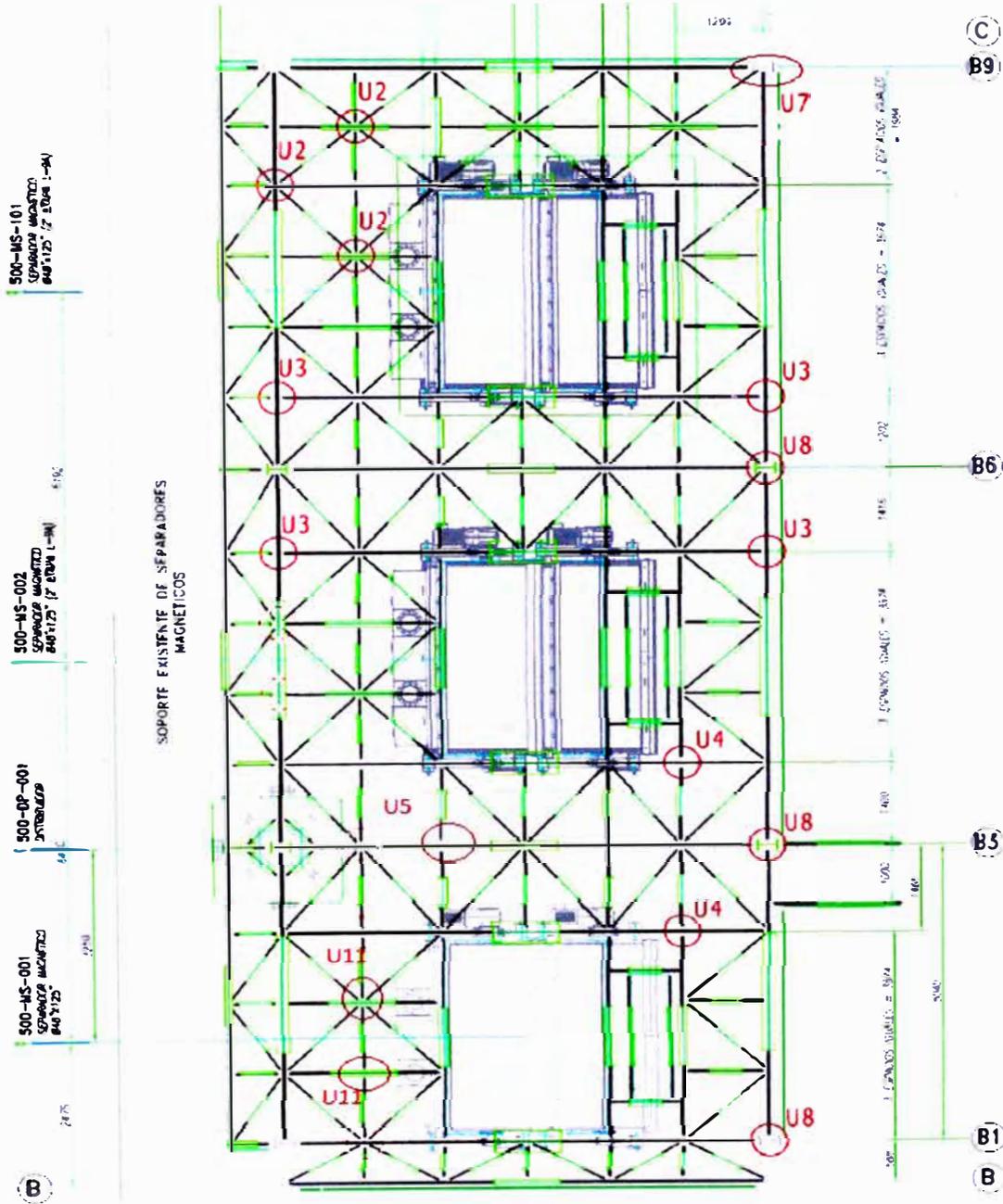
TABLA N° 11

Nodo	UX mm	UY mm	UZ mm
1	0	0	0
4	0	0	0
6	0	0	0
13	0	0	0
14	0	0	0
15	0	0	0
17	0.4	0	-0.4
18	0.5	0	-0.8
19	0.6	-0.2	-1.2
20	0.7	0	-1
25	0.4	0	-0.4
26	0.5	0	-0.9
27	0.7	0.2	-1.2
28	0.7	0	-1
145	1.4	0.2	-0.5
147	1.5	-0.2	-0.5

Desplazamientos conforme con la norma.

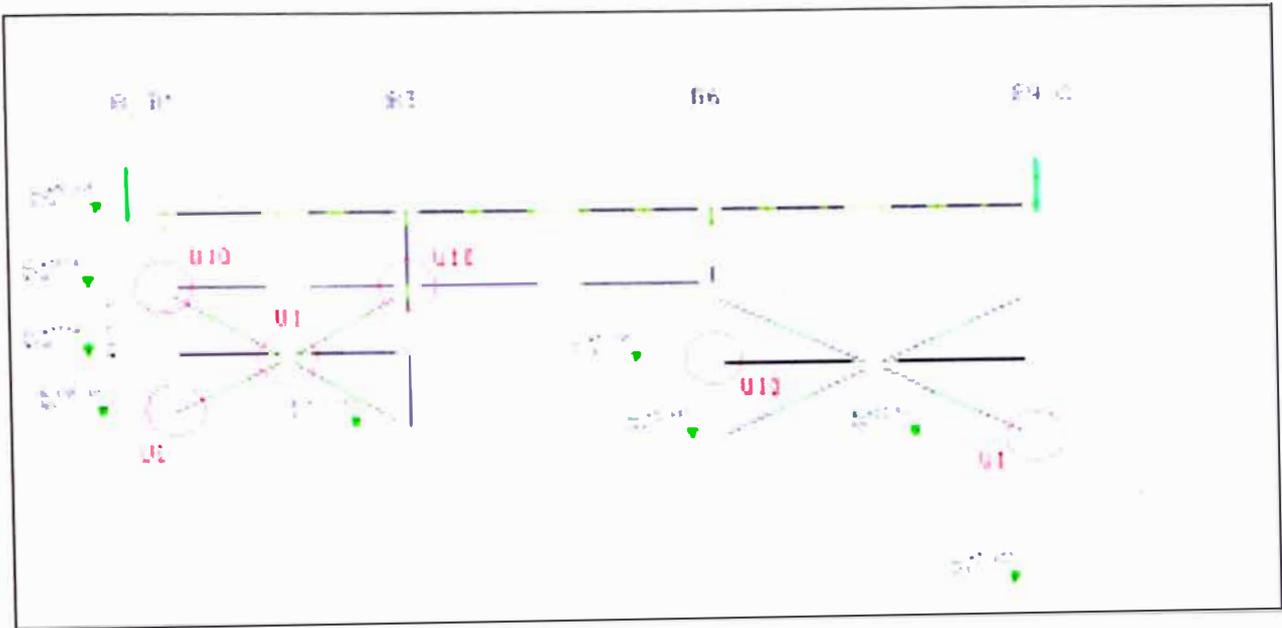
3.4 CÁLCULO DE CONEXIONES

MAPA DE CONEXIONES



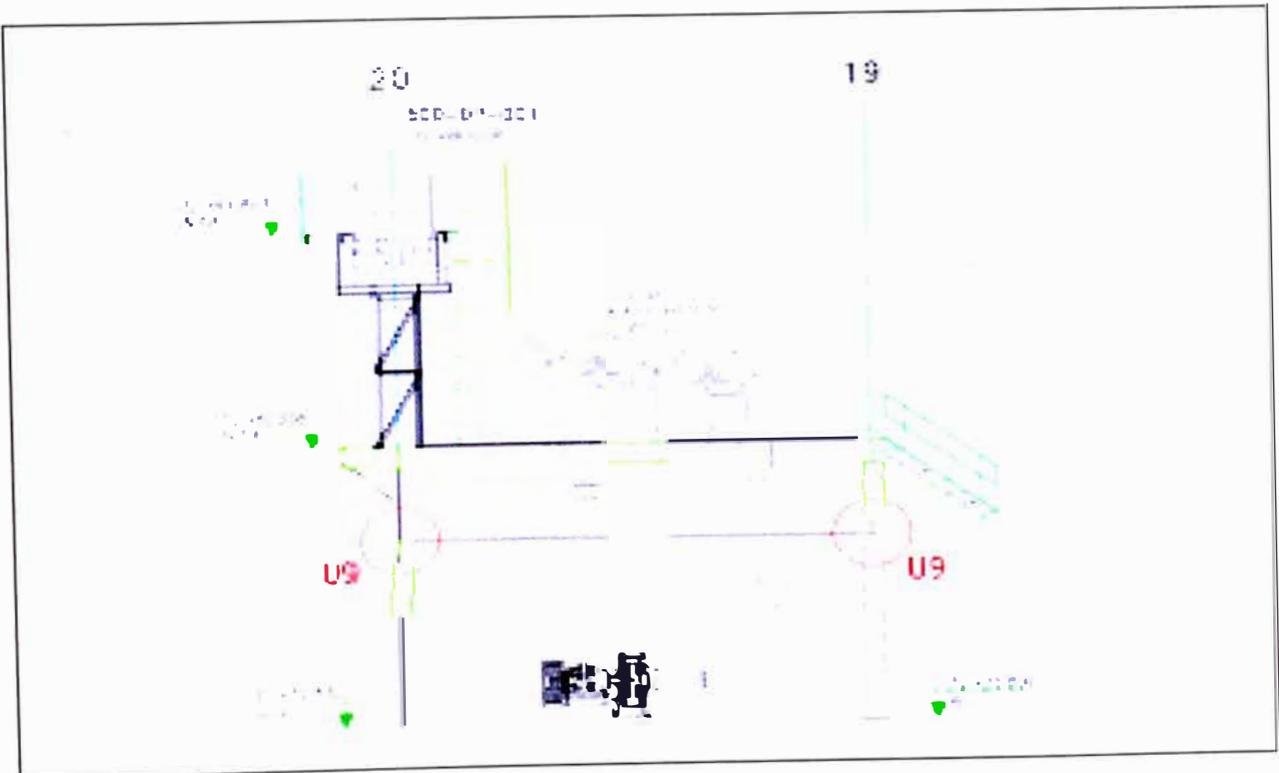
PLATAFORMA EL 60.938 N.T.A. – PLANTA

Fig. 3.4(a)



ELEVACION DE EJE 20

Fig. 3.4(b)



ELEVACION DE EJE B3

Fig. 3.4(c)

U3 - MEMORIA DE CALCULO CONEXIÓN A CORTE**W18x76****MIEMBROS:****Viga Maestra**

Sección	W24x68
Material	A36
Esfuerzo de Fluencia	$F_y = 36.00 \text{ ksi}$
Esfuerzo de rotura	$F_u = 58.00 \text{ ksi}$

Propiedades del Perfil

Área de sección	$A = 20.10 \text{ in}^2$
Peralte	$d = 23.70 \text{ in}$
Espesor de alma	$t_w = 0.42 \text{ in}$
Ancho de ala	$b_f = 8.97 \text{ in}$
Espesor de ala	$t_f = 0.59 \text{ in}$
	$k = 1.09 \text{ in}$

Viga

Sección	W18x76
Material	A36
Esfuerzo de Fluencia	$F_y = 36.00 \text{ ksi}$
Esfuerzo de rotura	$F_u = 58.00 \text{ ksi}$

Propiedades del Perfil

Área de sección	$A = 22.30 \text{ in}^2$
Peralte	$d = 18.20 \text{ in}$

Espesor de alma	$t_w = 0.43$ in
Ancho de ala	$b_f = 11.00$ in
Espesor de ala	$t_f = 0.68$ in
	$k = 1.08$ in
Modulo Estático	$S_x = 146.00$ in ³
Pernos ASTM-A325N	
Esfuerzo admisible a corte	$F_v = 48$ ksi
Esfuerzo admisible a tracción	$F_t = 90$ ksi
Soldadura	
Esfuerzo admisible del cordón de soldadura	$F_{exx} = 70$ ksi

CONEXIONES:**Conexión viga - columna**

Clip	$L3X3X1/4$
Tipo de Conexión	2 clip
Material	A36
Esfuerzo de Fluencia	$F_y = 36.00$ ksi
Esfuerzo de rotura	$F_u = 58.00$ ksi
Ancho del Angulo	$b_f = 3.00$
Espesor del ángulo	$t_g = 0.25$
Profundidad del copado inferior	$d_{cb} = 0.00$ in 0 mm
Profundidad del copado superior	$d_{ct} = 0.98$ in 25 mm
Longitud de Copado	$c = 4.57$ in 116 mm
Número de columnas	$n_c = 1$
Número de filas	$n_r = 4$
Distancia longitudinal al borde de la placa	$L_{ev} = 1.38$ in 35 mm

Distancia transversal al borde de la placa	$L_{eh} = 1.23$ in
Separación longitudinal	$s = 3.54$ in 90 mm
Gramil del Perfil	$g = 3.54$ in 90 mm
Diámetro del Perno	$\phi = 3/4$
Tamaño de Filete	$D = 3/16$ in
Longitud de Soldadura	$L_s = 13.39$ in
Excentricidad del cordón de Soldadura	$e_x = 0.00$ in
Refuerzo de Alma	$t_{wref} = 0$ mm
Capacidad de diseño a corte del Perfil	$\%2 = 50\%$
Angulo de Inclinación del Perfil	$\theta = 0$
Factor de diseño al corte	$\phi = 0.75$
Factor de diseño a la tracción	$\phi = 0.90$

CARGAS DE DISEÑO

Miembro viga	Carga $P = \%_2 * \phi * F_y * t_w * d$	Tipo corte	V2 [KIP] 104.42 kip
-----------------	--	---------------	------------------------

1) Conexión viga- columna
Conexión: Angular(es) de corte

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

	Carga $P = \%_2 * \phi * F_y * t_w * d$	V2 104.42 kip	Axial 0.00 kip	M33 0.00kip.in	Referencias
Angular					
Longitud $L_{min} = T / 2$ $L_{max} = d - \max(k, d_{ct}) - \max(k, d_{cb})$		OK 13.39 in	8.02 in	16.04 in	p. 10-8 p. 10-8 p. 10-8
Espesor $t_{gmax} = 5/8[in]$		OK 0.25 in	----	0.63 in	p. 10-9 p. 10-9
Angular (lado Viga) Tamaño de soldadura $W_{min} = W_{min} = 3$ $t_p < 1/4[in] \rightarrow 0.75[in] < 1/4[in] \rightarrow \text{Falso}$ $W_{max} = t_{runc}((t_p / (1[in]) * 16) - 1)$		OK 3 /16 in	3 /16 in	3 /16 in	Sec. J2.2b table J2.4
Angular (lado Columna) Distancia vertical al borde		OK 1.38 in	1.0 in	--	Tables J3.4,J3.5

$$L_{emin} = e_{dmin} + C_2$$

Distancia horizontal al borde

OK

1.23 in

1.0 in

--

Tables

$$L_{emin} = e_{dmin} + C_2$$

Separación vertical entre pernos

OK

3.54 in

2.00in

6.00in

J3.4,J3.5

Sec. J3.5

$$s_{min} = 8/3 * dp$$

Sec. J3.3

$$s_{max} = \min(24 * t_p, 12[in])$$

Sec. J3.5

Viga

Longitud del copado superior

0.00 in

--

36.40 in

$$C_{max} = 2 * d$$

Longitud del copado inferior

0.00 in

--

36.40 in

$$C_{max} = 2 * d$$

Profundidad del copado superior

0.98 in

--

1.31 in

$$d_{ctmax} = \min(d/2, d_{top} - w)$$

Profundidad del copado inferior

0.00 in

--

3.13 in

$$d_{cbmax} = \min(d/2, d - L - d_{top} - w)$$

HasWeldsOnBothSides → **Verdadero**

$$t_{min} = (0.6 * F_{EXX} * (2)^{1/2} / 2 * D / 16 [\text{in}]) / (0.6 * F_u)$$

$$\text{Reduction Factor} = 1.00 \quad \text{Eq. J2-4}$$

$$t_{min} = 0.32 \text{ in} \quad \text{p. 9-5}$$

$$\text{Reduction Factor} = \min(1, t_p / t_{p_{min}})$$

Coeficiente de Excentricidad de Soldadura

$$C = 3.15$$

Número de Filetes

$$\# \text{Filetes} = 2$$

$$\phi R_n = \phi * C * C1 * D * L$$

$$\phi R_n = 94.87 \text{ kip}$$

Tables J8-4 .. J8-11

$$\phi R_n = 2 * (\phi R_n * \text{ReductionFactor})$$

$$\phi R_n = 189.74 \text{ kip} \quad \text{p. 9-5}$$

Corte en fluencia

$$144.57 \text{ kip} \quad 104.42 \text{ kip} \quad 72\%$$

Eq. J4-3

Angular (lado Columna)

Corte en los pernos

$$127.23 \text{ kip} \quad 104.42 \text{ kip} \quad 82\%$$

Tables (7-1..14)

$$\phi R_n = \phi * F_{nv} * A_b$$

$$\phi R_n = 15.90 \text{ kip} \quad \text{Eq. J3-1}$$

$$\phi R_n = 2 * (C * \phi R_n)$$

$$\phi R_n = 127.23 \text{ kip} \quad \text{Tables (7-1..14)}$$

Aplastamiento de pernos por corte

$$142.81 \text{ kip} \quad 104.42 \text{ kip} \quad 73\%$$

Eq. J3-6

$$L_{c-end} = L_e - d_h / 2$$

$$L_{c-end} = 0.97 \text{ in} \quad \text{Sec. J4.10}$$

$$L_{c-spa} = s - d_h$$

$$L_{c-spa} = 2.73 \text{ in} \quad \text{Sec. J4.10}$$

$$\phi R_n = 2 * (\phi * (\min(k_1 * L_{c-end}, k_2 * d_p) + \min(k_1 * L_{c-spa}, k_2 * d_p) * (n_r - 1)) * t_g * F_u * n_c)$$

$$\phi R_n = 142.81 \text{ kip}$$

Eq. J3-6

Corte en fluencia

$$144.57 \text{ kip} \quad 104.42 \text{ kip} \quad 72\%$$

Eq. J4-3

$$A_g = L_p * t_g \quad 3.35 \text{ in}^2 \quad \text{Sec. D3-1}$$

$$\phi R_n = 2 * (\phi * 0.60 * F_y * A_g) \quad \phi R_n = 144.57 \text{ kip} \quad \text{Eq. J4-3}$$

$$\text{Corte a rotura} \quad 129.01 \text{ kip} \quad 104.42 \text{ kip} \quad 81\%$$

Eq. J4-4

$$L_h = d_h + 1/16[\text{in}] \quad L_h = 0.88 \text{ in} \quad \text{Sec. D3-2}$$

$$L_e = L - n_r * L_h \quad L_e = 9.89 \text{ in} \quad \text{DG4 Eq. 3-13}$$

$$A_{nv} = L_e * t_g \quad A_{nv} = 2.47 \text{ in}^2 \quad \text{Sec. J4-2}$$

$$\phi R_n = 2 * (\phi * 0.60 * F_u * A_{nv}) \quad \phi R_n = 129.01 \text{ kip} \quad \text{Eq. J4-4}$$

$$\text{Bloque de corte} \quad 114.46 \text{ kip} \quad 104.42 \text{ kip} \quad 91\%$$

Eq. J4-5

$$d_{h_h} = d_h + 1/16[\text{in}] \quad d_{h_h} = 0.88 \text{ in} \quad \text{Sec. D3-2}$$

$$d_{h_v} = d_h + 1/16[\text{in}] \quad d_{h_v} = 0.88 \text{ in} \quad \text{Sec. D3-2}$$

$$A_{nt} = (L_{eh} - d_{h_h} / 2) * t_g \quad A_{nt} = 0.20 \text{ in}^2 \quad \text{Sec. J4-3}$$

$$A_{gv} = (L_{ev} + (n - 1) * s) * t_g \quad A_{gv} = 3.00 \text{ in}^2 \quad \text{Sec. J4-3}$$

$$A_{nv} = (L_{ev} + (n - 1) * (s - d_{h_v}) - d_{h_v} / 2) * t_g \quad A_{nv} = 2.24 \text{ in}^2$$

IsStressUniform → Verdadero

$$U_{bs} = 1 \quad \text{Sec. J4-3}$$

$$\phi R_n = 2 * (\phi * \min(0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}, 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt})) \quad \phi R_n = 114.46 \text{ kip}$$

Eq. J4-5

$$\text{Tracción resultante por fuerzas de palanca} \quad 16.37 \text{ kip} \quad 0.00 \text{ kip} \quad 0\%$$

p. 9-10

$$F = P/2 = \quad F = 52.21 \text{ kip} \quad \text{Sec. J3.7}$$

$$f_v = F/(A_b * N_{bolts}) \quad f_v = 30 \text{ ksi} \quad \text{Sec. J3.7}$$

$$F'_{nt} = \min(\max(1.3 * F_{nt} - F_{nt} * f_v / ((1/W) * F_{nv}), 0.0), F_{nt}) \quad F'_{nt} = 6 \text{ ksi} \quad \text{Eq. J3-3}$$

$$\phi R_n = \phi * F'_{nt} * A_b \quad \phi R_n = 2.47 \text{ kip} \quad \text{Eq. J3-2}$$

$$B = \phi R_n * N_{bolts} \quad B = 9.87 \text{ kip} \quad \text{p. 9-}$$

10

$$a' = \min(a + d_p/2, 1.25 * b + d_p/2) \quad a' = 1.60 \text{ in} \quad \text{p. 9-12}$$

$$b' = b - d_p/2 \quad b' = 1.27 \text{ in} \quad \text{p. 9-12}$$

$$r = b' / a' \quad r = 0.793 \quad \text{p. 9-12}$$

$$d = 1 - d_h' / s \quad d = 0.771 \quad \text{p. 9-11}$$

$$t_c = ((3.33 * (1/W) R_n * b') / ((1/W) * s * F_u)) 0.5 \quad t_c = 0.32 \text{ in} \quad \text{p. 9-12}$$

$$a' = (1 / (d * (1 + r))) * ((t_c / t_g)^2 - 1) \quad a' = 0.45 \quad \text{p. 9-13}$$

$$Q = (t_g / t_c)^2 * (1 + d) \quad Q = 0.83 \quad \text{p. 9-13}$$

$$T_{avail} = 2 * (B * Q) \quad T_{avail} = 16.37 \text{ kip} \quad \text{p. 9-10}$$

Viga

Corte en fluencia **158.04 kip** **104.42 kip** **66%**

Eq. J4-3

$$A_g = L_p * t_w \quad A_g = 7.32 \text{ in}^2 \quad \text{Sec. D3-1}$$

$$\phi R_n = \phi * 0.60 * F_y * A_g \quad \phi R_n = 158.04 \text{ kip} \quad \text{Eq. J4-3}$$

Corte a rotura **190.97 kip** **104.42 kip** **55%**

Eq. J4-4

$$A_{nv} = L_e * t_w \quad A_{nv} = 7.32 \text{ in}^2 \quad \text{Sec. J4-2}$$

$$\phi R_n = \phi * 0.60 * F_u * A_{nv} \quad \phi R_n = 190.97 \text{ kip} \quad \text{Eq. J4-4}$$

Bloque de corte **148.18 kip** **104.42 kip** **70%**

Eq. J4-5

$$A_{gv} = L * t * w_A$$

$$g_v = 6.29 \text{ in}^2 \quad \text{Sec. J4-3}$$

$$A_{nt} = L * t * w_A$$

$$n_t = 1.06 \text{ in}^2 \quad \text{Sec. J4-3}$$

$$\phi R_n = \phi * \min(0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}, 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}) \quad \phi R_n = 148.18 \text{ kip}$$

Eq. J4-5

Pandeo local del alma

$$227.05 \text{ kip} \quad 104.42 \text{ kip} \quad 46\%$$

p. 9-7

$$h_o = d - d_c$$

$$h_o = 17.22 \text{ in} \quad \text{p. 9-7}$$

$$L_c / d \leq 1 \quad \text{Verdadero}$$

$$0.25$$

$$f = 2 * L_c / d$$

$$f = 0.50 \quad \text{p. 9-7}$$

$$L_c / h_o \leq 1 \quad \text{Verdadero}$$

$$0.27$$

$$k = 2.2 * (h_o / L_c) * 1.65$$

$$k = 19.65 \quad \text{p. 9-7}$$

$$f_d = 3.5 - 7.5 * (d_c / d)$$

$$f_d = 3.09 \quad \text{p. 9-8}$$

$$F_c = \frac{\pi^2 * E * I}{(12 * (1 - n^2)) * (t * w / h_o) * 2 * f * k}$$

Para copado en un solo lado de la viga $F_{cr} = 157.51 \text{ ksi}$ p. 9-7

$$F_{cr} = 0.62 * \pi^2 * E * t * w^2 / (L_c * h_o) * f * d$$

Para copado en ambos lados $F_{cr} = 401.55 \text{ ksi}$ p. 9-8

Para copado en un solo lado de la viga $S_{net} = 33.76 \text{ in}^3$

Para copado en ambos lados

$$S_{net} = 20.99 \text{ in}^3$$

$$\phi R_n = \phi * \min(F_y, F_{cr}) * S_{net} / e$$

$$\phi R_n = 227.05 \quad \text{p. 9-7}$$

Viga Maestra

Aplastamiento de pernos por corte 259.96 kip 104.42 kip 40%

Eq. J3-6

$$L_{c-end} = L_e - d_h/2 \qquad L_{c-end} = 14.59 \text{ in} \qquad \text{Sec. J4.10}$$

$$L_{c-spa} = s - d_h \qquad L_{c-spa} = 2.73 \text{ in} \qquad \text{Sec. J4.10}$$

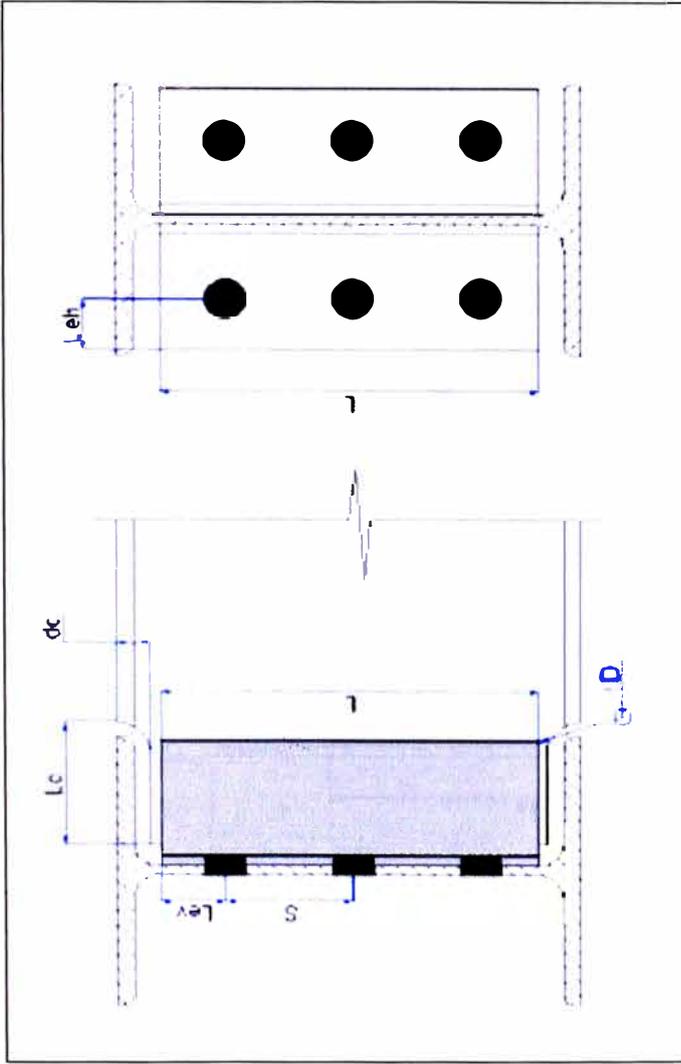
$$(1/\Omega)R_n = 2*((1/\Omega)*(min(k_1*L_{c-end}, k_2*d) + min(k_1*L_{c-spa}, k_2*d)*(n-1))*tw*F_u*n_c)$$

$$(1/\Omega)R_n = 259.96 \text{ kip} \qquad \text{Eq. J3-6}$$

Relación de resistencia crítica global 91%

RESUMEN:

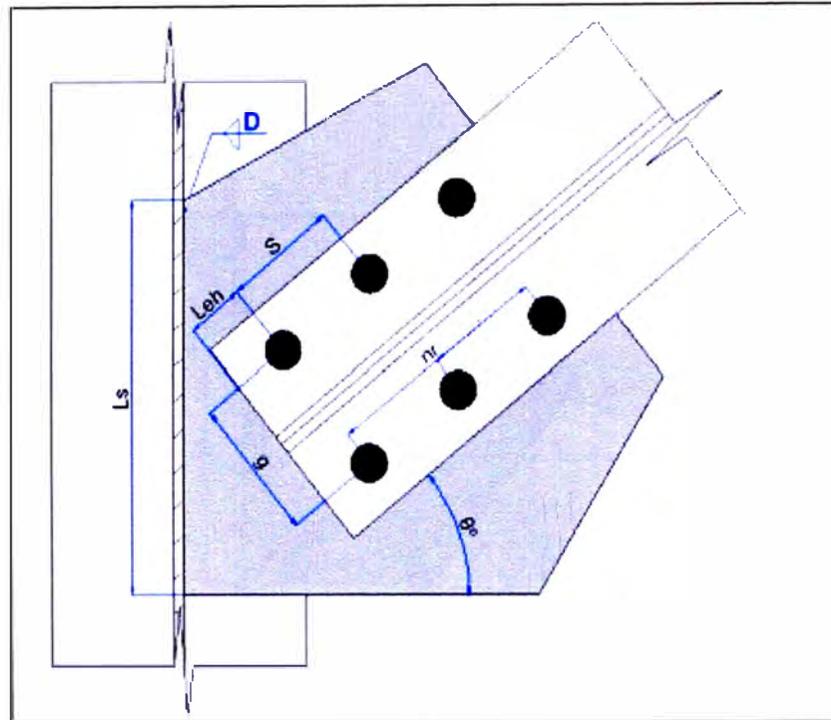
CONEXIÓN EN ALMA		Capacidad	Solicitud	Relación	Referencias
Angular (lado viga)	Resistencia de la soldadura	189.74	104.42	55%	p.9-5
	Corte en fluencia	144.57	104.42	72%	Eq.J4-3
Angular (lado columnas)	Corte en los pernos	127.23	104.42	82%	Tables(7-1... 14)
	Aplastamiento de pernos por corte	142.81	104.42	91%	Eq.J3-6
	Corte en fluencia	144.57	104.42	0%	Eq.J4-3
	Corte en rotura	129.01	104.42	81%	Eq.J4-4
	Bloque de corte	114.46	104.42	41%	Eq.J4-5
	Tracción resultante por fuerza de palanca	16.37	0.00	28%	Eq.J4-1
Viga	Corte en fluencia	158.04	104.42	66%	Eq.J4-3
	Corte en rotura	190.97	104.42	55%	Eq.J4-4
	Bloque de corte	148.18	104.42	70%	Eq.J4-5
	Pandeo local del alma	227.05	104.42	46%	p.9-7
Viga maestra	Aplastamientos de perno por corte	259.96		42%	Eq.J3-6
	RESISTENCIA CRÍTICA	91%			



CODIGO	PERFIL	DIAMETRO PERNOS ALMA	FILA DE PERNOS	TIPO DE CLIP	LONGITUD DE CLIP	DISTANCIA Le	DISTANCIA Leh	DISTANCIA S	CATETO DE SOLDADURA
U3	W18x76	3/4	+	L33X14	3-4 mm	35 mm	31 mm	90 mm	3-15 II

Profundidad de Copado Sup.	25 mm
Longitud de Copado Sup.	116 mm
Profundidad de Copado Inf.	0 mm
Longitud de Copado Inf.	0 mm
Refuerzos de Alma	0
Espesor de Refuerzo de Alma	No hay Refuerzo

**U1 - MEMORIA DE CÁLCULO DIAGONAL – CARTELA
XL3x3x1/4**

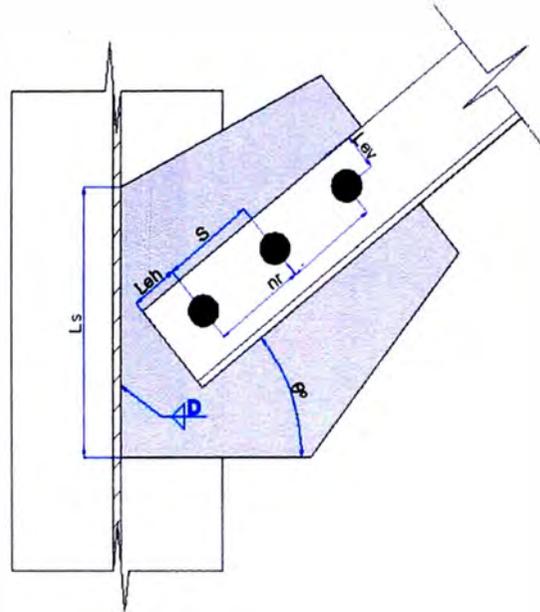


CODIGO	PERFIL	DIAMETRO PERNOS ALAS	FILA DE PERNOS "nr"	COLUMN. DE PERNOS "nc"	ESPEJOR PLACA	DISTANCIA Leh	DISTANCIA Lev	DISTANCIA S
U1	XL3x3x1/4	3/4	3	2	9 mm	38 mm	31 mm	75 mm

PLANO DE REFERENCIA	DESCRIPCION	PERFIL	CATETO DE SOLDADURA	LONGITUD SOLDADURA
-	Cartela - Columna	W15x40	+ 15 in	254 mm

U2 - MEMORIA DE CALCULO DIAGONAL CARTELA

L2.5X2.5X1/4

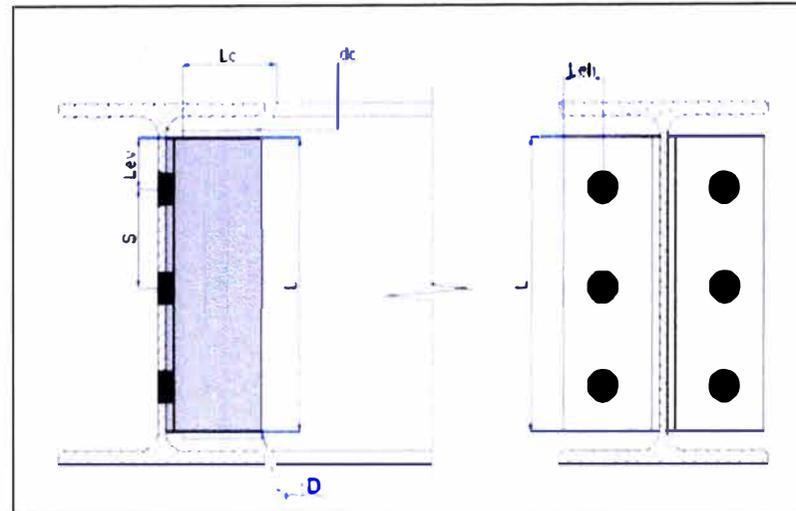


CODIGO	PERFIL	DIAMETRO PERNOS ALAS	FILA DE PERNOS "ar"	COLEMNA DE PERNOS "m"	ESPESOR PLACA	DISTANCIA Leh	DISTANCIA Lev	DISTANCIA S
U2	L2.5x2.5x1/4	3/4	3	1	6 mm	35 mm	46 mm	75 mm

PLANO DE REFERENCIA	DESCRIPCION	PERFIL	CATETO DE SOLDADURA	LONGITUD SOLDADURA
-	Cartela - Viga	28x15	3/16 in	176 mm

U4 - MEMORIA DE CALCULO CONEXIÓN A CORTE

W10X22

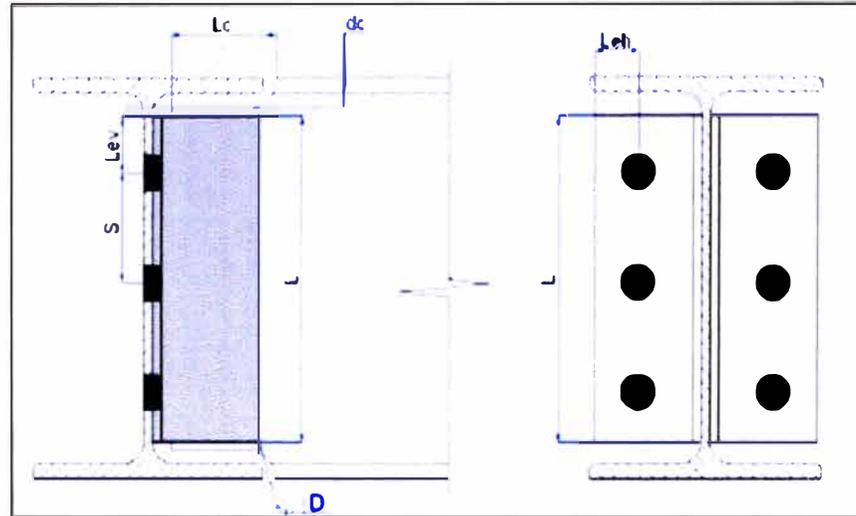


CODIGO	PERFIL	DIAMETRO PERNOS ALMA	FILA DE PERNOS AF	TIPO DE CLIP	LONGITUD DE CLIP	DISTANCIA Lev	DISTANCIA Leh	DISTANCIA S	CATETO DE SOLDADURA
U4	W10x22	34	2	L3X3X1.4	145 mm	35 mm	31 mm	75 mm	3/16 in

Profundidad de Copado Sup.	23 mm
Longitud de Copado Sup.	133 mm
Profundidad de Copado Inf.	0 mm
Longitud de Copado Inf.	0 mm
Refuerzo de Alma	1
Espeor de Refuerzos de Alma	6 mm

U5 - MEMORIA DE CALCULO CONEXIÓN A CORTE

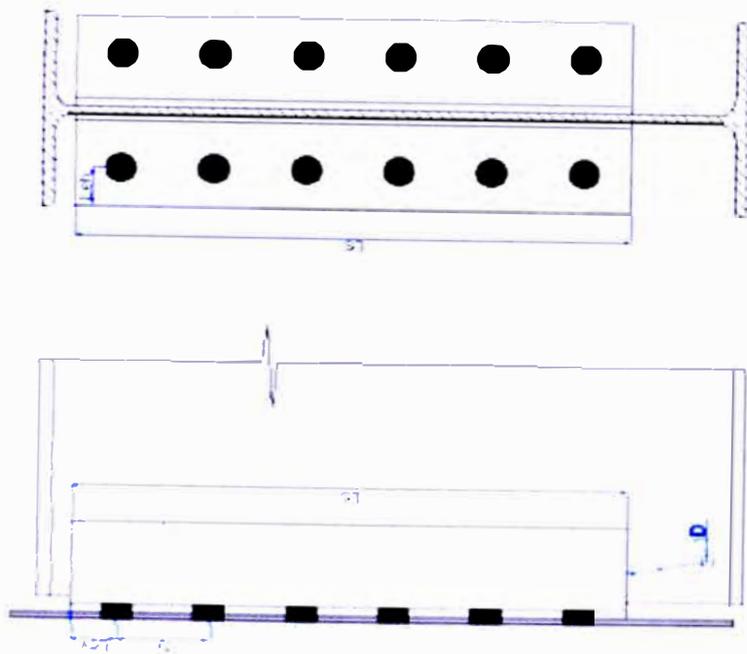
W8X15



CODIGO	PERFIL	DIAMETRO PERNOS ALMA	FILA DE PERNOS nr	TIPO DE CLIP	LONGITUD DE CLIP	DISTANCIA Lev	DISTANCIA Leh	DISTANCIA S	CATETO DE SOLDADURA
U5	W8x15	3/4	2	L3X3X1/4	145 mm	35 mm	31 mm	75 mm	3 16 in

Profundidad de Copado Sup.	21 mm
Longitud de Copado Sup.	90 mm
Profundidad de Copado Inf.	0 mm
Longitud de Copado Inf.	0 mm
Refuerzo de Alma	0
Espesor de Refuerzos de Alma	No hay Refuerzo

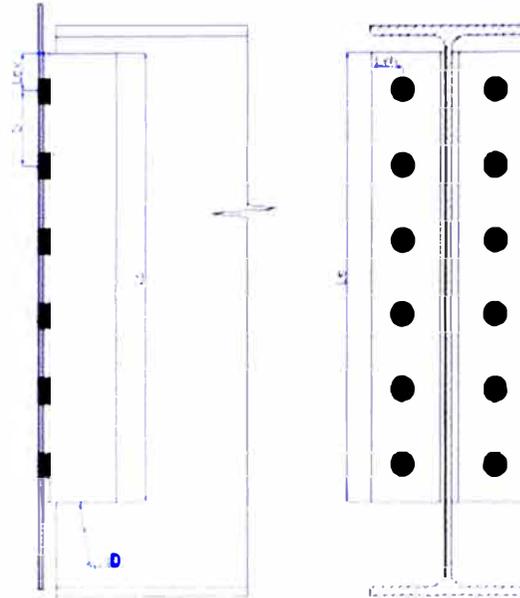
U7 - MEMORIA DE CALCULO CONEXIÓN A CORTE
W18x55



CODIGO	PERFIL	DIAMETRO PERNOS ALMA	FILA DE PERNOS	TIPO DE CLIP	LONGITUD DE CLIP	DISTANCIA L1	DISTANCIA L2	DISTANCIA L3	DISTANCIA L4	CATEJO DE SOLDADURA
U7	W18x55	3/4	4	L3X3X1/4	301 mm	38 mm	31 mm	75 mm	16 mm	+ 16 mm

Profundidad de Copado Sup.	0 mm
Longitud de Copado Sup.	0 mm
Profundidad de Copado Inf.	0 mm
Longitud de Copado Inf.	0 mm
Refuerzo de Almas	0
Espesor de Refuerzo de Almas	No hay Refuerzo

U8 - MEMORIA DE CALCULO CONEXIÓN A CORTE W24x68

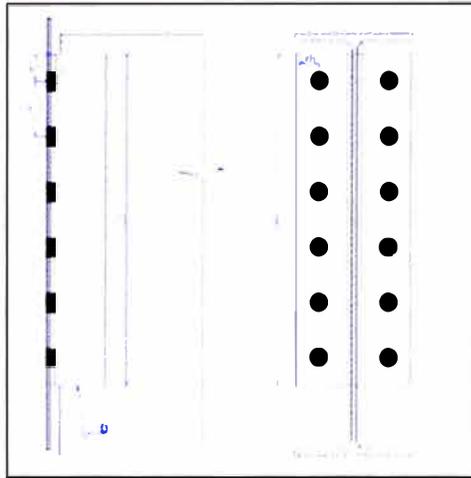


CODIGO	PERFIL	DIAMETRO PERNOS ALMA	FILA DE PERNOS DF	TIPO DE CLIP	LONGITUD DE CLIP	DISTANCIA Lev	DISTANCIA Leh	DISTANCIA S	CATEJO DE SOLDADURA
U8	W24x68	3/4	6	L3X3X1/4	451 mm	38 mm	31 mm	75 mm	4 16 m

Profundidad de Copado Sup.	0 mm
Longitud de Copado Sup.	0 mm
Profundidad de Copado Inf.	0 mm
Longitud de Copado Inf.	0 mm
Refuerzos de Alma	0
Espesor de Refuerzos de Alma	No hay Refuerzo

U9 - MEMORIA DE CALCULO CONEXIÓN A CORTE

W16X50

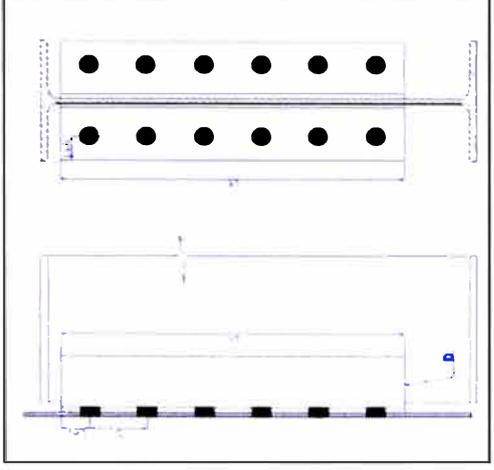


CODIGO	PERFIL	DIAMETRO PERNOS ALMA	FILE DE PERNOS nr	TIPO DE CLIP	LONGITUD DE CLIP	DISTANCIA L _{1a}	DISTANCIA L _{2a}	DISTANCIA S	CATEYO DE SOLDADURA
U9	W16X50	34	1	1.5X3X7/8	301 mm	38 mm	31 mm	75 mm	3/16 in.

Profundidad de Copado Sup.	0 mm
Longitud de Copado Sup.	0 mm
Profundidad de Copado Inf.	0 mm
Longitud de Copado Inf.	0 mm
Refuerzo de Alma	0
Espesor de Refuerzo de Alma	No hay Refuerzo

U10 - MEMORIA DE CALCULO CONEXIÓN A CORTE

W16X40



CODIGO	PERFIL	DIAMETRO PERNOS ALAMA	FILA DE PERNOS nr	TIPO DE CLIP	LONGITUD DE CLIP	DISTANCIA Lcb	DISTANCIA Lc	DISTANCIA S	CATETO DE SOLDADURA
U10	W16x40	34	4	L3X3X1 +	301 mm	31 mm	38 mm	75 mm	3 16 in

Profundidad de Copado Sup.	0 mm
Longitud de Copado Sup.	0 mm
Profundidad de Copado Inf.	0 mm
Longitud de Copado Inf.	0 mm
Refuerzo de Alma	0
Epesor de Refuerzo de Alma	No hay Refuerzo

CAPITULO IV

COSTOS

4.1. METRADO DE MATERIALES

A continuación se muestra el listado de materiales que se utilizó en la orden de trabajo OT 104-10 que corresponde a la fabricación de estructuras metálicas, se suministraron las parrillas de piso.

Para efectos de cálculo de costo y fabricación debemos de considerar el peso del material procesado, no el del suministro. De acuerdo a ello y basándonos en la lista de materiales de los planos hallamos los siguientes pesos.

Item	Descripcion	Unid.	Cant	Peso	Peso Parcial	Costo	Costo Parcial
	Materiales			kgr.	kgr.	USD	USD
1	BARRA Ø1"	Pz	12	23.87	286.42	23.87	286.42
2	BARRA Ø3/4"	pz	1	13.42	13.42	13.42	13.42
3	C10X15.3	pz	1	136.61	136.61	136.61	136.61
4	C6X10.5	pz	5	93.76	468.78	93.76	468.78
5	C8X11.5	pz	8	102.68	821.47	102.68	821.47
6	L2-1/2X2-1/2X1/4	pz	15	36.61	549.09	36.61	549.09
7	L3X3X1/4	pz	23	43.75	1006.30	43.75	1006.30
8	L3X3X5/16	pz	1	54.47	54.47	54.47	54.47
9	L4X3X1/4	pz	1	51.79	51.79	51.79	51.79
10	W10X22	pz	4	294.66	1178.64	294.66	1178.64
11	W12X30	pz	1	401.81	401.81	401.81	401.81
12	W12X53	pz	7	709.86	4969.00	709.86	4969.00
13	W16X40	pz	7	535.74	3750.20	535.74	3750.20
14	W16X50	pz	4	669.67	2678.69	669.67	2678.69
15	W18X55	pz	3	736.64	2209.92	736.64	2209.92
16	W18X76	pz	5	1017.90	5089.50	1017.90	5089.50
17	W24X68	pz	5	910.76	4553.78	910.76	4553.78
18	W8X15	pz	8	200.90	1607.18	200.90	1607.18
19	W8X18	pz	1	241.08	241.08	241.08	241.08
20	PL12	pz	1	897.26	897.26	807.53	807.53
21	PL16	pz	0.25	1121.92	280.48	1009.73	252.43
22	PL32	pz	0.25	2243.14	560.78	2018.82	504.71
23	PL6	pz	4	448.63	1794.51	403.76	1615.06

24	PL8	pz	0.25	565.20	141.30	508.68	127.17
25	PL9.5	pz	1	671.18	671.18	604.06	604.06
26	Perno Hexagonal 3/4"DIA A307 2" C/T + A	pz	3	0.80			4.37
27	Perno Hexagonal 5/8"DIA A307 1"1/2 C/T + A	pz	7	1.05			5.78
28	Perno Hexagonal 5/8"DIA A307 1"3/4 C/T + A	pz	51	8.17			44.91
29	Perno Hexagonal 5/8"DIA A307 2" C/T + A	pz	49	8.31			45.71
30	Perno Hexagonal 3/4"DIA A325 1"3/4 C/T + A	pz	1227	307.73			1692.52
31	Perno Hexagonal 3/4"DIA A325 2" C/T + A	pz	1010	267.65			1472.08
32	Perno Hexagonal 3/4"DIA A325 2"1/4 C/T + A	pz	427	119.30			656.17

Total = 37900.63

Numero de plano	Peso (Kgr.)	Area (m2)
211C1	582.3	11.6
211C2	450.8	9
211C3	479.9	9.5
211C4	912.8	18.4
211C5	578.4	11.5
211C6	447.0	8.8
211C7	476.1	9.4
211C8	909.6	18.3
211CN1	5.3	0.2
211CN2	22.0	0.8
211CN3	5.7	0.3
211CN4	5.8	0.3
211CN5	5.5	0.2
211CN6	16.5	0.6
211CN7	5.5	0.2
211CN8	5.9	0.3
211CN9	8.4	0.4
211CN10	8.4	0.4
211CN11	6.6	0.3
211CN12	7.2	0.3
211CN13	7.1	0.3
211CN14	6.3	0.3
211CN15	6.4	0.3
211CN16	6.4	0.3
211CN17	12.8	0.6
211CN18	6.5	0.3

211CN19	6.4	0.3
211CN20	13.4	0.6
211CN21	6.6	0.3
211CN22	6.3	0.3
211CN23	6.1	0.3
211CN24	6.2	0.3
211CN25	6.8	0.3
211CN26	6.6	0.3
211CN27	6.3	0.3
211CN28	6.3	0.3
211CN29	6.4	0.3
211CN30	6.4	0.3
211CN31	7.2	0.3
211CN32	7.2	0.3
211CN33	7.3	0.3
211CN34	6.7	0.3
211CN35	7.6	0.3
211CN36	6.8	0.3
211CN37	6.6	0.3
211CN38	6.3	0.3
211CN39	19.0	0.9
211CN40	6.4	0.3
211CN41	18.6	0.9
211CN42	6.2	0.3
211CN43	11.4	0.6
211CN44	17.9	0.9
211CN45	5.9	0.3
211CN46	6.1	0.3

211CN47	18.1	0.9
211CN48	6.0	0.3
211CN49	5.7	0.3
211CN50	5.7	0.3
211CN51	6.7	0.3
211CN52	6.6	0.3
211CN53	7.7	0.3
211CN54	7.0	0.3
211CN55	6.1	0.3
211CN56	6.4	0.3
211CN57	12.7	0.3
211CN58	6.2	0.3
211CN59	6.1	0.3
211CN60	6.1	0.3
211CN61	5.9	0.3
211CN62	5.8	0.3
211CN63	5.8	0.3
211CN64	5.7	0.3
211CN65	5.7	0.3
211CN66	6.0	0.3
211CN67	6.8	0.3
211CN68	6.6	0.3
211CN69	7.6	0.3
211CN70	6.2	0.3
211CN71	6.5	0.3
211CN72	6.4	0.3
211CN73	6.0	0.3
211CN74	5.8	0.3

211CN75	6.1	0.3
211CN76	11.2	0.6
211CN77	6.1	0.3
211CN78	6.1	0.3
211CN79	6.6	0.3
211CN80	6.7	0.3
211CN81	5.9	0.3
211CN82	5.7	0.3
211CN83	7.0	0.3
211CN84	5.8	0.3
211CN85	5.8	0.3
211CN86	5.7	0.3
211CN87	6.1	0.3
211CN88	5.7	0.3
211CN89	7.8	0.3
211CN90	6.7	0.3
211CN91	8.0	0.4
211CN92	5.8	0.3
211CN93	5.6	0.3
211CN94	6.1	0.3
211CN95	6.0	0.3
211CN96	5.4	0.2
211CN97	5.5	0.2
211CN98	6.1	0.3
211CN99	6.1	0.3
211CN100	5.9	0.3
211CN101	6.0	0.3
211CN102	6.3	0.3

211CN103	6.4	0.3
211CN104	12.2	0.6
211CN105	7.4	0.3
211CN106	6.6	0.3
211CN107	6.8	0.3
211CN108	7.9	0.4
211CN109	8.1	0.4
211CN110	7.8	0.3
211CN111	8.7	0.4
211CN112	7.4	0.3
211CN113	7.1	0.3
211CN114	7.6	0.3
211CN115	12.7	0.3
211CN116	12.5	0.3
211CN117	6.5	0.3
211CN118	5.9	0.3
211CN119	5.8	0.3
211CN120	6.5	0.3
211CN121	7.0	0.3
211CN122	6.3	0.3
211LD1	143.1	5.7
211R1	94.7	0.9
211R2	63.2	0.9
211R3	24.4	0.7
211R4	24.4	0.7
211R5	33.0	0.9
211R6	33.0	0.9
211R7	68.5	2

211R8	72.9	2.1
211R9	75.2	2.2
211R10	72.9	2.1
211R11	76.8	2.2
211R12	50.8	1.5
211R13	75.6	2.2
211R14	75.6	2.2
211R15	65.2	1.9
211S1	58.2	1.8
211S2	61.6	1.9
211SP1	202.2	7.8
211SP2	530.1	16.5
211SR1	61.4	0.7
211V1	117.1	4.2
211V2	147.4	5.3
211V3	155.7	5.6
211V4	38.9	1.2
211V5	25.0	0.9
211V6	22.1	0.8
211V7	25.0	0.9
211V8	52.4	0.6
211V9	35.0	0.6
211V10	52.5	0.6
211V11	70.0	0.6
211V12	79.2	2.2
211V13	79.2	2.2
211V14	665.2	8.7
211V15	638.7	8.3

211V16	522.2	11
211V17	777.8	10
211V18	660.5	13.9
211V19	706.6	14.9
211V20	872.9	11.3
211V21	847.5	10.9
211V22	15.6	0.6
211V23	48.4	1.8
211V24	48.4	1.8
211V25	48.4	1.8
211V26	28.8	1
211V27	27.7	1
211V28	24.2	0.9
211V29	24.2	0.9
211V30	24.2	0.9
211V31	28.0	1
211V32	24.3	0.9
211V33	20.8	0.7
211V34	62.4	0.8
211V35	173.3	6.3
211V36	173.3	6.3
211V37	57.8	2.1
211V38	31.2	0.6
211V39	36.6	1.3
211V40	35.1	1.2
211V41	70.9	1.3
211V42	61.3	1.1
211V43	125.2	4.2

211V44	144.8	2.4
211V45	125.2	4.2
211V46	125.2	4.2
211V47	175.0	6.3
211V48	2112.3	11
211V49	884.0	16.8
211V50	581.1	12
211V51	581.1	12
211V52	585.6	12.2
211V53	923.5	17.6
211V54	916.8	17.3
211V55	919.2	17.4
211V56	918.2	17.3
211V57	926.4	17.7
211V58	15.6	0.6
211V59	28.8	1
211V60	27.7	1
211V61	28.0	1
211V62	24.3	0.9
211V63	20.8	0.7
211V64	59.9	2.2
211V65	36.6	1.3
211V66	35.1	1.2
211V67	125.2	4.2
211V68	250.4	4.2
211V69	252.7	1.5
211V70	95.3	1.1
211V71	95.3	1.1

211V72	15.6	0.6
211V73	28.8	1
211V74	27.7	1
211V75	28.0	1
211V76	24.3	0.9
211V77	20.8	0.7
211V78	125.2	4.2
211V79	125.2	4.2
211V80	125.2	4.2
211V81	59.7	2.2
211V82	105.0	3.9
211V83	35.0	1.3
211V84	70.0	2.6
211V85	522.2	11
211V86	660.5	13.9
211V87	697.3	14.6
211X1	5.8	0.2
211X2	6.6	0.3
211X3	20.1	0.9
211X4	6.8	0.3
211X5	15.6	0.2
211X6	7.7	0.3
211X7	34.5	1.5
211X8	5.9	0.2
211X9	7.1	0.3
211X10	4.6	0.2
211X11	52.0	0.5
211X12	111.6	0.6

211X13	59.6	0.6
211X14	79.2	0.8
211X15	172.0	1.8
211X16	80.8	0.8
211X17	7.8	0.3
211X18	8.5	0.4
211X19	16.0	0.6
211X20	8.5	0.4
211X21	8.5	0.4
211X22	9.3	0.4
211X23	33.1	1.2
211X24	16.8	0.8
211X25	9.1	0.4
211X26	7.8	0.3
211X27	6.1	0.3
211X28	16.2	0.6
211X29	7.3	0.3
211X30	7.3	0.3
211X31	8.1	0.3
211X32	8.1	0.3
211X33	9.2	0.4
211X34	8.3	0.4
211X35	8.4	0.4
211X36	8.6	0.4
211X37	8.5	0.4
211X38	8.0	0.3
211X39	6.4	0.3
211X40	8.7	0.4

211X41	8.2	0.3
211X42	15.8	0.6
211X43	9.0	0.4
211X44	8.0	0.3
211X45	9.1	0.4
211X46	18.6	0.8
211X47	6.1	0.3
211X48	9.5	0.4
211X49	7.7	0.3
211X50	9.6	0.4
211X51	6.4	0.3
211X52	8.6	0.4
211X53	9.3	0.4
211X54	8.6	0.4
211X55	7.5	0.3
211X56	6.0	0.3
211X57	7.5	0.3
211X58	8.8	0.4
211X59	9.0	0.4
211X60	7.4	0.3
211X61	8.3	0.4
211X62	7.6	0.3
211X63	8.8	0.4
211X64	6.6	0.3
211X65	9.7	0.4
211X66	8.4	0.4
211X67	9.0	0.4
211X68	9.6	0.4

211X69	9.3	0.4
211X70	17.4	0.4
211X71	8.8	0.4
211X72	7.9	0.3
211X73	8.1	0.3
211X74	8.1	0.3
TOTAL	30396.2	770.5

4.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Los análisis de precios unitarios que se considero son los siguientes:

- Fabricación en taller
- Pintura en taller

4.2.1 Fabricación en taller

Item	Descripcion	Unid.	Cant.	P.U.	P. Parcial	\$/Kgr.
A	MATERIALES					
1	Materiales de A36	Kg	30396.2	1.00	30,396.2	
2	Pernos A325 Zincados	Kg	713	5.50	3,921.5	
3	Desperdicios A36	Kg	1519.81	1.00	1,519.8	
					35,837.5	1.179
	CONSUMIBLES TALLER					
1	Soldadura E60XX/E70XX	KG	455.94	5.00	2,279.7	
2	Oxigeno (10m3)	BT	45.59	14.19	647.1	
3	Gas MAP (25 Kg)	KG	284.96	1.92	546.0	
4	Disco Esmeril 7"	UN	92.00	4.00	368.0	
5	Otros consumibles menores	% MO	16281.32	0.03	407.0	
					4,247.9	0.140
B	MANO DE OBRA - TALLER					
1	Capataz	H-H	316.63	4.50	1,424.82	
2	Operario	H-H	949.88	3.20	3,039.62	
3	Oficial Mec.	H-H	1,583.14	2.40	3,799.53	
4	Ayudante mecánico	H-H	1,583.14	1.60	2,533.02	
5	Soldador 4G	H-H	633.25	4.80	3,039.62	
					13,836.6	0.455

C	EQUIPOS TALLER					
1	Soldadora eléctrica 400 A	H-M	779.39	1.50	1,169.1	
2	Esmeril manual Ø7"	H-M	935.27	0.40	374.1	
3	Equipo oxi-corte	H-M	311.76	0.50	155.9	
4	Taladro Magnético	H-M	233.82	1.50	350.7	
5	Montacarga 4Ton (IMECON)	H-M	38.97	10.00	389.7	
6	Grúa Pórtico de 10 Ton	H-M	15.59	25.00	389.7	
7	Petróleo D2	GAL.	54.56	3.87	211.2	
8	Herramientas menores varias	% MO	16281.32	0.03	488.4	
					3,528.8	0.116
D	PRUEBAS					
1	Tintes Penetrantes	JGO.	15.1981	35	531.9	
2	Calificación de Soldadores	Un.	2	35	70.0	
					601.9	0.020
TOTAL DE COSTO DIRECTO					58,052.8	1.910

4.2.2. Pintura en taller

	Área a pintar	m2	770.5			
	ARENADO					
Item	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO PARCIAL	\$/m2
A	MATERIALES					
1	Granalla metálica	kg	11.01	1.70	18.71	
2	Petróleo	gl	196.13	3.87	759.01	
B	MANO DE OBRA					
1	Operario	hh	70.05	2.49	174.41	
2	Ayudante	hh	140.09	1.80	252.16	
3	EQUIPOS					
4	Compresora de 250 pcm (propio)	hm	70.05	6.29	440.61	
5	Equipo de Granallado	hm	70.05	6.50	455.30	
6	Montacarga 4Ton (IMECON)	hm	7.00	10.00	70.05	
					2170.25	2.82
	PINTURA					
Item	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO PARCIAL	
C	MATERIALES					
1	Pintura	glb	1.00	3573.90	3573.90	
2	Petróleo	glb	1.00	377.97	377.97	

D	MANO DE OBRA					
1	Operario	hh	178.60	2.70	482.22	
2	Ayudante	hh	178.60	1.80	321.48	
3	EQUIPOS					
4	Compresora de 250 pcm (propio)	hm	178.60	6.29	1123.45	
5	Equipo de Pintar Eléctrico	hm	178.60	1.94	346.48	
6	Montacarga 4Ton (IMECON)	hm	8.93	10.00	89.30	
					6314.81	8.20
			TOTAL COSTO DIRECTO		8485.06	11.01

4.3. RESUMEN DE COSTOS DIRECTOS

Item	Descripción	Unidad	Metrado	P.U. US\$	Parcial
1	Suministro de materiales y fabricación en taller	Kgr.	30396.2	1.910	58052.78
2	Arenado y Pintado en Taller	m2	770.5	11.01	8483.21
3	Suministro de Grating	Kgr.	4156.6	2.10	8711.44

TOTAL COSTO DIRECTO		2.48	\$/kgr.	75247.42
GASTOS GENERALES		10.60%		7976.23
UTILIDAD		10%		7524.74

TOTAL PRESUPUESTO				90748.39
IGV 19%				17242.19
MONTO TOTAL OFERTADO				107990.59

CONCLUSIONES

1. En la viga V1 W18x76 se ejerce el mayor esfuerzo con respecto a las demás viga, siendo el momento máximo de 277.41.kip.ft
2. Para el elemento viga V1, según la norma de construcción en acero: AISC, se determino el perfil W18x55, pero al realizar la verificación de la deformación mayor a 20mm, este valor no es permitido por la norma ($\delta < l/360$), por esta razón, se selecciono el perfil W18x76.
3. Para la evaluación de costos, el valor obtenido de 2.48 \$/kgr es un valor que se encuentra competente en el mercado.
4. El elemento columna con mayor carga es la C2, con un valor de 100 kip, se realizo un cálculo por efectos de pandeo conforme la norma vigente.
5. Al hacer la verificación de los desplazamiento de los elementos de la plataforma, el nodo 48 tiene el máximo desplazamiento, cuyo valor es de 15.7mm, siendo este número menor al permitido indicado por el RNE.
6. Al hacer el cálculo de conexiones U4, se reforzó la cartela con planchas de 6 mm para evitar el desgarramiento del alma.

7. Para el tema de planos de fabricación la empresa cuenta con software de ingeniería llamado TEKLA, lo cual nos facilito realizar nuestro trabajo en el tiempo establecido.

BIBLIOGRAFIA

Estas son las referencias bibliográficas:

(ref 1) <http://www.slideshare.net/cplasarenas/estructuras-3706336>

(ref 2) Diseño Estructural en Acero.

Luis F. Zapata Baglieto. Segunda edición. 1997

(ref 3) Diseño de estructuras de Acero. Método LRFD.

McCorman. Segunda edición

(ref 4)) Norma Técnica de Edificaciones E.020. Cargas.

Reglamento Nacional de Construcciones.

(ref 5) Norma Técnica de Edificaciones E.030. Diseño de sismorresistente.

Reglamento Nacional de Construcciones.

(ref 6) Manual of Steel Construction.

American Institute of Steel Construction.

(ref 7) Estructura de acero: comport: _RFD

Sriramulu Vinnakota

(ref 8) Diseño de Estructuras Metálicas. Método ASD

Jack C. McCorman. Cuarta Edicion1999

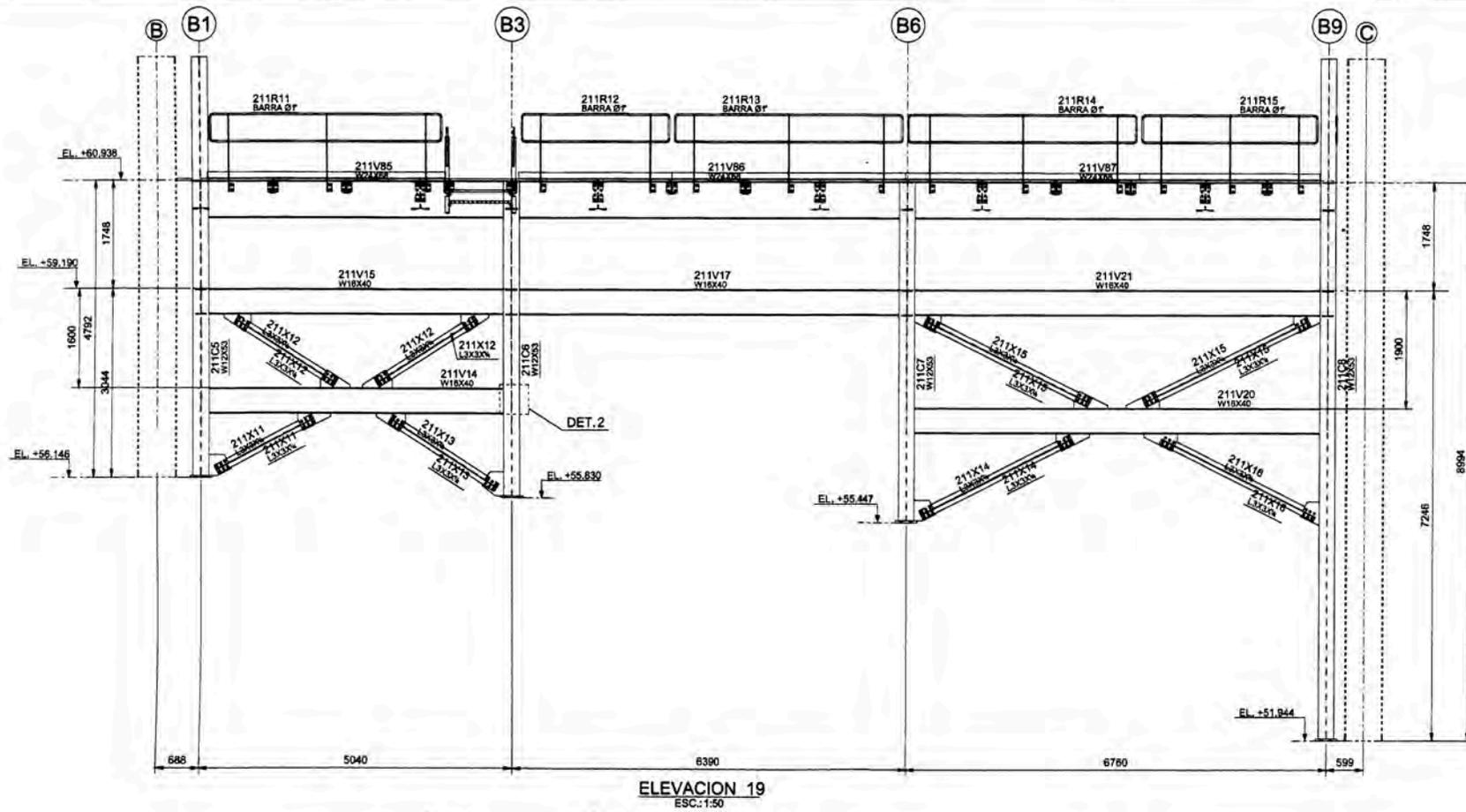
ANEXOS

GLOSARIO

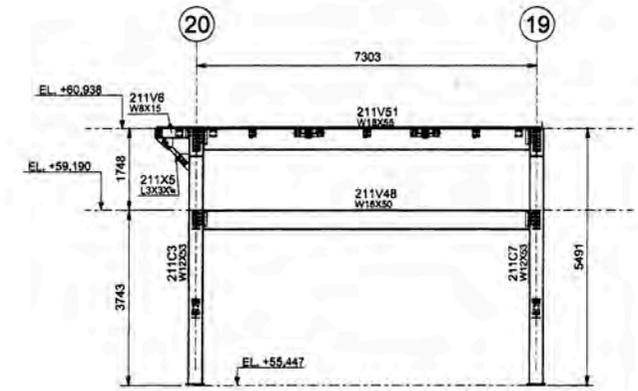
Ab:	Área nominal del perno
l:	Longitud, longitud de aplastamiento
Ae:	Área neta efectiva
Lc-end:	Distancia libre
Ag:	Área bruta
Le:	Distancia al borde
Agt:	Área gruesa sujeta a tensión
Leh:	Distancia horizontal al borde
Agv:	Área gruesa sujeta a corte
Lemin:	Distancia mínima al borde
Ah:	Área de los huecos
Lev:	Distancia vertical al borde
An:	Área neta
Lh:	Dimensión del hueco para el área neta de tensión y corte
Ant:	Área neta sujeta a tensión
Lp:	Longitud de la placa
Anv:	Área neta sujeta a corte
L:	Longitud de la soldadura
C:	Coefficiente de grupo de pernos
Lw:	Ancho de la sección de Whitmore
C ₁ :	Coefficiente por la resistencia del electrodo
M _c :	Momento requerido en la conexión columna - cartela
C ₂ :	Incremento a la distancia al borde
e _{dmin} :	Distancia mínima al borde
C:	Coefficiente de grupo de soldaduras n: Número de filas de pernos
C _{osq} :	Coseno del ángulo de la diagonal con la horizontal
n _c :	Número de columnas de pernos
d:	Diámetro nominal del perno
P:	Fuerza axial requerida
dh:	Dimensión nominal del hueco
φ:	Factores de diseño
D:	Número de dieciseisavos de pulgada en el tamaño de soldadura
φR _n :	Resistencia permitida o de diseño

e:	Excentricidad de la carga
s_{max}:	Espaciamiento máximo
F_{nv}:	Esfuerzo de corte nominal
s_{min}:	Espaciamiento mínimo
F_u:	Resistencia a tensión mínima
s_{inq}:	Seno del ángulo de la diagonal con la horizontal
f_{ua}:	Esfuerzo axial en las soldaduras a lo largo de la interfaz cartela-viga o cartela-columna
s:	Espaciamiento longitudinal entre pernos
f_{uAve}:	Esfuerzo promedio en las soldaduras a lo largo de la interfaz cartela-viga o cartela-columna
L_{c-spa}:	Distancia entre bordes de huecos adyacentes
f_{ub}:	Flexión en las soldaduras a lo largo de la interfaz cartela-viga o cartela-columna
t_p:	Espesor del material conectado
f_{uPeak}:	Esfuerzo pico en las soldaduras a lo largo de la interfaz cartela-viga o cartela-columna
t_g:	Espesor de la placa
f_{uv}:	Corte en las soldaduras a lo largo de la interfaz cartela-viga o cartela-columna
t_{wb}:	Espesor del alma de la viga
f_{uWeld}:	Fuerza de diseño en las soldaduras a lo largo de la interfaz cartela-viga o cartela-columna
U:	Factor de corte atrasado
F_y:	Mínimo esfuerzo especificado de fluencia
U_{bs}:	Índice de esfuerzo
g:	Espaciamiento transversal entre pernos
V_c:	Corte requerido en la conexión columna - cartela
H_c:	Axial requerido en la conexión columna - cartela
x:	Excentricidad de la conexión
I_s:	Corrosion Considered: Se considerara la corrosión
k_1:	Factor de aplastamiento
k_2:	Factor de aplastamiento

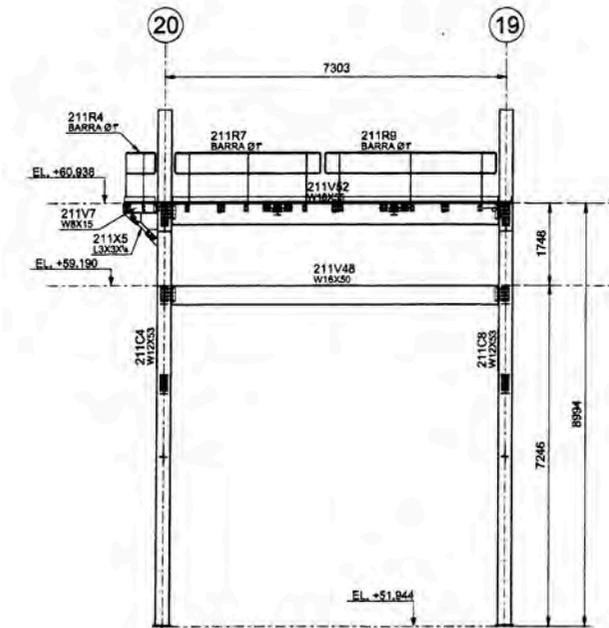
PLANOS



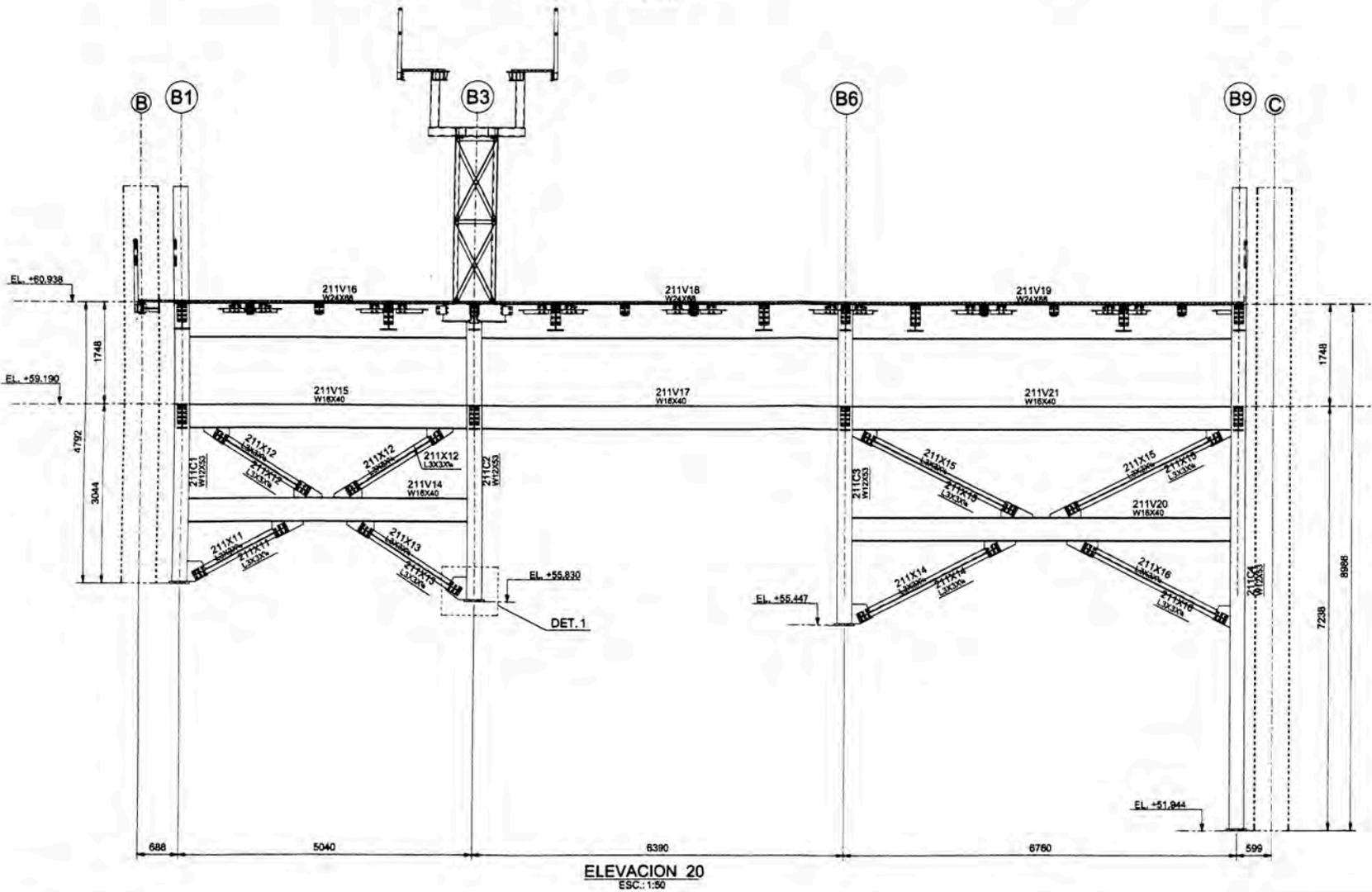
ELEVACION 19
ESC.: 1:50



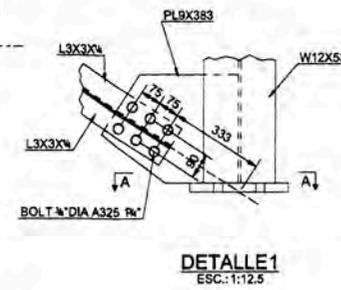
ELEVACION B6
ESC.: 1:75



ELEVACION B9
ESC.: 1:75



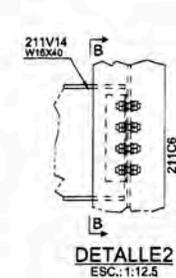
ELEVACION 20
ESC.: 1:50



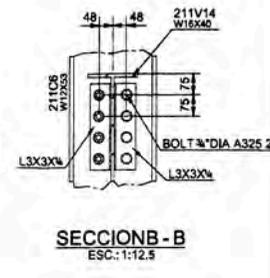
DETALLE 1
ESC.: 1:12.5



SECCIONA - A
ESC.: 1:12.5

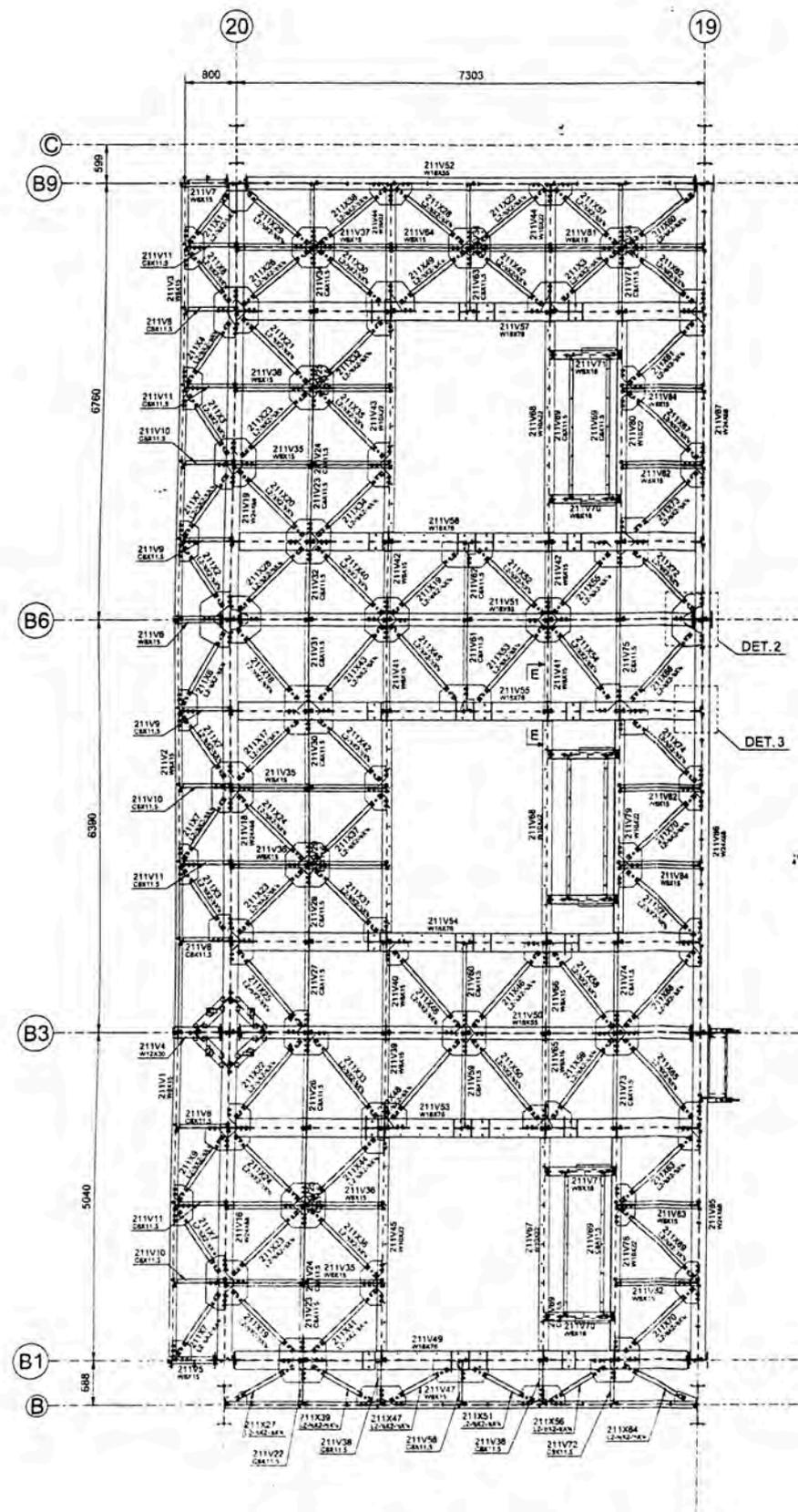


DETALLE 2
ESC.: 1:12.5

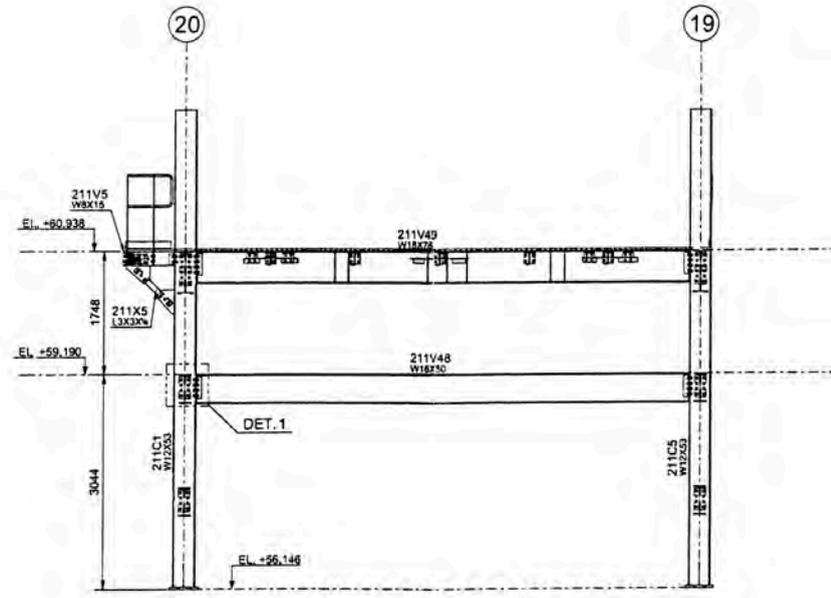


SECCION B - B
ESC.: 1:12.5

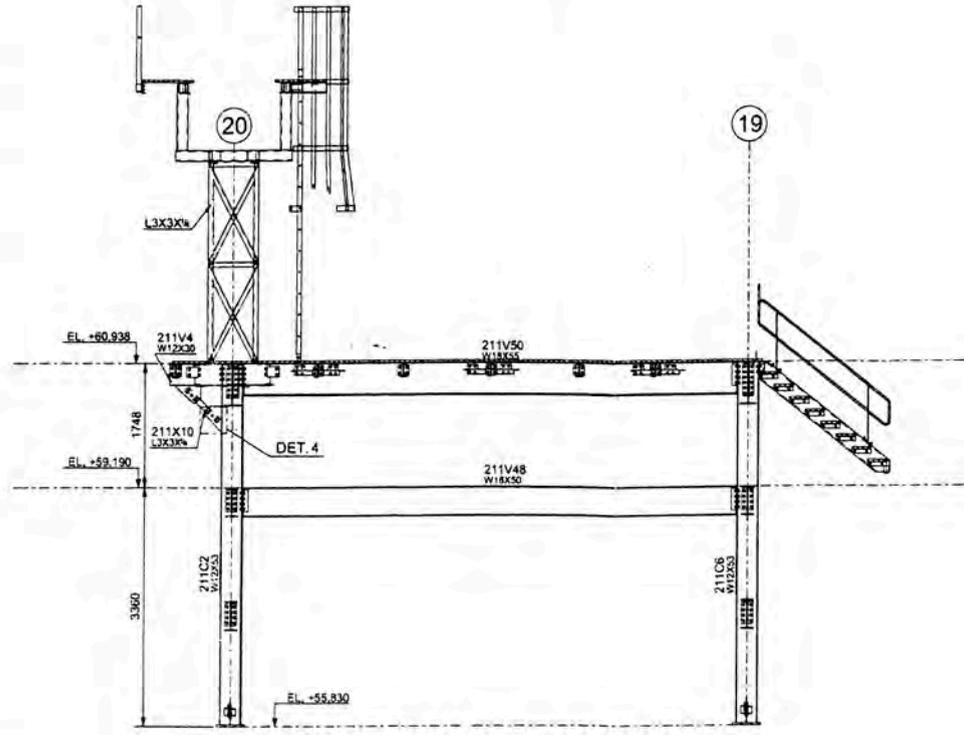
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		
FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA		
METODO DE PROYECCION	ESTRUCTURA DE SOPORTE DE SEPARADORES MAGNETICOS	ESCALA: INDICADA
CODIGO	APELLIDOS, NOMBRES	FECHA: 2010.05.03
999304-500-104-001	GARCIA VEGA ALBERTO	FORMATO: A1



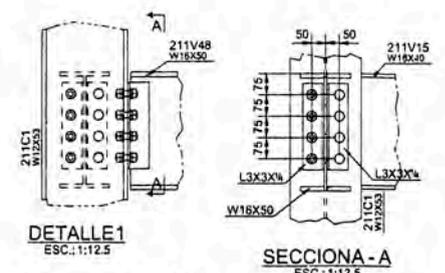
PLANTA +60.938
ESC.: 1:50



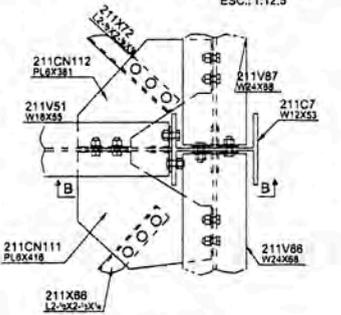
ELEVACION B1
ESC.: 1:50



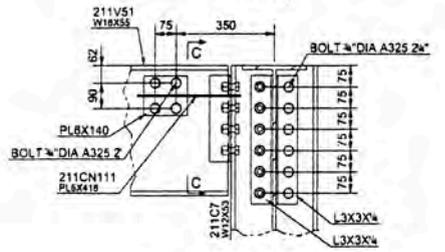
ELEVACION B3
ESC.: 1:50



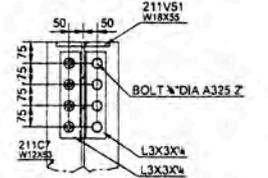
DETALLE1 ESC.: 1:12.5
SECCIONA - A ESC.: 1:12.5



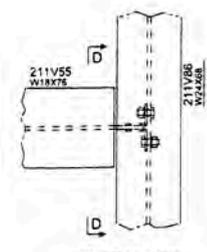
DETALLE2
ESC.: 1:12.5



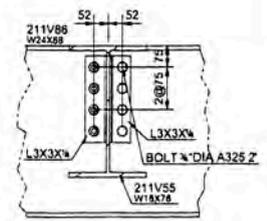
SECCIONB - B
ESC.: 1:12.5



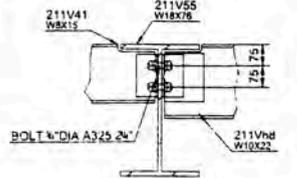
SECCIONC - C
ESC.: 1:12.5



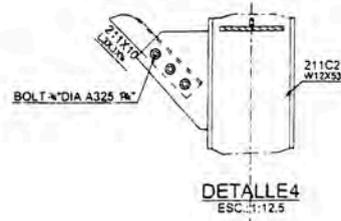
DETALLE3
ESC.: 1:12.5



SECCIOND - D
ESC.: 1:12.5

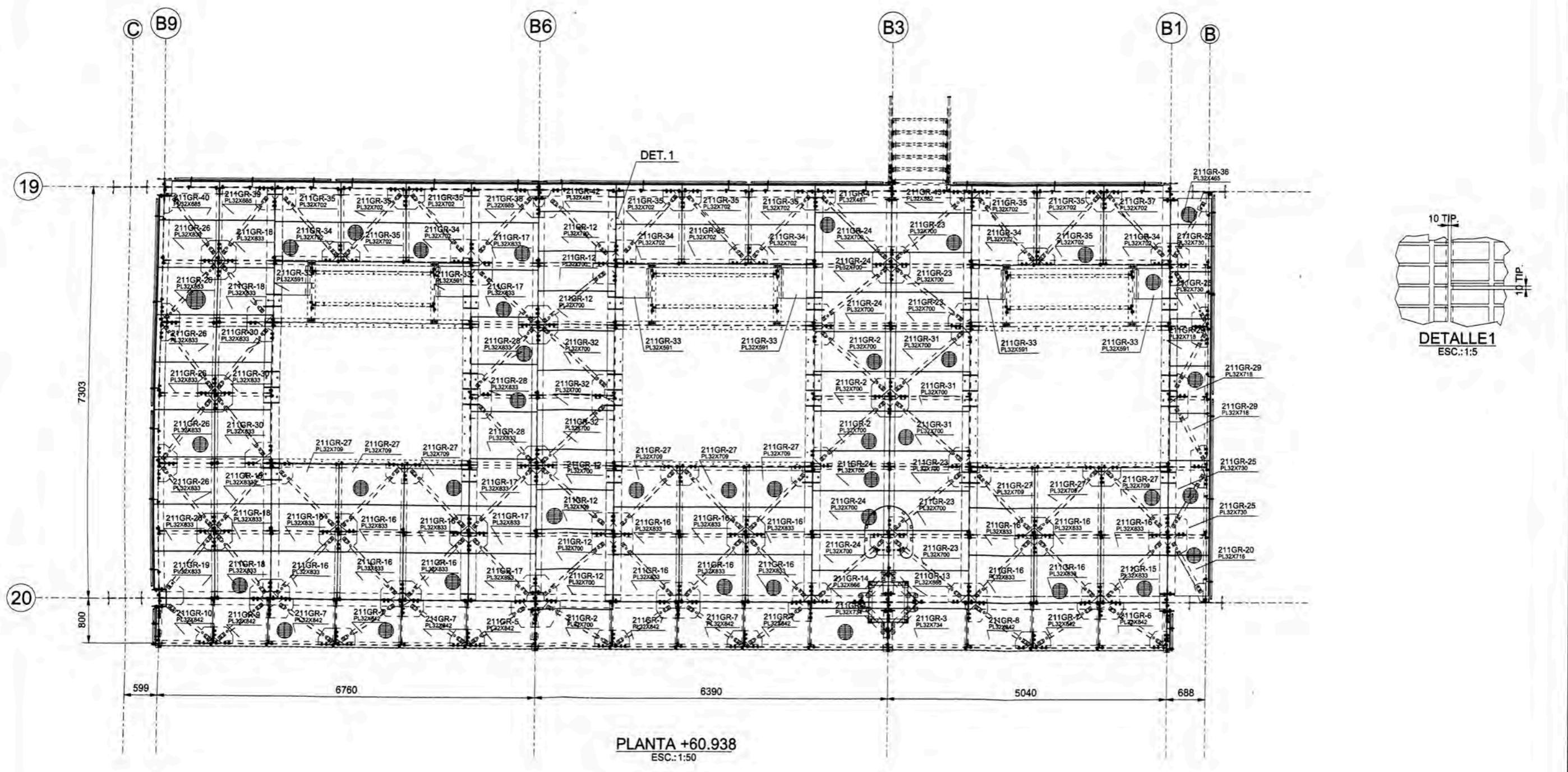


SECCIONE - E
ESC.: 1:12.5



DETALLE4
ESC.: 1:12.5

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		
FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA		
METODO DE PROYECCION:	ESTRUCTURA DE SOPORTE DE SEPARADORES MAGNETICOS	ESCALA: INDICADA
ARREGLO GENERAL	PLANTA, ELEVACIONES	
CODIGO:	APELLIDOS, NOMBRES	FECHA: 2010.05.03
999.004-500-104-002	GARCIA VEGA ALBERTO	FORMATO: A1



PLANTA +60.938
ESC.:1:50

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA MECÁNICA		
MÉTODO DE PROYECCIÓN	ESTRUCTURA DE SOPORTE DE SEPARADORES MAGNÉTICOS	ESCALA: INDICADA
	ARREGLO GENERAL - ELEVACIONES	FECHA: 2010.05.03
CÓDIGO	APELLIDOS, NOMBRES	FORMATO: A2
999304-500-104-003	GARCÍA VEGA ALBERTO	

LOCALIZACION
211V16 20/B1-B3

LISTA DE MATERIALES

Dimensiones en mm. / Pesos en Kg

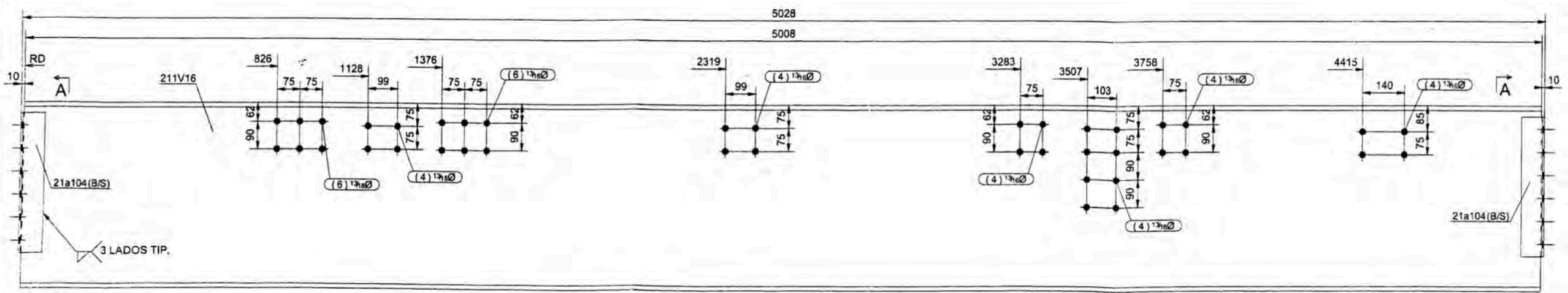
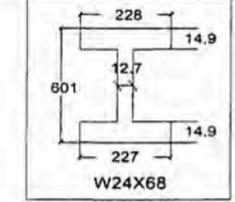
MARCA	C.U.	C.T.	DESCRIPCION	LONG.	MATERIAL	NOTAS	P. UNIT.	P. TOTAL
		1	VIGA 211V16				523.1	
211V16	1	1	W24X68	5008	A36		509.8	509.8
21a104	4	4	L3X3X1/4	455	A36		3	13.3
TIPO EST.:								523.1

LISTA DE PERNOS EN TALLER

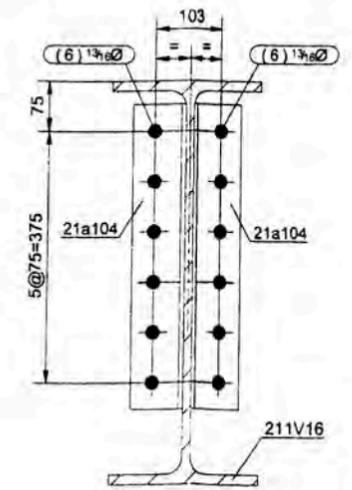
CANTIDAD	DESCRIPCION	MATERIAL	PARTES CONECTADAS
----------	-------------	----------	-------------------

LISTA DE PERNOS EN OBRA

12	Perno 3/4"Ø x 2" + 1T + 1A	A325 ZINCADO	21a104->211C1
4	Perno 3/4"Ø x 2"1/4 + 1T + 1A	A325 ZINCADO	211V16->21p1->21p1



ELEVACION
ESC.: 1:10



SECCIONA - A
ESC.: 1:7.5

NOTA:

- Soldadura segun AWS D1.1
- Filete min. 6mm

RECUBRIMIENTO

Sistema	3
Prep. Superficie	SSPC-SP5
Primera Capa	ZINC ORGANICO 3 mils
Segunda Capa	ESMALTE EPOXICO 5 mils
Tercera Capa	N.A.
Observaciones	N.A.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA

METODO DE PROYECCION	ESTRUCTURA DE SOPORTE DE SEPARADORES MAGNETICOS	ESCALA:
	VIGA 211V16	INDICADA
CODIGO	APENDICES NOMBRES	FECHA:
999304-530-104-211V16	JARDIA VEIZA ALBERTO	2010.05.13
		FORMATO:
		42

LOCALIZACION	
211V35	20-19/B1
211V35	20-19/B3
211V35	20-19/B6

LISTA DE MATERIALES

Dimensiones en mm. / Pesos en Kg

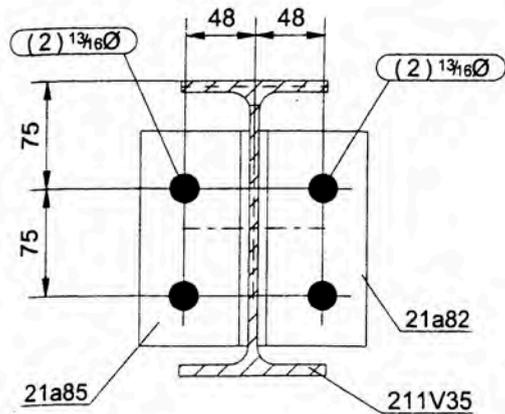
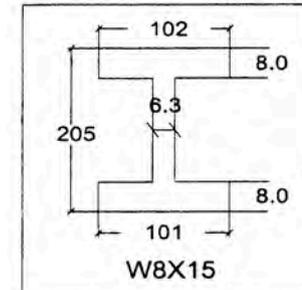
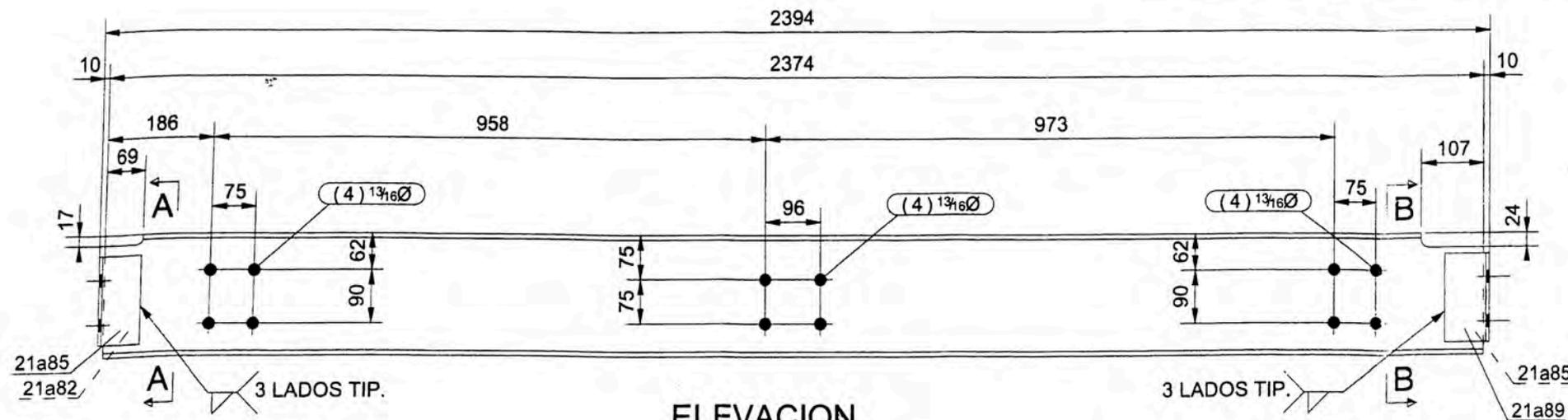
MARCA	C.U.	C.T.	DESCRIPCION	LONG.	MATERIAL	NOTAS	P. UNIT.	P. TOTAL
		3	VIGA 211V35				57.8	
211V35	1	3	W8X15	2374	A36		53.4	160.2
21a82	1	3	L3X3X1/4	150	A36		1	1.1
21a85	2	6	L3X3X1/4	150	A36		1	2.2
21a89	1	3	L3X3X1/4	150	A36		1	1.1
TIPO EST.:								173.3

LISTA DE PERNOS EN TALLER

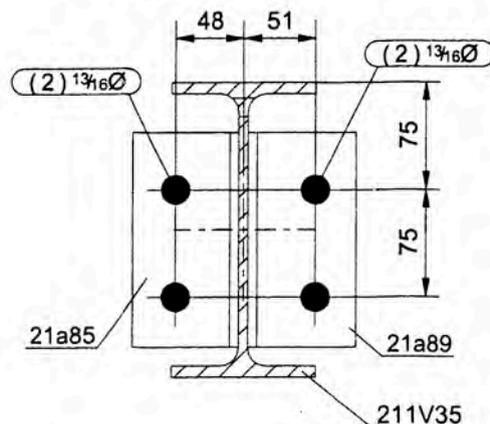
CANTIDAD	DESCRIPCION	MATERIAL	PARTES CONECTADAS
2	Perno 3/4"Ø x 1"3/4 + 1T + 1A	A325 ZINCADO	21a82->211V45
2	Perno 3/4"Ø x 1"3/4 + 1T + 1A	A325 ZINCADO	21a85->211V45

LISTA DE PERNOS EN OBRA

CANTIDAD	DESCRIPCION	MATERIAL	PARTES CONECTADAS
2	Perno 3/4"Ø x 1"3/4 + 1T + 1A	A325 ZINCADO	21a82->211V45
2	Perno 3/4"Ø x 1"3/4 + 1T + 1A	A325 ZINCADO	21a85->211V45



SECCIONA - A
ESC.: 1:5



SECCIONB - B
ESC.: 1:5

NOTA:

- Soldadura segun AWS D1.1
- Filete min. 6mm

RECUBRIMIENTO

Sistema	3
Prep. Superficie	SSPC-SP5
Primera Capa	ZINC ORGANICO 3 mils
Segunda Capa	ESMALTE EPOXICO 6 mils
Tercera Capa	N.A. N.A.
Observaciones	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA

MÉTODO DE PROYECCIÓN	ESTRUCTURA DE SOPORTE DE SEPARADORES MAGNÉTICOS VIGA 211V35	ESCALA: INDICADA
CÓDIGO	APELLIDOS, NOMBRES	FECHA: 2010.05.03
999304-500 104-211V35	GARCIA VEGA ALBERTO	LÁMINA: A3

LOCALIZACION
211V50 20-19/B3

LISTA DE MATERIALES

Dimensiones en mm. / Pesos en Kg

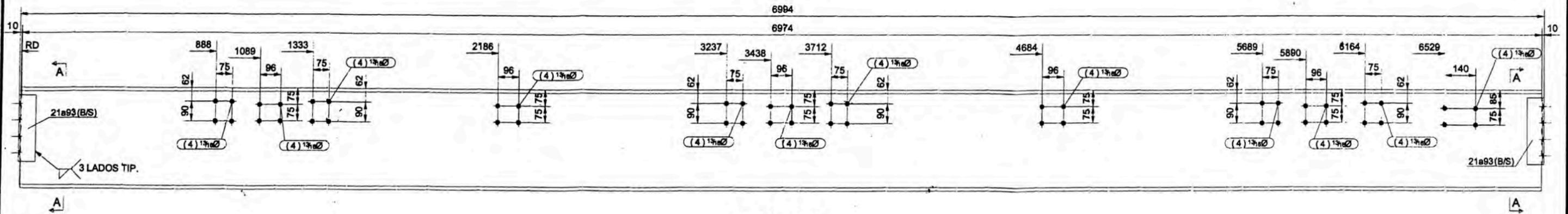
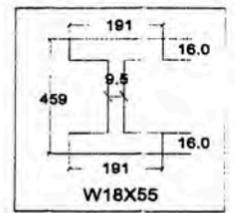
MARCA	C.U.	C.T.	DESCRIPCION	LONG.	MATERIAL	NOTAS	P. UNIT.	P. TOTAL
		1	VIGA 211V50				581.1	
211V50	1	1	W18X55	6974	A36		572.2	572.2
21a93	4	4	L3X3X1/4	305	A36		2	8.9
TIPO EST.:								581.1

LISTA DE PERNOS EN TALLER

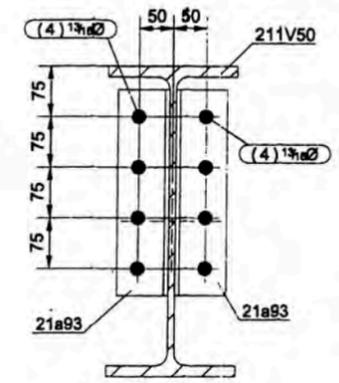
CANTIDAD	DESCRIPCION	MATERIAL	PARTES CONECTADAS
----------	-------------	----------	-------------------

LISTA DE PERNOS EN OBRA

16	Perno 3/4"Ø x 2" + 1T + 1A	A325 ZINCADO	21a93->211C2
----	----------------------------	--------------	--------------



ELEVACION
ESC.: 1:12.5



SECCIONA - A
ESC.: 1:7.5

- NOTA:
- Soldadura segun AWS D1.1
 - Filete min. 6mm.

RECUBRIMIENTO	
Sistema	3
Prep. Superficie	SSPC-SP5
Primera Capa	ZNC ORGANICO 3 mils
Segunda Capa	ESMALTE EPOXICO 4 mils
Tercera Capa	NA NA
Observaciones	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA MECÁNICA		
MÉTODO DE PROYECCIÓN 	ESTRUCTURA DE SOPORTE DE SEPARADORES MAGNETICOS VIGA 211V50	ESCALA: INDICADA
CÓDIGO	APELLIDOS, NOMBRES	FECHA: 2010.05.C3
999304-500-104-211V50	GARCIA VEGA ALBERTO	FORMATO: A2

