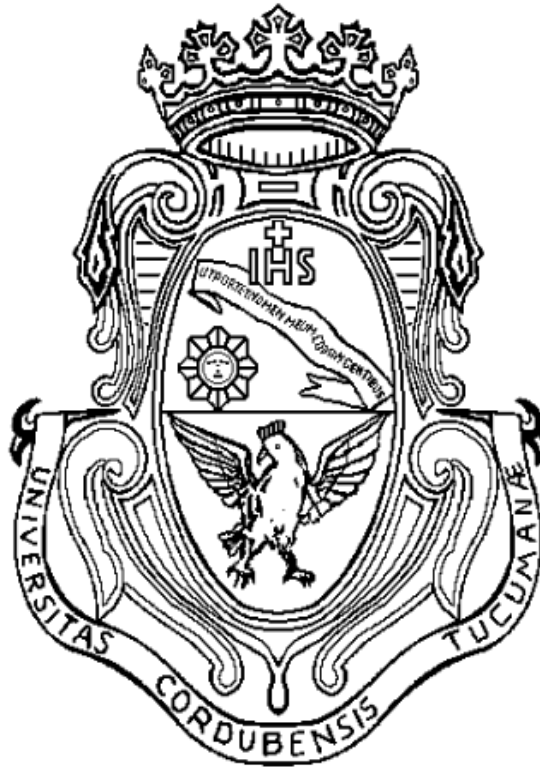


UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA
Facultad de Cs. Exactas, Físicas y Naturales



PRÁCTICA SUPERVISADA

INFORME TÉCNICO FINAL:
DISEÑO DE EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA CON PERFILES W Y
CUBIERTA DE STEEL DECK

Alumna: López Emilia
Docente Tutor: Ing. Culasso Gabriela
Tutor externo: Ing. Ferreyra Juan Manuel
Empresa receptora: ID Ingeniería y Diseño

Año 2013

ÍNDICE GENERAL	
RESUMEN.....	5
1. INTRODUCCIÓN	6
1.1 INTRODUCCIÓN	6
1.2 OBJETIVOS.....	7
1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	7
2. PLANTA ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS DE CARGA	11
2.1 PLANTA ESTRUCTURAL	11
2.2 ANÁLISIS DE ACCIONES.....	12
2.2.1 Cargas Gravitatorias	13
2.2.2 Acciones de Viento.....	17
3. PROGRAMACIÓN EN RAM ELEMENTS.....	25
3.1 INTRODUCCIÓN	25
3.2 NORMAS CONSIDERADAS.....	26
3.2.1 Especificación LRFD	27
3.3 ANÁLISIS Y APLICACIONES UTILIZADAS.....	29
3.3.1 Efectos Secundarios	29
3.3.2 Diafragma Rígido	31
3.3.3 Secciones y Materiales.....	31
4. INTRODUCIENDO ELEMENTOS Y ACCIONES.....	32
4.1 NUDOS Y MIEMBROS	32
4.2 GENERACIÓN DE CARGAS Y COMBINACIONES	33
4.3 DATOS Y RESULTADOS.....	37
5. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	38
5.1 SECCIONES Y MATERIALES.....	38
5.2 DEFLECCIONES Y DEFORMACIONES.....	42
5.3 SECCIONES ADOPTADAS.....	45
5.4 NUDOS Y EMPALMES.....	48
6. VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS	49
6.1 BARRAS SOLICITADAS A FLEXIÓN Y CORTE	50
6.2 BARRAS SOLICITADAS A FUERZA AXIL Y FLEXIÓN.....	53
6.2.1 Columna Simple.....	53
6.2.2 Columna Armada	56
6.3 UNIONES.....	58
6.3.1 Unión sobre Alas de Viga.....	58
6.3.2 Unión sobre Alma de Viga.....	65

6.4	PLACAS BASES DE COLUMNAS	67
7.	COSTO DEL EDIFICIO.....	71
7.1	COSTO EDIFICIO DE HORMIGÓN	71
7.2	COSTO EDIFICIO DE ACERO	71
7.3	ACERO VS HORMIGÓN.....	72
8.	CONCLUSIONES	74
8.1	CONCLUSIONES DEL PROYECTO.....	74
8.2	CONCLUSIONES GENERALES.....	75
9.	BIBLIOGRAFÍA	76
10.	ANEXO	77
10.1	ANEXO 1: DISEÑO VIGA 12X26	77
10.2	ANEXO 2: DISEÑO COLUMNA 14X38.....	84
10.3	ANEXO 3: DISEÑO COLUMNA ARMADA 10X26	92
10.4	ANEXO 4: DISEÑO UNIÓN VIGA-ALA DE COLUMNA	100
10.5	ANEXO 4: DISEÑO UNIÓN VIGA-ALMA DE COLUMNA.....	104

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1:	Sobrecarga de uso según espesor de placa	14
Tabla 2.2:	Control de deformaciones y condiciones de servicio	14
Tabla 2.3:	Carga de peso propio de paca Steel- Deck.....	15
Tabla 2.4:	Velocidad básica del viento	17
Tabla 2.5:	Factor de direccionalidad	18
Tabla 2.6:	Factor de Importancia	18
Tabla 2.7:	Categoría del Edificio	19
Tabla 2.8:	Coeficiente de Exposición	20
Tabla 2.9:	Cálculo de la Presión Dinámica.....	21
Tabla 2.10:	Coeficientes de presión externa en paredes y cubiertas.....	21
Tabla 2.11:	Coeficientes de presión externa en paredes y cubiertas.....	22
Tabla 2.12:	Presiones de diseño para las distintas direcciones	22
Tabla 3.1:	Características de los materiales.	31
Tabla 4.1:	Estados de carga.....	36
Tabla 5.1:	Deformaciones relativas	43
Tabla 5.2:	Secciones utilizadas en el modelo	46
Tabla 6.1:	Tabla de perfiles W	51
Tabla 6.2:	Ecuaciones de interacción para columnas con relación mayor a 0,8..	55
Tabla 7.1:	Costo de Estructura de Hormigón.....	71

Tabla 7.2: Costo de Estructura de Acero	72
Tabla 7.3: Costo Estructura de Acero con reducción de 20% en kilos de acero..	72
Tabla 7.4: Costo Estructura de Hormigón Armado	73

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Ubicación edificio modelo.....	6
Figura 1.2: Plantas del Proyecto.....	8
Figura 1.3: Plantas del Proyecto.....	9
Figura 1.4: Plantas del Proyecto.....	10
Figura 2.1: Planta de Estructura Metálica	12
Figura 2.2: Características Técnicas de la Placa Steel Deck	14
Figura 2.3: Análisis de carga permanente y sobrecarga de azotea	16
Figura 2.4: “Zonificación sísmica de la República Argentina en función del grado de peligrosidad sísmica”	24
Figura 3.1: Métodos disponibles para el análisis no lineal	30
Figura 4.1: Esqueleto de la estructura	33
Figura 4.2: Cargas permanentes y sobrecargas.....	34
Figura 4.3: Cargas de viento en dirección X+	35
Figura 4.4: Convención de signos.....	37
Figura 5.1: Tabla de Perfiles utilizados para el diseño	38
Figura 5.2: Características de perfil W (8x21) y perfil UPN (200).....	40
Figura 5.3: Relación de esfuerzos unitarios.	41
Figura 5.4: Relación de esfuerzos unitarios de vigas analizadas	44
Figura 5.5: Asignación de secciones por deflexiones.	44
Figura 5.6: Modelo 3D y detalle.....	47
Figura 6.1: Pórtico a analizar	49
Figura 6.2: Modelo 3D de unión viga-columna	59
Figura 6.3: Dimensión y distribución de bulones y chapa.....	60
Figura 6.4: Dimensión y distribución de rigidizadores	64
Figura 6.5: Dimensión y distribución de bulones.....	65
Figura 6.6: Dimensiones de placa base	67

RESUMEN

El presente informe técnico final corresponde a la Práctica Profesional Supervisada de la alumna López Emilia. La misma fue realizada en la empresa Ingeniería y Diseño S.R.L. bajo la supervisión externa del Ingeniero Civil Juan Manuel Ferreyra, y con la Ingeniera Gabriela Culasso como tutora interna designada por la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.

La Práctica Profesional Supervisada ha sido llevada a cabo entre los meses de Diciembre del año 2012 y Febrero del año 2013, en el marco de la materia que lleva el mismo nombre. La misma ha consistido en el diseño de un edificio de estructuras metálicas, en base al mismo edificio construido en H⁰A⁰, para luego poder compararlos económicamente. El edificio metálico se diseñó con perfiles laminados W, losa de steeldeck, y cerramientos con tabiques de yeso.

En los primeros capítulos se sintetizan los objetivos buscados a través de la realización de la práctica profesional, una breve descripción del proyecto y a modo de introducción se presenta el planteo estructural con sus particularidades y el análisis de carga general.

Posteriormente se presentan los componentes a estudiar y considerar para realizar un modelo numérico con el programa RAM ElementsV8i. Se efectúa un análisis y verificación manual de los elementos a considerar para comprobar que el modelo esté realizando los cálculos de una manera correcta.

Luego, se hace la comparación entre los dos edificios para determinar cuál es más económico en cuanto a su construcción y en su tiempo de armado.

Finalmente se analizan los resultados obtenidos y se plasman las conclusiones tanto a nivel profesional como personal, respecto de práctica supervisada.

La práctica consistió en la realización del diseño en estructura metálica de un edificio ya construido en H⁰A⁰, realizado con perfiles laminados en caliente, sección W y losas de placas Steel Deck, para luego hacer la comparación en costo entre los mismos y determinar cuál de las dos estructuras es más conveniente según este aspecto. El diseño de la estructura metálica la realicé con el programa RAM Elements V8i, siguiendo los lineamientos del CIRSOC 301 “Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios”.

1.2 OBJETIVOS

Los objetivos perseguidos en la presenta práctica supervisada puede sintetizarse de la siguiente manera:

- Adquirir experiencia laboral que sea útil a la hora de ejercer la profesión.
- Realizar predimensionado de estructuras y cómputo de materiales para efectuar una cotización.
- Realizar modelación de la estructura en software de análisis estructural para obtener los esfuerzos a la que está sometida.
- Elaboración de planos de detalles para la fabricación de estructuras metálicas.
- Confeccionar memorias de cálculo.
- Confeccionar cómputos métricos para la comparación de los edificios en cuestión.
- Interpretar y aplicar los Reglamentos correspondientes.

1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El edificio en estudio está ubicado en la calle Salta 1465 en la ciudad de Villa María, Córdoba, mencionado anteriormente.

El mismo es una estructura de H⁰A⁰ de siete pisos más Planta Baja. Desde primer piso hasta el sexto piso, hay un solo departamento de dos dormitorios y cuatro de un dormitorio, y luego en el séptimo piso todos los departamentos son de un dormitorio.

Todos los habitantes del edificio cuentan con cochera, ubicada en planta baja, y con terraza accesible, ubicada en la azotea.

Las respectivas plantas se muestran en la figura 1.2, 1.3 y 1.4, donde se puede observar la distribución de los espacios y la estructura de hormigón, la que se utilizó como modelo para la realización de la planta de estructura metálica.



Figura 1.2: Plantas del Proyecto



Figura 1.3: Plantas del Proyecto

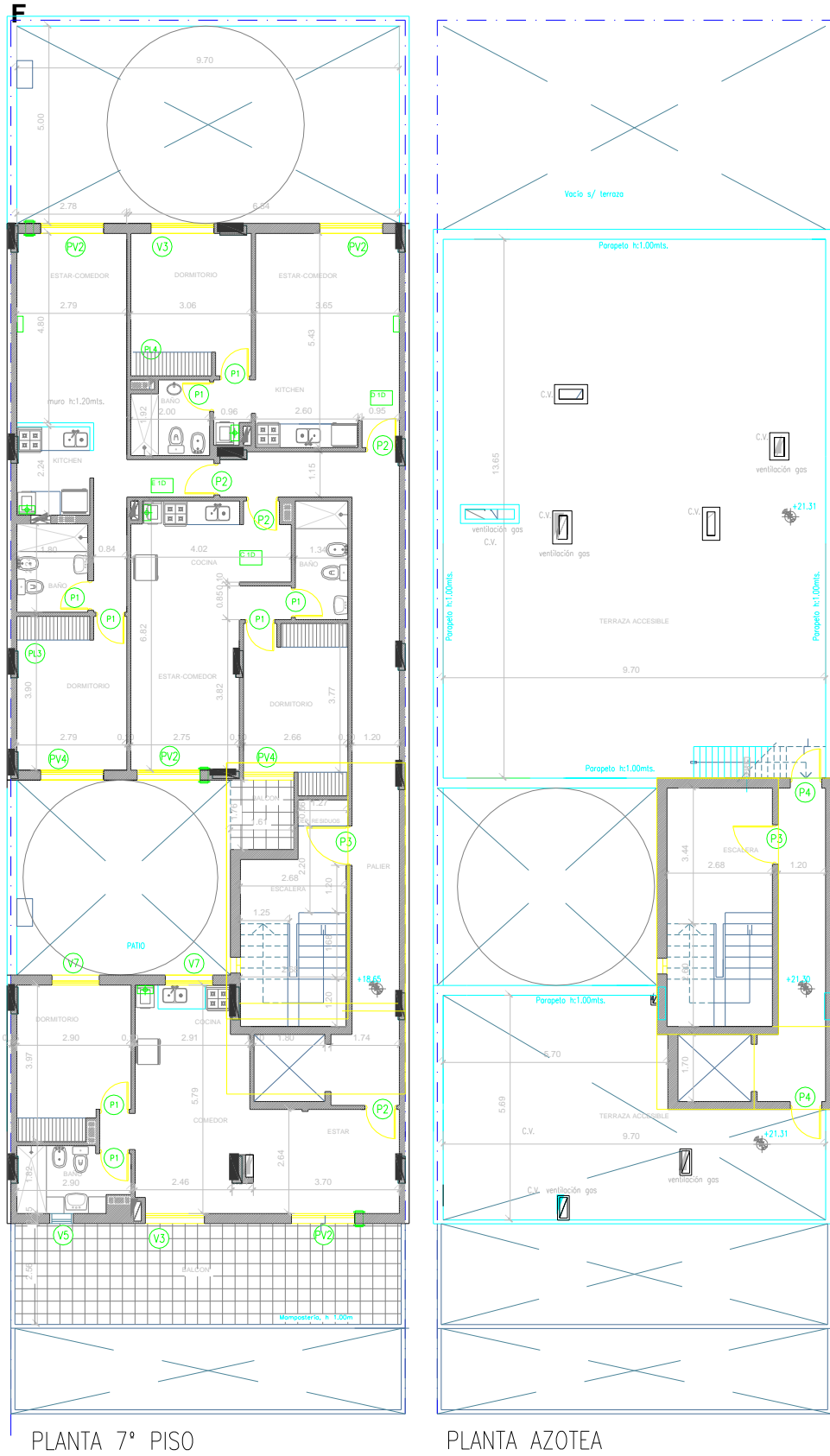


Figura 1.4: Plantas del Proyecto

2. PLANTA ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS DE CARGA

2.1 PLANTA ESTRUCTURAL

Se dibujó la planta estructural del edificio metálico, que se modificó del plano real construido en hormigón, ya que la estructura resistente de vigas y columnas tanto en planta como en altura, no estaban alineados, por lo que opté por hacer un alineado de los mismos, para crear una estructura más regular, es decir tener una configuración lo más simétrica posible y un eje central definido.

Como se está tratando de un edificio ya construido, no tuve ningún inconveniente a la hora del planteamiento de la estructura, ya que el plano del edificio de hormigón se tenía a disposición y se trabajó sobre él para la creación de la nueva planta de estructuras. Se debe tener en cuenta, que al cambiar las distancias entre vigas y columnas, los espacios no serán los mismos que en el edificio de hormigón, y deberían analizarse en caso de su construcción. Esto no se ha hecho ya que merece un análisis diferenciado que no forma parte del presente proyecto. Se colocaron vigas secundarias a menos de tres metros de las vigas principales, por las especificaciones de sobrecarga admisible y deformaciones para el steeldeck, necesarias para su instalación, lo que se verá en una sección posterior.

Lo antedicho se ilustra en la figura 2.1. En la misma puede observarse la distribución de vigas y columnas, sus dimensiones y sus designaciones. Las columnas están designadas por la letra "C", las vigas principales del exterior del edificio se llaman "VP", las vigas interiores se nombran con las siglas "VI" y por último las vigas secundarias por el nombre de "VS". La designación se ha hecho en sentido horario.

acciones generan desplazamientos y deformaciones que a su vez generan esfuerzos o tensiones internas, que deben verificar las condiciones de resistencia y rigidez.

Antes de comenzar con el diseño de la estructura, se deben identificar las acciones que soportará la misma. Éstas se determinan a partir de un análisis de cargas.

Las acciones según el Reglamento CIRSOC 101, en función de su variación en el tiempo, pueden clasificarse en:

- Acciones permanentes: son aquellas que actúan durante toda la vida útil, la variación a lo largo de la misma es muy pequeña. Su cuantificación suele ser sencilla y se determinan con bastante certeza.
- Acciones variables: poseen mucha probabilidad de ocurrencia, sin embargo poseen una variación grande en cuanto a su magnitud media. Son de cuantificación difícil y se determinan con menor precisión que las acciones permanentes.
- Acciones accidentales: son acciones con pequeña probabilidad de ocurrencia, pero su variación puede ser muy grande, llegando a adoptar valores muy significativos para algunas estructuras. La cuantificación es muy difícil debido a la gran incertidumbre que lleva asociada.

Las cargas gravitatorias, permanentes y sobrecargas, se obtuvieron del reglamento CIRSOC 101 "Cargas y Sobrecargas Gravitatorias para el Cálculo de las Estructuras de Edificio".

Las acciones de viento se calcularon por el reglamento CIRSOC 102-2005 "Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones".

2.2.1 Cargas Gravitatorias

Las **cargas permanentes** son aquellas que se producen por el peso propio de los elementos estructurales y los no estructurales. Se pueden mencionar como ejemplos los muros divisorios, pisos, contrapisos, revestimientos, instalaciones, y todos aquellos elementos que mantienen una posición fija en la estructura a lo largo del tiempo.

Las cargas permanentes que consideré según el Reglamento CIRSOC 101 capítulo 3 fueron:

- | | |
|--|------------------------|
| • Piso, contrapiso y capa nivelación | 280 kg/m ² |
| • Tabique de yeso doble e=12 cm | 55 kg/m ² |
| • Piso, contrapiso y capa nivelación terraza accesible | 215 kg/m ² |
| • Cielorraso de placas superlivianas | 5 kg/m ² |
| • Tanque de reserva | 2600 kg/m ² |

Para las losas del edificio, se colocarán placas de Steel Deck. El sistema de losas mixtas o compuestas está formado por una chapa trapezoidal de acero estructural grado 37, galvanizado G90 (ASTM A653), que funciona de encofrado perdido (steeldeck), el hormigón vaciado en ella (H21 mínimo) y la malla habitual de repartición.

La Placa está constituida por 3 nervios en forma de trapecios rigidizantes de grandes condiciones resistentes. Se fabrican en largos continuos, hasta 12.50 m. A continuación, en la figura 2.2 se muestran las características técnicas de la misma.

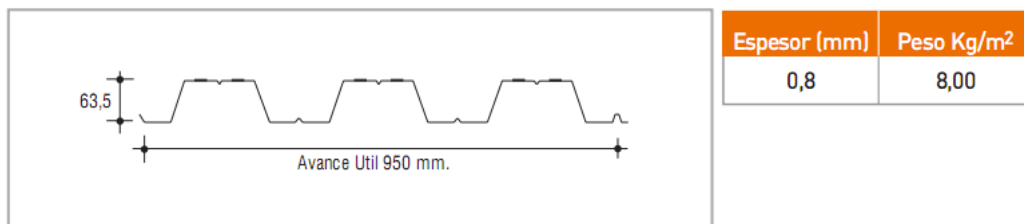


Figura 2.2: Características Técnicas de la Placa Steel Deck

Para la determinación del espesor de la placa se necesita tener los datos de la distancia entre vigas de apoyo y sobrecarga de uso, que los tomé de la planta estructural. Dependiendo de la sobrecarga de uso, determiné el espesor de hormigón requerido. En la tabla 2.1 se observa que el espesor a utilizar es de 5cm.

Espesor Hormigón Sobre Trapecio (cm)	SOBRECARGA ADMISIBLE LOSA COMPUESTA (kg/m ²)												
	Separación entre apoyos (m)												
	1,60	1,80	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0
5	2000	1957	1624	1337	1138	949	799	677	578	496	427	369	319
6	2000	2000	1818	1497	1281	1075	905	768	656	563	485	419	363
8	2000	2000	2000	1815	1554	1328	1119	950	812	698	602	521	452
10	2000	2000	2000	2000	1827	1581	1333	1132	968	832	719	622	540
12	2000	2000	2000	2000	2000	1822	1546	1314	1124	967	835	724	628

Tabla 2.1: Sobrecarga de uso según espesor de placa

Determinado el espesor, verifiqué que el mismo satisfaga las condiciones para controlar las deformaciones.

CONTROL DE DEFORMACIONES Y CONDICIONES DE SERVICIO			
Espesor Total	Distancia Máxima entre Apoyos (cm)		
(Placa + Hormigón) (cm)	▲ ▲	▲ ▲ ▲	▲ ▲ ▲ ▲
11,35	250	306	363
12,35	272	333	395
14,35	316	387	459
16,35	360	441	523
18,35	404	495	587

Tabla 2.2: Control de deformaciones y condiciones de servicio

Se puede observar en la tabla 2.2 que el espesor determinado por sobrecarga, verifica las condiciones de deformación, aunque se debe tener en cuenta que dado

éstas, durante la etapa constructiva, se verifica la necesidad de colocar apuntalamiento temporal, cada 2,77 m.

Por lo tanto, la carga considerada por peso propio de Steel Deck, se puede observar en la tabla 2.3 mostrada a continuación.

CUBICACION Y CARGAS DE PESO PROPIO					
Espesor de losa		Cubicación y Peso Propio			
Total θ_1 (cm)	Hormigón ⁽⁵⁾ θ_h (cm)	Volumen ⁽⁶⁾ Hormigón (m ³ /m ²)	Peso Propio (Kg/m ²)		
			Hormigón	Instadeck	Total
11,35	5,0	0,085	204	8,00	212
12,35	6,0	0,095	228	8,00	236
14,35	8,0	0,115	276	8,00	284
16,35	10,0	0,135	324	8,00	332
18,35	12,0	0,155	372	8,00	380

Tabla 2.3: Carga de peso propio de paca Steel- Deck

- Placa Steel Deck + Capa compresión 212 kg/m²

Las cargas **variables o sobrecargas** son las acciones debidas al uso o destino de la construcción utilizando los valores máximos esperados en la vida útil de la construcción. Aquellas consideradas por el Reglamento CIRSOC 101 fueron:

- Azotea accesible 500 kg/m²
- Balcones 500 kg/m²
- Baños 200 kg/m²
- Cocina 200 kg/m²
- Estar Comedor 200 kg/m²
- Pasillo 500 kg/m²
- Escaleras 500 kg/m²
- Dormitorios 200 kg/m²
- Ascensor 2500 kg/m²

Estas cargas se distribuyeron por metro lineal a las vigas principales y secundarias para cargarlos al modelo. En la siguiente figura, se muestra el análisis de carga permanente y sobrecarga de la azotea. Realicé lo mismo para cada piso. En la figura 2.3 se muestra lo dicho anteriormente.

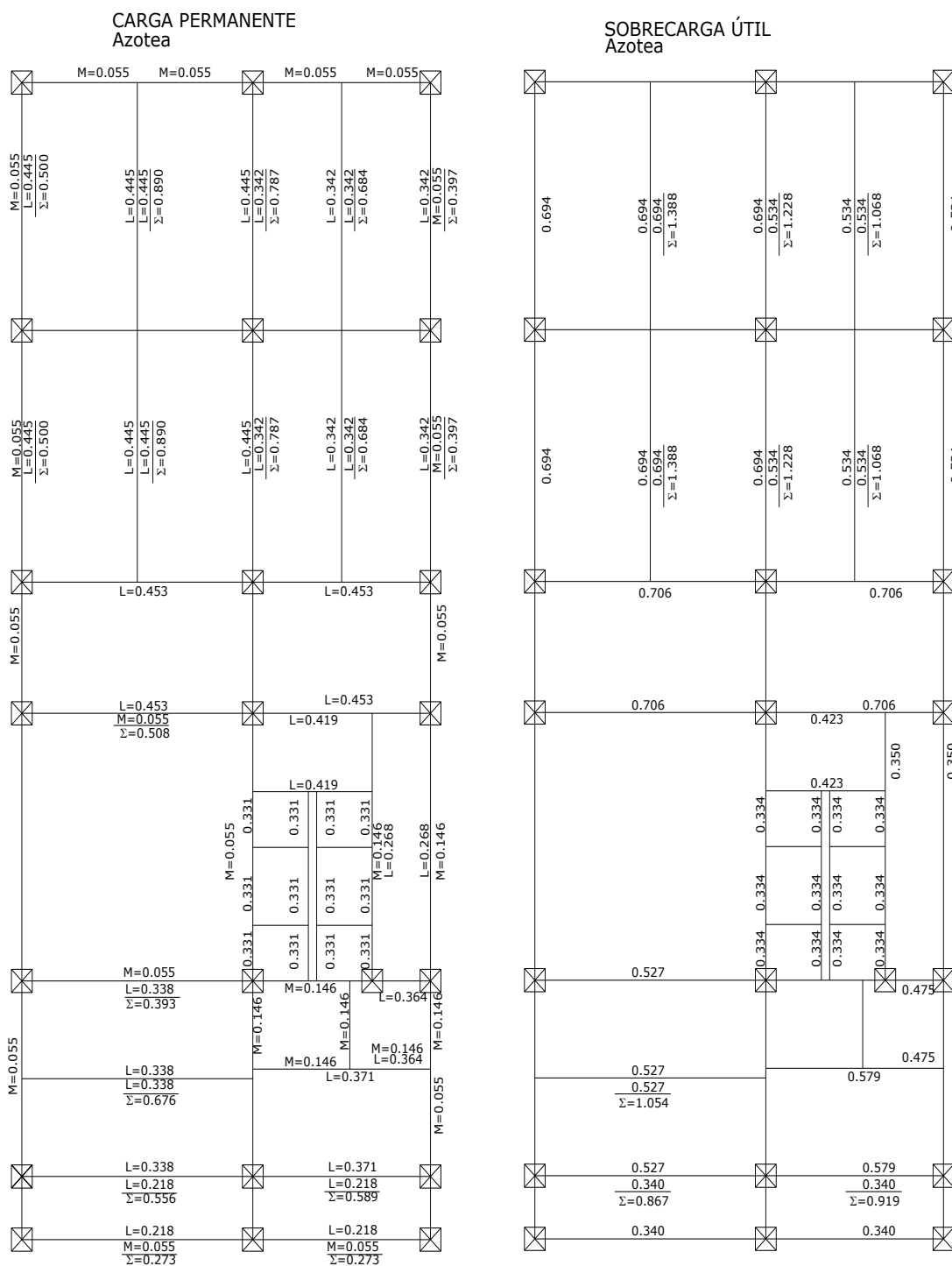


Figura 2.3: Análisis de carga permanente y sobrecarga de azotea

2.2.2 Acciones de Viento

Las acciones de viento son consideradas cargas variables según el tiempo de duración.

Por lo general se supone que las presiones de viento se aplican uniformemente a las superficies de barlovento de los edificios y que pueden proceder de cualquier dirección. Estas hipótesis no son muy precisas ya que las presiones no son uniformes sobre grandes áreas. Sin embargo, desde un punto de vista práctico, no es posible considerar en el diseño todas las posibles variaciones.

Tal como lo define el CIRSOC 102, para el cálculo de las acciones de viento se utilizó el procedimiento analítico, el cual es válido para edificios o estructuras que reúnan las siguientes condiciones:

1. El edificio o estructura es de forma regular
2. El edificio o estructura no posee características de respuesta que den lugar a cargas transversales de viento, desprendimientos de vórtices, inestabilidad debida a galope o flameo.

Cumpliendo estas dos condiciones, se procede al diseño.

En primer lugar determiné la velocidad básica del viento y el factor de direccionalidad, el cual el primer valor se obtiene según la ubicación de la estructura a diseñar y el segundo según el tipo de estructura. A continuación se muestran las tablas 2.4 y 2.5 para determinar los valores correspondientes.

CIUDAD	V (m/s)
BAHIA BLANCA	55,0
BARILOCHE	46,0
BUENOS AIRES	45,0
CATAMARCA	43,0
COMODORO RIVADAVIA	67,5
CORDOBA	45,0
CORRIENTES	46,0
FORMOSA	45,0
LA PLATA	46,0
LA RIOJA	44,0
MAR DEL PLATA	51,0
MENDOZA	39,0
NEUQUEN	48,0
PARANA	52,0
POSADAS	45,0
RAWSON	60,0
RESISTENCIA	45,0
RIO GALLEGOS	60,0
ROSARIO	50,0
SALTA	35,0
SANTA FE	51,0
SAN JUAN	40,0
SAN LUIS	45,0
SAN MIGUEL DE TUCUMAN	40,0
SAN SALVADOR DE JUJUY	34,0
SANTA ROSA	50,0
SANTIAGO DEL ESTERO	43,0
USHUAIA	60,0
VIEDMA	60,0

Tabla 2.4: Velocidad básica del viento

Tipo de estructura	Factor de direccionalidad K_d^*
Edificios	
Sistema principal resistente a la fuerza de viento	0,85
Componentes y revestimientos	0,85
Cubiertas abovedadas	0,85
Chimeneas, tanques y estructuras similares	
Cuadradas	0,90
Hexagonales	0,95
Redondas	0,95
Carteles llenos	0,85
Carteles abiertos y estructura reticulada	0,85
Torres reticuladas	
Triangular, cuadrada, rectangular	0,85
Toda otra sección transversal	0,95

Tabla 2.5: Factor de direccionalidad

Luego se determina un factor de importancia I , que es un factor que tiene en cuenta el grado de riesgo para la vida humana y daños a la propiedad, y se determina en base a la categoría del edificio. En las siguientes tablas 2.6 y 2.7, se establece el factor de importancia dado la categoría del edificio.

Categoría	I
I	0,87
II	1,00
III	1,15
IV	1,15

Tabla 2.6: Factor de Importancia

Naturaleza de la Ocupación	Categoría
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Instalaciones Agrícolas. ▪ Ciertas instalaciones temporarias. ▪ Instalaciones menores para almacenamiento. 	I
Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos listados en Categorías I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras que representan un peligro substancial para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Edificios y otras estructuras donde se reúnen más de 300 personas en un área. ▪ Edificios y otras estructuras para guarderías, escuelas primarias y secundarias con capacidad mayor que 150 personas. ▪ Edificios y otras estructuras con instalaciones para el cuidado diurno con capacidad mayor que 150 personas. ▪ Edificios y otras estructuras con una capacidad mayor que 500 personas para universidades o instalaciones para educación de adultos. ▪ Instalaciones para el cuidado de la salud con una capacidad de 50 o más pacientes residentes pero sin instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia. ▪ Instalaciones para cárceles y detenciones. ▪ Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de utilidad pública no incluidas en la Categoría IV. Edificios y otras estructuras que contienen suficientes cantidades de sustancias tóxicas o explosivas como para ser peligrosas al público si se liberan, incluyendo, pero no limitado, a: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Instalaciones petroquímicas. ▪ Instalaciones para almacenamiento de combustibles. ▪ Plantas de fabricación o almacenamiento de productos químicos peligrosos. ▪ Plantas de fabricación o almacenamiento de explosivos. Edificios y otras estructuras equipados con contención secundaria de sustancias tóxicas, explosivas u otras peligrosas (incluyendo, pero no limitado a, tanques de doble pared, receptáculos de tamaño suficiente para contener un derrame u otros medios de contención de derrames o explosiones dentro de los límites de la instalación y prevenir la liberación de cantidades de contaminantes nocivas para el aire, el suelo, el agua freática o superficial) deben clasificarse como estructuras de Categoría II.	III
Edificios y otras estructuras diseñadas como instalaciones esenciales, incluyendo, pero no limitados a: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Hospitales y otras instalaciones para el cuidado de la salud que tienen instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia. ▪ Cuarteles de bomberos, centros de rescate, estaciones de policía y garajes para vehículos de emergencia. ▪ Refugios diseñados contra sismos, huracanes y otras emergencias. ▪ Centros de comunicaciones y otras instalaciones necesarias para respuestas a emergencias. ▪ Estaciones generadoras de energía y otras instalaciones de utilidad pública necesarias en una emergencia. ▪ Estructuras auxiliares necesarias para la operación de aquellas de Categoría IV durante una emergencia (incluyendo pero no limitado a torres de comunicación, tanques de almacenamiento de combustible, torres de refrigeración, estructuras de sub-estaciones de electricidad, tanques de agua para incendio u otras estructuras de alojamiento o soporte de agua, otros materiales o equipamiento para combatir el fuego). ▪ Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de emergencia. ▪ Instalaciones de almacenamiento de agua y estructuras de bombeo requeridas para mantener la presión de agua para combatir incendios. ▪ Edificios y otras estructuras con funciones críticas de defensa nacional. 	IV

Tabla 2.7: Categoría del Edificio

Para cada dirección de viento considerada, se debe determinar una categoría de exposición que refleje adecuadamente las características de las irregularidades de la superficie del terreno para el lugar en el cual se va a construir el edificio o la estructura. El edificio a diseñar, se encuentra en la categoría de exposición B: Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas, o terrenos con numerosas obstrucciones próximas entre sí, del tamaño de viviendas unifamiliares o mayores.

En base a la categoría de exposición obtuve de la Tabla 2.8, un coeficiente de exposición para la presión dinámica Kz o Kh.

Altura sobre el nivel del terreno, z (m)	Exposición (Nota 1)					
	A		B		C	D
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2
0 – 5	0,68	0,33	0,72	0,59	0,87	1,05
6	0,68	0,36	0,72	0,62	0,90	1,08
7,50	0,68	0,39	0,72	0,66	0,94	1,12
10	0,68	0,44	0,72	0,72	1,00	1,18
12,50	0,68	0,48	0,77	0,77	1,05	1,23
15	0,68	0,51	0,81	0,81	1,09	1,27
17,50	0,68	0,55	0,84	0,84	1,13	1,30
20	0,68	0,57	0,88	0,88	1,16	1,33
22,50	0,68	0,60	0,91	0,91	1,19	1,36
25	0,68	0,63	0,93	0,93	1,21	1,38
30	0,68	0,68	0,98	0,98	1,26	1,43
35	0,72	0,72	1,03	1,03	1,30	1,47
40	0,76	0,76	1,07	1,07	1,34	1,50
45	0,80	0,80	1,10	1,10	1,37	1,53
50	0,83	0,83	1,14	1,14	1,40	1,56
55	0,86	0,86	1,17	1,17	1,43	1,59
60	0,89	0,89	1,20	1,20	1,46	1,61
75	0,98	0,98	1,28	1,28	1,53	1,68
90	1,05	1,05	1,35	1,35	1,59	1,73
105	1,12	1,12	1,41	1,41	1,64	1,78
120	1,18	1,18	1,46	1,46	1,69	1,82
135	1,23	1,23	1,51	1,51	1,73	1,86
150	1,29	1,29	1,56	1,56	1,77	1,89

Tabla 2.8: Coeficiente de Exposición

Los efectos del aumento de la velocidad del viento sobre lomas, escarpas y colinas aisladas que constituyen cambios abruptos en la topografía general en cualquier categoría de exposición, se deben incluir en el diseño, mediante un factor topográfico. En el caso analizado, no tiene incidencia, por lo que tomé el valor de Kzt=1.

Con estos valores, se determinó la presión dinámica, evaluada a la altura z, como se muestra en la Tabla, calculada mediante la fórmula:

$$qz = 0,613 * Kz * Kzt * Kd * V2 * I \text{ [N/m}^2\text{]}$$

donde Kz es el coeficiente de exposición, Kzt el factor topográfico, Kd el factor de direccionalidad, V la velocidad básica del viento e I el factor de importancia. Se debe usar el coeficiente numérico 0,613, excepto donde se disponga de suficientes datos climáticos como para justificar la selección de un valor diferente de este factor para

una aplicación de diseño específica. Se calcula la presión dinámica tal como muestra la Tabla 2.9

Altura	Kz	qz
5.0	0.59	622.52
10.0	0.72	759.69
15.0	0.81	854.65
20.0	0.88	928.51
25.0	0.93	981.27

qh(altura media)

Tabla 2.9: Cálculo de la Presión Dinámica

Para el cálculo de la presión de diseño, procedí a determinar el valor del factor de efecto de ráfaga G que se puede considerar igual a 0,85 para estructuras rígidas, el coeficiente de presión externa Cp y el coeficiente de presión interna GCpi, obtenidos de las tablas. Estos dos últimos coeficientes se obtienen de tabla, tal como se puede observar en la Tabla 2.10 y 2.11.

Coefficientes de presión en paredes, Cp

Superficie	L/B	Cp	Usar con
Pared a barlovento	Todos los valores	0,8	qz
Pared a sotavento	0 – 1	-0,5	qh
	2	-0,3	
	≥4	-0,2	
Paredes laterales	Todos los valores	- 0,7	qh

Coefficientes de presión para cubiertas, Cp, para usar con qh

Dirección del viento	Barlovento Ángulo θ en grados									Sotavento Ángulo θ en grados		
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	≥60 [#]	10	15	≥20
Normal a la cumbrera para θ ≥ 10°	≤0,25	-0,7	-0,5 0,0*	-0,3 0,2	-0,2 0,3	-0,2 0,3	0,0* 0,4	0,4	0,01θ	-0,3	-0,5	-0,6
	0,5	-0,9	-0,7 0,0*	-0,4 0,0*	-0,3 0,2	-0,2 0,2	-0,2 0,3	0,0* 0,4	0,01θ	-0,5	-0,5	-0,6
	≥1,0	-1,3**	-1,0	-0,7 0,0*	-0,5 0,0*	-0,3 0,2	-0,2 0,2	0,0* 0,3	0,01θ	-0,7	-0,6	-0,6
Normal a la cumbrera para θ < 10° y paralela a la cumbrera para todo θ	≤0,5	Distancia horizontal desde el borde a barlovento				Cp	* Se da el valor para fines de interpolación ** El valor puede reducirse linealmente con el área sobre la cual es aplicable como sigue:					
		0 a h/2				-0,9						
		h/2 a h				-0,9						
		h a 2h				-0,5						
	> 2h				-0,3							
≥1,0	0 a h/2				-1,3**	Área (m ²)		Factor de reducción				
						≤ 10		1,0				
	> h/2				-0,7	25		0,9				
						≥ 100		0,8				

Tabla 2.10: Coeficientes de presión externa en paredes y cubiertas

Clasificación de cerramiento	GC_{pi}
Edificios abiertos	0,00
Edificios parcialmente cerrados	+ 0,55 - 0,55
Edificios cerrados	+ 0,18 - 0,18

Tabla 2.11: Coeficientes de presión externa en paredes y cubiertas

Las presiones de diseño para los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento de edificios de todas las alturas se deben determinar mediante la siguiente expresión:

$$p = q GC_p - q_i (GC_{pi}) \text{ [N/m]}$$

Se muestran a continuación en la Tabla 2.12 las presiones de diseño para los distintas direcciones de viento.

X+ →

Superficie	z (m)	Cp	Gcpi(+)	Gcpi(-)	Presion Neta (N/m ²)	
					(+Gcpi)	(-Gcpi)
Pared a Barlovento	5.0	0.8	0.18	-0.18	246.69	599.94
	10.0	0.8	0.18	-0.18	339.96	693.22
	15.0	0.8	0.18	-0.18	404.54	757.79
	20.0	0.8	0.18	-0.18	454.76	808.02
	25.0	0.8	0.18	-0.18	490.63	843.89
Pared a Sotavento	Todas	-0.5	0.18	-0.18	-593.67	-240.41
Paredes Laterales	Todas	-0.7	0.18	-0.18	-760.48	-407.23
Cubierta	0 a h/2	-1.04	0.18	-0.18	-1044.07	-690.81
	> h/2	-0.7	0.18	-0.18	-760.48	-407.23

Tabla 2.12: Presiones de diseño para las distintas direcciones

X- ←

Superficie	z (m)	Cp	Gcpi(+)	Gcpi(-)	Presion Neta (N/m ²)	
					(+Gcpi)	(-Gcpi)
Pared a Barlovento	5.0	0.8	0.18	-0.18	246.69	599.94
	10.0	0.8	0.18	-0.18	339.96	693.22
	15.0	0.8	0.18	-0.18	404.54	757.79
	20.0	0.8	0.18	-0.18	454.76	808.02
	25.0	0.8	0.18	-0.18	490.63	843.89
Pared a Sotavento	Todas	-0.5	0.18	-0.18	-593.67	-240.41
Paredes Laterales	Todas	-0.7	0.18	-0.18	-760.48	-407.23
Cubierta	0 a h/2	-1.04	0.18	-0.18	-1044.07	-690.81
	> h/2	-0.7	0.18	-0.18	-760.48	-407.23

Z- ↑

Superficie	z (m)	Cp	Gcpi(+)	Gcpi(-)	Presion Neta (N/m ²)	
					(+Gcpi)	(-Gcpi)
Pared a Barlovento	5.0	0.8	0.18	-0.18	246.69	599.94
	10.0	0.8	0.18	-0.18	339.96	693.22
	15.0	0.8	0.18	-0.18	404.54	757.79
	20.0	0.8	0.18	-0.18	454.76	808.02
	25.0	0.8	0.18	-0.18	490.63	843.89
Pared a Sotavento	Todas	-0.5	0.18	-0.18	-593.67	-240.41
Paredes Laterales	Todas	-0.7	0.18	-0.18	-760.48	-407.23
Cubierta	0 a h/2	-0.96	0.18	-0.18	-977.34	-624.09
	h/2 a h	-0.82	0.18	-0.18	-860.57	-507.32
	h a 2h	-0.58	0.18	-0.18	-660.39	-307.14

Z+ ↓

Superficie	z (m)	Cp	Gcpi(+)	Gcpi(-)	Presion Neta (N/m ²)	
					(+Gcpi)	(-Gcpi)
Pared a Barlovento	20.0	0.8	0.18	-0.18	246.69	599.94
	25.0	0.8	0.18	-0.18	339.96	693.22
	Todas	0.8	0.18	-0.18	404.54	757.79
	Todas	0.8	0.18	-0.18	454.76	808.02
	0 a h/2	0.8	0.18	-0.18	490.63	843.89
Pared a Sotavento	Todas	-0.5	0.18	-0.18	-593.67	-240.41
Paredes Laterales	Todas	-0.7	0.18	-0.18	-760.48	-407.23
Cubierta	0 a h/2	-0.96	0.18	-0.18	-977.34	-624.09
	h/2 a h	-0.82	0.18	-0.18	-860.57	-507.32
	h a 2h	-0.58	0.18	-0.18	-660.39	-307.14

Tabla 2.12: Presiones de diseño para las distintas direcciones

Para poder llevar las presiones correspondientes a las vigas principales para la modelación, determiné el área de influencia de cada una de ellas y la carga por metro lineal a cada una de ellas.

Para la cubierta, establecí las distancias hasta las cuales cambian los coeficientes y para éstas se determinaron las presiones correspondientes.

Se destaca que no realicé un análisis sismo-resistente del mismo, ya que el edificio se encuentra en una zona cero según el IMPRES-CIRSOC 103 “Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes” Parte I, como puede apreciarse en la figura 2.4.

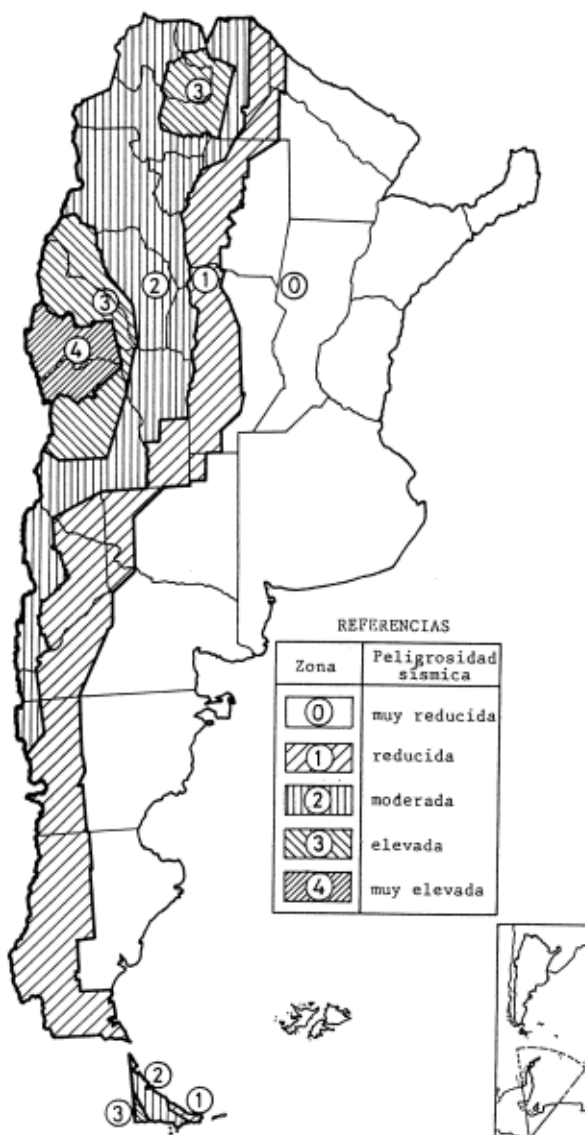


Figura 2.4: “Zonificación sísmica de la República Argentina en función del grado de peligrosidad sísmica”

3. PROGRAMACIÓN EN RAM ELEMENTS

3.1 INTRODUCCIÓN

RAM Elements V8i, versión 12.5, es un sistema de herramientas de ingeniería estructural para el análisis y diseño de casi todo tipo de estructura o componente de la misma. Éste ha adoptado para el diseño el procedimiento de prueba y error. El ingeniero define las propiedades iniciales (v.g. secciones y materiales), y el programa verifica los miembros obteniendo una relación de esfuerzos que refleja la condición de cada elemento. Luego de cada ciclo de verificación, se puede cambiar o confirmar las propiedades con o sin la aplicación de las distintas herramientas desarrolladas. El beneficio más importante de este procedimiento es que el usuario tiene un completo control del diseño de la estructura y certeza que se están cumpliendo sus requerimientos.

RAM Elements puede realizar tres tipos de análisis: lineal estático, estático no lineal y análisis modal. En este caso, se utiliza el análisis estático.

El análisis estático de una estructura envuelve la solución de un conjunto de ecuaciones lineales que puede ser representado de la siguiente forma:

$$P = K D$$

donde P es la matriz de cargas aplicadas generalizadas, K es la matriz de rigidez y D es la matriz de los desplazamientos resultantes. Para cada condición de carga, habrá un vector de cargas que generará un vector de desplazamientos.

La matriz de rigidez del elemento se deriva de la siguiente manera:

$$K = \begin{bmatrix} \frac{12EI_x}{(1+2\alpha_x)L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_x}{(1+2\alpha_x)L^2} & 0 & -\frac{12EI_x}{(1+2\alpha_x)L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_x}{(1+2\alpha_x)L^2} & 0 \\ & \frac{12EI_y}{(1+2\alpha_y)L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{(1+2\alpha_y)L^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{(1+2\alpha_y)L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{(1+2\alpha_y)L^2} & 0 & 0 \\ & & \frac{AE}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{4(1+0.5\alpha_y)EI_y}{(1+2\alpha_y)L} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{(1+2\alpha_y)L^2} & 0 & \frac{2(1-\alpha_y)EI_y}{(1+2\alpha_y)L} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{4(1+0.5\alpha_x)EI_x}{(1+2\alpha_x)L} & 0 & \frac{6EI_x}{(1+2\alpha_x)L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1-\alpha_x)EI_x}{(1+2\alpha_x)L} & 0 \\ & & & & & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} \\ & & & & & & \frac{12EI_x}{(1+2\alpha_x)L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_x}{(1+2\alpha_x)L^2} & 0 \\ & & & & & & & \frac{12EI_y}{(1+2\alpha_y)L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{(1+2\alpha_y)L^2} & 0 & 0 \\ & & & & & & & & \frac{AE}{L} & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & \frac{4(1+0.5\alpha_y)EI_y}{(1+2\alpha_y)L} & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & \frac{4(1+0.5\alpha_x)EI_x}{(1+2\alpha_x)L} & 0 \\ & & & & & & & & & & & \frac{GJ}{L} \end{bmatrix}$$

Sym.

Donde I_x , I_y , J , G , E y L son los momentos de inercia mayor, menor, la constante de torsión de St. Venant, el módulo de corte, el módulo elástico y la longitud del miembro respectivamente. Los términos α_x y α_y son los factores de corrección por corte para considerar las deformaciones por corte. Estas se calculan de la siguiente forma:

$$\alpha_x = \frac{6EI_x}{A_{sx}G} \alpha_y = \frac{6EI_y}{A_{sy}G}$$

Donde A_{sx} y A_{sy} son las “áreas equivalentes de corte” para las direcciones del eje mayor y menor respectivamente. Se debe notar que si α_x y α_y son cero, Ec. (2) se reducirá a la matriz convencional de rigidez para miembros lineales.

3.2 NORMAS CONSIDERADAS

El programa permite el diseño de acuerdo a las Especificaciones AISC (American Institute of Steel Construction) para miembros laminados en caliente, la norma AISI (American Iron and Steel Institute) para miembros con secciones plegadas en frío, la norma británica BS5950 o la norma australiana AS4100. Para este caso, se utilizaron perfiles laminados, de sección W.

Se debe proveer en forma previa al análisis, un modelo y parámetros adecuados. Luego, el diseño se realiza automáticamente y los resultados se muestran en forma gráfica o en varias formas de salida de texto.

Se tienen dos métodos disponibles para realizar el diseño de miembros de acero (Estados Unidos): El método de resistencias admisibles denominado ASD (de los términos en inglés Allowable Stress Design) o de acuerdo al método del factor de carga y resistencia LRFD (de los términos en inglés Load and Resistance Factor Design).

Las normas de diseño de acero consideradas en el programa son:

- ANSI/AISC 360-05. Especificación para el diseño de edificios de acero (métodos ASD y LRFD).
- ANSI/AISC 360-10. Especificación para el diseño de edificios de acero (métodos ASD y LRFD).
- ANSI/AISC 341-05. Especificación sísmica para el diseño de edificios de acero (métodos ASD y LRFD).
- ANSI/AISC 341-10. Especificación sísmica para el diseño de edificios de acero (métodos ASD y LRFD).
- AISI –ASD-LRFD Manual de Diseño para Acero laminado en frío – Diseño por tensiones admisibles y por factor de resistencia y carga (Edición 2001 con suplemento 2004).
- Norma Británica BS 5950-1:2000.
- Norma Australiana AS4100 : 1998

En el caso analizado, se utiliza la especificación ANSI/AISC 360-05 (métodos ASD y LRFD) para el diseño. Nuestro Reglamento adopta como base la Especificación AISC-LRFD (Load & Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings del American Institute of Steel Construction, Inc.), especificación que fue adaptada en algunos aspectos para la aplicación en nuestro medio. A pesar de esto,

se han verificado los datos y resultados obtenidos por el programa para una mayor verificación.

3.2.1 Especificación LRFD

El método de diseño que utiliza el programa es el llamado *diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)*.

Este diseño, se basa en los conceptos de estados límites. El término estado límite es una condición que representa el límite de utilidad de una estructura o parte de ella. O sea, es aquel más allá del cual no quedan satisfechos los comportamientos requeridos por el proyecto. Existen dos tipos: los de resistencia, los cuales definen la seguridad contra las cargas extremas durante la vida útil de la estructura y los de servicio, los cuales definen los requerimientos funcionales.

Los estados límites últimos o de resistencia están asociados con el colapso de la estructura u otro modo de falla considerándose como tales estados previos al colapso en lugar del colapso mismo. Varían de miembro a miembro y varios estados límites pueden aplicarse a un mismo miembro estructural.

Los estados límites de servicio se refieren al comportamiento de la estructura bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con condiciones funcionales establecidas, como deformaciones que afecten la apariencia o afecten o dañen a los elementos no estructurales.

La especificación LRFD se concentra en requisitos muy específicos relativos a los estados límites de resistencia y permiten cierta libertad a los de servicio, no porque no sea significativo, sino porque considera más importante la seguridad pública y la vida humana.

En el método LRFD, las cargas de trabajo o servicio se multiplican por ciertos factores de carga o seguridad (casi siempre mayores a 1) y se obtienen las cargas factorizadas usadas para el diseño de la estructura. Las magnitudes de los factores de carga varían dependiendo del tipo de combinación de las cargas.

La estructura se proporciona para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para resistir las cargas factorizadas. Esta resistencia se considera igual a la resistencia teórica o nominal del miembro estructural, multiplicada por un factor de resistencia que es normalmente menor a 1; con este factor, se intenta tomar en cuenta las incertidumbres relativas a resistencias de los materiales, dimensiones y mano de obra. Se puede expresar por la ecuación:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Donde i es el tipo de carga, Q_i es el efecto de la carga nominal i , γ_i el factor de carga correspondiente a la carga i que produce el efecto Q_i , $\sum \gamma_i Q_i$ es la resistencia requerida, R_n la resistencia nominal al efecto, ϕ es el factor de resistencia que corresponde a R_n y ϕR_n la resistencia de diseño.

El miembro izquierdo se refiere a los efectos de las cargas en la estructura y el derecho a la resistencia o capacidad del elemento estructural.

Factores de carga

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes vivas y muertas.

El valor del factor de cargas muertas es menor q el de vivas, ya que se puede estimar con más precisión las primeras

El valor numérico del factor de carga asignado a cada tipo de carga depende del grado de precisión con el cual habitualmente se puede evaluar dicha carga, la variación que se anticipa para la carga durante la vida útil de la estructura, y la probabilidad de la ocurrencia simultánea de los diferentes tipos de carga. Por este motivo a las cargas permanentes, que en general se pueden determinar con mayor precisión y son menos variables, se les asigna un factor de carga menor que a las sobrecargas.

Una sola combinación de carga prevalece para la consideración del efecto máximo sobre una estructura dada. Sin embargo, en estructuras complejas (armaduras, arcos de edificio resistentes a los momentos, etc.) los miembros individuales por separado se diseñan para diferentes combinaciones de carga crítica. Si bien la combinación crítica para estructuras simples algunas veces se percibe con facilidad, otras es necesario el realizar análisis completos para muchas combinaciones y luego comparar los resultados en detalle para evaluar las verdaderas condiciones de diseño. Los factores para el método de las resistencias se aplican individualmente a los diferentes tipos de carga (muerta, viva, viento, etc.). Esto contribuye a la complejidad, ya que también es posible hacerlos variar en combinaciones diferentes.

Factores de resistencia

La factorización de las cargas es una forma de ajuste para el control de la seguridad en el diseño por resistencia. El segundo ajuste básico está en modificar la resistencia cuantificada de la estructura. Esto conduce a determinar primero su resistencia (resistencia a la compresión, capacidad de momento, límite de pandeo, etc.), y luego reducirla en algún porcentaje. La reducción (el factor de resistencia) se basa en diferentes consideraciones, incluyendo el interés por la confiabilidad de las teorías, el control de la calidad de producción, la capacidad de predecir comportamientos con precisión, etc.

Normalmente, el diseño por resistencia consiste en comparar el efecto de la carga factorizada (la carga incrementada en cierto porcentaje) con la resistencia factorizada (la resistencia reducida en cierto porcentaje) de la estructura sometida a cargas. Así, aunque los factores de carga puedan parecer bajos en algunos casos, la aplicación de los factores de resistencia conduce hasta un cierto punto a una magnificación del nivel de porcentaje de seguridad. Para proveer flexibilidad adicional y alcanzar una fiabilidad consistente a través de un rango para las aplicaciones de los productos, los factores de resistencias son aplicados a los valores referenciales de resistencias. Los factores de resistencia (Φ) son siempre menores a la unidad. La magnitud de los factores de resistencia representa una reducción relativa requerida para lograr niveles de fiabilidad comparables. Según la norma LRFD los factores de resistencia para productos basados en acero y conexiones son:

- Compresión: $\Phi_c = 0.90$
- Flexión: $\Phi_t = 0.85$
- Estabilidad: $\Phi_s = 0.85$
- Tensión: $\Phi_t = 0.80$
- Corte/Torsión: $\Phi_v = 0.75$
- Conexiones: $\Phi_z = 0.65$

3.3 ANÁLISIS Y APLICACIONES UTILIZADAS

3.3.1 Efectos Secundarios

Cuando un elemento viga-columna sufre un desplazamiento lateral, se crean momentos secundarios que resultan de la carga axial actuando a través de los desplazamientos laterales del elemento. Los momentos secundarios causados por las deformaciones son también llamados momentos P-Delta, o simplemente efecto P-Delta. Existen dos tipos de efectos P-Delta: el efecto P- δ (delta minúscula), y el efecto P- Δ (delta mayúscula).

A diferencia de un análisis de primer orden, donde la solución puede ser obtenida en una forma directa y simple, un análisis de segundo orden requiere en general de varias iteraciones para obtener la solución.

Los efectos P-Delta al nivel de elemento se consideran a través de la matriz de rigidez geométrica. Esta matriz se calcula en cada iteración y se continúa con el análisis hasta que se obtiene convergencia (equilibrio). Estos efectos pueden interpretarse como el efecto de la fuerza axial en elementos sujetos a flexión (por ej. Interacción flexo-axial), puesto que se generan momentos adicionales de flexión que luego conducen a mayores desplazamientos. La aplicación actual considera sólo la interacción flexión-axial. No considera otros efectos como la interacción axial-torsión o la de flexión-torsión.

La aplicación actual está dada de tal forma que considera la interacción flexión-axial en miembros (Elementos sólo en 1D). En algunos miembros en los cuales dicha interacción no sea significativa (o en miembros con cargas axiales no sean lo suficientemente grandes como para crear efectos considerables de P-Delta), se puede despreciar el efecto P-Delta. Las vigas, vigas maestras o miembros horizontales en general son miembros típicos sobre los cuales actúan cargas distribuidas o puntuales en los tramos, siendo que su carga axial es pequeña. Si este es el caso, se puede ignorar los efectos P-Delta en dichos miembros.

El efecto P-Delta debido a peso propio se considera siempre como si la carga fuera aplicada mediante fuerzas equivalentes en los extremos de los miembros.

RAM Elements es capaz de realizar un análisis no lineal (iterativo) utilizado para considerar el efecto P-Delta. Se tienen dos métodos disponibles para el análisis no lineal: El método de Newton Raphson estándar (NR siglas en inglés) y el método de Newton Raphson modificado (MNR siglas en inglés). En ambos métodos la carga total aplicada se divide en una serie de etapas de carga. El método estándar calcula en cada etapa la matriz de rigidez tangente, buscando un estado de equilibrio iterativamente, mientras que en el método modificado los incrementos de carga son

aplicados usando la matriz tangente original sin modificación o recálculo. Se puede observar en la Figura 3.1 como llegan a converger ambos métodos.

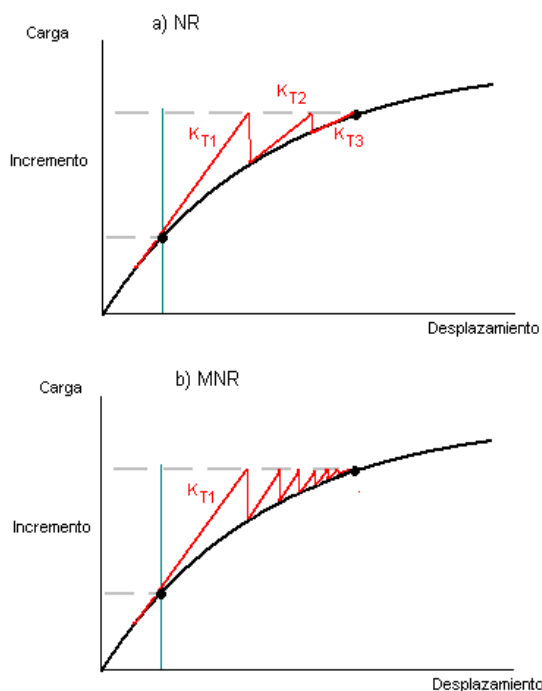


Figura 3.1: Métodos disponibles para el análisis no lineal

La siguiente lista da un resumen de los parámetros de análisis requeridos:

- El número de incrementos se define antes de empezar el análisis. En este caso, la carga se aplica por incrementos y el análisis se lleva a cabo hasta que todas las cargas han sido aplicadas. Si se observa divergencia en la solución, se puede aumentar el número de incrementos. Usualmente esto aumenta el tiempo de análisis pero ayuda a converger a una solución con un número menor de incrementos de carga.
- El número de iteraciones también se define previamente al análisis. En este caso, la solución es forzada a converger dentro del número de iteraciones por incremento. Si se tiene dificultades para encontrar la solución, este número también puede ser incrementado.
- Al final de cada incremento, se verifica el equilibrio de tal forma que la norma del vector de cargas desbalanceadas (por ejemplo el vector construido substrayendo las fuerzas en los elementos a las cargas externas aplicadas a cada iteración) sea menor que una tolerancia dada. Si su magnitud es menor a la tolerancia se considera que se ha hallado un estado de equilibrio.

En el caso analizado, al comienzo del proyecto no se había tenido consideración del mismo, aunque para corroborar que este efecto no cause un

desplome de la estructura, se analizó el modelo de las dos maneras: considerando el efecto P- Delta y sin considerarlo. Los resultados que se muestran son los resultados considerando el efecto P-Delta, para una mayor seguridad.

3.3.2 Diafragma Rígido

Para la consideración de diafragmas rígidos, en este caso los pisos de cada planta, este programa tiene un método por medio de ecuaciones de restricción forzada. Se asume que el diafragma es infinitamente rígido y que este transmite las fuerzas sin deformación. Por lo tanto, los miembros que están unidos a los diafragmas se mueven conjuntamente de acuerdo a las ecuaciones de restricción definidas.

En esta aplicación se asume que los diafragmas rígidos están definidos en el plano X-Z. Se toma los grados de libertad traslacionales en X y Z y la rotación alrededor de Y para definir las ecuaciones de restricción. Por lo tanto todo miembro conectado al diafragma tendrá los mismos desplazamientos X y Z, si no se ha definido una rotación alrededor de Y. Caso contrario, los desplazamientos de los miembros serán ajustados a la rotación del diafragma alrededor de Y de acuerdo a la distancia entre los diferentes nudos con el centro de masas.

3.3.3 Secciones y Materiales

El programa viene con una base de datos completa de secciones. Sin embargo, se pueden crear propias secciones y materiales.

Para vigas y columnas, se utilizaron Perfiles I, serie W (perfiles laminados) según IRAM-IAS U 500-215, para las escaleras perfiles UPN, según IRAM-IAS U 500-509 y para las vigas de fundación, vigas de H°A°. Sus materiales fueron A572 Gr50, F24 y H21 respectivamente. Se muestran en la Tabla 3.1 las características de los materiales.

MATERIALES	A572 Gr50	F24	H21
Coeficiente de Poisson	0.26	0.3	0.2
Peso Unitario	0.0078 Kg/cm ³	0.0078 Kg/cm ³	0.0024 Kg/cm ³
Coef. de Dilatación Térmica	1.2x10 ⁻⁵ 1/C	1.2x10 ⁻⁵ 1/C	9.9x10 ⁻⁶ 1/C
Módulo de elasticidad	2x10 ⁶ Kg/cm ²	2x10 ⁶ Kg/cm ²	2.19x10 ⁵ Kg/cm ²
Tensión fluencia del acero (Fy)	3515 Kg/cm ²	2350 Kg/cm ²	4218 Kg/cm ² (refuerzo)
Resistencia Última Acero (Fu)	4571 Kg/cm ²	3600 Kg/cm ²	-
Tensión De Rotura H° (f'c)	-	-	210.9 Kg/cm ²

Tabla 3.1: Características de los materiales.

4. INTRODUCIENDO ELEMENTOS Y ACCIONES

4.1 NUDOS Y MIEMBROS

Como primer paso, lo que realicé fue el esqueleto de la estructura metálica (es decir las componentes necesarias, como vigas y columnas, pero sin secciones) del edificio en cuestión. Para generar los elementos que la componen, hay distintas opciones que el programa ofrece, ya sea importando un modelo de un archivo DXF o haciéndolo manualmente.

En el caso en cuestión, se realizó lo antedicho manualmente. Con respecto a un eje con $X=0$, $Z=0$, $Y=0$, determiné los puntos que forman la estructura en planta y elevación, por medio de coordenadas (determinando el comienzo y final de cada elemento) y luego se crearon los miembros que forman parte de las vigas y columnas. Para este paso, sobre la planta original en Autocad, se tomaron los centros de cada columna, y estos puntos se tomaron como las coordenadas del plano 0 de la nueva planta, teniendo en consideración los cambios realizados de alineación de columnas anteriormente mencionados. Luego, se fueron copiando estas coordenadas a una distancia de 2,65 metros, que era la distancia entre pisos. Estos nudos se unieron mediante miembros, formando el esqueleto principal del edificio.

Para realizar la estructura solamente, se perdió mucho tiempo, ya que no tenía un buen manejo del programa. Debí utilizar manuales y tutoriales para el aprendizaje del RAM, para poder conocer todas las herramientas con las que se contaban para el trabajo, hasta que me familiarice con el mismo.

Un inconveniente, fue crear la forma de la estructura, ya que tuve que crear varias columnas que no existían en el formato original, para sostener algunas vigas o pisos que en la estructura de hormigón no estaban. Esto no influyó en la arquitectura del edificio, ya que fueron colocadas en el voladizo del piso 6 y piso 7, apoyadas sobre las vigas principales del piso anterior, o sobre vigas intermedias, pero siempre teniendo en cuenta que caigan sobre muros, tratando de que no produzcan cambios bruscos. Tampoco tuve en cuenta la estructura de losas bajas, tanto para baños como para balcones, ya que eso se resuelve con el cielorraso como se observó en los planos originales de la estructura de hormigón, es decir, opté por realizar toda la estructura regular de la misma altura y jugar con el cielorraso para dar las diferencias de nivel. En cuanto a los vínculos de vigas y columnas, se hicieron empotrados, y sólo se arriostraron dos paños en cada piso, teniendo en cuenta que no caigan en aberturas, ya que se tendría que cambiar toda la arquitectura y no se podría comparar las dos estructuras.

Como se puede apreciar, la selección de elementos, ya sea para definir las secciones o hacer alguna otra operación, es muy importante en el programa. Por tanto, es muy importante que se agrupen los elementos de forma que puedan seleccionarse por grupos en vez de hacerlo individualmente. Al ir dibujando los miembros, hay que tener en cuenta la descripción que se le coloca a cada uno, ya que RAM permite luego seleccionar todos los elementos que tengan la misma descripción y poder hacer una operación al mismo conjunto, sin tener que seleccionar miembro por miembro. En el caso, se agruparon las columnas que eran parecidas por un lado y vigas que tenían las mismas secciones, para poder identificarlas más fácilmente.

Se muestra en la siguiente figura 4.1 la estructura con miembros incluidos.

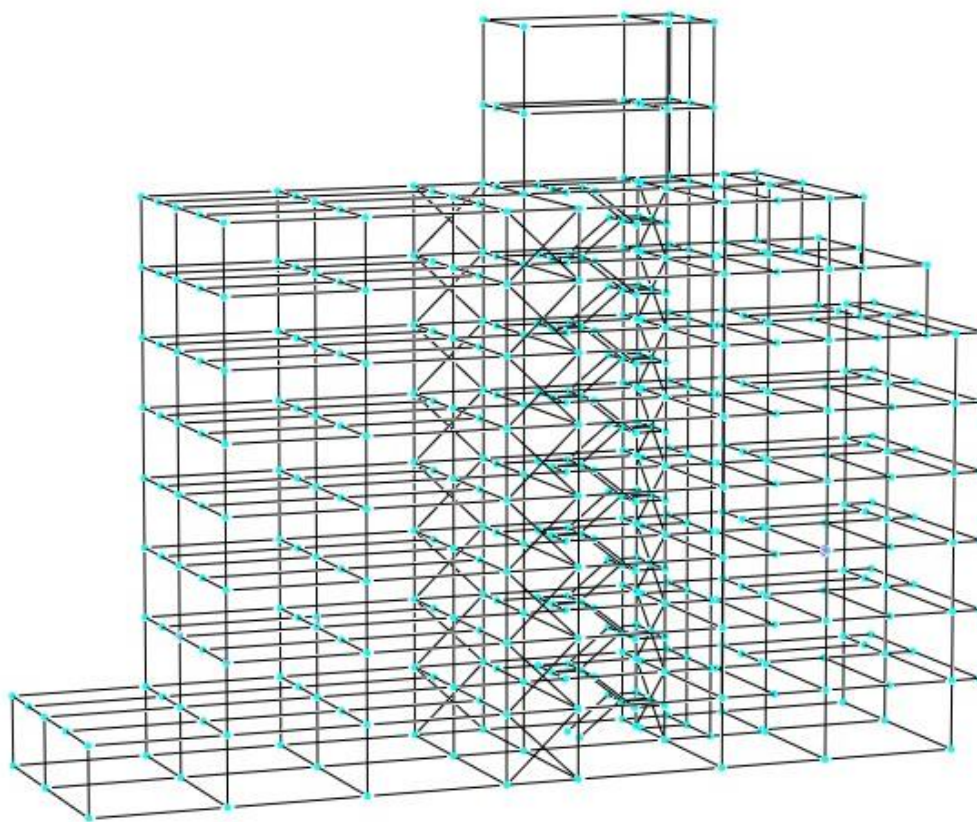


Figura 4.1: Esqueleto de la estructura

4.2 GENERACIÓN DE CARGAS Y COMBINACIONES

Como se mencionó anteriormente, las cargas que se definieron para la asignación de acciones fueron:

- Carga permanente = CM
- Sobrecarga útil= LI
- Viento = W (con todas sus combinaciones)

Precedí a introducir las cargas sobre las vigas en forma de carga lineal (en Tn/m) dados por el análisis de carga hecho en la primer instancia. Para la introducción de las cargas de viento, también decidí asignar a las vigas carga lineal, determinando el área de influencia que éstas toman, por el porcentaje de presión a cada altura correspondiente. Para esto, se tuvo que dibujar en AutoCAD el edificio en altura, para poder determinar el porcentaje de presión que iba a cada viga, ya que cada piso tenía 2,65 metros y el cálculo se hizo cada 5 metros, por lo que no coincidían los ejes de piso y las alturas tomadas de viento. Esto, se realizó para cargar solo vigas y que luego el modelo las distribuya a las columnas en forma correspondiente. Se puede observar en la figura 4.2 las cargas asignadas, tanto permanentes como sobrecargas.

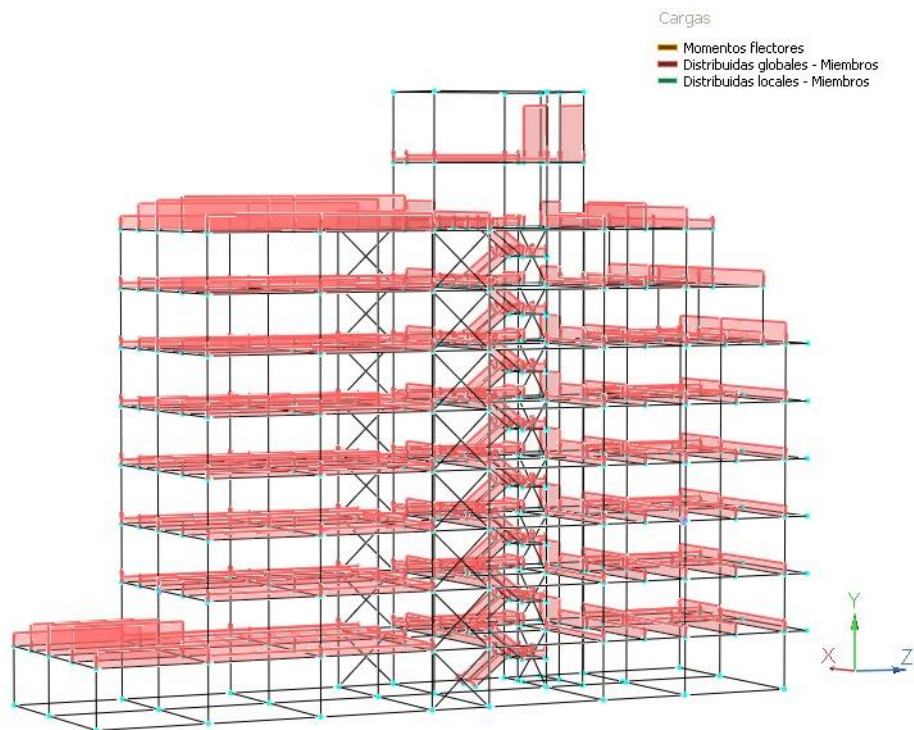
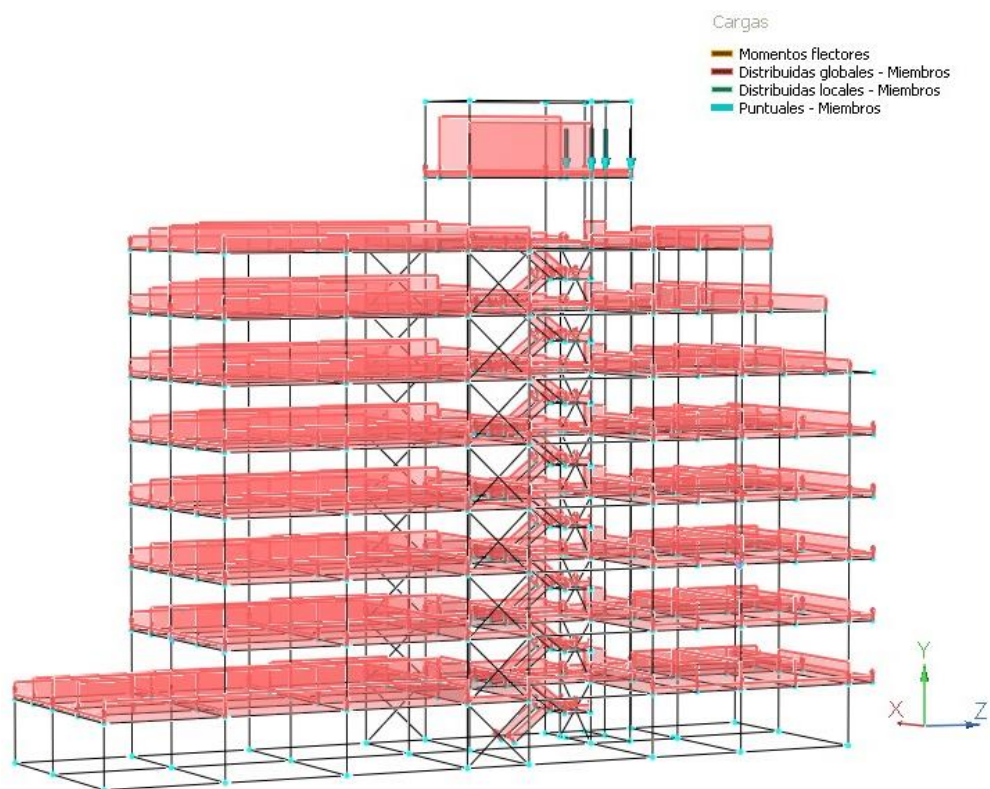


Figura 4.2: Cargas permanentes y sobrecargas

Para las cargas de viento, se muestra una de las asignaciones de carga, para la dirección +X, Presión Neta (Gcpi +) en la figura 4.3.

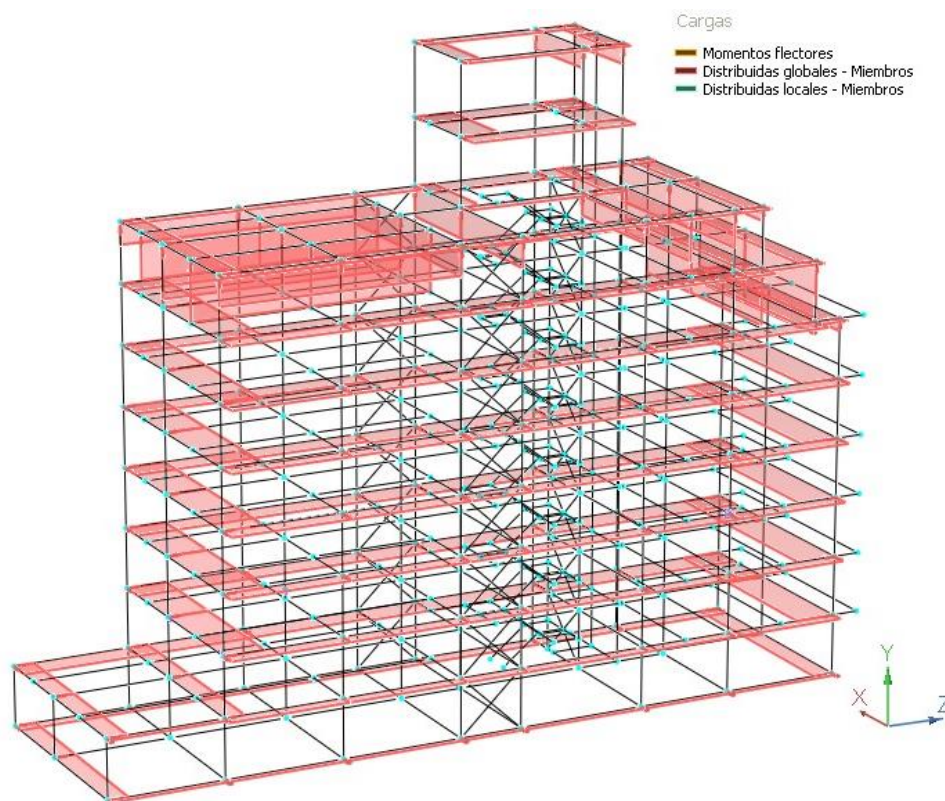


Figura 4.3: Cargas de viento en dirección X+

RAM Elements permite generar combinaciones de manera automática. En caso de que no exista un archivo generador para su norma de diseño, este puede ser creado. Para el caso, utilicé las combinaciones de carga que la norma determina, sólo las que se consideraron influyentes.

- 1,4 CM
- 1,2 CM + 1,6 LI
- 1,2 CM + 0,8 W
- 1,2 CM + 1,5 W
- 1,2 CM + LI + 1,5 W
- 0,9 CM + 1,5 W

Como factor de carga para viento (W) adopté 1,5 por considerar las velocidades básicas de viento V del Reglamento CIRSOC 102-2005, tal como lo especifica el CIRSOC 301 en el capítulo A.

Se muestra en la tabla 4.1 todas las cargas y combinaciones creadas.

Estado	Descripción	Combinación	Categoría
CM	CARGA PERMANENTE	No	DL
LI	SOBRECARGA UTIL	No	LL
WX11	VIENTO X+1	No	WIND
WX21	VIENTO X-1	No	WIND
WZ11	VIENTO Z+1	No	WIND
WZ21	VIENTO Z-1	No	WIND
WX12	VIENTO X+2	No	WIND
WX22	VIENTO X-2	No	WIND
WZ12	VIENTO Z+2	No	WIND
WZ22	VIENTO Z-2	No	WIND
D1	1.4CM	Si	
D2	1.2CM+1.6LI	Si	
D3	1.2CM+0.8WX11	Si	
D4	1.2CM+0.8WX21	Si	
D5	1.2CM+0.8WZ11	Si	
D6	1.2CM+0.8WZ21	Si	
D7	1.2CM+0.8WX12	Si	
D8	1.2CM+0.8WX22	Si	
D9	1.2CM+0.8WZ12	Si	
D10	1.2CM+0.8WZ22	Si	
D11	1.2CM+1.5WX11	Si	
D12	1.2CM+1.5WX21	Si	
D13	1.2CM+1.5WZ11	Si	
D14	1.2CM+1.5WZ21	Si	
D15	1.2CM+1.5WX12	Si	
D16	1.2CM+1.5WX22	Si	
D17	1.2CM+1.5WZ12	Si	
D18	1.2CM+1.5WZ22	Si	
D19	1.2CM+LI+1.5WX11	Si	
D20	1.2CM+LI+1.5WX21	Si	
D21	1.2CM+LI+1.5WZ11	Si	
D22	1.2CM+LI+1.5WZ21	Si	
D23	1.2CM+LI+1.5WX12	Si	
D24	1.2CM+LI+1.5WX22	Si	
D25	1.2CM+LI+1.5WZ12	Si	
D26	1.2CM+LI+1.5WZ22	Si	
D27	0.9CM+1.5WX11	Si	
D28	0.9CM+1.5WX21	Si	
D29	0.9CM+1.5WZ11	Si	
D30	0.9CM+1.5WZ21	Si	
D31	0.9CM+1.5WX12	Si	
D32	0.9CM+1.5WX22	Si	
D33	0.9CM+1.5WZ12	Si	
D34	0.9CM+1.5WZ22	Si	

Tabla 4.1: Estados de carga

Se puede observar en la misma que al haber dos valores de coeficientes de presión interna GC_{pi} , uno negativo y otro positivo, nos da como resultado dos presiones de diseño distintas para cada una de las direcciones consideradas de viento. Es por ello que se consideró que por cada combinación de carga que contenga al viento W, se deben tener en cuenta ambos resultados, es decir, cada una de las presiones de diseño por dirección, por lo que resultan ocho combinaciones de cada una.

4.3 DATOS Y RESULTADOS

Luego de cargar todos los datos enumerados en las secciones anteriores, se corrió el modelo obteniendo una gran cantidad de resultados. Algunos fueron utilizados para dimensionar elementos estructurales, otros para realizar verificaciones. La convención de signos utilizada por RAM Elements se muestra en la figura 4.4:

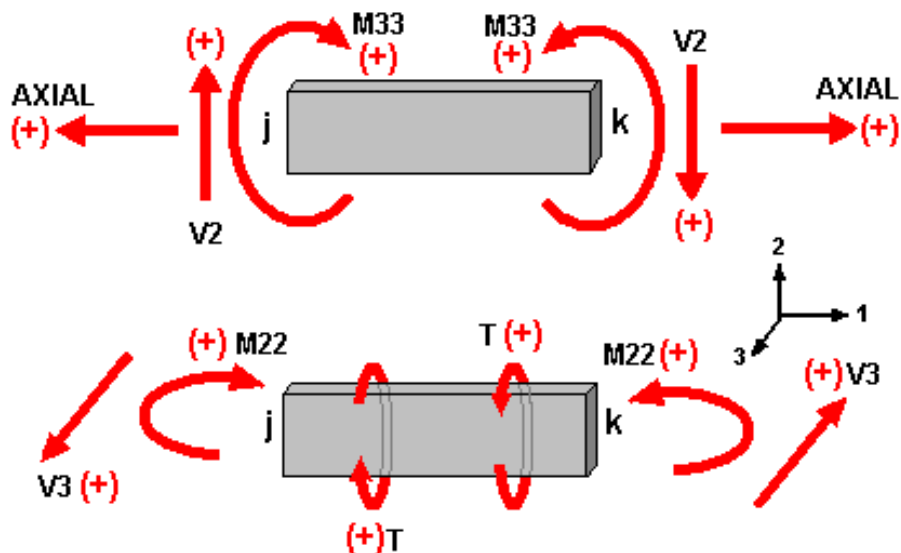


Figura 4.4: Convención de signos.

Los resultados de salida del modelo que se usan para dimensionar elementos son:

- Carga axiales
- Momentos flectores
- Esfuerzos de corte

5. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

5.1 SECCIONES Y MATERIALES

Para el diseño de la estructura, una vez asignadas las cargas, se fijó el material y la sección correspondiente para que la estructura verifique frente a estas acciones. En primer lugar se determinó el material, en este caso acero A572 Gr50, para los perfiles laminados, F24 para perfiles U y H21 para las vigas de fundación y fundaciones. A continuación en la figura 5.1 se muestra el listado con todos los perfiles utilizados para el diseño del edificio.

La decisión de utilizar los perfiles W es básicamente por una cuestión de calidad y economía.

Calidad no solo por el mejor tipo de material A572 gr50 (F36), sino por la calidad de terminación de la estructura. No es necesaria tener tanta mano de obra en cuanto a soldaduras, ya que todos los empalmes y uniones son abulonadas, teniendo que soldar solo las placas de dichas uniones y refuerzos en donde sean necesarios.

Y economía por la razón de que al tener la fábrica menor tiempo de fabricación sobre los perfiles termina siendo para este caso y tipo de estructura más barato por kg.

Con otro tipo de perfiles laminados en caliente como el UPN o el IPN, los pesos son mayores y además tienen menor resistencia a la fluencia, ya que son F24.

Para las secciones W, utilicé la tabla de secciones W de marca GERDAU, para la elección de las mismas, que son las que se consiguen en el país y en Córdoba, importados de Brasil. Como el programa ya tiene cargados todos los perfiles existentes W, tenía que estar comprobando si las secciones que elegía para la verificación, coincidían con los perfiles de esta tabla, ya que los perfiles que aparecen en ella son con los que se cuenta para el montaje de obras.

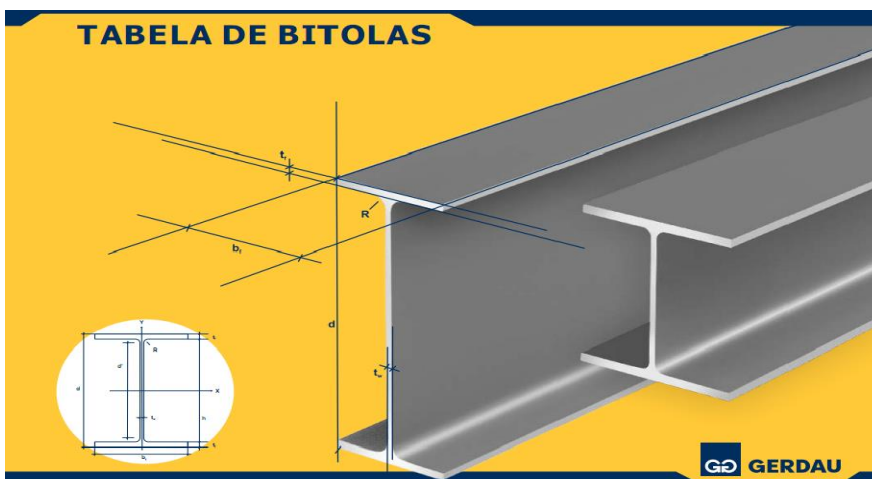


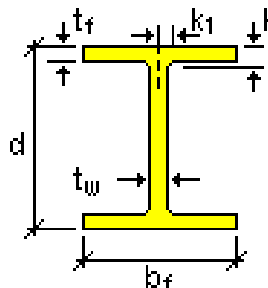
Figura 5.1: Tabla de Perfiles utilizados para el diseño

BITOLA	Masa Linear kg/m	d mm	h mm	ESPESSURA mm	h mm	d mm	Área cm ²	EJO X - X				EJO Y - Y				ESBELTEZ		C _c cm ²	u m ² /m	BITOLA			
								I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³	r _x	r _y				h/2λ _x	h/2λ _y	
W 150 x 13.0	13.0	148	100	4.3	4.9	135	115	15.8	835	85.5	6.15	96.4	92	15.4	2.22	25.5	2.50	1.72	10.20	27.49	4.151	0.87	W 5 x 5.5
W 150 x 15.0	15.0	153	102	5.8	7.1	139	119	23.4	939	122.8	6.34	139.4	126	24.7	2.32	35.5	2.59	4.34	7.16	20.45	8.553	0.93	W 5 x 12
W 150 x 22.5 (H)	22.5	160	102	5.8	6.6	139	119	29.0	1.229	161.7	6.51	179.8	387	80.9	3.65	77.9	4.10	4.75	11.52	20.45	20.417	0.85	W 5 x 15
W 150 x 24.0	24.0	160	102	6.6	10.3	139	115	31.5	1.354	173.0	6.63	197.6	183	35.9	2.41	55.8	2.73	11.26	4.95	17.48	10.206	0.89	W 5 x 16
W 150 x 26.8 (H)	26.8	167	103	6.6	9.3	138	118	38.5	1.739	221.5	6.72	247.5	556	72.6	3.80	110.8	4.18	10.95	6.23	17.94	30.277	0.90	W 5 x 20
W 150 x 37.1 (H)	37.1	182	104	6.1	11.6	139	119	47.8	2.244	277.0	6.85	313.5	707	91.6	3.84	140.4	4.22	20.58	6.84	14.67	39.930	0.91	W 5 x 25
W 200 x 15.0	15.0	200	100	4.3	5.2	190	170	19.4	1.305	130.5	8.20	147.9	87	17.4	2.12	27.3	2.55	2.05	9.62	39.44	8.222	0.77	W 8 x 10
W 200 x 19.3	19.3	203	102	5.8	6.6	190	170	25.1	1.886	166.1	8.19	190.8	116	22.7	2.14	35.9	2.59	4.02	7.85	29.31	11.096	0.79	W 8 x 13
W 200 x 22.5	22.5	206	102	6.2	8.0	190	170	29.0	2.029	197.0	8.37	225.5	142	27.9	2.22	43.9	2.63	6.18	6.38	27.42	13.868	0.79	W 8 x 15
W 200 x 26.8	26.8	207	103	5.8	8.4	190	170	34.0	2.811	252.3	8.73	282.3	330	49.8	3.10	75.3	3.54	7.85	7.92	29.34	32.477	0.92	W 8 x 16
W 200 x 31.3	31.3	210	104	6.4	10.2	190	170	40.3	3.188	301.7	8.86	338.6	410	61.2	3.19	94.0	3.60	12.59	6.57	28.50	40.822	0.93	W 8 x 21
W 200 x 35.9 (H)	35.9	201	95	6.2	10.2	181	161	45.7	3.437	342.0	8.87	379.2	764	95.6	4.09	141.0	4.50	14.61	6.09	25.90	69.502	1.03	W 8 x 24
W 200 x 41.7 (H)	41.7	205	95	7.2	11.8	181	157	53.5	4.114	401.4	8.77	448.6	901	106.5	4.10	165.7	4.53	23.19	7.03	21.86	83.948	1.04	W 8 x 26
W 200 x 45.1 (H)	45.1	203	93	7.2	11.0	181	151	59.6	4.543	447.6	8.81	495.3	1.536	151.2	5.12	229.5	5.59	22.01	8.23	22.98	141.342	1.19	W 8 x 31
W 200 x 55.0 (H)	55.0	208	94	7.9	12.5	181	157	66.9	5.295	514.4	8.90	572.5	1.754	174.9	5.16	265.8	5.91	33.34	8.10	19.55	165.710	1.19	W 8 x 35
HP 200 x 53.0 (H)	53.0	204	207	11.3	11.3	181	181	66.1	4.977	488.0	8.85	551.3	1.873	161.7	4.96	245.6	5.57	31.93	9.16	14.28	155.075	1.20	HP 8 x 36
W 200 x 59.0 (H)	59.0	210	205	9.1	14.2	182	158	75.0	6.140	584.8	8.99	655.9	2.041	199.1	5.18	303.0	6.54	47.89	7.22	17.26	195.418	1.20	W 8 x 40
W 200 x 71.0 (H)	71.0	216	206	10.2	17.4	181	181	91.0	7.650	709.2	9.17	803.2	2.537	246.3	5.28	374.5	6.70	51.68	5.32	15.05	249.978	1.22	W 8 x 48
W 200 x 88.0 (H)	88.0	222	209	13.0	20.8	181	187	110.9	9.498	855.7	9.28	954.2	3.139	300.4	5.32	458.7	5.77	142.19	5.07	12.62	317.844	1.23	W 8 x 58
W 250 x 17.9	17.9	251	101	4.8	5.3	240	220	23.1	2.291	182.6	9.96	211.0	91	18.1	1.99	28.8	2.48	2.54	9.53	45.92	13.735	0.88	W 10 x 12
W 250 x 22.3	22.3	254	102	5.8	6.9	240	220	28.9	2.939	231.4	10.09	287.7	123	24.1	2.06	38.4	2.54	4.77	7.39	37.97	16.629	0.89	W 10 x 15
W 250 x 25.3	25.3	257	102	6.1	8.4	240	220	32.8	3.473	270.2	10.31	311.1	149	26.3	2.14	48.4	2.58	7.06	8.07	36.10	22.955	0.89	W 10 x 17
W 250 x 26.4	26.4	260	102	6.1	8.0	240	220	36.6	4.046	311.2	10.51	357.3	178	34.8	2.20	54.9	2.62	10.34	5.10	34.46	27.635	0.90	W 10 x 19
W 250 x 32.7	32.7	268	106	6.1	9.1	240	220	42.1	4.937	382.7	10.83	428.5	473	54.8	3.35	90.7	3.86	10.44	8.02	36.03	73.104	1.07	W 10 x 22
W 250 x 38.5	38.5	282	147	6.6	11.2	240	220	49.5	6.057	482.4	11.05	517.8	594	80.8	3.46	124.1	3.93	17.63	6.56	33.20	132.242	1.08	W 10 x 26
W 250 x 44.8	44.8	286	146	7.6	13.0	240	220	57.6	7.158	538.2	11.15	606.3	704	95.1	3.50	148.4	3.96	27.14	5.69	28.95	112.396	1.09	W 10 x 30
HP 250 x 42.0 (H)	42.0	284	255	10.5	10.7	225	201	79.8	6.725	709.6	10.47	790.5	2.995	234.0	6.13	357.8	6.89	33.48	11.96	19.10	417.130	1.47	HP 10 x 42
W 250 x 73.0 (H)	73.0	293	254	8.6	14.2	225	201	92.7	11.257	859.9	11.02	953.3	3.890	305.5	6.47	455.1	7.01	55.84	5.94	23.33	552.950	1.48	W 10 x 49
W 250 x 80.0 (H)	80.0	295	255	9.4	15.5	225	201	101.9	12.550	950.5	11.10	1.056.7	4.313	335.3	6.51	515.1	7.04	75.02	5.17	21.35	622.878	1.49	W 10 x 54
HP 250 x 85.0 (H)	85.0	284	260	14.4	14.4	225	201	106.5	12.280	866.9	10.84	1.093.2	4.225	325.0	6.24	499.6	7.00	52.07	9.03	13.97	605.403	1.50	HP 10 x 57
W 250 x 89.0 (H)	89.0	290	255	10.7	17.3	225	201	113.9	14.237	1.095.1	11.18	1.224.4	4.841	378.2	6.52	574.3	7.06	102.81	7.40	16.82	712.351	1.50	W 10 x 60
W 250 x 101.0 (H)	101.0	284	267	11.9	19.6	225	201	126.7	16.352	1.238.8	11.27	1.395.0	5.545	431.8	6.57	655.3	7.10	147.70	6.26	16.87	828.031	1.51	W 10 x 66
W 250 x 115.0 (H)	115.0	289	259	13.5	22.1	225	201	146.1	18.920	1.408.7	11.38	1.597.4	6.405	484.8	6.82	752.7	7.16	212.00	5.86	14.87	975.265	1.53	W 10 x 77
W 310 x 21.0	21.0	303	101	5.1	5.7	292	272	24.2	3.776	249.2	11.77	291.9	96	19.5	1.90	31.4	2.42	3.27	8.86	53.25	21.828	0.95	W 12 x 14
W 310 x 23.8	23.8	305	101	5.6	6.7	292	272	30.7	4.348	285.0	11.89	333.2	116	22.9	1.94	36.9	2.45	4.85	7.54	48.50	25.594	0.99	W 12 x 16
W 310 x 26.3	26.3	309	102	6.0	8.9	291	271	36.5	5.000	356.0	12.26	412.0	156	31.0	2.06	49.4	2.55	8.14	6.73	45.20	36.441	1.00	W 12 x 19
W 310 x 32.7	32.7	313	102	6.6	10.8	291	271	42.1	5.870	419.8	12.49	485.3	192	37.6	2.13	59.8	2.58	12.91	4.72	41.12	43.612	1.00	W 12 x 22
W 310 x 35.7	35.7	310	95	6.6	9.7	291	271	49.7	6.581	553.6	13.14	614.4	727	68.1	3.82	134.9	4.38	13.20	8.51	46.86	163.728	1.25	W 12 x 26
W 310 x 44.6	44.6	313	95	6.6	11.2	291	271	67.2	9.997	638.8	13.22	712.8	855	103.0	3.87	158.0	4.41	19.90	7.41	41.00	194.433	1.26	W 12 x 30
W 310 x 52.0	52.0	317	97	7.6	13.2	291	271	87.0	11.909	751.4	13.33	842.5	1.028	122.9	3.91	188.8	4.45	31.81	6.33	35.61	236.422	1.27	W 12 x 35
HP 310 x 79.0 (H)	79.0	299	306	11.0	11.0	277	245	100.0	16.316	1.091.3	12.77	1.210.1	5.259	343.7	7.25	225.4	8.20	46.72	13.91	22.27	1.089.258	1.77	HP 12 x 63
HP 310 x 93.0 (H)	93.0	303	306	13.1	13.1	277	245	119.2	19.882	1.299.1	12.85	1.450.3	6.987	414.7	7.32	335.5	8.26	77.33	11.76	19.69	1.340.320	1.78	HP 12 x 69
W 310 x 97.0 (H)	97.0	308	305	9.9	15.4	277	245	123.6	22.284	1.447.0	13.43	1.594.2	7.286	477.8	7.68	725.0	8.38	92.12	9.90	24.77	1.558.852	1.79	W 12 x 65
W 310 x 107.0 (H)	107.0	311	305	10.9	17.0	277	245	136.4	24.855	1.697.3	13.69	1.755.2	8.123	520.9	7.72	826.1	8.41	122.66	9.00	22.45	1.754.271	1.80	W 12 x 72
HP 310 x 110.0 (H)	110.0	308	310	15.4	15.5	277	245	141.0	23.703	1.539.1	12.97	1.730.5	7.707	497.3	7.39	763.7	8.33	125.56	10.00	15.91	1.845.104	1.80	HP 12 x 74
W 310 x 117.0 (H)	117.0	314	307	11.9	18.7	277	245	149.9	27.583	1.755.8	13.55	1.932.6	8.924	587.9	7.76	893.1	8.44	161.61	8.21	20.55	1.985.502	1.80	W 12 x 79
HP 310 x 125.0 (H)	125.0	312	312	17.4	17.4	277	245	163.9	27.078	1.735.6	13.05	1.953.3	9.023	657.5	7.45	870.6	8.38	177.96	8.97	14.05	2.011.029	1.81	HP 12 x 84
W 380 x 32.9	32.9	349	127	5.6	6.6	332	308	42.1	6.356	479.0	14.09	547.8	291	45.9	2.63	72.0	3.20	9.16	7.47	53.10	84.111	1.17	W 14 x 22
W 380 x 39.0	39.0	353	128	6.5	10.7	332	308	50.2	10.331	585.3	14.35	667.7	375	56.6	2.73	91.9	3.27	15.83	6.98	47.47	109.551	1.18	W 14 x 26
W 380 x 44.0	44.0	352	117	6.9	9.8	332	308	57.7	12.258	696.5	14.58	754.3	818	65.7	3.77	145.0	4.43	18.70	6.72	44.70	239		

Se muestra a continuación, en la figura 5.2 un ejemplo de una viga de perfil W 8x21y un UPN 200

Nombre de la sección: W 8X21 (US)

bf	=	13.386	[cm]	Ancho
d	=	21.031	[cm]	Profundidad
k	=	1.778	[cm]	Distancia k
k1	=	1.429	[cm]	Distancia k1
tf	=	1.016	[cm]	Espesor de ala
tw	=	0.635	[cm]	Espesor de alma



Nombre de la sección: UPN 200 (US)

bf	=	7.500	[cm]	Ancho
d	=	20.000	[cm]	Profundidad
r	=	1.150	[cm]	Radio
tf	=	1.150	[cm]	Espesor del ala
tw	=	0.850	[cm]	Espesor del alma

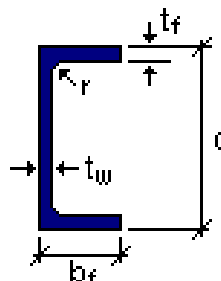


Figura 5.2: Características de perfil W (8x21) y perfil UPN (200)

Determinadas las secciones y materiales, lo que hice a continuación es el análisis y el diseño del edificio. Primero se analiza la estructura, donde el programa verifica datos y nudos, realiza el análisis según el método que se desee, en este caso un análisis iterativo no-lineal, analiza las deflexiones, analiza el efecto P-Delta y el programa devuelve información acerca del análisis, ya sea si está bien cargado y las ecuaciones que resuelve para el diseño. En este caso, se resuelven tres mil doscientas treinta y cuatro (3234) ecuaciones de equilibrio.

Como se dijo anteriormente, el programa utiliza las normas AISC, especificación LRFD para el análisis. Una vez analizada y luego diseñada la estructura, se debe controlar que el edificio tengas las secciones correspondientes, es decir que ninguna esté subdimensionada. Esto se puede controlar con el programa, ya que éste muestra la relación de esfuerzos unitarios para verificar que el elemento cumple con las normas correspondientes. Se muestra a continuación la relación de esfuerzos obtenida, en la figura 5.3.

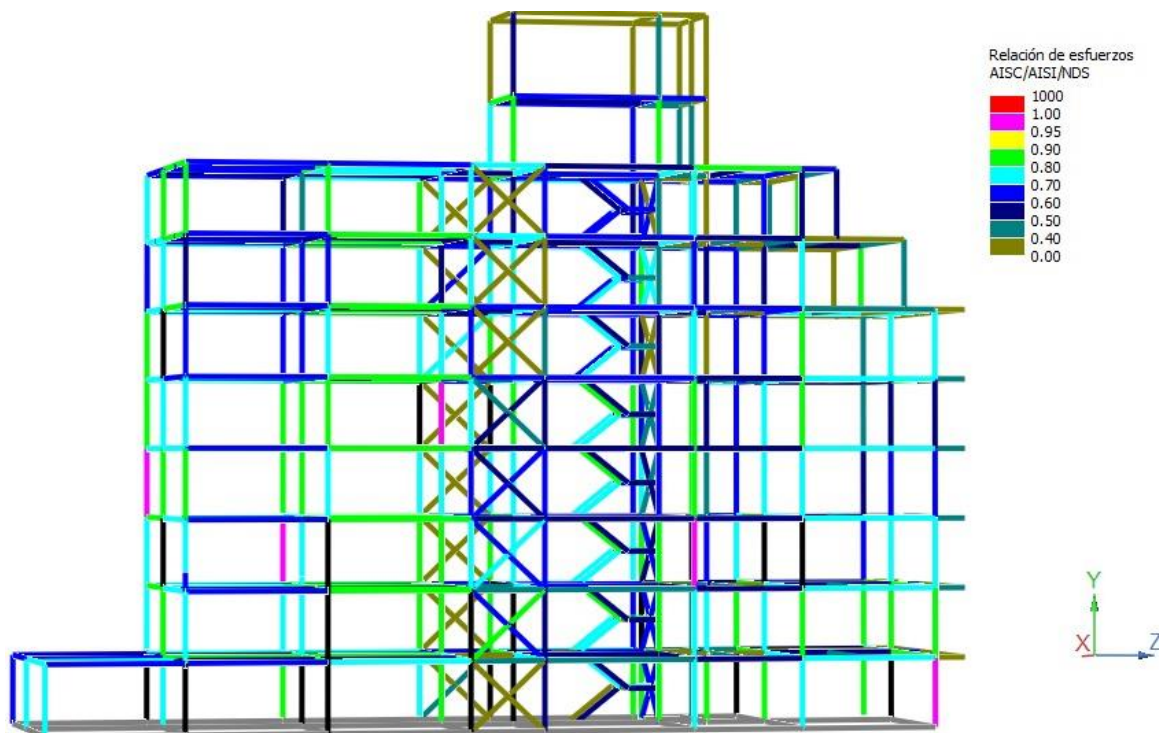


Figura 5.3: Relación de esfuerzos unitarios.

Con colores, se muestra en que estado de verificación se encuentra el elemento. Si el elemento se ve de color ROJO, es por que el mismo no verifica, es decir que por resistencia está subdimensionado y hay que aumentarle la sección. Si el elemento está de color MARRÓN, es porque el mismo está muy dimensionado, y se debería elegir otra sección más chica. En este caso, las vigas que están de este último color, se dimensionaron a partir de la verificación de la deformación, ya que si bien si verificaban con secciones más chicas, no lo hacían por deformación, por ende se decidió dejarlas de dimensiones más grandes. Las columnas que están de este color, tienen poca carga, pero no se les puede elegir una sección más pequeña, ya que no tendría una linealidad en la estructura, es decir no se puede colocar una sección de 14x30 con una de 10x30, ya que en dimensiones son muy distintas.

Para la asignación de secciones, primero traté de llegar a la optimización de la estructura, es decir, colocarle secciones que verifican la relación de esfuerzo en los rangos de 0,60 a 0,90. Una vez hecho esto, se percató que si bien la estructura estaba optimizada, en la fabricación y el montaje de la estructura esto no puede ser así, ya que se necesitarían varios tipos de perfiles y de distintas longitudes que en la práctica no se realiza de esta forma. Por ende, decidí cambiar los perfiles, que si bien, no eran de sección óptima, pero verificaban dentro del rango establecido.

5.2 DEFLECCIONES Y DEFORMACIONES

Se deben determinar deformaciones bajo condiciones de servicio y evaluar el comportamiento de la estructura para la verificación de funcionamiento bajo condiciones de servicio.

Para las deformaciones verticales se estableció por sobrecarga útil, para pisos en general y techos con carga frecuente de personas, una flecha de $L/300$, siendo L la distancia entre apoyos. Las nuevas combinaciones de cargas, serán:

- S1: CM
- S2: CM+LI
- S3: CM+0.75LI
- S4: CM+WX11
- S5: CM+WX21
- S6: CM+WZ11
- S7: CM+WZ21
- S8: CM+WX12
- S9: CM+WX22
- S10: CM+WZ12
- S11: CM+WZ22
- S12: CM+0.75WX11+0.75LI
- S13: CM+0.75WX21+0.75LI
- S14: CM+0.75WZ11+0.75LI
- S15: CM+0.75WZ21+0.75LI
- S16: CM+0.75WX12+0.75LI
- S17: CM+0.75WX22+0.75LI
- S18: CM+0.75WZ12+0.75LI
- S19: CM+0.75WZ22+0.75LI
- S20: 0.6CM+WX11
- S21: 0.6CM+WX21
- S22: 0.6CM+WZ11
- S23: 0.6CM+WZ21
- S24: 0.6CM+WX12
- S25: 0.6CM+WX22
- S26: 0.6CM+WZ12
- S27: 0.6CM+WZ22

Se toman a continuación algunas vigas para demostrar las deflecciones analizadas. Esto se expone en la tabla 5.1, y se puede observar en las figuras 5.4 y 5.5.

Estado: S2=CM+LI

MIEMBRO	Defl. (2) [cm]	@(%)	Defl. (3) [cm]	@(%)
365	0.24262 (L/1165)	50	0.02846(L/9928)	25
389	0.61854 (L/690)	37.5	0.02292 (< L/10000)	37.5
392	1.17748 (L/490)	50	0.02757(< L/10000)	75
402	0.00926 (< L/10000)	75	0.05643 (< L/10000)	75
516	1.78212 (L/304)	50	0(< L/10000)	62.5

Tabla 5.1: Deformaciones relativas

Como se dijo en párrafos anteriores, se debe definir forma y dimensiones de los elementos estructurales en base a las solicitaciones de sección. Pero también, se debe verificar éstas a las deformaciones para que verifique.

Como puede apreciarse en la tabla 5.1 y en las figuras 5.4 y 5.5, el miembro 516, por resistencia podría disminuirse su sección (ya que presenta una relación de esfuerzos de 0,70 a 0,80 aproximadamente, según su color celeste), pero por deformación no verificaría, ya que la misma es muy cercana al límite, por ende se determina la sección propuesta (12x26). En cambio el miembro 389, por deformación podría tener una sección menor (como se dijo, el límite es L/300), pero no verificaría por resistencia, ya que su relación de esfuerzos es cercano a 0,9 y si se disminuye su sección a una de 8x18, no verifica. Otro ejemplo es la viga 392, que por deformación, puede disminuirse la sección, pero haciendo pruebas, solo se puede disminuir a una sección de 8x24, pero ésta, da una relación de esfuerzos en el programa de 0,99 y como se verá más adelante, este valor no es confiable, por lo tanto se decide dejar la sección tal cual está.

Con los ejemplos que se han dado anteriormente, se puede observar que siempre hay que tener en cuenta estos dos factores, todos los miembros deben verificar la resistencia y deflexión, a pesar de que se deba sobredimensionar la pieza.

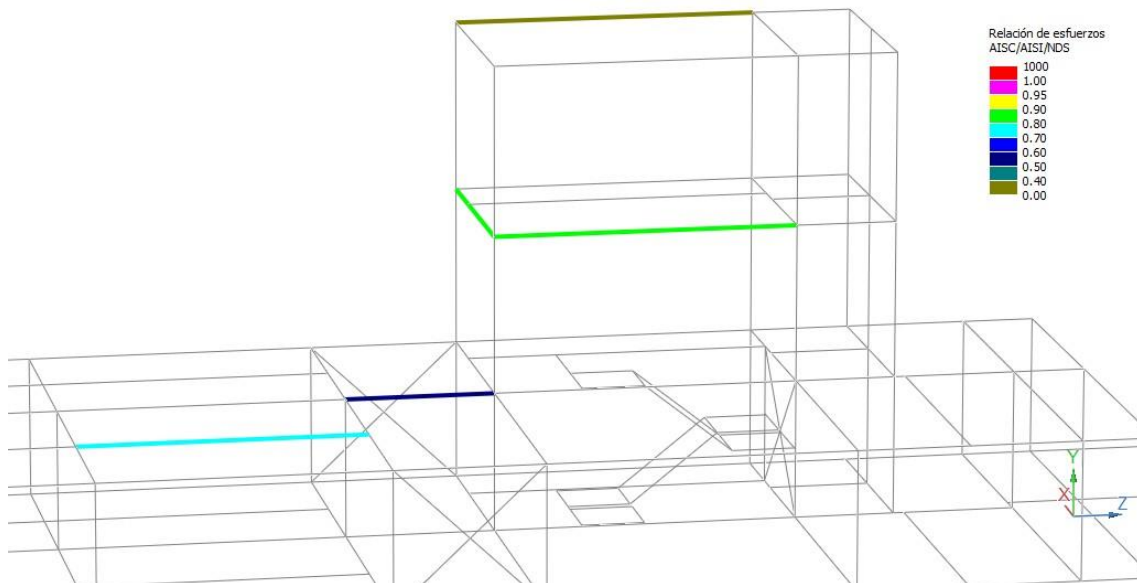


Figura 5.4: Relación de esfuerzos unitarios de vigas analizadas

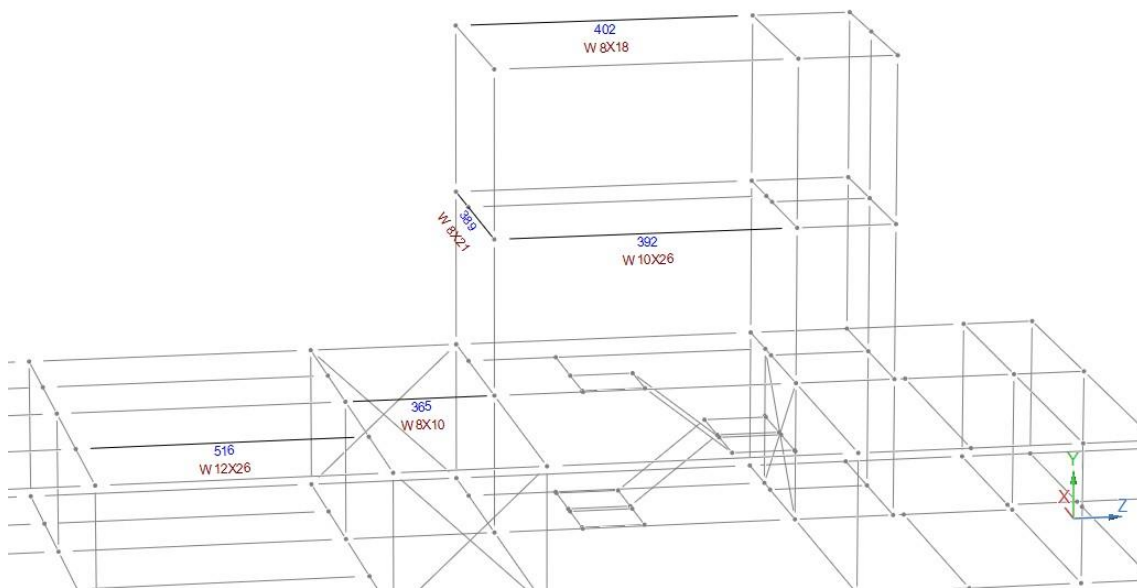


Figura 5.5: Asignación de secciones por deflexiones.

5.3 SECCIONES ADOPTADAS

Para la selección de secciones, tuve en cuenta en primer lugar, que estén dentro de la tabla GERDAU, ya que esos perfiles son los que se consiguen y en segundo lugar, que cumplan con la verificación de resistencia y deformación.

En el caso particular, no solo se tuvieron en cuenta las deformaciones y las resistencias, sino que también se iban cambiando las secciones de acuerdo a su peso, para que la estructura sea lo más liviana posible. En la primer selección de secciones se tenía un peso total de acero de 105 toneladas, los cuales bajó a 95 en la segunda selección, cambiando algunas secciones que se veían muy sobredimensionadas y teniendo en cuenta que verifiquen por deformación.

Luego, teniendo en cuenta las secciones optimas verificando a deflección y resistencia, el acero llegaba a pesar 89 toneladas (sin tener en cuenta que las secciones óptimas las elegí como tal, pero no teniendo en cuenta que en obra no se puede realizar de esta manera, es decir de secciones todas distintas).

Para poder realizar el montaje en obra, no se pueden tener muchas secciones distintas y además es antieconómico, ya que si solo se necesitan 3 metros de una sección y el perfil tiene 12 metros, se desperdicia material y dinero. Es por ello que tuve que cambiar algunas secciones, que verifiquen las condiciones deseadas y además que cumplan con una longitud adecuada para poder ahorrar en montaje, ya que si bien, si se hubieran dejado las secciones óptimas, no se gana en peso, pero es muy costosa, ya que se debería usar pocos metros de cada perfil y eso haría la estructura muy poco rentable.

Luego de esta verificación, se percató que era necesario calcular los factores de longitud efectiva de columnas para su verificación. Entonces surgió el problema, ya que estos factores dan valores muy altos por ser una estructura de nudos rígidos y cuando se volvía a diseñar con estos, las secciones que se habían asignado, no verificaban en su mayoría.

Se pensaron muchas ideas distintas para poder resolver este problema, ya que si sólo se aumentaban las secciones de las columnas que no verificaban, los valores de peso de acero crecían mucho y no es lo que se quiere, ya que se buscó hacer una estructura liviana.

En primer lugar pensé en aumentar a secciones exageradas a los arriostramientos para ver si éstos tomaban algo más de esfuerzo, ya que sus secciones eran demasiado chicas, pero no hubo modificación alguna, la estructura seguía deformandose de la misma forma y las secciones seguían sin verificar de la misma forma.

Luego se pensó en articular las columnas y arriostar todo el edificio en las dos direcciones, pero esto tampoco fue una buena solución, ya que se debían arriostar todos los pórticos en las dos direcciones y al final terminaba siendo mayor la cantidad de perfiles para el arriostramiento que disminuyendo las secciones de las columnas.

Por último, probé con realizar columnas armadas de dos perfiles W soldados, ya que aumenta la inercia en la dirección de mayor momento y por lo tanto, toma más carga. Se pensó, por esto, hacer estas columnas con perfiles UPN, ya que esto aumentaría mucho más la inercia en el eje fuerte, pero éstos son perfiles menos

resistentes por ser F24 y no F36. Esto si resultó, ya que no se aumentó mucho en peso de acero y las columnas que no verificaban, lo hicieron. Esta estructura tiene un peso de 93 toneladas.

Se muestra a continuación el modelo en 3D en la figura 5.6 y en la tabla 5.2 se muestran las secciones utilizadas

Perfil	Material	PesoU [Ton/m]	Longitud [m]	Peso [Ton]
UPN 140	F24	1,59E-02	36,000	0,57
UPN 200	F24	2,51E-02	106,868	2,68
UPN 65	F24	7,04E-03	38,440	0,27
W 6X12	A572 GR50	1,80E-02	93,102	1,68
W 6X15	A572 GR50	2,25E-02	139,282	3,13
W 8X10	A572 GR50	1,50E-02	158,784	2,38
W 8X15	A572 GR50	2,25E-02	76,692	1,73
W 8X18	A572 GR50	2,67E-02	600,568	16,04
W 8X21	A572 GR50	3,12E-02	253,587	7,91
W 10X12	A572 GR50	3,42E-02	44,280	1,52
W 10X15	A572 GR50	4,47E-02	70,780	3,16
W 10X19	A572 GR50	2,85E-02	5,300	0,15
W 10X22	A572 GR50	3,29E-02	350,040	11,52
W 10X26	A572 GR50	3,86E-02	44,210	1,71
W 12X19	A572 GR50	5,92E-02	10,600	0,63
W 12X22	A572 GR50	6,60E-02	31,800	2,10
W 12X26	A572 GR50	3,88E-02	513,900	19,94
W 12X30	A572 GR50	4,46E-02	63,790	2,85
W 12X35	A572 GR50	5,22E-02	22,352	1,17
W 14X22	A572 GR50	3,29E-02	38,040	1,25
W 14X26	A572 GR50	3,90E-02	80,440	3,14
W 14X30	A572 GR50	4,49E-02	92,750	4,16
W 14X34	A572 GR50	5,07E-02	42,101	2,13
W 14X38	A572 GR50	5,68E-02	16,600	0,94
W 14X43	A572 GR50	6,39E-02	39,750	2,54
W 14X48	A572 GR50	7,15E-02	7,950	0,57

Peso Total [Ton]

92,9

Tabla 5.2: Secciones utilizadas en el modelo

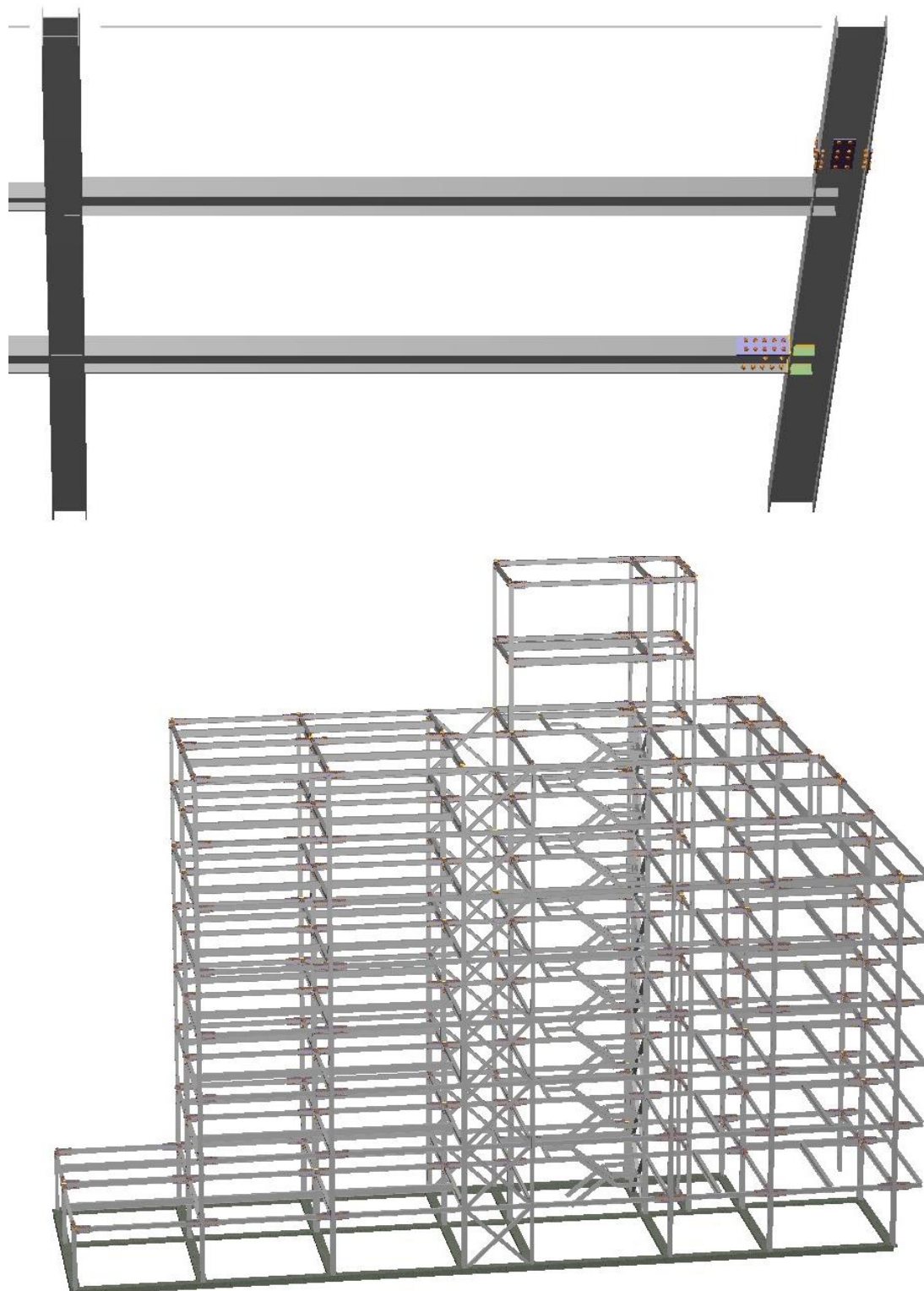


Figura 5.6: Modelo 3D y detalle

5.4 NUDOS Y EMPALMES

Determinadas las secciones, se estableció qué uniones y medios de unión necesitan para producir la mayor rigidez posible entre miembros.

En el análisis se determinó realizar uniones abulonadas, con bulones de alta resistencia tipo ASTM A325 (Acero al carbono templado y revenido) y no soldadura por las características que se enuncian a continuación:

- Ejecución de uniones más rápidas y con menos personas por equipo
- Tarea menos peligrosa por no existir chispas
- A igual sollicitación, menor número de bulones que de remaches.
- Menor capacitación de personal para ejecución buenas uniones.
- Equipos más baratos
- No se requiere la utilización de pernos de montaje
- Operación menos ruidosa
- Las estructuras abulonadas pueden desarmarse o modificarse con relativa facilidad sin provocar daños en las barras y elementos unidos.

Estas uniones se utilizaron para nudos, encuentros y empalmes. Sólo para las columnas armadas de dos perfiles W se utilizó la soldadura por cuestiones de armado. Las uniones se diseñaron con el programa, donde se fue modificando dimensiones y tamaño de bulón para verificar las mismas. En el siguiente capítulo se demuestra un cálculo de una unión típica y los detalles de las mismas.

6. VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS

Se deben hacer algunas verificaciones puntuales de control para chequear las salidas del programa, teniendo en cuenta que en el mismo no se utilizan las mismas normas que se utilizan en nuestro país.

Para la verificación de los elementos que contiene la estructura, tomé un pórtico y de él, una viga para la verificación a flexión y corte y la columna más cargada para verificarla a sollicitación de esfuerzo axial y flexión, sus uniones y empalmes y luego calcular la placa base que tendrá la misma columna. El pórtico que elegí es el pórtico número 8, donde se puede apreciar en la figura 6.1.

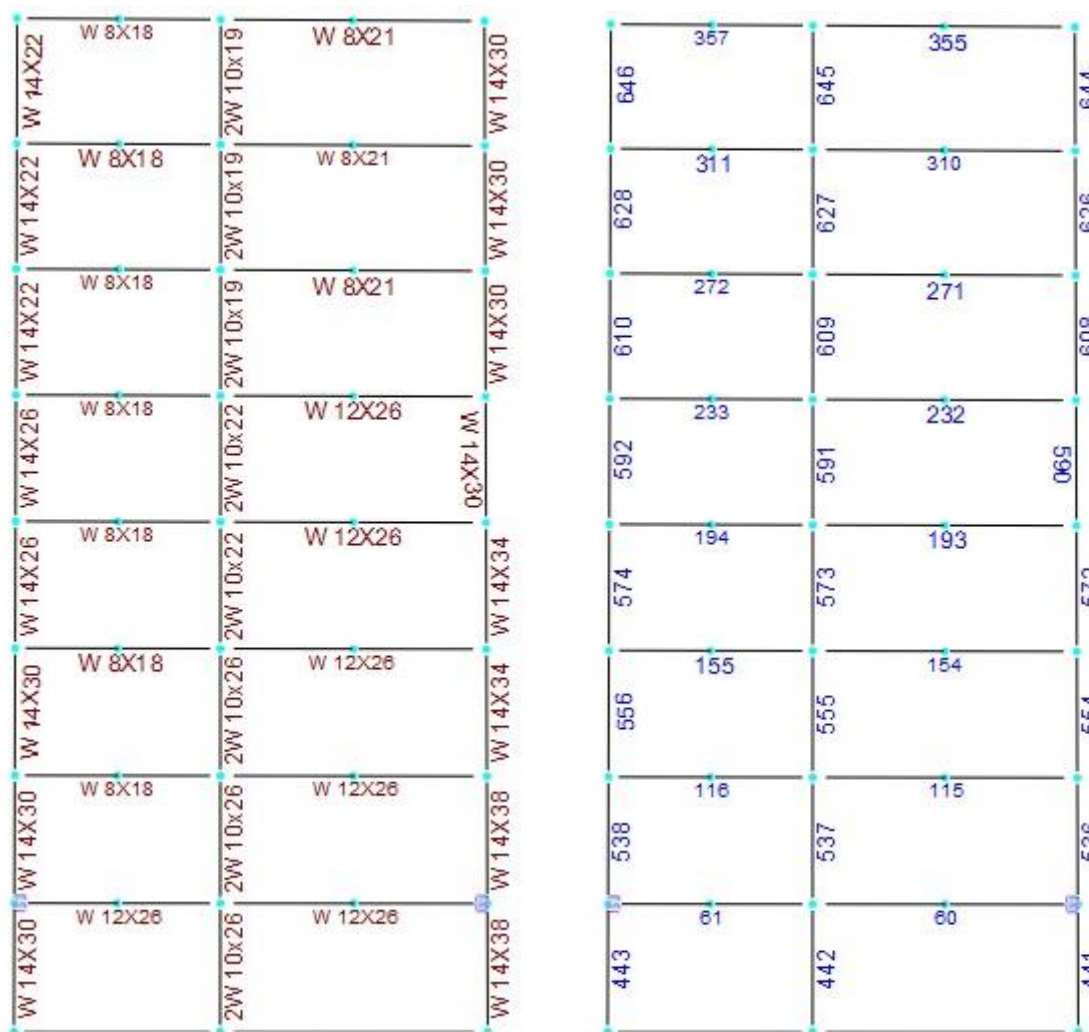


Figura 6.1: Pórtico a analizar

6.1 BARRAS SOLICITADAS A FLEXIÓN Y CORTE

Las vigas son miembros que soportan cargas transversales. Se usan generalmente en posición horizontal y quedan sujetas a cargas por gravedad o verticales.

En vigas de alma llena, las secciones quedan sometidas a solicitaciones de flexión y de corte. La flexión puede ser simple, disimétrica o acompañada por torsión.

Los estados límites últimos para la flexión simple, o sea, aquellos que al ser superados producen el colapso de la viga son:

1. Por acción del momento flector:

- Plastificación.
- Pandeo lateral-torsional.
- Pandeo local del ala.
- Pandeo local del alma.

2. Por acción del esfuerzo de corte:

- Plastificación del alma.
- Plastificación del ala.

3. Por acción de cargas concentradas:

- Flexión local del ala.
- Aplastamiento del alma
- Pandeo localizado del alma
- Pandeo lateral del alma
- Pandeo por compresión del alma

La resistencia nominal a flexión M_n , será el menor valor obtenido para los siguientes estados límites:

- (a) Plastificación.
- (b) Pandeo lateral-torsional.
- (c) Pandeo local del ala.
- (d) Pandeo local del alma.

Para vigas compactas arriostradas lateralmente con $L_b \leq L_p$, solamente será aplicable el estado límite de plastificación

La resistencia de diseño M_d a flexión de vigas, para cada estado límite será:

$$M_d = \Phi_b \times M_n, \text{ siendo: } \Phi_b = 0,90 \text{ (factor de resistencia para flexión)}$$

Se debe analizar el comportamiento de las vigas sujetas a esfuerzo de corte en el plano del alma, proveniente de la flexión alrededor del eje fuerte.

La resistencia de diseño V_d a corte es: $V_d = \Phi_b \times V_n$, con $\Phi_b = 0,9$

La resistencia nominal al corte V_n depende de la esbeltez del alma y de la presencia o no en ella de rigidizadores transversales.

Para comprobar que el programa devuelve resultados válidos, se hará la verificación de una viga manualmente.

Tomamos la viga 60 con la solicitaciones de $M_{ux} = 15,16 T.m$, $M_{uy} = 0,24 T.m$, y $V = 10,13 T$. El entrepiso que la viga soporta, arriestra la cabeza de la misma en toda su longitud ($L_b = 0$), por lo que no existe el estado límite de pandeo lateral torsional. Además, como es un perfil laminado, la sección es compacta por lo que no existe estado límite de pandeo local de ala y alma. El estado crítico es la ecuación: $D19 = 1.2CM + LI + 1.5W_{x11}$

- Verificación a flexión

En perfiles doble te, $Z/S < 1,5$. Suponiendo una sección compacta, es decir que $Q = 1$, y siendo $L_b = 0$, se verifica solamente el estado límite de plastificación en la dirección X:

$$Z_{nec} = \frac{M_u}{\Phi_b \times F_y} \times 10^3 = \frac{148,8}{0,9 \times 344} \times 10^3 = 480,6 cm^3$$

Siendo perfiles doblemente simétricos, $Z_x = 2Q_x \rightarrow Q_{xnec} = \frac{Z_{xnec}}{2} = \frac{481}{2} = 241 cm^3$

Se puede ver en la tabla 6.1 que el perfil que cumple con las condiciones necesarias es el perfil W12x26.

Perfiles I Serie W IRAM-IAS U 500-215-6

Ag = Área bruta de la sección transversal.
 I = Momento de Inercia de la sección, respecto de los ejes principales.
 $r = \sqrt{I/A}$ Radio de giro
 S = Módulo resistente elástico de la sección.
 Q = Momento estático de media sección.
 Z = Módulo plástico de la sección.

J = Módulo de torsión.
 Cw = Módulo de alabeo.
 X₁, X₂ = Factores de pandeo.
 L_p = Longitud lateralmente no arriestrada límite para desarrollar la capacidad de plastificación total por flexión.
 L_r = Longitud lateralmente no arriestrada límite para pandeo lateral torsional inelástico.

Página 9/11

Designación	Dimensiones							Relaciones		Ag	Peso	X - X					Y - Y					J	Cw	X1	X2 (10) ⁴	Acero F-24			
	d	bf	tf	hw*	tw	r*	bf/2d	hw/tw	Ix			Sx	rx	Qx	Zx	ly	Sy	ry	Qy	1,5.Sy	Zy					Carga Alma		Carga Ala Sup.	
																										Lp	Lr	Lp	Lr
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	Kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ⁴	MPa	MPa ²	cm	cm	cm	cm		
W12x50	310	205	16,3	241	9,40	20,6	6,31	25,7	94,84	74,4	16400	1060	13,16	593	1186	2343	228	4,98	175	342	351	74,1	504847	21856	29,7	256	1004	230	839
x45	306	204	14,6	241	8,51	20,6	7,00	28,4	85,16	67,0	14568	952	13,08	530	1060	2081	203	4,93	156	305	311	54,5	443084	19788	43,5	253	926	228	752
x40	303	203	13,1	241	7,49	19,1	7,77	32,2	76,13	59,5	12903	850	13,03	471	942	1836	180	4,90	138	270	275	39,5	386692	17788	65,4	252	859	227	672
W12x35	318	167	13,2	267	7,62	14,3	6,31	35,0	66,45	52,1	11863	747	13,34	420	839	1020	122	3,91	94,2	184	188	30,8	236043	16685	91,3	201	667	181	503
x30	313	166	11,2	267	6,60	12,7	7,41	40,4	56,71	44,6	9906	633	13,23	353	706	845	102	3,86	78,3	153	157	19,1	193346	14410	167	196	615	179	429
x26	310	165	9,65	267	5,84	12,7	8,54	45,7	49,35	38,7	8491	547	13,13	305	610	720	87,5	3,84	66,9	131	134	12,5	163001	12548	292	197	581	177	371
W12x22	313	102	10,8	267	6,80	12,7	4,74	40,4	41,81	32,7	6493	416	12,47	240	480	194	37,9	2,15	30,0	56,8	60,0	12,1	44040	14893	182	111	359	100	247
x19	309	102	8,89	267	5,97	12,7	5,72	44,7	35,94	28,3	5411	349	12,24	202	405	157	30,8	2,09	24,4	46,2	46,8	7,49	35178	12962	328	107	333	97	209

Tabla 6.1: Tabla de perfiles W

Se verifican las esbelteces locales

$$\text{Ala: } \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{F_y}} = \frac{170}{\sqrt{344}} = 9,16$$

$$\frac{b}{t} = \frac{165/2}{9,65} = 8,54 < \lambda_p \Rightarrow \text{ALA COMPACTA}$$

$$\text{Alma: } \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{F_y}} = \frac{1680}{\sqrt{344}} = 90,6$$

$$\frac{h}{t} = \frac{267}{5,84} = 45,72 < \lambda_p \Rightarrow \text{ALMA COMPACTA}$$

$$Z = 2Q_x = 2 \times 305 = 610 \text{ cm}^3$$

$$M_p = 610 \times 344 \times 10^{-3} = 209,8 \text{ kN.m}$$

Se debe verificar que:

$$M_p \leq 1,5 M_y = 1,5 \times S_x \times F_y = 1,5 \times 547 \times 344 \times 10^{-3} = 282,3 \text{ kN.m}$$

$$M_d = \phi \times M_n = 0,9 \times 209,8 = 188,82 \text{ kN} = 19,24 \text{ Tm}$$

15,16 < 19,24 → VERIFICA A FLEXIÓN

- Verificación a corte

$$\frac{h}{t_w} = 45,72 < \frac{1100}{\sqrt{344}}$$

$$R_{dv} = \phi_v \times 0,6 \times F_y \times h \times t_w \times 10^{-1} = 0,9 \times 0,6 \times 344 \times 18,13 \times 10^{-1} = 374 \text{ kN}$$

10,13 Tm < 38,15 Tm → VERIFICA A CORTE

Vemos que aquí, los resultados que arroja el programa pueden tomarse como válidos, ya que si se tiene en cuenta las ecuaciones que utiliza el programa y las utilizadas para hacer las verificaciones según las normas argentinas, son prácticamente las mismas. Los resultados que arroja el programa se muestran en el anexo.

6.2 BARRAS SOLICITADAS A FUERZA AXIL Y FLEXIÓN

Existen numerosos elementos sometidos simultáneamente a fuerzas axiales y a flexión. Un ejemplo es una columna de un edificio bajo acción del viento, peso propio y sobrecarga.

Es importante considerar que en estos elementos, la fuerza de compresión produce momentos adicionales actuando en la barra deformada por la flexión y que esos momentos se suman al requerido por aquella (efecto de segundo orden) por lo que si dichos momentos son relativamente importantes deben ser considerados en el dimensionamiento.

En el caso analizado, se tuvieron en cuenta estos efectos, ya que el programa cuenta con la opción de analizar la estructura con los efectos de segundo orden y poder crear un modelo que funcione lo más parecido a la realidad.

Se verifica una columna sometida a flexión y compresión para determinar que el modelo esté dando resultados correctos. Primero se realiza la verificación sobre una columna de un perfil y luego sobre una columna armada.

6.2.1 Columna Simple

Para la columna de perfil laminado, del modelo se toma el valor del factor de longitud efectiva de la barra, y la combinación más desfavorable de la columna 441 es la $D20=1.2CM+LI+1.5W_{x21}$, con $P_u=84,17T$ y $M_{ux}=8,98Tm$ y $M_{uy}=0,15 Tm$. Aquí ya se tiene en cuenta el efecto de segundo orden, por ello directamente se procede a la verificación de la columna y estos cálculos no se tienen en cuenta.

- Determinación de la resistencia de diseño $\Phi.P_n$

Se toma como perfil el determinado por el modelo. Perfil W 14x38

1. Pandeo alrededor del eje x

$$kL_x=1,84 \times 2,65=4,88 \quad r_x=14,89 \quad \lambda_x = \frac{kL_x}{r_x} = \frac{488}{14,89} = 32,77$$

2. Pandeo alrededor del eje y

$$kL_y=1,27 \times 2,65=3,36 \quad r_y=3,92 \quad \lambda_y = \frac{kL_y}{r_y} = \frac{336}{3,92} = 85,71$$

Manda pandeo alrededor del eje "y"

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E} \left(\frac{kL}{r} \right)} = \frac{1}{\pi} \times \sqrt{\frac{344}{200000}} \times 85,71 = 1,13$$

La sección es compacta

$$F_{cr} = 0,658^{(1,13)^2} \times 344 = 201,3 \text{ Mpa}$$

$$\phi_c \times P_n = 0,85 \times 201,3 \times 72,26 \times 10^{-1} = 1241,5 \text{ kN} = 126,55 \text{ T}$$

$$126,5 > 84,17 \rightarrow \text{VERIFICA A COMPRESIÓN}$$

El máximo esfuerzo a compresión es de 85,71 T, por lo que verifica de todas formas.

- Determinación de la resistencia de diseño $\Phi \cdot M_n$

Como es una sección compacta no hay pandeo local de ala y alma. Calculamos el momento alrededor del eje fuerte M_{ux}

1. Estado límite de plastificación:

$$M_p = Z_y \times F_y \times 10^{-3} = 1007,8 \times 344 \times 10^{-3} = 347 \text{ kNm} = 35,34 \text{ T}$$

2. Estado límite de pandeo lateral. $L_b = 265 \text{ cm}$.

Para cargas aplicadas en el alma:

$$L_p = \frac{788 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{788 \times 3,92}{\sqrt{344}} = 166,5 \text{ cm} < 265 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y \times X_1}{F_L} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \times F_L^2}}$$

$$\text{con } X_1 = \frac{\pi}{S} \sqrt{\frac{E \times G \times J \times A}{2}} = \frac{\pi}{895} \sqrt{\frac{200000 \times 77200 \times 33,22 \times 72,26}{2}} = 15110 \text{ Mpa}$$

$$y X_2 = \frac{4 C_w}{I_y} \times \left(\frac{S_x}{G \times J} \right)^2 = \frac{4 \times 330000}{1111,33} \times \left(\frac{895}{77200 \times 33,22} \right)^2 = 1,44 \times 10^{-4}$$

$$L_r = \frac{3,92 \times 15110}{344 - 69} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + 1,44 \times 10^{-4} \times (344 - 69)^2}} = 454,3 > 265$$

$$M_r = S_x \times F_L = 895 \times 275 \times 10^{-3} = 246,13 \text{ kN} = 25,09 \text{ Tm}$$

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

$$M_n = 2,19 \times \left[35,34 - (35,34 - 25,09) \times \left(\frac{2,65 - 1,66}{4,54 - 1,66} \right) \right] = 69,68$$

$$M_n = M_p = 35,34 \text{ Tn.m} \rightarrow \Phi \cdot M_n = 0,9 \times 35,34 = 31,8 \text{ Tn.m} > 8,98 \rightarrow \text{VERIFICA A FLEXIÓN}$$

Momento flector alrededor del eje débil M_{uy} :

$$M_p = Z_y \times F_y \times 10^{-3} = 198 \times 344 \times 10^{-3} = 68,2 \text{ kNm} = 6,95 \text{ T}$$

$$\Phi \cdot M_n = 0,9 \times 6,95 = 6,26 \text{ Tn.m} > 0,15 \rightarrow \text{VERFICA A FLEXIÓN}$$

- Determinación de interacción

$$\frac{P_u}{\Phi_c \times P_n} = \frac{84,17}{125,5} = 0,67 > 0,2$$

$$\frac{P_u}{\Phi_c \times P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\Phi_b \times M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi_b \times M_{ny}} \right] = 0,67 + \frac{8}{9} \left[\frac{8,98}{31,8} + \frac{0,15}{6,26} \right] = 0,95 < 1$$

Aquí se puede apreciar que las normas americanas son menos exigentes que las argentinas, ya que la ecuación de interacción en el programa da un valor de 0,9 y aquí el valor es de 0,95. Esto es porque el factor de resistencia a la compresión es más grande en las normas americanas (toman un factor de resistencia de 0,9 para la compresión).

Dado este problema tuve que verificar todas las columnas, para corroborar que la sección tome todo el esfuerzo necesario. Se conformó una tabla, en la que se tomaron los datos del programa y se volvió a calcular la resistencia de diseño, para comprobar si con este cambio, la ecuación de interacción seguía siendo menor a 1. Sólo se tomaron las columnas que su relación pasaba del valor 0,9, por ser el valor cercano a 1. Los resultados se pueden apreciar en la tabla 6.2:

Miembro	Pu	Φ Pu	Mux	Φ Mux	Muy	Φ Muy	Ec. Interacción
97	67,03	102,11	6,6	24,52	0,82	4,66	1,052
103	121,61	181,5	9,49	40,65	1,05	10,16	0,969
433	104,99	160,13	11,98	36,08	0,86	8,97	1,036
443	64,29	96,38	7,34	24,52	0,31	4,66	0,992
530	93,22	154,81	9,54	36,08	1,27	8,97	0,963
542	46,93	63,26	1,74	20,84	0,62	2,87	1,008
554	54,67	99,75	6,15	28,31	1,44	5,5	0,974
574	35,18	56,93	1,8	20,84	0,77	2,87	0,933
583	35,96	61,39	4,47	20,84	0,56	2,87	0,950

Tabla 6.2: Ecuaciones de interacción para columnas con relación mayor a 0,8

Podemos apreciar en la tabla, que tan sólo a los miembros 97, 433 y 542 se debería cambiar la sección. Pero tomamos que la ecuación de interacción se puede tomar hasta un 1,07 que puede ser válida, por eso es que las secciones se toman tal como están.

6.2.2 Columna Armada

Ahora se hace la verificación sobre una columna armada. Se toma el miembro 442, donde la ecuación más desfavorable es el estado D2=1.2CM+1.6LI: $P_u= 145,94$ T, $M_{ux}= 2,26$ T.m y $M_{uy}= 2,20$ T.m

Se toma como perfil el determinado por el modelo. Perfil 2W 10x26

1. Pandeo alrededor del eje material

$$kL_x=1,51 \times 2,65=4,0 \quad r_x=11,06 \quad \lambda_x = \frac{kL_x}{r_x} = \frac{400}{11,06} = 36,16$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E} \left(\frac{kL}{r} \right)} = \frac{1}{\pi} \times \sqrt{\frac{344}{200000}} \times 36,16 = 0,477$$

$$F_{cr} = 0,658^{(0,477)^2} \times 344 = 312,7 \text{ Mpa}$$

$$\phi_c \times P_n = 0,85 \times 312,7 \times 98,96 \times 10^{-1} = 2630,4 \text{ kN} = 268,13 \text{ T}$$

2. Pandeo alrededor del eje libre: Como la columna está soldada en todo su largo, $a=0$ y el segundo término se hace cero. De todas formas, se debe calcular el nuevo radio de giro.

$$\lambda_m = \sqrt{\left(\frac{kL}{r} \right)^2 + 0,82 \frac{\alpha^2}{(1 + \alpha^2)} \left(\frac{a}{r_{ib}} \right)^2}$$

$$I_{yy}=2 \times (594 + 7,35^2 \times 49,6) = 6547,03$$

$$r_y = 8,12$$

$$\lambda_m = \sqrt{\left(\frac{1,59 \times 265}{8,12} \right)^2 + 0} = 51,9$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E} \left(\frac{kL}{r} \right)} = \frac{1}{\pi} \times \sqrt{\frac{344}{200000}} \times 51,9 = 0,685$$

$$F_{cr} = 0,658^{(0,685)^2} \times 344 = 282,6 \text{ Mpa}$$

$$\phi_c \times P_n = 0,85 \times 282,6 \times 98,96 \times 10^{-1} = 2377,1 \text{ kN} = 242,3 \text{ T}$$

242,3 > 146 T → VERIFICA A COMPRESIÓN

- Determinación de la resistencia de diseño $\Phi \cdot M_n$

Como es una sección compacta no hay pandeo local de ala y alma. Calculamos el momento alrededor del eje fuerte M_{ux}

3. Estado límite de plastificación:

$$M_p = Z_y \times F_y \times 10^{-3} = 1033,4 \times 344 \times 10^{-3} = 355,5 \text{ kNm} = 36,23 \text{ T}$$

4. Estado límite de pandeo lateral. $L_b=265 \text{ cm}$.

Para cargas aplicadas en el alma:

$$L_p = \frac{788 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{788 \times 8,12}{\sqrt{344}} = 344,9 \text{ cm} > 265 \text{ cm}$$

Como $L_p > L_b$, se alcanza la plastificación total de la sección sin que se produzca el pandeo lateral.

$M_n = M_p = 36,23 \text{ Tn.m} \rightarrow \Phi \cdot M_n = 0,9 \times 36,23 = 32,6 \text{ Tn.m} > 2,26 \rightarrow \text{VERIFICA A FLEXIÓN}$

Momento flector alrededor del eje débil M_{uy} :

$$M_p = Z_y \times F_y \times 10^{-3} = 727 \times 344 \times 10^{-3} = 250,1 \text{ kNm} = 25,5 \text{ T}$$

$$\Phi \cdot M_n = 0,9 \times 25,5 = 22,95 \text{ Tn.m} > 2,2 \rightarrow \text{VERIFICA A FLEXIÓN}$$

- Determinación de interacción

$$\frac{P_u}{\Phi_c \times P_n} = \frac{145,94}{242,3} = 0,603 > 0,2$$

$$\frac{P_u}{\Phi_c \times P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\Phi_b \times M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi_b \times M_{ny}} \right] = 0,603 + \frac{8}{9} \left[\frac{2,26}{32,6} + \frac{2,2}{22,95} \right] = 0,75 < 1$$

Aquí también podemos ver una diferencia con los resultados arrojados por el programa. En este caso, éste último utiliza el módulo elástico para el cálculo de momento y no el momento plástico como se está acostumbrado a utilizar según la norma argentina. Esto cambia, ya que con la norma argentina nos da un valor menos conservador que lo que calcula el programa, viendo que el resultado obtenido a mano nos da un resultado de 0,75 y el programa arroja un valor de 0,80.

6.3 UNIONES

La unión que se verifica, es de la viga a columna (miembro 60 a miembro 441 según figura 6.1). La unión que se ha utilizado en el proyecto, es de la siguiente manera:

- Primero se coloca el perfil que materializa a la columna
- Luego, se sueldan las placas a la misma que formarán las uniones, tanto las placas que toman el corte (en el alma de la viga) como las que tomarán el momento (sobre las alas de la viga).
- La viga, ya agujereada en donde encajará entre las placas, se coloca entre las mismas y se abulona.

Según la manera que se transmite la fuerza, existen dos tipos de uniones abulonadas. En este caso se verificó uniones tipo aplastamiento.

En uniones tipo aplastamiento, las posibilidades de falla pueden ser por corte del bulón, por desgarramiento de la chapa desde el bulón a su extremo libre, por aplastamiento del bulón, por aplastamiento de la chapa, o por roturas la chapa en la sección del agujero.

6.3.1 Unión sobre Alas de Viga.

Primero se dimensionará la unión que toma el momento, es decir, la placa que se coloca sobre las alas de la viga.

- Dimensionado de las chapas de unión y de la unión abulonada.

Antes de verificar el perfil se dimensionará la chapa de unión y la unión abulonada porque ésta definirá la sección neta efectiva del perfil.

Se adoptan bulones tipo A325 $d_b=3/4"= 19,05\text{mm}$. La dimensión de los agujeros será entonces $13/16"=20,6\text{mm}$.

1. Dimensionado de la chapa (Acero A572 Gr 50)

Se utilizarán dos chapas, una en cada ala. Teniendo en cuenta que la distribución de bulones será como se muestra en la figura 6.2, el ancho de chapa es $160\text{mm} < 165\text{mm}$, siendo esta medida el ancho del ala.

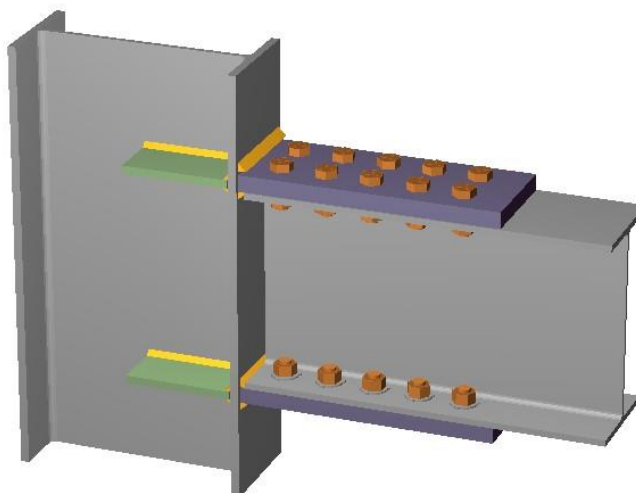


Figura 6.2: Modelo 3D de unión viga-columna

Debemos conocer el espesor de la chapa t . Los estados límites a considerar:

- a) Fluencia en la sección bruta. ($R_d=47,58 T =14,75Tm/0,31m$)

$$R_d = 0,9 \times A_g \times F_y \times 10^{-1} = 0,9 \times 16 \times t \times 344 \times 10^{-1} = 467 \text{ kN}$$

$$t = \frac{467}{0,9 \times 16 \times 344} \times 10 = 0,94 \text{ cm}$$

- b) Rotura en la sección neta

$$R_d = 0,75 \times A_n \times F_u \times 10^{-1} = 0,75 \times (16t - 2 \times 2,26) \times 448 \times 10^{-1} = 467 \text{ kN}$$

$$t = \left(\frac{467 \times 10}{0,75 \times 448} + 2 \times 2,26 \right) \times \frac{1}{16} = 1,15 \text{ cm}$$

Adoptamos un espesor de $1/2'' = 1,27 \text{ cm}$

Se debe verificar que $A_n < 0,85 A_g \rightarrow A_n = t \times (b - 2 \times 2,27) = 11,46t < 13,6t$

2. Dimensionado de los bulones

Se calculan las distancias máximas y mínimas permitidas entre bulones.

- Separación mínima entre centros de agujeros: $s_{\min} = 3d = 5,72 \text{ cm}$
- Distancia mínima al borde: $d_{\min} = 1,75d = 3,33 \text{ cm}$.
- Distancia máxima al borde: $d_{\max} = 12 \times t = 11,64 \text{ cm}$
- Separación máxima entre centro de agujeros: $s_{\max} = 24 \times t = 23,28 \text{ cm}$

t es el espesor de la chapa más delgada=espesor del perfil=0,97cm. Se muestra en la figura 6.2, las dimensiones elegidas

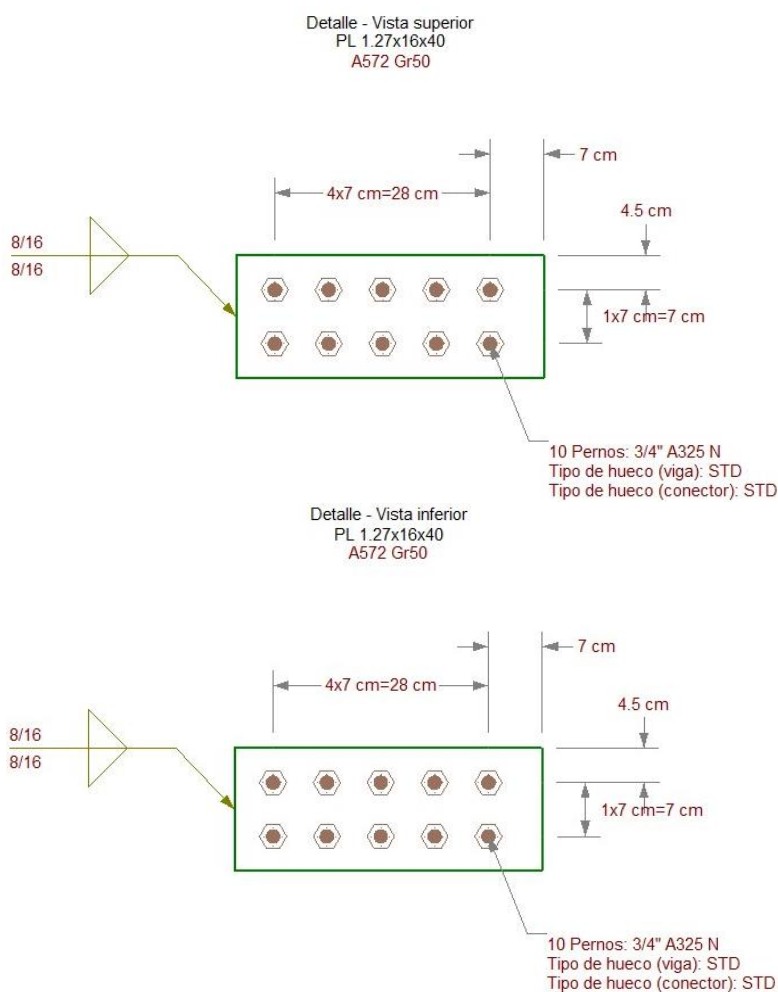


Figura 6.3: Dimensión y distribución de bulones y chapa

Se determina la resistencia de diseño de los bulones a corte:

$$R_d = 0,75 \times m \times F_v \times A_b \times 10^{-1} \times n = 0,75 \times 2 \times 330 \times 2,85 \times 10^{-1} \times 10 = 1411 \text{ kN}$$

Antes de determinar rotura por bloque, se debe determinar la resistencia de diseño al aplastamiento de la chapa. La resistencia nominal al aplastamiento si se limita la deformación de la chapa, se obtiene de la ecuación:

$$R_n = 1,2 \times L_c \times t \times F_u \times 10^{-1} \leq 2,4 \times d \times t \times F_u \times 10^{-1}$$

Para los bulones que se encuentran al borde de la chapa, la resistencia nominal es:

$$L_c = 7 - \frac{2,06}{2} = 5,97$$

$$R_{n1} = 1,2 \times 5,97 \times 1,27 \times 448 \times 10^{-1} \times 2 = 815,2kN$$

$$R_{n2} = 2,4 \times 1,905 \times 1,27 \times 448 \times 10^{-1} \times 2 = 520,3kN$$

Para los demás bulones, la resistencia nominal es:

$$L_c = 7 - 2,06 = 4,94$$

$$R_{n1} = 1,2 \times 4,94 \times 1,27 \times 448 \times 10^{-1} \times 8 = 2698,3kN$$

$$R_{n2} = 2,4 \times 1,905 \times 1,27 \times 448 \times 10^{-1} \times 8 = 2081kN$$

Entonces, la resistencia de diseño será:

$$R_d = 0,75 \times R_{n2} = 0,75 \times (520,3 + 2081) = 1951 kN > 454kN$$

Ahora se puede determinar el estado límite de rotura por bloque de corte. Esta falla puede producirse por la rotura en la línea que une los centros de los agujeros. Los posibles planos de falla corresponden a tracción y corte. Se debe calcular entonces $F_u \times A_{nt}$ y $0,6 \times F_u \times A_{nv}$.

$$\text{Área neta a tracción } (A_{nt}): (4,5 - 0,5 \times 2,26) \times 1,27 = 4,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área neta a corte } (A_{nv}): (35 - 4,5 \times 2,26) \times 1,27 = 31,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área bruta a corte } (A_{gv}): 35 \times 1,27 = 44,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área bruta a tracción } (A_{gt}): 4,5 \times 1,27 = 5,72 \text{ cm}^2$$

$$F_u \times A_{nt} = 448 \times 4,28 \times 10^{-1} = 191,75kN < 0,6 \times F_u \times A_{nv} = 0,6 \times 448 \times 31,5 \times 10^{-1} = 846,72$$

Rotura por corte y fluencia por tracción

$$R_d = 4 \times R_{d1} = 4 \times \Phi \times R_{n1} = 4 \times \Phi \times 0,6 \times F_u \times A_{nv} + F_y \times A_{gt} = 2737 kN > 467 kN$$

- Verificación del perfil de la barra

Verificamos el perfil adoptado W 12x26 para los estados límites: Aplastamiento de bulones en el ala, Fluencia de la sección bruta, Rotura de la sección neta y Rotura de bloque de corte.

a) Aplastamiento de bulones en el ala

$$R_n = 1,2 \times L_c \times t \times F_u \times 10^{-1} \leq 2,4 \times d \times t \times F_u \times 10^{-1}$$

Para los bulones que se encuentran al borde de la chapa, la resistencia nominal es:

$$L_c = 4 - \frac{2,06}{2} = 2,97$$

$$R_{n1} = 1,2 \times 2,97 \times 0,97 \times 448 \times 10^{-1} \times 2 = 309,8kN$$

$$R_{n2} = 2,4 \times 1,905 \times 0,97 \times 448 \times 10^{-1} \times 2 = 397,4kN$$

Para los demás bulones, la resistencia nominal es:

$$L_c = 7 - 2,06 = 4,94$$

$$R_{n1} = 1,2 \times 4,94 \times 0,97 \times 448 \times 10^{-1} \times 8 = 2060,9kN$$

$$R_{n2} = 2,4 \times 1,905 \times 0,97 \times 448 \times 10^{-1} \times 8 = 1589,4kN$$

Entonces, la resistencia de diseño será:

$$R_d = 0,75 \times R_{n2} = 0,75 \times (309,8 + 1589,4) = 1424 kN > 454kN$$

b) Fluencia en sección bruta

$$R_d = 0,9 \times A_g \times F_y \times 10^{-1} = 0,9 \times 49,35 \times 344 \times 10^{-1} = 1527,8 kN$$

c) Rotura en sección neta

Es necesario calcular el área neta y neta efectiva

$$A_n = 49,35 - (2 \times 2,26 \times 0,97) = 44,97$$

Para calcular el área neta efectiva es necesario primero obtener el coeficiente de reducción $U = 1 - \bar{x}/L$

$$\text{Con } \bar{x} = 9,7, L = 28cm \rightarrow U = 1 - \frac{9,7}{28} = 0,65$$

$$\text{El área neta efectiva será: } A_e = A_n \times U = 44,97 \times 0,65 = 29,4 \text{ cm}^2$$

$$R_d = 0,75 \times A_e \times F_u \times 10^{-1} = 0,75 \times 29,4 \times 448 \times 10^{-1} = 987,5kN$$

d) Rotura en sección neta

$$\text{Área neta a tracción (A}_{nt}\text{): } (7 - 2,26) \times 0,97 = 4,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área neta a corte (A}_{nv}\text{): } 2 \times (35 - 4,5 \times 2,26) \times 0,97 = 48,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área bruta a corte (A}_{gv}\text{): } 2 \times 35 \times 0,97 = 67,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área bruta a tracción (A}_{gt}\text{): } 7 \times 0,97 = 6,8 \text{ cm}^2$$

$$F_u \times A_{nt} = 448 \times 4,6 \times 10^{-1} = 206,1kN < 0,6 \times F_u \times A_{nv} = 0,6 \times 448 \times 48,2 \times 10^{-1} = 1296kN$$

Rotura por corte y fluencia por tracción

$$R_d = \Phi \times R_n = 0,75 \times (0,6 \times 448 \times 48,2 + 344 \times 6,8) = 1147,2 \text{ kN} > 467 \text{ kN}$$

- Dimensionado de la unión soldada a la chapa de nudo.

Se va a analizar la unión soldada de la chapa de unión a la columna. Se va a utilizar soldadura tipo filete, electrodo FEXX= 480 MPa. Aquí sabemos que la longitud de soldadura es de 16cm.

$$R_c = \frac{P_u}{L} = \frac{467}{16} = 29,2 \text{ kN/cm}$$

$$R_{d1} = \Phi \times F_w \times A_w = 0,6 \times (0,6 \times 480) \times d \times 0,707 \times 1 \text{ cm} = 29,2 \text{ kN}$$

$$d = \frac{29,2}{0,6 \times (0,6 \times 480) \times 0,707 \times 1 \text{ cm}} = 0,24 \text{ cm} = 2,4 \text{ mm}$$

$$t = 12,7 \text{ mm} > 6 \text{ mm} \rightarrow d_{\max} = t - 2 \text{ mm} = 12,7 - 2 = 10,7 \text{ mm}$$

$$d_{\min} = 6 \text{ mm} \rightarrow \text{adoptamos este valor.}$$

Aquí también se debe determinar los estados últimos por acción de cargas concentradas, ya que una carga concentrada es una fuerza de tracción o compresión, en este caso se llama fuerza concentrada simple, o puede ser doble si forman una cupla actuando sobre el mismo lado de la barra, siendo una de tracción y la otra de compresión. En este caso se calculan los estados límites de flexión local del ala, pandeo localizado del alma y pandeo lateral del alma en la columna, que va a ser la que sufra estos estados.

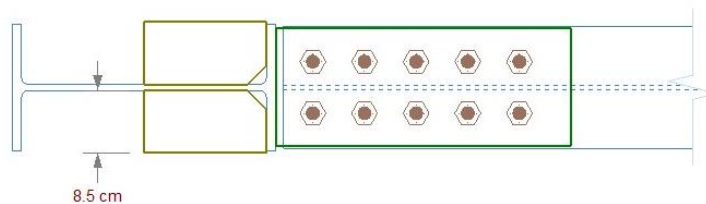
Primero determinamos la flexión local del ala. La misma se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$R_n = 0,625 \times t_r^2 \times F_{yf} = 0,625 \times 1,31^2 \times 344 = 369 \text{ kN} < 467 \rightarrow \text{NO VERIFICA}$$

Se debe colocar rigidizadores, para que pueda resistir la resistencia a flexión. Suponemos un rigidizador del mismo espesor que la placa de unión, es decir un espesor de 1,27 cm y de dimensiones como se muestra en la figura 6.4. Por lo que ahora, la resistencia a flexión local se puede obtener como:

$$R_n = 0,625 \times t_r^2 \times F_{yf} + A_{st} \times F_{yf} \rightarrow A_{st} = 1,27 \times (8,5 - 2,54) = 7,57 \text{ cm}^2$$

Vista superior



Vista lateral

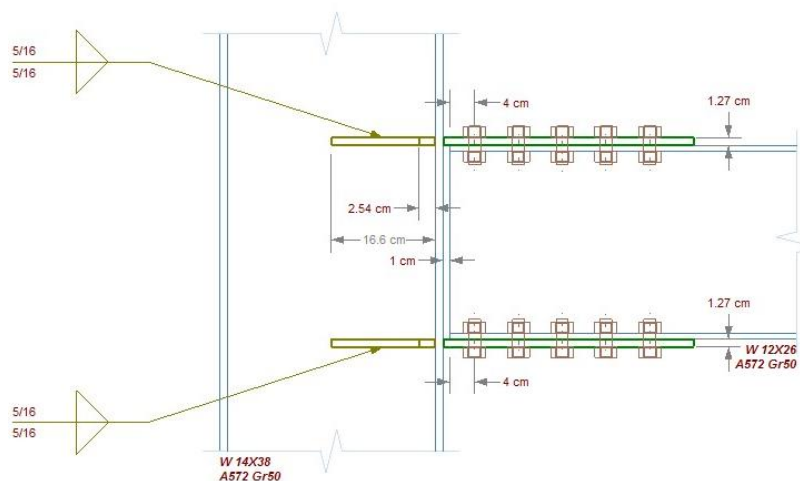


Figura 6.4: Dimensión y distribución de rigidizadores

$$R_n = 0,625 \times t_r^2 \times F_{yf} + A_{st} \times F_{yf} = 369 + 2 \times (7,57 \times 344 \times 10^{-1}) = 369 + 521 = 890kN$$

$$R_d = \Phi \times R_n = 0,9 \times 890 = 801 > 467 \rightarrow \text{VERIFICA}$$

En cuanto al aplastamiento del alma o fluencia local del alma, que se produce por una fuerza concentrada simple de tracción o compresión sobre el ala de la columna, se puede obtener con la fórmula:

$$R_n = (5 \times k + N) \times t_w \times F_{yw} \times 10^{-1}$$

Siendo N la longitud de carga de la fuerza concentrada, igual a 3,81 cm. Luego, la ecuación nos da un resultado:

$$R_n = (5 \times k + N) \times t_w \times F_{yw} \times 10^{-1} = (5 \times 2,324 + 3,81) \times 0,79 \times 344 \times 10^{-1} = 419,3kN$$

Podemos ver que no verifica la demanda de tracción, por lo que parte de esta demanda, debe ser soportada por rigidizadores. Verificamos que lo que se han puesto para la flexión local del ala, sirvan o debemos aumentar su espesor.

$$R_d = 1 \times 419,3 + 0,9 \times 521 = 888,2kN > 467kN$$

Por último, se debe verificar la fluencia por corte en alma de panel nodal. Éste se verifica en nudos rígidos de barras, cuyas almas se encuentran en el mismo plano. Primero se debe determinar que ecuación se utiliza, para esto se debe calcular el 40% de la resistencia nominal axial de fluencia de la columna:

$$0,4P_y = 0,4 \times A_g \times F_y \times 10^{-1} = 0,4 \times 72,25 \times 344 \times 10^{-1} = 994,16kN$$

$$P_u \leq 0,4P_y \rightarrow R_v = \Phi \times 0,6 \times F_y \times d_c \times t_w = 0,9 \times 0,6 \times 344 \times 35,8 \times 0,79 = 525,36kN > 467kN$$

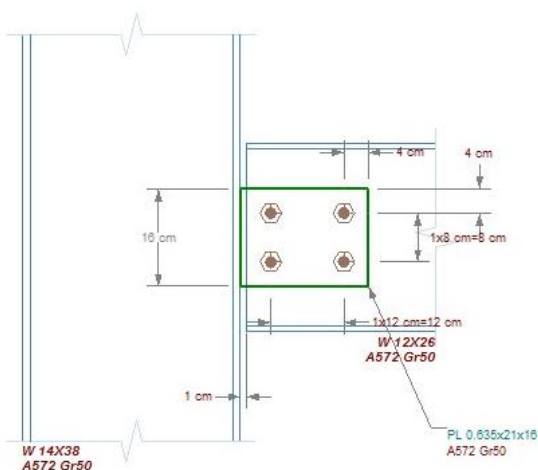
6.3.2 Unión sobre Alma de Viga.

Se adoptan bulones tipo A325 $d_b=3/4"$ = 19,05mm. La dimensión de los agujeros será entonces $13/16"$ = 20,6mm. Se muestra en la figura 6.5 la configuración de la unión, dando dimensiones y ubicación de los mismos. La sollicitación es de 97 kN (Combinación D20, ver anexo 10.6)

Se determina primero la resistencia de diseño de los bulones a corte:

$$R_d = 0,75 \times m \times F_v \times A_b \times 10^{-1} \times n = 0,75 \times 2 \times 330 \times 2,85 \times 10^{-1} \times 4 = 564,3 kN$$

Vista lateral



Vista frontal

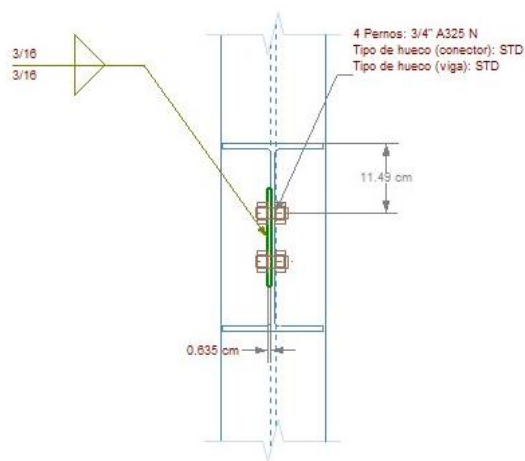


Figura 6.5: Dimensión y distribución de bulones

Luego, se calcula la resistencia de diseño al aplastamiento de la chapa

- a) Aplastamiento de bulones en el ala

$$R_n = 1,2 \times L_c \times t \times F_u \times 10^{-1} \leq 2,4 \times d \times t \times F_u \times 10^{-1}$$

Para los bulones que se encuentran al borde de la chapa, la resistencia nominal es:

$$L_c = 4 - \frac{2,06}{2} = 2,97$$

$$R_{n1} = 1,2 \times 2,97 \times 0,635 \times 448 \times 10^{-1} \times 2 = 202,8kN$$

$$R_{n2} = 2,4 \times 1,905 \times 0,635 \times 448 \times 10^{-1} \times 2 = 260,2kN$$

Para los demás bulones, la resistencia nominal es:

$$L_c = 8 - 2,06 = 5,94$$

$$R_{n1} = 1,2 \times 5,94 \times 0,635 \times 448 \times 10^{-1} \times 2 = 405,6kN$$

$$R_{n2} = 2,4 \times 1,905 \times 0,635 \times 448 \times 10^{-1} \times 2 = 260,2kN$$

Entonces, la resistencia de diseño será:

$$R_d = 0,75 \times R_{n2} = 0,75 \times (202,8 + 260,2) = 347,3 kN > 97kN$$

6.4 PLACAS BASES DE COLUMNAS

Las columnas transmiten sus solicitaciones al suelo de fundación a través de bases de Hormigón Armado que son las que quedan enterradas. Son necesarias bases metálicas para transmitir las solicitaciones de la columna a base de H°A°.

Las placas base son elementos estructurales de conexión que constituyen la interface entre las columnas de acero y la cimentación de hormigón. Una placa base recibe las cargas de la columna de acero y las distribuye en un área mayor del hormigón localizado bajo dicha placa. El área de distribución debe ser lo suficientemente grande para impedir que el hormigón se sobreesfuerce y se fracture por aplastamiento.

Las fuerzas distribuidas en toda el área de la placa base ejercen presión sobre el hormigón, que a su vez reacciona con una presión igual pero en sentido contrario. Esto tiende a flexionar las partes de la placa base que quedan en voladizo fuera de la columna, por lo tanto, las placas base para columnas se encuentra sometida a flexión en dos direcciones.

Cuando una columna se encuentra sometida a flexión de gran intensidad, una parte de la placa base ya no ejerce presión sobre el hormigón y es ahí donde comienza a ejercerse una tensión. Dicho momento puede resistirse mediante el desarrollo de un par de fuerzas que son generadas por el hormigón y los pernos de anclaje que además de resistir las fuerzas de tensión, deben transmitir el cortante al hormigón. Se muestran en la figura 6.6 las dimensiones de la placa base.

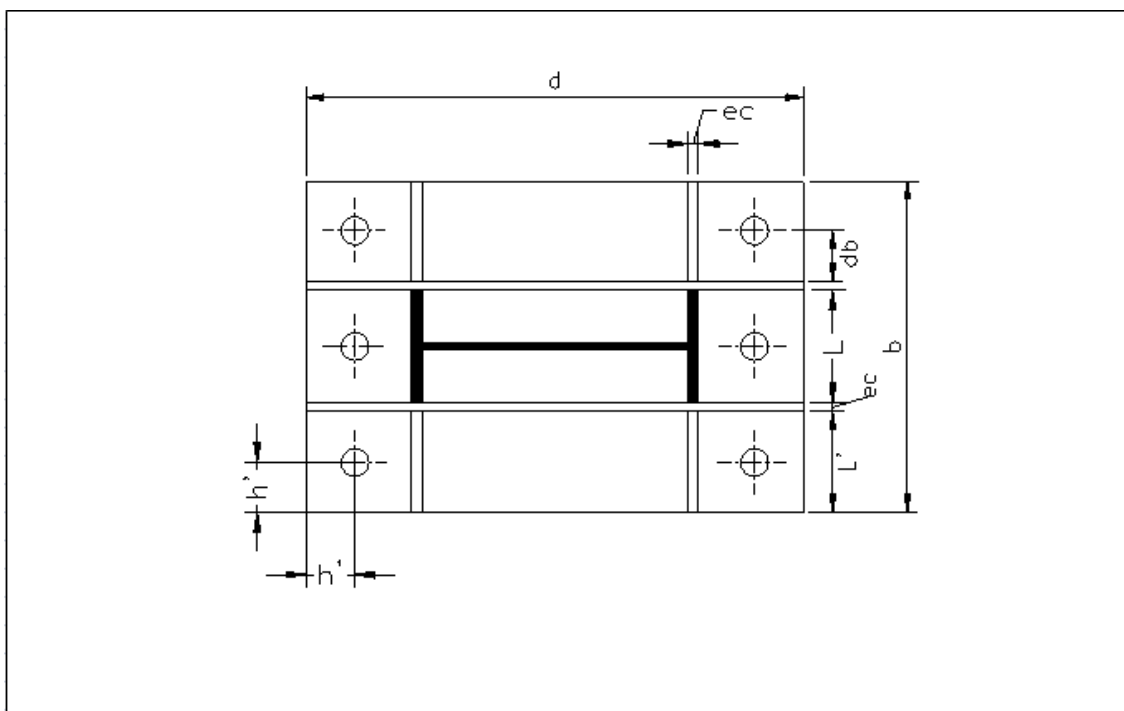


Figura 6.6: Dimensiones de placa base

En general la base estará sometida a una fuerza normal N_u (compresión), un momento flector M_u y un esfuerzo de corte V_u .

Se supone que la base es totalmente rígida y las deformaciones del hormigón de asiento son proporcionales a su distancia al eje neutro.

Se pueden dar tres situaciones según la excentricidad de la carga:

- Si $e < \frac{1}{6}d$ la superficie de apoyo se encuentra totalmente comprimida.
- Si $\frac{1}{6}d \leq e \leq \frac{3}{8}d$, la base resulta con una distribución triangular de tensiones de compresión que son las únicas que puede desarrollar el hormigón. El límite máximo de ese fija para garantizar que la fuerza normal quede dentro de la base.
- Si $e > \frac{3}{8}d$, por razones de economía y seguridad se colocan pernos de anclaje en el hormigón que toman esfuerzos de tracción. Se puede suponer que en una zona extrema de la base el hormigón se plastifica.

Para el cálculo de todas las bases de las columnas, se formaron grupos de columnas que tienen carga parecida y se le asignó a cada grupo la placa base dada por la máxima combinación de carga. A continuación se da la memoria de cálculo para una de las bases.

Como todas las situaciones se dan para el primer caso, las tensiones máximas y mínimas sobre el hormigón valen:

$$f_{\text{máx}} = (10 \times N_u / b \times d) + (6 \times 10^3 \times M_u / b \times d^2)$$

$$f_{\text{mín}} = (10 \times N_u / b \times d) - (6 \times 10^3 \times M_u / b \times d^2)$$

con b igual al ancho de base y d la longitud de la base en el plano de flexión, en cm.

Para la tensión máxima de aplastamiento del hormigón se puede tomar la tensión de diseño de compresión sobre el hormigón dada por el CIRSOC 301-EL

$$f_{\text{cal}} = f_{\text{dis}} = 0,6 \times 0,85 \times f'_c = 0,51f'_c$$

con f'_c la resistencia especificada a compresión del hormigón.

Para el dimensionado de la placa base se toma el máximo momento requerido M_{up} correspondiente. Para el cálculo se considera la tensión de contacto f_d . Este deberá ser:

$$M_{up} = \Phi M_{np}$$

con $\Phi = 0,9$ y M_{np} el momento nominal de la placa base en kN.m.

Para la placa flexionada por la compresión en la situación 1:

$$M_{np} = S \times F_y \times 10^{-3} = (1 \times t_p^2 / 6) \times F_y \times 10^{-3} \rightarrow t_p = \text{raiz}(6 \times M_{up} \times 10^3 / 0,9 F_y)$$

Aquí solo se calcula, no se hace comparación con el programa, ya que no se diseñó con el mismo por una cuestión de modelado, ya que si se intentaba realizarlo con el mismo, no se terminaba de crear nunca la placa base, por lo que se decidió calcular todas las mismas con una tabla de excel, teniendo en cuenta las normas argentinas utilizadas.

Datos Geométricos

Base	b	55	(1/6)d	(3/8)d	
	d	65	10.8	24.4	alrededor eje fuerte
			9.2	20.6	alrededor eje débil

d dimensión mayor en dirección eje fuerte

b dimensión menor en dirección eje fuerte

$b \times d = 3575$ superficie placa metálica (cm²)
 $d / b = 1.18$ relación entre lados debe estar entre (1.5 y 2)

$h' \text{ (cm)} = 6$ dimensiones para trabajar con momento alrededor de eje fuerte
 $h \text{ (cm)} = 59$ dimensiones para trabajar con momento alrededor de eje fuerte
 $l \text{ (cm)} = 25$ dimensiones para trabajar con momento alrededor de eje fuerte
 $ec \text{ (cm)} = 1.6$ dimensiones para trabajar con momento alrededor de eje fuerte
 $l' \text{ (cm)} = 13.4$ dimensiones para trabajar con momento alrededor de eje fuerte

$h' \text{ (cm)} = 6$ dimensiones para trabajar con momento alrededor de eje débil
 $h \text{ (cm)} = 49$ dimensiones para trabajar con momento alrededor de eje débil
 $l \text{ (cm)} = 35.7$ dimensiones para trabajar con momento alrededor de eje débil
 $ec \text{ (cm)} = 1.27$ dimensiones para trabajar con momento alrededor de eje débil
 $l' \text{ (cm)} = 13.38$ dimensiones para trabajar con momento alrededor de eje débil

Calculo de Placa de Base

Base más solicitada

$M_u \text{ (KN.m)} = 180.91$ Momento Ultimo
 $N_u \text{ (KN)} = 2030.23$ Esfuerzo Axil Ultimo
 $V_u \text{ (Tn)} = 7.99$ Corte Ultimo en la base
 $F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 2550$ Tensión fluencia placa base
 $e = M_u/N_u \text{ (cm)} = 8.9$ Excentricidad
 $e < 1/6d \text{ (cm)} = 10.8$ Caso 1
 $f_{max} \text{ (Mpa)} = 10.35$ Tensión de Trabajo

Tensión H^o (H21)

$f'c = 21$ Mpa
 $f'h = 0,6 * 0,85 * f'c = 10.71$ **Verifica CompresionH^o**

Espesor de placa base

$$q = 1\text{cm} * \sigma \text{ trab (kg/cm}^2) = 103.50$$
$$\text{Map (kg.cm)} = 9292.39$$
$$\text{Mtram (kg.cm)} = -138.17$$

$$tpnec.(mm) = 49.29$$
$$\text{tp adoptado (mm)} = 50.8$$

espesor placa necesario
(espesor placa 2 ")

Pernos sometidos a Corte (Unión tipo aplastamiento)

Rosca incluida en plano de corte

$$Rd = 0,75 * m * T'n * Ab$$

m = 1	numero de secciones de corte
T'n (kg/cm ²) = 3300	Tension nominal de rotura por corte
Ø perno 1 (cm) = 2.54	Diametro del perno 1
Ø perno 2 (cm) = 0	Diametro del perno 2
Ag perno 1 (cm ²) = 5.07	Area de un perno 1
Ag perno 2 (cm ²) = 0.00	Area de un perno 2
Nº pernos 1 = 6.00	
Nº pernos 2 = 0.00	

$$Rd 1 (Tn) = 12.54$$

$$Rd 2 (Tn) = 0.00$$

$$Rdt (Tn) = 75.24 \quad Rdt > Vu \quad \text{Verifica}$$

Longitud de Anclaje

$$\text{Gancho Perno 1 (cm)} = 12.7$$

$$\text{Gancho Perno 2 (cm)} = 0$$

$$L. \text{ Anclaje 1 (cm)} = 76.2$$

$$L. \text{ Anclaje 2 (cm)} = 0$$

7. COSTO DEL EDIFICIO

Una vez verificados todos los elementos y comprobando que todos resisten y que la estructura funciona adecuadamente, se puede determinar aproximadamente lo que costará esta estructura. Primero se establecerá el costo del edificio de hormigón simplificada, ya que no se pudieron obtener datos precisos de éste y luego se determinará el costo del edificio de acero, teniendo en cuenta materiales y fabricación. Estos datos, es decir el precio de los materiales, los obtuve de una empresa constructora de estructuras metálicas con la que la empresa ID trabaja. Para el precio del Steel deck se contactó con empresas que vendían este producto y se les preguntó el precio del m². Para el precio del hormigón, se consultó el m³ del mismo en la Cooperativa de Obras y Servicios Públicos Limitada de Río Tercero.

7.1 COSTO EDIFICIO DE HORMIGÓN

Para determinar estos costos, se tuvieron que pedir a la empresa que había solicitado hacer el proyecto desde un principio. Lamentablemente, se obtuvo poca respuesta por su parte, sin ser conocidos los motivos. Solamente se pudieron obtener los datos de la cantidad de hormigón utilizado para este edificio, la cantidad de armadura necesaria y las horas del oficial especializado para la realización del mismo. Se consiguió que la cantidad de m³ de hormigón H21 fue de 397, armadura de 6582 kilos y las horas de Oficial especializados de 39 hs por cada m³ de hormigón. En la tabla 7.1, puede observarse los precios por unidad de hormigón, armadura y mano de obra.

ESTRUCTURA	Unidad	\$/un	Cantidad	Precio
H°	m3	557,04	397,00	\$ 221.144,88
A°	kg	10,50	65820,00	\$ 691.110,00
OF	hs/m3	50,28	39,00	\$ 778.485,24
				\$ 1.690.740,12

Tabla 7.1: Costo de Estructura de Hormigón

7.2 COSTO EDIFICIO DE ACERO

Los costos del edificio de acero se dividieron por elementos: vigas y columnas, hormigón (necesario para el Steel deck) y Steel deck.

Para conocer el peso de vigas y columnas, lo que se hizo fue sacarlo del programa, ya que éste indica la cantidad de toneladas que se están utilizando según el material que se le asigne. El peso de la estructura en acero quedó de 92,9 toneladas. No mucho más de lo que se había calculado anteriormente. El precio del acero se toma por kg, por lo que no hizo falta distinguir cada perfil, sino que se necesitaba el pesaje completo. A este peso se le agregó un 20% de peso, dado por placas de uniones, bases y bulonería.

Con respecto al Steel deck, que se vende por m², se midieron los metros cuadrados necesarios para la cubierta por piso y se sumaron todos estos para tener los metros cuadrados totales necesarios para el cubrimiento de la estructura.

El hormigón necesario, por ser que su unidad de es metros cúbicos, se tomaron los metros cuadrados necesarios para el Steel deck y se multiplicaron por su espesor de 5 cm, para obtener los m3 necesarios para la construcción.

Con estas medidas, se hicieron los cálculos determinados y el precio de la estructura de acero puede mostrarse en la tabla 7.2

ESTRUCTURA ACERO				
	Unidad	\$/un	Cantidad	Precio
A°	kg	11,44	111589,20	\$ 1.276.580,45
Steel Deck	m2	150	2055,94	\$ 308.390,90
H°	m3	557,04	102,80	\$ 57.262,02
Fabricación	kg	4,64	111589,20	\$ 431.478,24
Montaje	kg	4,64	111589,20	\$ 431.478,24
OF	hs/m3	50,28	39,00	\$ 201.576,62
Precio Total				\$ 2.706.766,47

Tabla 7.2: Costo de Estructura de Acero

Este precio, es un poco elevado para este tipo de estructuras. Esto se debe a que no tuve en cuenta el comportamiento mixto que hay entre las vigas y la losa de Steel deck, ya que el programa no permite hacer esto y esto podría llegar a reducir las secciones de las vigas, estimando una reducción de un 20% en los kilos de acero resultantes. También, se podría abaratar los costos si se hubiera podido arriostrar vanos más grandes, tomando mayores esfuerzos, disminuyendo la sección de columnas.

Si se hace la reducción del 20% en kilos de acero, se puede ver en la tabla 7.3 que el precio de la estructura de acero disminuye bastante.

ESTRUCTURA ACERO				
	Unidad	\$/un	Cantidad	Precio
A°	kg	11,44	92900,00	\$ 1.062.776,00
Steel Deck	m2	150	2055,94	\$ 308.391,00
H°	m3	557,04	102,80	\$ 57.262,04
Fabricación	kg	4,64	92900,00	\$ 431.056,00
Montaje	kg	4,64	92900,00	\$ 431.056,00
OF	hs/m3	50,28	39,00	\$ 201.576,69
Precio Total				\$ 2.492.117,73

Tabla 7.3: Costo Estructura de Acero con reducción de 20% en kilos de acero

7.3 ACERO VS HORMIGÓN

Se puede apreciar con estos escasos datos, que la comparación de los edificios no puede ser hecha, ya que si se hace la misma, no sería una comparación completa. Por cuestiones ajenas a mi persona, no pude obtener todos los datos que necesitaba para el proyecto completo del edificio de hormigón.

Se pensó en algún caso, pedir a algún profesional que haga una estimación del costo total del edificio de hormigón, para poder cumplir con el objetivo previsto, pero seguiría siendo una comparación estimativa y no real, y se seguiría sin cumplir con el objetivo principal. De todas formas, gracias al Ing. Jorge Carrer, que fue el que facilitó los datos obtenidos, se pudo estimar que el precio por metro cuadrado de un edificio de H°A° de tales características es de \$1100, por lo que el precio del edificio de hormigón daría, según la tabla 7.3:

ESTRUCTURA	Unidad	\$/un	Cantidad	Precio
Estructura de H°A°	m2	1100,00	1923	\$ 2.115.314,41

Tabla 7.4: Costo Estructura de Hormigón Armado

Aquí se puede observar, que si tenemos en cuenta este precio y el precio de la estructura de acero con la reducción de los kilos por el comportamiento mixto y el arriostramiento, se podría llegar a comparar las estructuras, ya que dan valores aproximados y no tan distintos como la comparación con los datos obtenidos.

De todas formas, lo que aquí se quiso demostrar era la confección del cómputo métrico tanto del edificio de hormigón como el de acero y poder hacer una comparación según todos los ítems que estén involucrados, teniendo en cuenta los que son iguales, siempre hablando de la estructura de cada uno y la mano de obra y fabricación de cada uno. Además si era posible, se quería determinar, cuál de los dos se hacía en menos tiempo, ya que si por ejemplo, el edificio metálico era el más costoso, pero se hacía en la mitad del tiempo que el de hormigón, se podría elegir éste último para próximos proyectos, siempre y cuando esto convenga económicamente.

8. CONCLUSIONES

8.1 CONCLUSIONES DEL PROYECTO

Como conclusión del proyecto, se menciona que si bien, no pude cumplir con el objetivo inicial del mismo, ya que se quería hacer una comparación económica entre un edificio de hormigón y otro de acero, realizado en base al primero, y por cuestiones ajenas, no se pudieron obtener datos precisos del edificio de hormigón, haciendo que el objetivo principal de la práctica, que fue la motivación de hacer este trabajo, tanto por el proyecto en sí como también como para dar un ejemplo de lo que sucede en la realidad no se pueda cumplir, por otro lado, pude obtener experiencia de cómo se trabaja en un estudio de ingeniería, ya que tuve contacto con profesionales que trabajan en el medio hace tiempo y me pudieron mostrar como ellos realizan un proyecto, como es que trabajan ellos en el medio laboral y poder sacar mis propias conclusiones en cuanto a lo que se realiza en un trabajo y lo que se debería hacer o lo que no se debería hacer.

Se destaca aquí que el estudio donde trabajé, no tenían experiencia sobre la construcción de edificios metálicos, nunca habían diseñado uno de tal semejanza, ya que no se dedican a este tipo de edificaciones, sino que hacen otro tipo de construcciones metálicas, por lo que eso hizo más difícil aún algunas cuestiones del trabajo, ya que en gran parte se decidían cuestiones sobre el proyecto, sin mucho que saber del mismo, por ser algo nuevo en el estudio.

También puedo hacer mucho hincapié en la gran experiencia y buen manejo de un programa de cálculo que nunca había utilizado a lo largo de la carrera, pudiendo entender cómo funciona el mismo, que cuestiones hay que tener en cuenta al cargar y al armar la estructura, sabiendo en que cuestiones el programa es apto o no para su confianza en la devolución de los datos, siendo esto muy importante a la hora de proyectar cualquier estructura.

En cuanto a la realización del proyecto en sí, que fue la modelación del edificio de acero, si bien el programa que utilicé para el mismo es una modelación teórica, y se puede ajustar a la realidad, hay que tener en cuenta que el mismo utiliza normas que no son exactamente iguales que en nuestro país y eso puede hacer que verifiquen elementos que no verifican con nuestra norma. Esto lo pude observar, gracias a que verifiqué manualmente algunos elementos que componen la estructura, y al comparar resultados, pude ver que no eran el cien por ciento iguales y se investigó un poco más de cómo el programa resolvía el diseño. Se puede dar como ejemplo, las columnas, ya que como se dijo anteriormente, la norma AISC es menos conservativa que el CIRSOC y por lo tanto, los factores de resistencia cambian en un 0,05, y ese cambio produce que cuando los elementos verifican con una relación de 0,95 en el programa por ejemplo, con las normas argentinas no lo haga, ya que la relación sobrepasa el valor de 1 (teniendo en cuenta la relación demanda/capacidad). Respecto a este punto, se pudo destacar la importancia que implica corroborar los resultados obtenidos mediante criterios generales y particulares con el objetivo de poder utilizar los resultados arrojados en el diseño.

8.2 CONCLUSIONES GENERALES

Durante el desarrollo de la Práctica Profesional se ha podido abordar un caso de real ejercicio de la ingeniería, logrando el diseño de los elementos estructurales típicos de vigas y columnas en una estructura bajo los principios de diseño desarrollados en el reglamento CIRSOC 301 “Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios”.

Para lograr esto se han afianzado los conocimientos adquiridos durante la carrera de Ingeniería Civil relacionados con el tema en estudio y además se pudo conocer y aprender las herramientas fundamentales que permiten profundizar en determinados temas con gran entendimiento a través de bibliografía adecuada y estudio de las reglamentaciones correspondientes.

A su vez se han incorporado conocimientos y se ha hecho uso de herramientas informáticas de análisis estructural para el modelado, destacando las virtudes que implica su utilización. Sin embargo, es importante recordar que a través del modelo se busca representar la realidad de manera aproximada, por lo que no se debe perder de vista el comportamiento real de la estructura.

9. BIBLIOGRAFÍA

- Reglamento CIRSOC 101 (1982) - *Cargas y Sobrecargas Gravitatorias para el Cálculo de Estructuras de Edificios.*
- Reglamento CIRSOC 102 (2005) - Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones
- Reglamento CIRSOC 103 Parte I (1991) - *Normas Argentinas para las Construcciones Sismorresistentes – Construcciones en general*
- Reglamento CIRSOC 301 (2005) - *Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios.*
- Especificación ANSI/AISC 360-05 para Construcciones de Acero. Versión en español.
- Troglia, Gabriel, *Estructuras Metálicas. Proyecto por Estados Límite. Parte I: Fundamentos, Procedimientos y Criterios de Proyecto*, Jorge Sarmiento Editor, 7ª. Ed, 2007
- Troglia, Gabriel, *Estructuras Metálicas. Proyecto por Estados Límite. Parte II: Ejemplos de Aplicación*, Jorge Sarmiento Editor, 7ª. Ed, 2007
- McCormac, Jack C., *Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD*. Alfaomega, 2ª ed, 2002.

10. ANEXO

10.1 ANEXO 1: DISEÑO VIGA 12X26

Diseño de Acero

Reporte: Extensivo

Miembros: Laminados en caliente

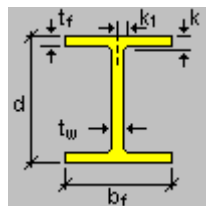
Norma de diseño: AISC 360-2005 LRFD

Miembro : 60 (V LAT -Z 2)
 Estatus de diseño : Bien

Información de la sección

Nombre de la sección: W 12X26 (US)

Dimensiones



bf	=	16.485	[cm]	Ancho
d	=	30.988	[cm]	Profundidad
k	=	1.727	[cm]	Distancia k
k1	=	1.905	[cm]	Distancia k1
tf	=	0.965	[cm]	Espesor de ala
tw	=	0.584	[cm]	Espesor de alma

Propiedades

Propiedades de la sección	Unidad	Eje mayor	Eje menor
---------------------------	--------	-----------	-----------

Área bruta de la sección. (Ag)	[cm2]	49.355	
Momento de inercia (eje local) (I)	[cm4]	8491.120	720.080
Momento de inercia (eje principal) (I')	[cm4]	8491.120	720.080
Constante de diseño para la flexión (eje principal) (J')	[cm]	0.000	0.000
Radio de giro (eje local) (r)	[cm]	13.117	3.820
Radio de giro (eje principal) (r')	[cm]	13.117	3.820
Constante de torsión de Saint-Venant. (J)	[cm4]	12.487	
Coficiente de alabeo de la sección. (Cw)	[cm6]	1.63E+05	
Distancia del centro de gravedad al centro de corte (eje principal) (xo,yo)	[cm]	0.000	0.000
Módulo de sección elástico superior de la sección (eje local) (Ssup)	[cm3]	547.328	87.507
Módulo de sección elástico inferior de la sección (eje local) (Sinf)	[cm3]	547.328	87.507
Módulo de sección elástico superior de la sección (eje principal) (S'sup)	[cm3]	547.328	87.507
Módulo de sección elástico inferior de la sección (eje principal) (S'inf)	[cm3]	547.328	87.507
Módulo de sección plástico (eje local) (Z)	[cm3]	609.599	133.882
Módulo de sección plástico (eje principal) (Z')	[cm3]	609.599	133.882
Radio de giro polar. (ro)	[cm]	13.660	
Area para corte (Aw)	[cm2]	31.806	18.129
Constante de torsión. (C)	[cm3]	12.305	

Material : A572 Gr50

Propiedades	Unidad	Valor
Tensión de fluencia (Fy):	[Ton/cm2]	3.52
Tensión de rotura (Fu):	[Ton/cm2]	4.57
Módulo de elasticidad (E):	[Ton/cm2]	2038.89
Módulo de corte del acero (G):	[Ton/cm2]	809.08

CRITERIOS DE DISEÑO

Descripción	Unidad	Valor
Longitud para relación de esbeltez en tensión (L)	[m]	5.55

Distancia entre puntos de arriostre lateral del miembro

Longitud (Lb) [m]	
Superior	Inferior
1.00	5.55

Longitud no arriostrada lateralmente

Eje mayor(L33)	Longitud [m]		Eje mayor(K33)	Factor de Longitud efectiva	
	Eje menor(L22)	Eje torsional(Lt)		Eje menor(K22)	Eje torsional(Kt)
5.55	5.55	5.55	1.0	1.0	1.0

Suposiciones adicionales

Restricción continua lateral torsional	Si
Acción de campo de tracción	No
Restricción continua flexural torsional	No
Tipo de valor del factor de longitud efectiva	Ninguno
Tipo de marco eje mayor	Desp. lat. permitido
Tipo de marco eje menor	Desp. lat. permitido

VERIFICACIONES DE DISEÑO

DISEÑO A TENSION AXIAL ✓

Tensión axial

Relación	:	0.01	Referencia	:	Eq. D2-1
Capacidad	:	156.15 [Ton]	Ec. ctrl	:	D21 en 0.00%
Demanda	:	1.67 [Ton]			

Resultados Intermedios

	Unidad	Valor	Referencia
Capacidad factorada a tensión (ϕP_n)	[Ton]	156.15	Eq. D2-1
Resistencia a tensión requerida de segundo orden (Pr)	[Ton]	1.67	
Capacidad nominal a tensión (Pn)	[Ton]	173.50	Eq. D2-1

DISEÑO A COMPRESION AXIAL ✓

Compresión en el eje mayor 33

Relación	:	0.00	Referencia	:	Sec. E1
Capacidad	:	131.25 [Ton]	Ec. ctrl	:	D31 en 0.00%
Demanda	:	0.18 [Ton]			

Resultados Intermedios

	Unidad	Valor	Referencia
Clasificación de sección			

Clasificación del elemento no atiesado	--	No esbelto	
Esbeltez del elemento no atiesado (λ)	--	8.54	
Esbeltez límite del elemento no atiesado (λ_r)	--	13.49	
Clasificación del elemento atiesado	--	Esbelto	
Esbeltez del elemento atiesado (λ)	--	47.13	
Esbeltez límite del elemento atiesado (λ_r)	--	35.88	
Resistencia factorada a pandeo por flexión (ϕP_n)	[Ton]	131.25	Sec. E1
Resistencia a compresión requerida de segundo orden (Pr)	[Ton]	0.18	
Factor de longitud efectiva (K33)	--	1.00	
Longitud no arriostrada (L33)	[m]	5.55	
Esbeltez efectiva ((KL/r) ₃₃)	--	42.31	Eq. E3-4
Esfuerzo crítico de pandeo elástico (F _{e33})	[Ton/cm ²]	11.24	Eq. E3-4
Factor de reducción para elementos esbeltos no atiesados (Q _{s33})	--	1.00	
Área efectiva de la sección basada en el ancho efectivo (A _{eff33})	[cm ²]	46.99	Eq. E7-2
Factor de reducción para elementos esbeltos atiesados (Q _{a33})	--	0.95	Eq. E7-16
Factor de reducción completo para elementos esbeltos (Q ₃₃)	--	0.95	Sec. E7
Esfuerzo crítico para pandeo por flexión (F _{cr33})	[Ton/cm ²]	2.95	Eq. E7-2
Resistencia nominal a pandeo por flexión (P _{n33})	[Ton]	145.84	Eq. E7-1

Compresión en el eje menor 22

Relación	:	0.00		
Capacidad	:	37.13 [Ton]	Referencia	: Sec. E1
Demanda	:	0.18 [Ton]	Ec. ctrl	: D31 en 0.00%

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
Clasificación de sección			
Clasificación del elemento no atiesado	--	No esbelto	
Esbeltez del elemento no atiesado (λ)	--	8.54	
Esbeltez límite del elemento no atiesado (λ_r)	--	13.49	
Clasificación del elemento atiesado	--	Esbelto	
Esbeltez del elemento atiesado (λ)	--	47.13	
Esbeltez límite del elemento atiesado (λ_r)	--	35.88	
Resistencia factorada a pandeo por flexión (ϕP_n)	[Ton]	37.13	Sec. E1
Resistencia a compresión requerida de segundo orden (Pr)	[Ton]	0.18	
Factor de longitud efectiva (K22)	--	1.00	
Longitud no arriostrada (L22)	[m]	5.55	
Esbeltez efectiva ((KL/r) ₂₂)	--	145.30	Eq. E3-4
Esfuerzo crítico de pandeo elástico (F _{e22})	[Ton/cm ²]	0.95	Eq. E3-4

Factor de reducción para elementos esbeltos no atiesados (Q_{s22})	--	1.00	
Área efectiva de la sección basada en el ancho efectivo (A_{eff22})	[cm ²]	49.35	Eq. E7-3
Factor de reducción para elementos esbeltos atiesados (Q_{a22})	--	1.00	Eq. E7-16
Factor de reducción completo para elementos esbeltos (Q_{22})	--	1.00	Sec. E7
Esfuerzo crítico para pandeo por flexión (F_{cr22})	[Ton/cm ²]	0.84	Eq. E7-3
Resistencia nominal a pandeo por flexión (P_{n22})	[Ton]	41.26	Eq. E7-1
Resistencia factorada a pandeo torsional o flexo-torsional (ϕP_{n11})	[Ton]	81.26	Sec. E4
Factor de longitud efectiva (K_{11})	--	1.00	
Longitud no arriostrada (L_{11})	[m]	5.55	
Constante por flexión (H)	--	1.00	Eq. E4-7
Esfuerzo elástico de pandeo torsional o flexo-torsional (F_{e11})	[Ton/cm ²]	2.25	Eq. E4-4
Esfuerzo elástico de pandeo torsional (F_{e2})	[Ton/cm ²]	2.25	Eq. E4-11
Factor de reducción para elementos esbeltos no atiesados (Q_{s11})	--	1.00	
Área efectiva de la sección basada en el ancho efectivo (A_{eff11})	[cm ²]	49.35	Eq. E7-2
Factor de reducción para elementos esbeltos atiesados (Q_{a11})	--	1.00	Eq. E7-16
Factor de reducción completo para elementos esbeltos (Q_{11})	--	1.00	Sec. E7
Esfuerzo crítico de pandeo torsional o flexo-torsional (F_{cr11})	[Ton/cm ²]	1.83	Eq. E7-2
Resistencia nominal a pandeo torsional o flexo-torsional (P_{n11})	[Ton]	90.29	Eq. E7-1

DISEÑO A FLEXION

Flexión alrededor del eje mayor, M33

Relación	:	0.81		
Capacidad	:	19.29 [Ton*m]	Referencia	: Sec. F1
Demanda	:	-15.54 [Ton*m]	Ec. ctrl	: D23 en 100.00%

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
Clasificación de sección			
Clasificación del elemento no atiesado	--	Compacto	
Esbeltez del elemento no atiesado (λ)	--	8.54	
Esbeltez límite para elemento no compacto no atiesado (λ_r)	--	24.08	
Esbeltez límite para elemento compacto no atiesado (λ_p)	--	9.15	
Clasificación del elemento atiesado	--	Compacto	
Esbeltez del elemento atiesado (λ)	--	47.13	
Esbeltez límite para elemento no compacto atiesado (λ_r)	--	137.27	
Esbeltez límite para elemento compacto atiesado (λ_p)	--	90.55	
Resistencia factorada a fluencia (ϕM_n)	[Ton*m]	19.29	Sec. F1
Fluencia (M_n)	[Ton*m]	21.43	Eq. F2-1
Resistencia a flexión requerida de segundo orden (M_r)	[Ton*m]	-15.54	

Flexión alrededor del eje menor, M22

Relación	:	0.09	Referencia	:	Sec. F1
Capacidad	:	4.24 [Ton*m]	Ec. ctrl	:	D20 en 0.00%
Demanda	:	0.39 [Ton*m]			

Resultados Intermedios

	Unidad	Valor	Referencia
<u>Clasificación de sección</u>			
Clasificación del elemento no atiesado	--	Compacto	
Esbeltez del elemento no atiesado (λ)	--	8.54	
Esbeltez límite para elemento no compacto no atiesado (λ_r)	--	24.08	
Esbeltez límite para elemento compacto no atiesado (λ_p)	--	9.15	
Clasificación del elemento atiesado	--	Compacto	
Esbeltez del elemento atiesado (λ)	--	47.13	
Esbeltez límite para elemento no compacto atiesado (λ_r)	--	137.27	
Esbeltez límite para elemento compacto atiesado (λ_p)	--	90.55	
Resistencia factorada a fluencia (ϕM_n)	[Ton*m]	4.24	Sec. F1
Fluencia (Mn)	[Ton*m]	4.71	Eq. F6-1
Resistencia a flexión requerida de segundo orden (Mr)	[Ton*m]	0.39	

DISEÑO A CORTE



Corte en el eje mayor 33

Relación	:	0.01			
Capacidad	:	60.38 [Ton]	Ec. ctrl	:	D20 en 0.00%
Demanda	:	0.40 [Ton]			

Resultados Intermedios

	Unidad	Valor	Referencia
<u>Capacidad factorada a corte (ϕV_n)</u>			
Esbeltez del alma (λ_w)	--	8.54	Sec. G2
Área de corte (A_w)	[cm ²]	31.81	
Coefficiente de pandeo a corte del alma (k_v)	--	1.20	Sec. G7
Coefficiente de pandeo a corte del alma (C_v)	--	1.00	Eq. G2-3
Capacidad nominal a corte (V_n)	[Ton]	67.09	Eq. G2-1

Corte en el eje menor 22

Relación	:	0.27		
Capacidad	:	38.24 [Ton]	Referencia	: Sec. G2.1(a)
Demanda	:	-10.40 [Ton]	Ec. ctrl	: D2 en 100.00%

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
Capacidad factorada a corte (ϕV_n)	[Ton]	38.24	Sec. G2.1(a)
Esbeltez del alma (λ_w)	--	47.13	Sec. G2
Área de corte (A_w)	[cm ²]	18.13	
Coefficiente de pandeo a corte del alma (C_v)	--	1.00	Sec. G2.1(a)
Capacidad nominal a corte (V_n)	[Ton]	38.24	Eq. G2-1

DISEÑO A ACCIONES COMBINADAS 

Flexión y compresión axial combinadas

Relación	:	0.86		
Ec. ctrl	:	D20 en 0.00%	Referencia	: Eq. H1-1b

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
<u>Interacción de flexión y fuerza axial</u>	--	0.86	Eq. H1-1b
Resistencia de flexión requerida alrededor del eje fuerte (M_{r33})	[Ton*m]	-14.75	
Resistencia de flexión disponible alrededor del eje fuerte (M_{c33})	[Ton*m]	19.29	Sec. F1
Resistencia de flexión requerida alrededor del eje débil (M_{r22})	[Ton*m]	0.39	
Resistencia de flexión disponible alrededor del eje débil (M_{c22})	[Ton*m]	4.24	Sec. F1
Resistencia de compresión axial requerida (P_r)	[Ton]	0.00	
Resistencia de compresión axial disponible (P_c)	[Ton]	37.13	Sec. E1

Flexión y tensión axial combinadas

Relación	:	0.86		
Ec. ctrl	:	D20 en 0.00%	Referencia	: Eq. H1-1b

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
Resistencia de flexión requerida alrededor del eje fuerte (Mr33)	[Ton*m]	-14.75	
Resistencia de flexión disponible alrededor del eje fuerte (Mc33)	[Ton*m]	19.29	Sec. F1
Resistencia de flexión requerida alrededor del eje débil (Mr22)	[Ton*m]	0.39	
Resistencia de flexión disponible alrededor del eje débil (Mc22)	[Ton*m]	4.24	Sec. F1
Resistencia de tensión axial requerida (Pr)	[Ton]	1.07	
Resistencia de tensión axial disponible (Pc)	[Ton]	156.15	Eq. D2-1

Flexión y compresión axial combinadas alrededor de ejes locales

Relación : N/A
Ec. ctrl : -- Referencia :

Tensión y flexión combinadas alrededor de ejes locales

Relación : N/A
Ec. ctrl : -- Referencia :

10.2 ANEXO 2: DISEÑO COLUMNA 14X38

Diseño de Acero

Reporte: Extensivo

Miembros: Laminados en caliente

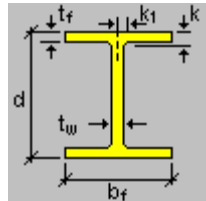
Norma de diseño: AISC 360-2005 LRFD

Miembro : 441 (C1 EX)
Estatus de diseño : Bien

Información de la sección

Nombre de la sección: W 14X38 (US)

Dimensiones



bf	=	17.196	[cm]	Ancho
d	=	35.814	[cm]	Profundidad
k	=	2.324	[cm]	Distancia k
k1	=	2.064	[cm]	Distancia k1
tf	=	1.308	[cm]	Espesor de ala
tw	=	0.787	[cm]	Espesor de alma

Propiedades

Propiedades de la sección

	Unidad	Eje mayor	Eje menor
Área bruta de la sección. (Ag)	[cm ²]	72.258	
Momento de inercia (eje local) (I)	[cm ⁴]	16024.908	1111.338
Momento de inercia (eje principal) (I')	[cm ⁴]	16024.908	1111.338
Constante de diseño para la flexión (eje principal) (J')	[cm]	0.000	0.000
Radio de giro (eje local) (r)	[cm]	14.892	3.922
Radio de giro (eje principal) (r')	[cm]	14.892	3.922
Constante de torsión de Saint-Venant. (J)	[cm ⁴]	33.215	
Coefficiente de alabeo de la sección. (Cw)	[cm ⁶]	3.30E+05	
Distancia del centro de gravedad al centro de corte (eje principal) (xo,yo)	[cm]	0.000	0.000
Módulo de sección elástico superior de la sección (eje local) (Ssup)	[cm ³]	894.734	129.130
Módulo de sección elástico inferior de la sección (eje local) (Sinf)	[cm ³]	894.734	129.130
Módulo de sección elástico superior de la sección (eje principal) (S'sup)	[cm ³]	894.734	129.130
Módulo de sección elástico inferior de la sección (eje principal) (S'inf)	[cm ³]	894.734	129.130
Módulo de sección plástico (eje local) (Z)	[cm ³]	1007.804	198.283
Módulo de sección plástico (eje principal) (Z')	[cm ³]	1007.804	198.283
Radio de giro polar. (ro)	[cm]	15.400	
Area para corte (Aw)	[cm ²]	44.968	28.193
Constante de torsión. (C)	[cm ³]	23.909	

Material : A572 Gr50

Propiedades	Unidad	Valor
-------------	--------	-------

Tensión de fluencia (Fy):	[Ton/cm2]	3.52
Tensión de rotura (Fu):	[Ton/cm2]	4.57
Módulo de elasticidad (E):	[Ton/cm2]	2038.89
Módulo de corte del acero (G):	[Ton/cm2]	809.08

CRITERIOS DE DISEÑO

Descripción	Unidad	Valor
Longitud para relación de esbeltez en tensión (L)	[m]	2.65

Distancia entre puntos de arriostre lateral del miembro

Longitud (Lb) [m]	
Superior	Inferior
2.65	2.65

Longitud no arriostrada lateralmente

Eje mayor(L33)	Longitud [m]		Eje torsional(Lt)	Factor de Longitud efectiva		
	Eje menor(L22)	Eje mayor(K33)		Eje menor(K22)	Eje torsional(Kt)	
2.65	2.65	1.84	2.65	1.27	1.0	

Suposiciones adicionales

Restricción continua lateral torsional	No
Acción de campo de tracción	No
Restricción continua flexural torsional	No
Tipo de valor del factor de longitud efectiva	Ninguno
Tipo de marco eje mayor	Desp. lat. permitido
Tipo de marco eje menor	Desp. lat. permitido

VERIFICACIONES DE DISEÑO

DISEÑO A TENSION AXIAL



Tensión axial

Relación	:	0.00	Referencia	:	Eq. D2-1
Capacidad	:	228.61 [Ton]	Ec. ctrl	:	D1 en 0.00%
Demanda	:	0.00 [Ton]			

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
Capacidad factorada a tensión (ϕP_n)	[Ton]	228.61	Eq. D2-1
Resistencia a tensión requerida de segundo orden (P_r)	[Ton]	0.00	
Capacidad nominal a tensión (P_n)	[Ton]	254.01	Eq. D2-1

DISEÑO A COMPRESION AXIAL

Compresión en el eje mayor 33

Relación	:	0.41	Referencia	:	Sec. E1
Capacidad	:	208.35 [Ton]	Ec. ctrl	:	D2 en 0.00%
Demanda	:	85.75 [Ton]			

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
<u>Clasificación de sección</u>			
Clasificación del elemento no atiesado	--	No esbelto	
Esbeltez del elemento no atiesado (λ)	--	6.57	
Esbeltez límite del elemento no atiesado (λ_r)	--	13.49	
Clasificación del elemento atiesado	--	Esbelto	
Esbeltez del elemento atiesado (λ)	--	39.58	
Esbeltez límite del elemento atiesado (λ_r)	--	35.88	
Resistencia factorada a pandeo por flexión (ϕP_{n33})	[Ton]	208.35	Sec. E1
Resistencia a compresión requerida de segundo orden (P_r)	[Ton]	85.75	
Factor de longitud efectiva (K_{33})	--	1.84	
Longitud no arriostrada (L_{33})	[m]	2.65	
Esbeltez efectiva ($(KL/r)_{33}$)	--	32.68	Eq. E3-4
Esfuerzo crítico de pandeo elástico (F_{e33})	[Ton/cm ²]	18.84	Eq. E3-4
Factor de reducción para elementos esbeltos no atiesados (Q_{s33})	--	1.00	
Área efectiva de la sección basada en el ancho efectivo (A_{eff33})	[cm ²]	71.12	Eq. E7-2
Factor de reducción para elementos esbeltos atiesados (Q_{a33})	--	0.98	Eq. E7-16
Factor de reducción completo para elementos esbeltos (Q_{33})	--	0.98	Sec. E7
Esfuerzo crítico para pandeo por flexión (F_{cr33})	[Ton/cm ²]	3.20	Eq. E7-2
Resistencia nominal a pandeo por flexión (P_{n33})	[Ton]	231.50	Eq. E7-1

Compresión en el eje menor 22

Relación	:	0.64	Referencia	:	Sec. E1
Capacidad	:	133.14 [Ton]	Ec. ctrl	:	D2 en 0.00%
Demanda	:	85.75 [Ton]			

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
<u>Clasificación de sección</u>			
Clasificación del elemento no atiesado	--	No esbelto	
Esbeltez del elemento no atiesado (λ)	--	6.57	
Esbeltez límite del elemento no atiesado (λ_r)	--	13.49	
Clasificación del elemento atiesado	--	Esbelto	
Esbeltez del elemento atiesado (λ)	--	39.58	
Esbeltez límite del elemento atiesado (λ_r)	--	35.88	
<u>Resistencia factorada a pandeo por flexión</u> (ϕP_{n22})	[Ton]	133.14	Sec. E1
Resistencia a compresión requerida de segundo orden (Pr)	[Ton]	85.75	
Factor de longitud efectiva (K22)	--	1.27	
Longitud no arriostrada (L22)	[m]	2.65	
Esbeltez efectiva ((KL/r)22)	--	85.99	Eq. E3-4
Esfuerzo crítico de pandeo elástico (Fe22)	[Ton/cm2]	2.72	Eq. E3-4
Factor de reducción para elementos esbeltos no atiesados (Qs22)	--	1.00	
Área efectiva de la sección basada en el ancho efectivo (Aeff22)	[cm2]	72.26	Eq. E7-2
Factor de reducción para elementos esbeltos atiesados (Qa22)	--	1.00	Eq. E7-16
Factor de reducción completo para elementos esbeltos (Q22)	--	1.00	Sec. E7
Esfuerzo crítico para pandeo por flexión (Fcr22)	[Ton/cm2]	2.05	Eq. E7-2
Resistencia nominal a pandeo por flexión (Pn22)	[Ton]	147.94	Eq. E7-1
<u>Resistencia factorada a pandeo torsional o flexo-torsional</u> (ϕP_{n11})	[Ton]	185.77	Sec. E4
Factor de longitud efectiva (K11)	--	1.00	
Longitud no arriostrada (L11)	[m]	2.65	
Constante por flexión (H)	--	1.00	Eq. E4-7
Esfuerzo elástico de pandeo torsional o flexo-torsional (Fe11)	[Ton/cm2]	7.09	Eq. E4-4
Esfuerzo elástico de pandeo torsional (Fez)	[Ton/cm2]	7.09	Eq. E4-11
Factor de reducción para elementos esbeltos no atiesados (Qs11)	--	1.00	
Área efectiva de la sección basada en el ancho efectivo (Aeff11)	[cm2]	72.26	Eq. E7-2
Factor de reducción para elementos esbeltos atiesados (Qa11)	--	1.00	Eq. E7-16
Factor de reducción completo para elementos esbeltos (Q11)	--	1.00	Sec. E7
Esfuerzo crítico de pandeo torsional o flexo-torsional (Fcr11)	[Ton/cm2]	2.86	Eq. E7-2
Resistencia nominal a pandeo torsional o flexo-torsional (Pn11)	[Ton]	206.42	Eq. E7-1

DISEÑO A FLEXION 

Flexión alrededor del eje mayor, M33

Relación	:	0.28	Referencia	:	Sec. F1
Capacidad	:	31.88 [Ton*m]	Ec. ctrl	:	D20 en 0.00%
Demanda	:	8.97 [Ton*m]			

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
<u>Clasificación de sección</u>			
Clasificación del elemento no atiesado	--	Compacto	
Esbeltez del elemento no atiesado (λ)	--	6.57	
Esbeltez límite para elemento no compacto no atiesado (λ_r)	--	24.08	
Esbeltez límite para elemento compacto no atiesado (λ_p)	--	9.15	
Clasificación del elemento atiesado	--	Compacto	
Esbeltez del elemento atiesado (λ)	--	39.58	
Esbeltez límite para elemento no compacto atiesado (λ_r)	--	137.27	
Esbeltez límite para elemento compacto atiesado (λ_p)	--	90.55	
Resistencia factorada a fluencia (ϕM_n)	[Ton*m]	31.88	Sec. F1
Fluencia (Mn)	[Ton*m]	35.43	Eq. F2-1
Resistencia a flexión requerida de segundo orden (Mr)	[Ton*m]	8.97	
Resistencia factorada a pandeo lateral-torsional (ϕM_n)	[Ton*m]	31.88	Sec. F1
Longitud no arriostrada límite para de fluencia (Lp)	[m]	1.66	Eq. F2-5
Radio de giro efectivo utilizado en la determinación de Lr (rts)	[cm]	4.63	Eq. F2-7
Factor lateral-torsional (c)	--	1.00	Eq. F2-8a
Longitud no arriostrada límite para pandeo lateral-torsional inelástico (Lr)	[m]	4.96	Eq. F2-6
Factor de modificación para el pandeo lateral-torsional (Cb)	--	2.19	Eq. F1-1
Pandeo lateral-torsional (Mn)	[Ton*m]	35.43	Eq. F2-2

Flexión alrededor del eje menor, M22

Relación	:	0.09	Referencia	:	Sec. F1
Capacidad	:	6.27 [Ton*m]	Ec. ctrl	:	D2 en 100.00%
Demanda	:	0.56 [Ton*m]			

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
<u>Clasificación de sección</u>			

Clasificación del elemento no atiesado	--	Compacto	
Esbeltez del elemento no atiesado (λ)	--	6.57	
Esbeltez límite para elemento no compacto no atiesado (λ_r)	--	24.08	
Esbeltez límite para elemento compacto no atiesado (λ_p)	--	9.15	
Clasificación del elemento atiesado	--	Compacto	
Esbeltez del elemento atiesado (λ)	--	39.58	
Esbeltez límite para elemento no compacto atiesado (λ_r)	--	137.27	
Esbeltez límite para elemento compacto atiesado (λ_p)	--	90.55	
<u>Resistencia factorada a fluencia</u> (ϕM_n)	[Ton*m]	6.27	Sec. F1
Fluencia (Mn)	[Ton*m]	6.97	Eq. F6-1
Resistencia a flexión requerida de segundo orden (Mr)	[Ton*m]	0.56	

DISEÑO A CORTE



Corte en el eje mayor 33

Relación	:	0.00		
Capacidad	:	85.36 [Ton]		
Demanda	:	-0.34 [Ton]	Ec. ctrl	: D2 en 0.00%

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
<u>Capacidad factorada a corte</u> (ϕV_n)	[Ton]	85.36	
Esbeltez del alma (λ_w)	--	6.57	Sec. G2
Área de corte (A_w)	[cm ²]	44.97	
Coefficiente de pandeo a corte del alma (k_v)	--	1.20	Sec. G7
Coefficiente de pandeo a corte del alma (C_v)	--	1.00	Eq. G2-3
Capacidad nominal a corte (V_n)	[Ton]	94.85	Eq. G2-1

Corte en el eje menor 22

Relación	:	0.09		
Capacidad	:	59.47 [Ton]	Referencia	: Sec. G2.1(a)
Demanda	:	-5.25 [Ton]	Ec. ctrl	: D20 en 0.00%

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
<u>Capacidad factorada a corte</u> (ϕV_n)	[Ton]	59.47	Sec. G2.1(a)

Esbeltez del alma (λ_w)	--	39.58	Sec. G2
Área de corte (A_w)	[cm ²]	28.19	
Coefficiente de pandeo a corte del alma (C_v)	--	1.00	Sec. G2.1(a)
Capacidad nominal a corte (V_n)	[Ton]	59.47	Eq. G2-1

DISEÑO A ACCIONES COMBINADAS 

Flexión y compresión axial combinadas

Relación	:	0.90		
Ec. ctrl	:	D20 en 0.00%	Referencia	: Eq. H1-1a

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
<u>Interacción de flexión y fuerza axial</u>	--	0.90	Eq. H1-1a
Resistencia de flexión requerida alrededor del eje fuerte (Mr33)	[Ton*m]	8.97	
Resistencia de flexión disponible alrededor del eje fuerte (Mc33)	[Ton*m]	31.88	Sec. F1
Resistencia de flexión requerida alrededor del eje débil (Mr22)	[Ton*m]	-0.14	
Resistencia de flexión disponible alrededor del eje débil (Mc22)	[Ton*m]	6.27	Sec. F1
Resistencia de compresión axial requerida (Pr)	[Ton]	84.21	
Resistencia de compresión axial disponible (Pc)	[Ton]	133.14	Sec. E1

Flexión y tensión axial combinadas

Relación	:	0.30		
Ec. ctrl	:	D20 en 0.00%	Referencia	: Eq. H1-1b

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
Resistencia de flexión requerida alrededor del eje fuerte (Mr33)	[Ton*m]	8.97	
Resistencia de flexión disponible alrededor del eje fuerte (Mc33)	[Ton*m]	31.88	Sec. F1
Resistencia de flexión requerida alrededor del eje débil (Mr22)	[Ton*m]	-0.14	
Resistencia de flexión disponible alrededor del eje débil (Mc22)	[Ton*m]	6.27	Sec. F1
Resistencia de tensión axial requerida (Pr)	[Ton]	0.00	
Resistencia de tensión axial disponible (Pc)	[Ton]	228.61	Eq. D2-1

Flexión y compresión axial combinadas alrededor de ejes locales

Relación : N/A
Ec. ctrl : --

Referencia :

.....
Tensión y flexión combinadas alrededor de ejes locales

.....
Relación : N/A
Ec. ctrl : --

Referencia :

10.3 ANEXO 3: DISEÑO COLUMNA ARMADA 10X26

Diseño de Acero

Reporte: Extensivo

Miembros: Laminados en caliente

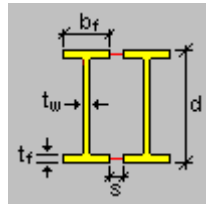
Norma de diseño: AISC 360-2005 LRFD

.....
Miembro : 442 (C1 CE)
Estatus de diseño : Bien

Información de la sección

Nombre de la sección: 2W 10x26 (US)

Dimensiones
.....



bf	=	14.700	[cm]	Ancho
d	=	26.200	[cm]	Profundidad
s	=	0.000	[cm]	Separación
tf	=	1.120	[cm]	Espesor ala
tw	=	0.660	[cm]	Espesor alma

Propiedades

Propiedades de la sección

	Unidad	Eje mayor	Eje menor
Área bruta de la sección. (Ag)	[cm ²]	98.962	
Momento de inercia (eje local) (I)	[cm ⁴]	12098.148	6533.257
Momento de inercia (eje principal) (I')	[cm ⁴]	12098.148	6533.257
Constante de diseño para la flexión (eje principal) (J')	[cm]	-10.261	0.000
Radio de giro (eje local) (r)	[cm]	11.057	8.125
Radio de giro (eje principal) (r')	[cm]	11.057	8.125
Constante de torsión de Saint-Venant. (J)	[cm ⁴]	32.344	
Coefficiente de alabeo de la sección. (Cw)	[cm ⁶]	1.81E+06	
Distancia del centro de gravedad al centro de corte (eje principal) (xo,yo)	[cm]	0.000	10.261
Módulo de sección elástico superior de la sección (eje local) (Ssup)	[cm ³]	923.523	444.439
Módulo de sección elástico inferior de la sección (eje local) (Sinf)	[cm ³]	923.523	444.439
Módulo de sección elástico superior de la sección (eje principal) (S'sup)	[cm ³]	923.523	444.439
Módulo de sección elástico inferior de la sección (eje principal) (S'inf)	[cm ³]	923.523	444.439
Módulo de sección plástico (eje local) (Z)	[cm ³]	1033.406	727.368
Módulo de sección plástico (eje principal) (Z')	[cm ³]	1033.406	727.368
Radio de giro polar. (ro)	[cm]	17.134	
Area para corte (Aw)	[cm ²]	65.856	33.106
Constante de torsión. (C)	[cm ³]	28.878	

Material : A572 Gr50

Propiedades	Unidad	Valor
Tensión de fluencia (Fy):	[Ton/cm ²]	3.52
Tensión de rotura (Fu):	[Ton/cm ²]	4.57
Módulo de elasticidad (E):	[Ton/cm ²]	2038.89
Módulo de corte del acero (G):	[Ton/cm ²]	809.08

CRITERIOS DE DISEÑO

Descripción	Unidad	Valor
Longitud para relación de esbeltez en tensión (L)	[m]	2.65

Distancia entre puntos de arriostre lateral del miembro

Longitud (Lb) [m]	
Superior	Inferior
2.65	2.65

Longitud no arriostrada lateralmente

Eje mayor(L33)	Longitud [m]		Eje torsional(Lt)	Factor de Longitud efectiva		
	Eje menor(L22)			Eje mayor(K33)	Eje menor(K22)	Eje torsional(Kt)
2.65	2.65	2.65	2.65	1.51	1.59	1.0

Suposiciones adicionales

Restricción continua lateral torsional	No
Acción de campo de tracción	No
Restricción continua flexural torsional	No
Tipo de valor del factor de longitud efectiva	Ninguno
Tipo de marco eje mayor	Desp. lat. permitido
Tipo de marco eje menor	Desp. lat. permitido

VERIFICACIONES DE DISEÑO

DISEÑO A TENSION AXIAL



Tensión axial

Relación	:	0.00	Referencia	:	Eq. D2-1
Capacidad	:	313.09 [Ton]	Ec. ctrl	:	D1 en 0.00%
Demanda	:	0.00 [Ton]			

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
------------------------	--------	-------	------------

Capacidad factorada a tensión (ϕP_n)	[Ton]	313.09	Eq. D2-1
Resistencia a tensión requerida de segundo orden (Pr)	[Ton]	0.00	
Capacidad nominal a tensión (Pn)	[Ton]	347.88	Eq. D2-1

DISEÑO A COMPRESION AXIAL



Compresión en el eje mayor 33

Relación	:	0.52		
Capacidad	:	283.37 [Ton]	Referencia	: Sec. E1
Demanda	:	146.22 [Ton]	Ec. ctrl	: D2 en 0.00%

Resultados Intermedios

Clasificación de sección

	Unidad	Valor	Referencia
Clasificación del elemento no atiesado	--	No esbelto	
Esbeltez del elemento no atiesado (λ)	--	6.56	
Esbeltez límite del elemento no atiesado (λ_r)	--	13.49	
Clasificación del elemento atiesado	--	Esbelto	
Esbeltez del elemento atiesado (λ)	--	38.00	
Esbeltez límite del elemento atiesado (λ_r)	--	33.72	

Resistencia factorada a pandeo por flexión (ϕP_{n33})

	Unidad	Valor	Referencia
Resistencia a compresión requerida de segundo orden (Pr)	[Ton]	283.37	Sec. E1
Factor de longitud efectiva (K33)	--	1.51	
Longitud no arriostrada (L33)	[m]	2.65	
Esbeltez efectiva ((KL/r)33)	--	36.26	Eq. E3-4
Esfuerzo crítico de pandeo elástico (F _{e33})	[Ton/cm ²]	15.31	Eq. E3-4
Factor de reducción para elementos esbeltos no atiesados (Q _{s33})	--	1.00	
Área efectiva de la sección basada en el ancho efectivo (A _{eff33})	[cm ²]	98.57	Eq. E7-2
Factor de reducción para elementos esbeltos atiesados (Q _{a33})	--	1.00	Eq. E7-16
Factor de reducción completo para elementos esbeltos (Q ₃₃)	--	1.00	Sec. E7
Esfuerzo crítico para pandeo por flexión (F _{cr33})	[Ton/cm ²]	3.18	Eq. E7-2
Resistencia nominal a pandeo por flexión (P _{n33})	[Ton]	314.86	Eq. E7-1

Compresión en el eje menor 22

Relación	:	0.59		
Capacidad	:	248.03 [Ton]	Referencia	: Sec. E4
Demanda	:	146.22 [Ton]	Ec. ctrl	: D2 en 0.00%

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
<u>Clasificación de sección</u>			
Clasificación del elemento no atiesado	--	No esbelto	
Esbeltez del elemento no atiesado (λ)	--	6.56	
Esbeltez límite del elemento no atiesado (λ_r)	--	13.49	
Clasificación del elemento atiesado	--	Esbelto	
Esbeltez del elemento atiesado (λ)	--	38.00	
Esbeltez límite del elemento atiesado (λ_r)	--	33.72	
<u>Resistencia factorada a pandeo por flexión</u> (ϕP_n22)	[Ton]	257.12	Sec. E1
Resistencia a compresión requerida de segundo orden (Pr)	[Ton]	146.22	
Factor de longitud efectiva (K22)	--	1.59	
Longitud no arriostrada (L22)	[m]	2.65	
Esbeltez efectiva ((KL/r)22)	--	51.90	Eq. E3-4
Esfuerzo crítico de pandeo elástico (F _{e22})	[Ton/cm2]	7.47	Eq. E3-4
Factor de reducción para elementos esbeltos no atiesados (Q _{s22})	--	1.00	
Área efectiva de la sección basada en el ancho efectivo (A _{eff22})	[cm2]	98.96	Eq. E7-2
Factor de reducción para elementos esbeltos atiesados (Q _{a22})	--	1.00	Eq. E7-16
Factor de reducción completo para elementos esbeltos (Q22)	--	1.00	Sec. E7
Esfuerzo crítico para pandeo por flexión (F _{cr22})	[Ton/cm2]	2.89	Eq. E7-2
Resistencia nominal a pandeo por flexión (P _{n22})	[Ton]	285.69	Eq. E7-1
<u>Resistencia factorada a pandeo torsional o flexo-torsional</u> (ϕP_n11)	[Ton]	248.03	Sec. E4
Factor de longitud efectiva (K11)	--	1.00	
Longitud no arriostrada (L11)	[m]	2.65	
Constante por flexión (H)	--	0.64	Eq. E4-7
Esfuerzo elástico de pandeo torsional o flexo-torsional (F _{e11})	[Ton/cm2]	6.32	Eq. E4-5
Esfuerzo elástico de pandeo torsional (F _{e2})	[Ton/cm2]	18.71	Eq. E4-11
Factor de reducción para elementos esbeltos no atiesados (Q _{s11})	--	1.00	
Área efectiva de la sección basada en el ancho efectivo (A _{eff11})	[cm2]	98.96	Eq. E7-2
Factor de reducción para elementos esbeltos atiesados (Q _{a11})	--	1.00	Eq. E7-16
Factor de reducción completo para elementos esbeltos (Q11)	--	1.00	Sec. E7
Esfuerzo crítico de pandeo torsional o flexo-torsional (F _{cr11})	[Ton/cm2]	2.78	Eq. E7-2
Resistencia nominal a pandeo torsional o flexo-torsional (P _{n11})	[Ton]	275.59	Eq. E7-1

DISEÑO A FLEXION



Flexión alrededor del eje mayor, M33

Relación	:	0.26	
Capacidad	:	29.22 [Ton*m]	Referencia : Sec. F1

Demanda : -7.73 [Ton*m] Ec. ctrl : D23 en 0.00%

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
<u>Clasificación de sección</u>			
Clasificación del elemento no atiesado	--	Compacto	
Esbeltez del elemento no atiesado (λ)	--	6.56	
Esbeltez límite para elemento no compacto no atiesado (λ_r)	--	24.08	
Esbeltez límite para elemento compacto no atiesado (λ_p)	--	9.15	
Clasificación del elemento atiesado	--	Compacto	
Esbeltez del elemento atiesado (λ)	--	38.00	
Esbeltez límite para elemento no compacto atiesado (λ_r)	--	137.27	
Esbeltez límite para elemento compacto atiesado (λ_p)	--	58.28	
<u>Resistencia factorada a fluencia</u> (ϕM_n)	[Ton*m]	29.22	Sec. F1
Fluencia (Mn)	[Ton*m]	32.46	Eq. F12-2
Resistencia a flexión requerida de segundo orden (Mr)	[Ton*m]	-7.73	
<u>Resistencia factorada a pandeo lateral-torsional</u> (ϕM_n)	[Ton*m]	268.35	Sec. F1
Factor de modificación para el pandeo lateral-torsional (Cb)	--	2.20	Eq. F1-1
Pandeo lateral-torsional (Mn)	[Ton*m]	298.17	

Flexión alrededor del eje menor, M22

Relación : 0.16
 Capacidad : 14.06 [Ton*m] Referencia : Sec. F1
 Demanda : 2.30 [Ton*m] Ec. ctrl : D14 en 0.00%

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
<u>Clasificación de sección</u>			
Clasificación del elemento no atiesado	--	Compacto	
Esbeltez del elemento no atiesado (λ)	--	6.56	
Esbeltez límite para elemento no compacto no atiesado (λ_r)	--	24.08	
Esbeltez límite para elemento compacto no atiesado (λ_p)	--	9.15	
Clasificación del elemento atiesado	--	Compacto	
Esbeltez del elemento atiesado (λ)	--	38.00	
Esbeltez límite para elemento no compacto atiesado (λ_r)	--	137.27	
Esbeltez límite para elemento compacto atiesado (λ_p)	--	58.28	
<u>Resistencia factorada a fluencia</u> (ϕM_n)	[Ton*m]	14.06	Sec. F1

Fluencia (Mn)	[Ton*m]	15.62	Eq. F12-2
Resistencia a flexión requerida de segundo orden (Mr)	[Ton*m]	2.30	

DISEÑO A CORTE 

Corte en el eje mayor 33

Relación	:	0.01		
Capacidad	:	125.01 [Ton]		
Demanda	:	-1.46 [Ton]	Ec. ctrl	: D25 en 0.00%

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
Capacidad factorada a corte(ϕV_n)	[Ton]	125.01	
Esbeltez del alma (λ_w)	--	6.56	
Área de corte (A_w)	[cm ²]	65.86	
Coefficiente de pandeo a corte del alma (k_v)	--	1.20	Sec. G7
Coefficiente de pandeo a corte del alma (C_v)	--	1.00	Eq. G2-3
Capacidad nominal a corte (V_n)	[Ton]	138.90	Eq. G2-1

Corte en el eje menor 22

Relación	:	0.07		
Capacidad	:	62.84 [Ton]		
Demanda	:	4.48 [Ton]	Ec. ctrl	: D23 en 0.00%

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
Capacidad factorada a corte(ϕV_n)	[Ton]	62.84	
Esbeltez del alma (λ_w)	--	38.00	
Área de corte (A_w)	[cm ²]	33.11	
Coefficiente de pandeo a corte del alma (k_v)	--	5.00	Sec. G2.1(b)
Coefficiente de pandeo a corte del alma (C_v)	--	1.00	Eq. G2-3
Capacidad nominal a corte (V_n)	[Ton]	69.83	Eq. G2-1

DISEÑO A ACCIONES COMBINADAS 

Flexión y compresión axial combinadas

Relación : 0.80
 Ec. ctrl : D2 en 100.00% Referencia : Eq. H1-1a

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
Interacción de flexión y fuerza axial			
Resistencia de flexión requerida alrededor del eje fuerte (Mr33)	[Ton*m]	2.27	Eq. H1-1a
Resistencia de flexión disponible alrededor del eje fuerte (Mc33)	[Ton*m]	29.22	Sec. F1
Resistencia de flexión requerida alrededor del eje débil (Mr22)	[Ton*m]	2.20	
Resistencia de flexión disponible alrededor del eje débil (Mc22)	[Ton*m]	14.06	Sec. F1
Resistencia de compresión axial requerida (Pr)	[Ton]	145.93	
Resistencia de compresión axial disponible (Pc)	[Ton]	248.03	Sec. E4

Flexión y tensión axial combinadas

Relación : 0.30
 Ec. ctrl : D23 en 0.00% Referencia : Eq. H1-1b

Resultados Intermedios	Unidad	Valor	Referencia
Resistencia de flexión requerida alrededor del eje fuerte (Mr33)	[Ton*m]	-7.73	
Resistencia de flexión disponible alrededor del eje fuerte (Mc33)	[Ton*m]	29.22	Sec. F1
Resistencia de flexión requerida alrededor del eje débil (Mr22)	[Ton*m]	0.55	
Resistencia de flexión disponible alrededor del eje débil (Mc22)	[Ton*m]	14.06	Sec. F1
Resistencia de tensión axial requerida (Pr)	[Ton]	0.00	
Resistencia de tensión axial disponible (Pc)	[Ton]	313.09	Eq. D2-1

Flexión y compresión axial combinadas alrededor de ejes locales

Relación : N/A
 Ec. ctrl : -- Referencia :

Tensión y flexión combinadas alrededor de ejes locales

Relación : N/A
 Ec. ctrl : -- Referencia :

10.4 ANEXO 4: DISEÑO UNIÓN VIGA-ALA DE COLUMNA

Conexiones Metálicas

Reporte detallado

Nombre de la conexión : FP_BCF_1PL_7B1
ID de la conexión : 2
Norma de diseño : AISC 360-05 LRFD

Familia : Alas con placas (FP)
 Tipo : Viga - Ala de columna (BCF)

CARGAS

Miembros	Carga	Tipo	V2 [Ton]	V3 [Ton]	M33 [Ton*m]	M22 [Ton*m]	Axial [Ton]
Columna	2 - CM	Diseño	-1.47	--	--	--	-47.73
	2 - LI	Diseño	-0.82	--	--	--	-17.65
	2 - WX11	Diseño	1.58	--	--	--	5.93
	2 - WX21	Diseño	-1.77	--	--	--	-5.41
	2 - WZ11	Diseño	-0.04	--	--	--	1.45
	2 - WZ21	Diseño	-0.05	--	--	--	-0.16
	2 - WX12	Diseño	1.72	--	--	--	6.24
	2 - WX22	Diseño	-1.69	--	--	--	-5.30
	2 - WZ12	Diseño	-0.02	--	--	--	1.22
	2 - WZ22	Diseño	-0.03	--	--	--	-0.40
	2 - D1	Diseño	-2.06	--	--	--	-66.82
	2 - D2	Diseño	-3.08	--	--	--	-85.54
	2 - D3	Diseño	-0.50	--	--	--	-52.22
	2 - D4	Diseño	-3.19	--	--	--	-61.97
2 - D5	Diseño	-1.80	--	--	--	-56.08	
2 - D6	Diseño	-1.81	--	--	--	-57.44	
2 - D7	Diseño	-0.39	--	--	--	-51.93	

	2 - D8	Diseño	-3.12	--	--	--	-61.86
	2 - D9	Diseño	-1.78	--	--	--	-56.26
	2 - D10	Diseño	-1.79	--	--	--	-57.63
	2 - D11	Diseño	0.61	--	--	--	-47.80
	2 - D12	Diseño	-4.42	--	--	--	-66.08
	2 - D13	Diseño	-1.83	--	--	--	-55.03
	2 - D14	Diseño	-1.85	--	--	--	-57.59
	2 - D15	Diseño	0.83	--	--	--	-47.26
	2 - D16	Diseño	-4.31	--	--	--	-65.87
	2 - D17	Diseño	-1.79	--	--	--	-55.38
	2 - D18	Diseño	-1.81	--	--	--	-57.94
	2 - D19	Diseño	-0.20	--	--	--	-65.25
	2 - D20	Diseño	-5.25	--	--	--	-84.00
	2 - D21	Diseño	-2.65	--	--	--	-72.67
	2 - D22	Diseño	-2.66	--	--	--	-75.28
	2 - D23	Diseño	0.02	--	--	--	-64.69
	2 - D24	Diseño	-5.13	--	--	--	-83.78
	2 - D25	Diseño	-2.61	--	--	--	-73.01
	2 - D26	Diseño	-2.63	--	--	--	-75.64
	2 - D27	Diseño	1.05	--	--	--	-33.63
	2 - D28	Diseño	-3.98	--	--	--	-51.58
	2 - D29	Diseño	-1.39	--	--	--	-40.73
	2 - D30	Diseño	-1.40	--	--	--	-43.25
	2 - D31	Diseño	1.27	--	--	--	-33.11
	2 - D32	Diseño	-3.86	--	--	--	-51.38
	2 - D33	Diseño	-1.35	--	--	--	-41.08
	2 - D34	Diseño	-1.37	--	--	--	-43.61
Viga derecha	2 - CM	Diseño	--	--	-5.90	--	0.43
	2 - LI	Diseño	--	--	-3.14	--	0.02
	2 - WX11	Diseño	--	--	2.38	--	0.01
	2 - WX21	Diseño	--	--	-2.75	--	0.35
	2 - WZ11	Diseño	--	--	0.00	--	0.76
	2 - WZ21	Diseño	--	--	-0.03	--	0.75
	2 - WX12	Diseño	--	--	2.63	--	-0.37
	2 - WX22	Diseño	--	--	-2.64	--	-0.01
	2 - WZ12	Diseño	--	--	0.01	--	0.41
	2 - WZ22	Diseño	--	--	-0.01	--	0.40
	2 - D1	Diseño	--	--	-8.26	--	0.60
	2 - D2	Diseño	--	--	-12.09	--	0.54
	2 - D3	Diseño	--	--	-5.04	--	0.51
	2 - D4	Diseño	--	--	-9.45	--	0.80
	2 - D5	Diseño	--	--	-7.08	--	1.12
	2 - D6	Diseño	--	--	-7.10	--	1.11
	2 - D7	Diseño	--	--	-4.82	--	0.21
	2 - D8	Diseño	--	--	-9.35	--	0.52
	2 - D9	Diseño	--	--	-7.07	--	0.84

2 - D10	Diseño	--	--	-7.09	--	0.83
2 - D11	Diseño	--	--	-3.25	--	0.51
2 - D12	Diseño	--	--	-11.51	--	1.05
2 - D13	Diseño	--	--	-7.08	--	1.65
2 - D14	Diseño	--	--	-7.12	--	1.64
2 - D15	Diseño	--	--	-2.85	--	-0.06
2 - D16	Diseño	--	--	-11.34	--	0.52
2 - D17	Diseño	--	--	-7.06	--	1.12
2 - D18	Diseño	--	--	-7.10	--	1.12
2 - D19	Diseño	--	--	-6.29	--	0.53
2 - D20	Diseño	--	--	-14.75	--	1.07
2 - D21	Diseño	--	--	-10.21	--	1.67
2 - D22	Diseño	--	--	-10.25	--	1.66
2 - D23	Diseño	--	--	-5.88	--	-0.05
2 - D24	Diseño	--	--	-14.57	--	0.54
2 - D25	Diseño	--	--	-10.19	--	1.14
2 - D26	Diseño	--	--	-10.23	--	1.14
2 - D27	Diseño	--	--	-1.55	--	0.39
2 - D28	Diseño	--	--	-9.67	--	0.91
2 - D29	Diseño	--	--	-5.32	--	1.52
2 - D30	Diseño	--	--	-5.35	--	1.51
2 - D31	Diseño	--	--	-1.16	--	-0.18
2 - D32	Diseño	--	--	-9.49	--	0.39
2 - D33	Diseño	--	--	-5.29	--	1.00
2 - D34	Diseño	--	--	-5.33	--	0.99

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.	Referencias
<u>Placa (lado de la viga)</u>						
Separación vertical entre pernos	[cm]	7.00	5.08	23.16	✓	Sec. J3.3, Sec. J3.5
Separación horizontal entre pernos	[cm]	7.00	5.08	23.16	✓	Sec. J3.3, Sec. J3.5
<u>Datos de la placa superior</u>						
Distancia vertical al borde	[cm]	7.00	2.54	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	4.50	2.54	--	✓	Tables J3.4, J3.5
<u>Datos de la placa inferior</u>						
Distancia vertical al borde	[cm]	7.00	2.54	--	✓	Tables J3.4,

						J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	4.50	2.54	--	✓	Tables J3.4, J3.5
<u>Placa (lado del soporte)</u>						
Tamaño de soldadura placa superior - ala columna	[1/16in]	8	3	--	✓	table J2.4
Tamaño de soldadura placa inferior - ala columna	[1/16in]	8	3	--	✓	table J2.4
<u>Viga</u>						
Distancia vertical al borde	[cm]	4.00	2.54	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	4.74	2.54	--	✓	Tables J3.4, J3.5
<u>Soporte</u>						
Espesor	[cm]	1.31	0.97	--	✓	p. 9-5
<u>Rigidizadores transversales</u>						
Ancho	[cm]	8.50	4.94	--	✓	Sec. J10.8
Espesor	[cm]	1.27	0.64	--	✓	Sec. J10.8
Tamaño de soldadura	[1/16in]	5	5	--	✓	DG 13 Eq. 4.3-6

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC ctrl	Relación	Referencias
<u>Momento - Alas con placas</u>						
Resistencia a compresión (Placa superior)	[Ton]	64.29	8.34	2 - WX12	0.13	Eq. J4-6
Tensión en fluencia de la placa superior	[Ton]	64.29	46.26	2 - D20	0.72	Eq. J4-1
Tensión en fluencia de la placa inferior	[Ton]	64.29	7.97	2 - WX12	0.12	Eq. J4-1
Resistencia a compresión (Placa inferior)	[Ton]	64.29	45.19	2 - D20	0.70	Eq. J4-6
Corte en los pernos (Placa superior)	[Ton]	72.18	49.67	2 - D20	0.69	Tables (7-1..14)
Aplastamiento de pernos (Placa superior)	[Ton]	199.01	46.26	2 - D20	0.23	Eq. J3-6
Bloque de corte en la placa superior	[Ton]	140.93	46.26	2 - D20	0.33	Eq. J4-5
Tensión en rotura de la placa superior	[Ton]	50.30	46.26	2 - D20	0.92	Eq. J4-2
Corte en los pernos (Placa inferior)	[Ton]	72.18	48.60	2 - D20	0.67	Tables (7-1..14)
Tensión en rotura de la placa inferior	[Ton]	50.30	7.97	2 - WX12	0.16	Eq. J4-2

Bloque de corte en la placa inferior	[Ton]	140.93	7.97	2 - WX12	0.06		Eq. J4-5
Aplastamiento de pernos (Placa inferior)	[Ton]	199.01	45.19	2 - D20	0.23		Eq. J3-6
<u>Placa (lado del soporte)</u>							
Soldadura de la placa superior a la columna	[Ton]	95.46	49.67	2 - D20	0.52		Eq. J2-4
Soldadura de la placa inferior a la columna	[Ton]	95.46	48.60	2 - D20	0.51		Eq. J2-4
<u>Viga</u>							
Resistencia a flexión de la viga	[Ton*m]	16.44	14.75	2 - D20	0.90		Sec. F13.1
Aplastamiento de pernos en el ala	[Ton]	144.57	49.67	2 - D20	0.34		Eq. J3-6
Bloque de corte en la viga	[Ton]	111.36	49.67	2 - D20	0.45		Eq. J4-5
<u>Soporte</u>							
Corte de panel en el alma	[Ton]	53.53	41.02	2 - D20	0.77		Sec. J10-6, Eq. J10-9
Flexión local de alas superior	[Ton]	81.73	46.26	2 - D20	0.57		Eq. J10-1
Flexión local de alas inferior	[Ton]	81.73	7.97	2 - WX12	0.10		Eq. J10-1
Fluencia local del alma	[Ton]	90.61	46.26	2 - D20	0.51		Eq. J10-2
<u>Rigidizadores transversales</u>							
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	47.89	12.43	2 - D20	0.26		Eq. D2-1
Resistencia a compresión	[Ton]	44.96	16.55	2 - D20	0.37		Eq. J4-6
Resistencia de la soldadura al ala	[Ton]	36.32	16.55	2 - D20	0.46		Eq. J2-4
Resistencia de la soldadura al alma	[Ton]	65.95	16.55	2 - D20	0.25		Eq. J2-4
Relación de resistencia crítica		0.92					

10.5 ANEXO 5: DISEÑO UNIÓN VIGA-ALMA DE COLUMNA

Conexiones Metálicas

Reporte detallado

Nombre de la conexión : SP_BCF_1/4PL_2B3/4

ID de la conexión : 1
 Norma de diseño : AISC 360-05 LRFD

Familia : Placa simple (SP)
 Tipo : Viga - Ala de columna (BCF)

CARGAS

Miembros	Carga	Tipo	V2 [Ton]	V3 [Ton]	M33 [Ton*m]	M22 [Ton*m]	Axial [Ton]
Viga	1 - CM	Diseño	4.89	--	--	--	0.43
	1 - LI	Diseño	2.47	--	--	--	0.02
	1 - WX11	Diseño	-0.82	--	--	--	0.01
	1 - WX21	Diseño	0.95	--	--	--	0.35
	1 - WZ11	Diseño	0.00	--	--	--	0.76
	1 - WZ21	Diseño	0.01	--	--	--	0.75
	1 - WX12	Diseño	-0.91	--	--	--	-0.37
	1 - WX22	Diseño	0.91	--	--	--	-0.01
	1 - WZ12	Diseño	0.00	--	--	--	0.41
	1 - WZ22	Diseño	0.00	--	--	--	0.40
	1 - D1	Diseño	6.85	--	--	--	0.60
	1 - D2	Diseño	9.81	--	--	--	0.54
	1 - D3	Diseño	5.16	--	--	--	0.51
	1 - D4	Diseño	6.68	--	--	--	0.80
	1 - D5	Diseño	5.87	--	--	--	1.12
	1 - D6	Diseño	5.88	--	--	--	1.11
	1 - D7	Diseño	5.09	--	--	--	0.21
	1 - D8	Diseño	6.65	--	--	--	0.52
	1 - D9	Diseño	5.86	--	--	--	0.84
	1 - D10	Diseño	5.87	--	--	--	0.83
	1 - D11	Diseño	4.55	--	--	--	0.51
	1 - D12	Diseño	7.39	--	--	--	1.05
	1 - D13	Diseño	5.87	--	--	--	1.65
	1 - D14	Diseño	5.88	--	--	--	1.64
	1 - D15	Diseño	4.41	--	--	--	-0.06
	1 - D16	Diseño	7.33	--	--	--	0.52
	1 - D17	Diseño	5.86	--	--	--	1.12
	1 - D18	Diseño	5.88	--	--	--	1.12
	1 - D19	Diseño	6.98	--	--	--	0.53
	1 - D20	Diseño	9.89	--	--	--	1.07
	1 - D21	Diseño	8.33	--	--	--	1.67
	1 - D22	Diseño	8.34	--	--	--	1.66

Columna	1 - D23	Diseño	6.84	--	--	--	-0.05
	1 - D24	Diseño	9.83	--	--	--	0.54
	1 - D25	Diseño	8.32	--	--	--	1.14
	1 - D26	Diseño	8.34	--	--	--	1.14
	1 - D27	Diseño	3.10	--	--	--	0.39
	1 - D28	Diseño	5.90	--	--	--	0.91
	1 - D29	Diseño	4.40	--	--	--	1.52
	1 - D30	Diseño	4.41	--	--	--	1.51
	1 - D31	Diseño	2.97	--	--	--	-0.18
	1 - D32	Diseño	5.84	--	--	--	0.39
	1 - D33	Diseño	4.39	--	--	--	1.00
	1 - D34	Diseño	4.41	--	--	--	0.99
	1 - CM	Diseño	--	--	-2.84	--	-47.73
	1 - LI	Diseño	--	--	-1.59	--	-17.65
	1 - WX11	Diseño	--	--	0.28	--	5.93
	1 - WX21	Diseño	--	--	-0.27	--	-5.41
	1 - WZ11	Diseño	--	--	-0.05	--	1.45
	1 - WZ21	Diseño	--	--	-0.05	--	-0.16
	1 - WX12	Diseño	--	--	0.28	--	6.24
	1 - WX22	Diseño	--	--	-0.25	--	-5.30
	1 - WZ12	Diseño	--	--	-0.03	--	1.22
	1 - WZ22	Diseño	--	--	-0.03	--	-0.40
	1 - D1	Diseño	--	--	-3.98	--	-66.82
	1 - D2	Diseño	--	--	-5.95	--	-85.54
	1 - D3	Diseño	--	--	-3.20	--	-52.22
	1 - D4	Diseño	--	--	-3.61	--	-61.97
	1 - D5	Diseño	--	--	-3.45	--	-56.08
	1 - D6	Diseño	--	--	-3.45	--	-57.44
	1 - D7	Diseño	--	--	-3.20	--	-51.93
	1 - D8	Diseño	--	--	-3.59	--	-61.86
	1 - D9	Diseño	--	--	-3.43	--	-56.26
	1 - D10	Diseño	--	--	-3.43	--	-57.63
	1 - D11	Diseño	--	--	-3.02	--	-47.80
	1 - D12	Diseño	--	--	-3.78	--	-66.08
1 - D13	Diseño	--	--	-3.48	--	-55.03	
1 - D14	Diseño	--	--	-3.48	--	-57.59	
1 - D15	Diseño	--	--	-3.03	--	-47.26	
1 - D16	Diseño	--	--	-3.76	--	-65.87	
1 - D17	Diseño	--	--	-3.45	--	-55.38	
1 - D18	Diseño	--	--	-3.45	--	-57.94	
1 - D19	Diseño	--	--	-4.62	--	-65.25	
1 - D20	Diseño	--	--	-5.36	--	-84.00	
1 - D21	Diseño	--	--	-5.07	--	-72.67	
1 - D22	Diseño	--	--	-5.07	--	-75.28	
1 - D23	Diseño	--	--	-4.62	--	-64.69	
1 - D24	Diseño	--	--	-5.34	--	-83.78	

1 - D25	Diseño	--	--	-5.04	--	-73.01
1 - D26	Diseño	--	--	-5.04	--	-75.64
1 - D27	Diseño	--	--	-2.16	--	-33.63
1 - D28	Diseño	--	--	-2.94	--	-51.58
1 - D29	Diseño	--	--	-2.63	--	-40.73
1 - D30	Diseño	--	--	-2.63	--	-43.25
1 - D31	Diseño	--	--	-2.17	--	-33.11
1 - D32	Diseño	--	--	-2.91	--	-51.38
1 - D33	Diseño	--	--	-2.60	--	-41.08
1 - D34	Diseño	--	--	-2.60	--	-43.61

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.	Referencias
<u>Placa de corte</u>						
Longitud	[cm]	16.00	13.77	27.53	✓	p. 10-104
Espesor	[cm]	0.64	--	1.11	✓	p. 10-102
Distancia vertical al borde	[cm]	4.00	3.17	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	4.00	3.81	--	✓	p. 10-102
Separación vertical entre pernos	[cm]	8.00	5.08	14.02	✓	Sec. J3.3, Sec. J3.5
Separación horizontal entre pernos	[cm]	12.00	5.08	14.02	✓	Sec. J3.3, Sec. J3.5
<u>Viga</u>						
Distancia vertical al borde	[cm]	11.49	3.17	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	4.00	3.81	--	✓	p. 10-102
<u>Soporte</u>						
Tamaño de soldadura	[1/16in]	3	3	--	✓	p. 10-101

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC ctrl	Relación	Referencias
<u>Placa de corte</u>						

Corte en los pernos	[Ton]	28.87	9.95	1 - D20	0.34		Tables (7-1..14)	
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	31.01	9.89	1 - D20	0.32		Eq. J3-6, p. 7-18	
Corte en fluencia	[Ton]	21.43	9.89	1 - D20	0.46		Eq. J4-3	
Corte a rotura	[Ton]	15.09	9.89	1 - D20	0.66		Eq. J4-4	
Bloque de corte	[Ton]	14.46	9.89	1 - D20	0.68		Eq. J4-5	
Aplastamiento de pernos por axial	[Ton]	31.01	1.67	1 - D21	0.05		Eq. J3-6, p. 7-18	
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	32.14	1.67	1 - D21	0.05		Eq. J4-1	
Rotura por fuerza axial	[Ton]	25.15	1.67	1 - D21	0.07		Eq. J4-2	
Bloque de corte por axial	[Ton]	44.72	1.67	1 - D21	0.04		Eq. J4-5	
<u>Placa (lado del soporte)</u>								
Resistencia de la soldadura	[Ton]	24.02	9.85	1 - D24	0.41		p. 9-5, Tables J8-4 .. J8-11	
Aplastamiento del alma	[Ton]	53.30	0.37	1 - WX12	0.01		Eq. J10-4	
<u>Viga</u>								
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	36.62	9.89	1 - D20	0.27		Eq. J3-6, p. 7-18	
Corte en fluencia	[Ton]	38.18	9.89	1 - D20	0.26		Eq. J4-3	
Corte a rotura	[Ton]	31.89	9.89	1 - D20	0.31		Eq. J4-4	
Aplastamiento de pernos por axial	[Ton]	32.57	1.67	1 - D21	0.05		Eq. J3-6	
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	156.15	1.67	1 - D21	0.01		Eq. D2-1	
Rotura por fuerza axial	[Ton]	132.83	1.67	1 - D21	0.01		Eq. J4-2	
Bloque de corte por axial	[Ton]	41.14	1.67	1 - D21	0.04		Eq. J4-5	
<u>Soporte</u>								
Relación de resistencia crítica		0.68						