



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

**COMPROBACIÓN DE DISEÑO DE PÓRTICO A
GRAVEDAD Y PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO
CON VIGA DE SECCIÓN REDUCIDA DE ACERO,
MEDIANTE CYPE Y ETABS**

Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:

**INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

Autores:

CAROLINA ARTEAGA CÓRDOVA

CARLOS AUGUSTO MORENO TORRES

Director:

FRANCISCO XAVIER FLORES SOLANO

CUENCA, ECUADOR

2022

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mis padres María Eugenia y Teodoro, que siempre me apoyan y están para mí en todo momento. Que con paciencia me han acompañado a lo largo de mi carrera universitaria y siempre me motivan, han sido mi ejemplo y mi guía para hoy cumplir una meta más.

A mis hermanas, abuelos y toda mi familia que me han acompañado y motivado cada día a ser alguien mejor y cumplir con mis objetivos.

Gracias porque sin ustedes no estaría hoy en el lugar en el que estoy.

Carolina

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mi ejemplo a seguir, mi abuelo Jaime Torres León quien me inculcó los valores de trabajo, honestidad y superación. Aunque no este físicamente con nosotros, su ejemplo ha sido el pilar fundamental para la culminación de mi carrera.

A mis padres quienes estuvieron presentes en todo momento, brindándome su apoyo incondicional, educación y sacrificio económico, a toda mi familia que siempre estuvo pendiente de mi desarrollo personal y a mis maestros, quienes impartieron todos sus conocimientos de la mejor manera.

Carlos

AGRADECIMIENTO

Queremos agradecer a nuestras familias, por ser un pilar fundamental a lo largo de nuestra vida, especialmente ahora en esta etapa universitaria.

A todos los profesores y miembros de la Universidad del Azuay que nos han acompañado a lo largo de este camino compartiéndonos sus conocimientos y motivándonos siempre a ser mejores personas y profesionales.

Especialmente al Ing. Francisco Flores quien confió en nosotros y nos apoyó para realizar este trabajo, siempre brindándonos su conocimiento y tiempo, dentro y fuera de las aulas de clase. Por siempre motivarnos a dar un paso más allá en todo lo que hacemos.

Al Ing. Juan Carlos Malo, quien fue nuestro profesor desde el primer día de clases en la universidad y siempre nos ha apoyado en todo hasta el final. Un agradecimiento especial por siempre estar ahí, por el tiempo brindado y por ser un gran educador.

Al Ing. José Vázquez por siempre estar atento, compartir con nosotros sus conocimientos y guiarnos a lo largo de nuestra carrera universitaria como docente y director de escuela.

A todos nuestros compañeros y amigos, con quienes compartimos dentro y fuera de las aulas de clase, por apoyarnos siempre a lo largo de este proceso, en aquellos días buenos y malos.

A todos quienes nos abrieron las puertas y compartieron sus conocimientos con nosotros.

Gracias a todos por su paciencia, dedicación, consejos, confianza, apoyo incondicional y amistad.

Carolina y Carlos

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	ii
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTO	iv
ÍNDICE DE CONTENIDOS	v
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
ÍNDICE DE TABLAS	x
ÍNDICE DE ECUACIONES	xii
RESUMEN	xiv
ABSTRACT	xv
Introducción	1
Antecedentes	1
Objetivos	3
Objetivo general	3
Objetivos específicos	3
CAPÍTULO 1	4
1. GENERALIDADES	4
1.1. Estado del arte	4
1.2. Marco Teórico	5
CAPÍTULO 2	7
2. PÓRTICO A GRAVEDAD - METODOLOGÍA	7
2.1. Cargas	7
2.1.1. Cargas permanentes o cargas muertas	7
2.1.2. Cargas variables o cargas vivas	9
2.2. Combinaciones de cargas	10
2.3. Diseño de miembros	11
2.3.1. Secciones compactas	11
2.3.2. Diseño de miembros en tensión	11
2.3.3. Diseño de miembros en compresión	11
2.3.4. Diseño de miembros en flexión	13
2.3.5. Diseño de miembros en corte	16
2.4. Ingreso de datos en CYPE	16
2.5. Ingreso de datos en ETABS	24
CAPÍTULO 3	33
3. PÓRTICO A GRAVEDAD – ANÁLISIS Y DISCUSIÓN	33

3.1.	Diseño de viga	33
3.1.1.	Cálculos manuales	33
3.1.2.	Resultados CYPE	37
3.1.3.	Resultados ETABS	41
3.1.4.	Comparación de resultados	42
3.2.	Diseño de columna	44
3.2.1.	Cálculos manuales	44
3.2.2.	Resultados CYPE	49
3.2.3.	Resultados ETABS	55
3.2.4.	Comparación de resultados	56
CAPÍTULO 4		60
4.	PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO -METODOLOGÍA	60
4.1.	Cargas	60
4.1.1.	Cargas permanentes o cargas muertas	61
4.1.2.	Cargas variables o cargas vivas	61
4.1.3.	Cargas accidentales o sísmicas	61
4.2.	Combinaciones de cargas	61
4.3.	Filosofía de diseño sismo resistente	63
4.4.	Diseño basado en fuerzas (DBF)	63
4.4.1.	Componentes horizontales: espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones (S_a)	63
4.4.2.	Zonificación sísmica y factor de zona Z	65
4.4.3.	Geología local	67
4.4.4.	Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	68
4.4.5.	Categoría de edificio y coeficiente de importancia I	70
4.4.6.	Límites permisibles de las derivas de piso	70
4.5.	Procedimiento de cálculo del DBF	71
4.5.1.	Pasos del método	71
4.5.2.	Cortante basal de diseño V	71
4.5.3.	Determinación del período de vibración	72
4.5.4.	Factor de reducción de resistencia sísmica R	72
4.5.5.	Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales	73
4.5.6.	Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso ΔM) 74	
4.5.7.	Índice de estabilidad Q_i	75
4.5.8.	Efectos de segundo orden $P-\Delta$	75
4.6.	Diseño de miembros	76

4.6.1.	Secciones sísmicamente compactas	76
4.6.2.	Diseño de miembros para solicitaciones combinadas y torsión	77
4.7.	Diseño de conexión con viga de sección reducida	78
4.7.1.	Factores de resistencia	78
4.7.2.	Máximo momento probable en la articulación plástica	78
4.7.3.	Placa de continuidad para alas de viga	79
4.7.4.	Espesor de la zona panel	81
4.7.5.	Procedimiento de diseño viga de sección reducida	81
4.7.6.	Criterio columna fuerte – viga débil	86
4.8.	Ingreso de datos en CYPE	88
4.9.	Ingreso de datos en ETABS	94
CAPÍTULO 5		97
5.	PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO – ANÁLISIS Y DISCUSIÓN	97
5.1.	Diseño basado en fuerzas (DBF)	97
5.1.1.	Cálculos manuales	97
5.1.2.	Resultados CYPE	102
5.1.3.	Resultados ETABS	107
5.1.4.	Comparación de resultados	109
5.2.	Diseño de columna	111
5.2.1.	Cálculos manuales	111
5.2.2.	Resultados CYPE	118
5.2.3.	Resultados ETABS	124
5.2.4.	Comparación de resultados	127
5.3.	Diseño de viga	129
5.3.1.	Cálculos manuales	129
5.3.2.	Resultados CYPE	136
5.3.3.	Resultados ETABS	143
5.3.4.	Comparación de resultados	145
5.4.	Diseño de conexión con viga de sección reducida	148
5.4.1.	Cálculos manuales	148
5.4.2.	Resultados ETABS	152
5.4.3.	Resultados CYPE	153
5.4.4.	Comparación de resultados	153
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		155
Conclusiones		155
Recomendaciones		156
Bibliografía		157

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Pórtico a gravedad	7
Figura 2.2: Gráfica C_b	14
Figura 2.3: Datos generales CYPE 3D	17
Figura 2.4: Hipótesis adicionales	17
Figura 2.5: Rejilla	18
Figura 2.6: Niveles	18
Figura 2.7: Nueva barra	19
Figura 2.8: Describir nuevo perfil	19
Figura 2.9: Creación nuevo perfil	20
Figura 2.10: Estructura modelada	20
Figura 2.11: Describir disposición	21
Figura 2.12: Vinculaciones exteriores	21
Figura 2.13: Introducir carga sobre barras	22
Figura 2.14: Coeficientes Pandeo	22
Figura 2.15: Coeficientes Pandeo lateral	23
Figura 2.16: Cálculo	23
Figura 2.17: Diagrama de esfuerzos	24
Figura 2.18: Porcentaje de aprovechamiento de resistencia	24
Figura 2.19: Configuraciones iniciales	25
Figura 2.20: Creación de grilla	25
Figura 2.21: Visualizaciones	26
Figura 2.22: Creación de nuevo material	26
Figura 2.23: Creación de nuevo perfil	27
Figura 2.24: Definir tipos de carga	27
Figura 2.25: Modelación de la estructura	28
Figura 2.26: Condiciones de apoyo	28
Figura 2.27: Asignación de cargas	29
Figura 2.28: Combinaciones de carga	29
Figura 2.29: Análisis	29
Figura 2.30: Pestaña display	30
Figura 2.31: Características de diseño	30
Figura 2.32: Pórtico con rangos de capacidad	31
Figura 2.33: Información de chequeo análisis acero	31
Figura 2.34: Overwrites	32
Figura 3.1: Dimensiones del perfil	33
Figura 3.2: Gráfica de momento y cortante máximo CYPE 3D	38
Figura 3.3: Diagrama de momento y cortante máximo ETABS	41
Figura 3.4: Dimensiones del perfil	45
Figura 3.5: Diagrama de momento, cortante y axial CYPE 3D	50
Figura 3.6: Diagrama de momento, cortante y axial ETABS	55
Figura 3.7: Diseño de pórtico a gravedad	59
Figura 4.1: Pórtico resistente a momento	60
Figura 4.2: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	64
Figura 4.3: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z	66
Figura 4.4: Conexión con viga de sección reducida	81

Figura 4.5: Determinación de $M_{pv} *$ para el caso de una columna interior de un pórtico especial a momento	87
Figura 4.6: Datos generales CYPECAD	88
Figura 4.7: Normativa para el cálculo de la acción sísmica	89
Figura 4.8: Líneas de replanteo	89
Figura 4.9: Nuevas plantas	90
Figura 4.10: Nuevo pilar	90
Figura 4.11: Tipo de sección	91
Figura 4.12: Pestañas inferiores	91
Figura 4.13: Sección transversal viga	92
Figura 4.14: Cargas	92
Figura 4.15: Calcular la obra (sin dimensionar cimentación)	93
Figura 4.16: Listados	93
Figura 4.17: Definición de cargas	94
Figura 4.18: Definición de carga sísmica	94
Figura 4.19: Ingreso de masas	95
Figura 4.20: Edición de fuente de masas	95
Figura 4.21: Editar viga de sección reducida	96
Figura 5.1: Pórtico resistente a momento a diseñar	97
Figura 5.2: Espectro de respuesta	99
Figura 5.3: Coeficientes de participación	104
Figura 5.4: Cortante sísmico combinado por planta	106
Figura 5.5: Cortante basal	107
Figura 5.6: Fuerzas sísmicas laterales	108
Figura 5.7: Dimensiones del perfil	111
Figura 5.8: Diagrama de momento, cortante y axial CYPE 3D para la combinación 1,4 D	118
Figura 5.9: Diagrama de momento, cortante y axial CYPE 3D para la combinación 1,2 D + 1,6 L	119
Figura 5.10: Dimensiones del perfil	130
Figura 5.11: Gráfica de momento y cortante máximo CYPE 3D combinación de cargas 1.4 D	137
Figura 5.12: Gráfica de momento y cortante máximo CYPE 3D combinación de cargas 1.2 D + 1.6 L	137
Figura 5.13: Diseño de pórtico a momentos	148

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Pesos unitarios de materiales de construcción	8
Tabla 2.2: Pesos totales de cargas permanentes	9
Tabla 2.3: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas	9
Tabla 2.4: Razones ancho-espesor: elementos en compresión de miembros en flexión	11
Tabla 2.5: Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K .	12
Tabla 3.1: Características del perfil CYPE 3D	38
Tabla 3.2: Comparación resultados viga	43
Tabla 3.3: Comparación cálculo manual - CYPE	43
Tabla 3.4: Comparación cálculo manual - ETABS	44
Tabla 3.5: Comparación ETABS - CYPE	44
Tabla 3.6: Características del perfil CYPE 3D	50
Tabla 3.7: Comparación resultados columna	57
Tabla 3.8: Comparación cálculo manual - CYPE	57
Tabla 3.9: Comparación cálculo manual - ETABS	58
Tabla 3.10: Comparación cálculo ETABS - CYPE	58
Tabla 4.1: Valores de Z	66
Tabla 4.2: Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z	66
Tabla 4.3: Clasificación de los perfiles de suelo	67
Tabla 4.4: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a	68
Tabla 4.5: Tipo de suelo y Factores de sitio F_d	69
Tabla 4.6: Tipo de suelo y Factores de comportamiento inelástico del subsuelo F_s	69
Tabla 4.7: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	70
Tabla 4.8: Valores de derivas de piso máximas, expresadas como fracción de la altura de piso	70
Tabla 4.9: Valores de C_t y α según tipo de estructura	72
Tabla 4.10: Factor de reducción de resistencia sísmica R	73
Tabla 4.11: Determinación de k	74
Tabla 4.12: Máximas relaciones ancho – espesor para elementos a compresión	77
Tabla 4.13: Factor de fluencia probable (R_y)	79
Tabla 5.1: Datos generales	98
Tabla 5.2: Factores y coeficientes	98
Tabla 5.3: Período de vibración	99
Tabla 5.4: Coeficiente sísmico	99
Tabla 5.5: Peso por elementos vigas y columnas	100
Tabla 5.6: Pesos por piso	100
Tabla 5.7: Sumatoria de pesos por piso	100
Tabla 5.8: Cortante basal	100
Tabla 5.9: Fuerzas sísmicas laterales	101
Tabla 5.10: Control de derivas inelásticas máximas	101
Tabla 5.11: Índice de estabilidad Q_i	102
Tabla 5.12: Derivas máximas por planta	106
Tabla 5.13: Derivas máximas por planta	108
Tabla 5.14: Índice de estabilidad Q_i	108
Tabla 5.15: Justificación de acción sísmica	109
Tabla 5.16: Comparación de acción sísmica cálculo manual vs ETABS	109
Tabla 5.17: Comparación de acción sísmica cálculo manual vs CYPECAD	110
Tabla 5.18: Comparación de acción sísmica CYPE vs ETABS	110

Tabla 5.19: Esfuerzos en barras, por combinación CYPE 3D	119
Tabla 5.20: Características del perfil CYPE 3D	120
Tabla 5.21: Comparación resultados columna	128
Tabla 5.22: Comparación cálculo manual - CYPE	128
Tabla 5.23: Comparación cálculo manual - ETABS	129
Tabla 5.24: Comparación cálculo ETABS – CYPE	129
Tabla 5.25: Esfuerzos en barras, por combinación CYPE 3D	138
Tabla 5.26: Características del perfil CYPE 3D	138
Tabla 5.27: Comparación resultados viga	146
Tabla 5.28: Comparación cálculo manual - CYPE	146
Tabla 5.29: Comparación cálculo manual - ETABS	147
Tabla 5.30: Comparación ETABS - CYPE	147
Tabla 5.31: Conexión viga de sección reducida	153

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Combinación 1	10
Ecuación 2. Combinación 2	10
Ecuación 3. Combinación 3	10
Ecuación 4. Combinación 4	10
Ecuación 5. Combinación 5	10
Ecuación 6. Combinación 6	10
Ecuación 7. Combinación 7	10
Ecuación 8. Combinación 1	10
Ecuación 9. Combinación 2	10
Ecuación 10	11
Ecuación 11	12
Ecuación 12	12
Ecuación 13	13
Ecuación 14	13
Ecuación 15	13
Ecuación 16 Coeficiente Cb	13
Ecuación 17	14
Ecuación 18	15
Ecuación 19	15
Ecuación 20	15
Ecuación 21	15
Ecuación 22	15
Ecuación 23	15
Ecuación 24	16
Ecuación 25. Combinación 1	62
Ecuación 26. Combinación 2	62
Ecuación 27. Combinación 3	62
Ecuación 28. Combinación 4	62
Ecuación 29. Combinación 5	62
Ecuación 30. Combinación 6	62
Ecuación 31. Combinación 7	62
Ecuación 32	62
Ecuación 33. Combinación 1	62
Ecuación 34. Combinación 2	62
Ecuación 35. Combinación para chequeo de capacidad	62
Ecuación 36	65
Ecuación 37	65
Ecuación 38	65
Ecuación 39	65
Ecuación 40	65
Ecuación 41	71
Ecuación 42	72
Ecuación 43	73
Ecuación 44	73
Ecuación 45	73
Ecuación 46	74
Ecuación 47	75
Ecuación 48	76

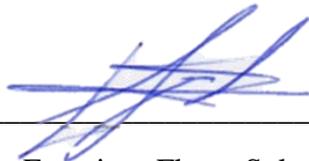
Ecuación 49	77
Ecuación 50	77
Ecuación 51	78
Ecuación 52	78
Ecuación 53	79
Ecuación 54	79
Ecuación 55	80
Ecuación 56	80
Ecuación 57	81
Ecuación 58	81
Ecuación 59	81
Ecuación 60	81
Ecuación 61	82
Ecuación 62	82
Ecuación 63	83
Ecuación 64	83
Ecuación 65	83
Ecuación 66	84
Ecuación 67	84
Ecuación 68	84
Ecuación 69	85
Ecuación 70	85
Ecuación 71	85
Ecuación 72	85
Ecuación 73	86
Ecuación 74	86
Ecuación 75	87
Ecuación 76	94

COMPROBACIÓN DE DISEÑO DE PÓRTICO A GRAVEDAD Y PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO CON VIGA DE SECCIÓN REDUCIDA DE ACERO, MEDIANTE CYPE Y ETABS

RESUMEN

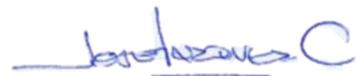
En la actualidad se utilizan distintos softwares de cálculo para realizar los diseños estructurales de diferentes edificaciones. Estos softwares facilitan mucho el diseño al ingeniero y los resultados se obtienen con mayor rapidez que realizando los cálculos por el método tradicional. Es importante tener un conocimiento en diseño estructural y en las normativas vigentes para obtener resultados óptimos y confiables; ya que la falta de conocimiento puede provocar grandes daños. Los programas CYPE y ETABS utilizan diferentes metodologías de diseño. En este trabajo de titulación se realiza una comparación entre los resultados que se obtienen en ambos programas para dos pórticos; uno bajo cargas gravitacionales y otro bajo cargas gravitacionales y sísmicas. Mediante un análisis bidimensional de una estructura, se analizan sus vigas y columnas. Para el pórtico resistente a momentos se aplica una conexión de tipo viga de sección reducida.

Palabras clave: CYPE, diseño sísmico, estructuras metálicas, ETABS, método tradicional, pórtico resistente a momentos, viga de sección reducida.



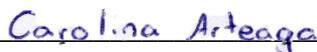
Ing. Francisco Flores Solano

Director del Trabajo de Titulación



Ing. José Vázquez Calero

Director de Escuela



Carolina Arteaga Córdova

Autora



Carlos Augusto Moreno Torres

Autor

DESIGN CHECK OF A GRAVITY FRAME AND SPECIAL MOMENT STEEL FRAME WITH REDUCED BEAM SECTION, USING CYPE AND ETABS

ABSTRACT

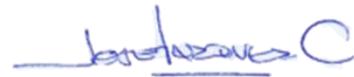
Currently, different calculation software are used to carry out the structural designs of different buildings. These software make the design much easier for the engineer and the results are obtained more quickly than with the traditional calculation method. It is important to have knowledge in structural design and current regulations in order to obtain optimal and reliable results; lack of knowledge can cause great damage. CYPE and ETABS programs use different design methodologies. In this thesis a comparison was made between the results obtained in both programs for two different frames; one under gravitational loads and the other under gravitational and seismic loads. Through a two-dimensional analysis of a structure, its beams and columns were analyzed. For the special moment frame, a reduced beam-section type connection was applied.

Keywords: CYPE, ETABS, reduced beam section, seismic design, special moment frame, steel structures, traditional method.



Ing. Francisco Flores Solano

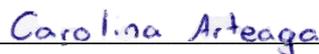
Director of the Degree Project



Ing. José Vázquez Calero

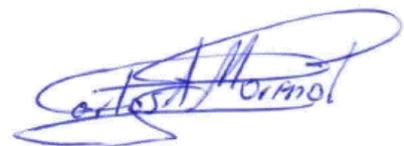
School Director

Translated by:



Carolina Arteaga Córdova

Author



Carlos Augusto Moreno Torres

Author



Introducción

Los avances tecnológicos nos han permitido desarrollar softwares de diseño para simplificar los procesos de cálculo necesarios para el análisis estructural. Estas herramientas han sustituido los cálculos manuales generando un riesgo, ya que muchos usuarios las utilizan sin tomar en cuenta las consideraciones apropiadas. Los programas calculan y comprueban correctamente las estructuras siempre que se ingresen las especificaciones de una manera adecuada.

El Ecuador al estar ubicado dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, posee una alta actividad sísmica acompañada de un sistema de fallas geológicas importantes. Esta es una característica muy significativa del país por lo que se debe tomar en cuenta y analizar detenidamente todas estas consideraciones al momento del diseño. La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) es la encargada de regular los requerimientos y metodologías que se deben seguir para el diseño de diferentes tipos de estructuras. En este caso se utilizarán los capítulos de estructuras de acero (NEC-SE-AC), de cargas no sísmicas (NEC-SE-CG) y peligro sísmico diseño sismo resistente (NEC-SE-DS). A su vez, estas normas se basan en normas extranjeras como el ANSI/ AISC 341-05, ANSI/AISC 341-10, ANSI/AISC 358-05 y FEMA 350.

El propósito de este trabajo de titulación es, realizar un análisis bidimensional comparativo entre los resultados de cálculo realizados por CYPE, ETABS y los cálculos manuales basados en las normas vigentes. Se analizarán dos pórticos, uno bajo cargas gravitacionales y el otro resistente a momentos bajo cargas gravitacionales y sísmicas. Para ambos casos se realizan análisis por elementos (vigas y columnas). Para el pórtico resistente a momentos, se utilizará una conexión de tipo viga de sección reducida, con el objetivo de tener una zona concentrada de fluencia ante la carga sísmica.

Para el manejo óptimo de los softwares se desarrollará una guía explicativa con los pasos a seguir para un modelamiento y comprobación de diseño correctos.

Antecedentes

Ecuador por su localización se encuentra en una zona de gran actividad sísmica y de altas fallas geográficas. De la historia se sabe que se han sufrido una serie de

eventos telúricos que han generado un gran impacto económico y humano. Los terremotos han sido los principales causantes de las mayores afectaciones a la infraestructura física, generando así el más alto número de pérdidas humanas. Ecuador sufrió un último sismo de gran importancia el 16 de abril de 2016, su epicentro se dio frente a las costas de Pedernales, provincia de Manabí con una magnitud de 7,8 Mw (Instituto Geográfico Militar, 2018).

El acero estructural de carbono comenzó a producirse en grandes cantidades en 1870, en 1884 se laminaron por primera vez en Estados Unidos las vigas I de acero y para 1890 este material era el principal metal estructural usado en Estados Unidos. Pues este presenta grandes ventajas por su versatilidad, gran resistencia, poco peso, ductilidad, entre otras (McCormac & Csernak, 2012).

La primera propuesta para el diseño por capacidad se dio en Nueva Zelanda en 1969 para estructuras de hormigón armado. Posteriormente en 1992, otros investigadores desarrollaron un método que en la actualidad se utiliza para distintos tipos de estructuras. Este concepto pretende permitir la formación de un mecanismo de deformación plástica, evitando que se generen fallas frágiles (Crisafulli, 2018).

En Chicago se estableció por primera vez en 1921 el Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC por sus siglas en inglés). Su misión es hacer del acero estructural el material de elección. Este instituto tiene un gran respeto por su larga tradición de servicio a la industria de construcción en acero; brindando información pertinente y fiable a través de códigos, investigación, educación, asistencia técnica, certificación de calidad, normalización y desarrollo de mercado (American Institute of Steel Construction, 2022).

ETABS es un software producto de 40 años de investigación y desarrollo que proporciona una gran cantidad de herramientas para edificaciones y obras civiles. El distintivo de ETABS desde sus inicios hasta la actualidad es que posee gran capacidad y a su vez es fácil de usar. Nos brinda herramientas inigualables para el modelado y visualización de objetos 3D, tiene una alta capacidad analítica lineal y no lineal, opciones de dimensionamiento modernas y cuenta con una amplia gama de materiales, esclarecedores gráficos, informes y diseños esquemáticos que facilitan la comprensión del análisis y de los respectivos resultados (CSI SPAIN).

CYPE es un software creado en España en la década de los 80. Es capaz de realizar el cálculo de esfuerzos, diseño y dimensionamiento de estructuras de hormigón armado y metálicas para edificaciones y obras civiles sometidas a acciones verticales y horizontales. El modelo numérico que utiliza CYPE es el método matricial y elementos finitos (Pardo Soucase & Valiente Ochoa, 2012). El cálculo sísmico se realiza mediante un análisis modal espectral completo que resuelve cada modo como una hipótesis y realiza la expansión modal y la combinación modal para la obtención de esfuerzos (CYPE Ingenieros SA).

Objetivos

Objetivo general

- Comparación y comprobación del diseño a gravedad y sismorresistente de pórticos en CYPE y ETABS.

Objetivos específicos

- Modelar, analizar y comprobar el diseño de dos pórticos en CYPE y ETABS, cumpliendo con las normas vigentes.
- Comparar los resultados obtenidos en los dos softwares con un diseño manual siguiendo las normativas.
- Determinar una guía del uso de los dos softwares de cálculo para el diseño de pórticos en acero estructural.

CAPÍTULO 1

1. GENERALIDADES

1.1. Estado del arte

Según Palma, Gavilanes y Baquerizo, CYPE es un software de fácil manejo y verificación de datos, dentro de sus ventajas presenta la reducción de los tiempos de modelaje y diseño ya que no solo ayuda a diseñar (2012).

Rivas C, Zerna P. y Santos E. (2012) mencionan que CYPE demuestra ser un software que una vez modelada la estructura deja pocas dudas debido a su sencillo manejo y verificación de datos. Permite reducir los tiempos de modelaje y diseño, ya que entrega los planos estructurales y la memoria técnica de la obra en formato convencional, y casi listos para imprimir; lo que al hacer un análisis de costos debido al diseño; le generará un ahorro económico significativo al diseñador estructural.

Según Saravia J. (2013), sobre el uso del programa ETABS para el “Análisis y Diseño con ETABS, su aplicación adecuada y comprobación de resultados, aplicado a Edificios de Concreto Armado”, se enfoca al buen uso y aplicación del mismo, analizó un edificio de 14 niveles, con el objetivo de evitar todos los errores graves que puedan surgir al no conocer con certeza el funcionamiento y uso de los programas , y ayudar a quienes poseen un buen criterio estructural a confiar en el mismo. Menciona que se deben llevar constantes chequeos en hojas de cálculo como Excel, con el objetivo de llevar un control total sobre los programas que se utilicen, en este caso como ETABS. Estos chequeos nos brindan la certeza y confiabilidad de los programas de cálculo.

Según Alves J. (2011), sobre el uso de software ETABS en el “Análisis Dinámico de una Estructura Irregulares Empleando el Programa de Cálculo Estructural ETABS”, se propuso un Análisis Dinámico Espacial, según el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel, de acuerdo a lo establecido en la Norma COVENIN 1756:2001A relativa a Edificaciones Sismorresistente, de una estructura de tipo regular denominada “MR”, a partir de la cual, luego de determinadas modificaciones geométricas y funcionales de su configuración estructural inicial, se diseñaron dos estructuras de tipo irregular, denominadas “MI1” y “MI2”, que posteriormente fueron analizadas del mismo modo,

a fin de dar respuesta a la problemática planteada, determinando el nivel de impacto que generan dichas irregularidades en la respuesta dinámica de la estructura.

En el diseño sísmico de un edificio de 5 pisos con el uso de CYPECAD y ETABS en Villa María del Triunfo – Lima 2019, sus autores Febres K. y Ñahuis R. (2019) verificaron la fiabilidad de los datos del software CYPECAD, comparándolo con un software muy reconocido como lo es ETABS. Concluyeron que ETABS trabaja con un espectro inelástico y CYPECAD con espectro elástico, por lo que se debe multiplicar la carga espectral en ETABS por la aceleración de la gravedad. Por otro lado, para la fuerza cortante sobre la base, se obtienen resultados similares, con una diferencia causada por el método de cálculo usado por cada programa.

Adicionalmente, Malasree, *et al.* (2019), afirman que CYPECAD requiere de un menor tiempo para el análisis y diseño de diferentes proyectos. También mencionan que tanto CYPECAD como ETABS son capaces de determinar la seguridad de un diseño y modificar los elementos estructurales individualmente. Las derivas máximas de piso y los desplazamientos se logran en ambos programas. CYPECAD tiene la capacidad de generar los planos y detalles automáticamente, mientras que en ETABS, estos se deben realizar por separado.

1.2. Marco Teórico

Pórticos resistentes a momento

La conexión entre vigas y columnas se genera con conexiones rígidas. Se forman nudos plásticos en las vigas para tener una fuente de ductilidad y las columnas deben permanecer elásticas, excepto en la base del pórtico. La resistencia a cargas sísmicas laterales se da por flexión y cortante en vigas y columnas. Para asegurar que se generen nudos plásticos en las vigas se reducen las secciones de patín, reduciendo así de forma controlada la resistencia a flexión en esa zona (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016).

Viga de sección reducida (VSR)

Se genera una reducción en la sección transversal en una longitud específica para forzar una potencial zona inelástica en la viga (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Cortante basal de diseño

Fuerza total generada por la acción sísmica de diseño, aplicada en la base de la estructura (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Cortante de piso

Sumatoria de las fuerzas laterales de todos los niveles sobre el piso en estudio (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Deriva de piso

Desplazamiento lateral relativo por nivel, generado por la influencia de una fuerza horizontal, con respecto al siguiente nivel, tomado en dos puntos en el mismo eje vertical de la estructura. Su método de cálculo es restar el desplazamiento del extremo inferior del desplazamiento del extremo superior del nivel (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Estructura

Grupo de elementos estructurales conectados entre sí para resistir cargas verticales y horizontales (sísmicas y otras). Se pueden clasificar en: estructuras de edificación y de otros tipos como puentes, tanques, etc. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Método de diseño por capacidad

Método de diseño para asegurar la disipación energética bajo el efecto de deformaciones importantes de ciertos elementos estructurales. Los demás elementos se los estudia y diseña de forma apropiada de manera que sean capaces de resistir las sollicitaciones más desfavorables y asegurar la disipación de energía (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

CAPÍTULO 2

2. PÓRTICO A GRAVEDAD - METODOLOGÍA

El pórtico a analizarse se conforma por dos columnas de 3 m de altura y una viga de 6 m de longitud como se muestra en la figura 2.1. En este caso se verificarán las capacidades de los elementos por separado.

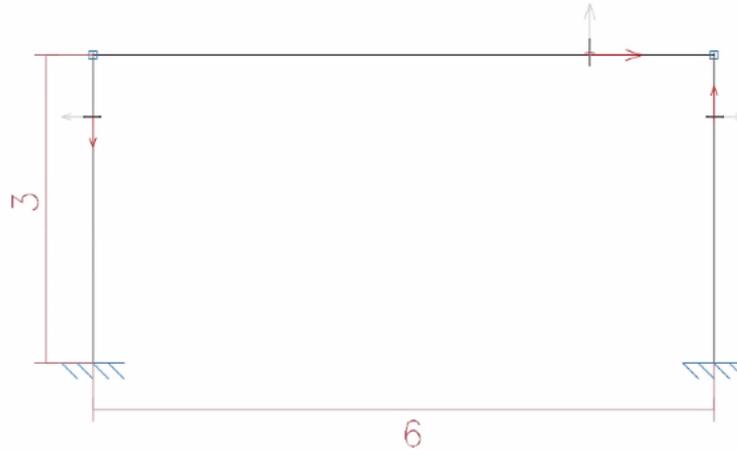


Figura 2.1: Pórtico a gravedad

Fuente: Autores

2.1. Cargas

Las cargas aplicadas al pórtico se dividen en dos categorías: cargas variables (vivas) y cargas permanentes (muertas).

2.1.1. Cargas permanentes o cargas muertas

Compuestas por los pesos de los elementos que conforman la estructura y sus acabados como son: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Para el presente análisis se tomarán los pesos de las paredes (incluyen empastado y enlucido), losa alivianada, pisos de baldosa cerámica, cielorraso, contrapiso e instalaciones eléctricas y sanitarias.

En la tabla 2.1 se presentan los valores de los pesos unitarios de materiales de construcción según la NEC-SE-CG.

Tabla 2.1: Pesos unitarios de materiales de construcción

Material	Peso Unitario
B. Piedras artificiales	kN/m³
Baldosa cerámica	18
Hormigón simple	22
Hormigón armado	24
Ladrillo cerámico prensado (0 a 10% de huecos)	19
Ladrillo cerámico perforado (20 a 30% de huecos)	14
Ladrillo cerámico hueco (40 a 50% de huecos)	10
Ladrillo artesanal	16
Bloque hueco de hormigón	12
Bloque hueco de hormigón alivianado	8.5
C. Materiales granulares	kN/m³
Arena seca	14.5
Arena húmeda	16
Arena de pómez seca	7
Ripio seco	16
Ripio húmedo	20
Grava (canto rodado)	16
Gravilla seca	15.5
Gravilla húmeda	20
D. Morteros	kN/m³
Cemento compuesto y arena 1:3 a 1:5	20
Cemento compuesto cal y arena	18
Cal y arena	16
Yeso	10
E. Metales	kN/m³
Acero	78.5
Elementos secundarios	
G. Contrapisos y recubrimientos	kN/m²
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.2
Contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm, de espesor	0.16
H. Cielorrasos y Cubiertas	kN/m²
De yeso sobre listones de madera (incluidos los listones)	0.2
De mortero de cemento compuesto de cal y arena	0.55
Plancha ondulada de fibrocemento: de 8 mm de espesor	0.2
de 6 mm de espesor	0.15
Teja de barro cocido sin mortero	0.5
Teja plana con mortero de cemento	0.85
Teja de hormigón con mortero	1.15

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

En la tabla 2.2 se presentan los pesos unitarios asumidos para el presente análisis.

Tabla 2.2: Pesos totales de cargas permanentes

Descripción	Peso Unitario	
Losa alivianada con novalosa (espesor 5 cm)	1.89	KN/m ₂
Paredes	1.34	KN/m ₂
Contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm, de espesor	0.16	KN/m ₂
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.20	KN/m ₂
Instalaciones eléctricas y sanitarias	0.10	KN/m ₂
Cielorraso de yeso sobre listones de madera (incluidos los listones)	0.2	KN/m ₂
TOTAL	3.90	KN/m₂

Fuente: Elaboración propia

Al realizar el análisis en dos dimensiones, se deben ingresar las cargas como lineales, por lo que asumimos un área tributaria de 3 m de ancho por 6 m de longitud, dando como resultado una carga lineal distribuida a lo largo de la viga de 11,77 kN/m.

2.1.2. Cargas variables o cargas vivas

También conocidas como sobrecargas de uso, varían según la ocupación que se le asignará a la estructura y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles y temporales, mercadería en transición, y otras (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción se puede encontrar una lista con las ocupaciones o los usos, en este caso tomaremos el valor para edificaciones de residenciales viviendas.

En la tabla 2.3 se observa el valor de la carga uniformemente distribuida tomada de la NEC-SE-CG.

Tabla 2.3: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)
Residencias	
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

De la misma forma que la carga permanente, al realizar el análisis en dos dimensiones, se deben ingresar las cargas como lineales, por lo que asumimos un área

tributaria de 3 m de ancho por 6 m de longitud, dando como resultado una carga lineal distribuida a lo largo de la viga de 6 kN/m.

2.2. Combinaciones de cargas

Símbolos y notación

D	Carga permanente
L	Sobrecarga (carga viva)
E	Carga de sismo
L_r	Sobrecarga cubierta (carga viva)
S	Carga de granizo
W	Carga de viento

Combinaciones básicas

Para el diseño de estructuras se debe tomar en cuenta las distintas combinaciones y asegurarse que la resistencia de diseño sea igual o mayor a los efectos generados por estas combinaciones.

$1,4 D$	<i>Ecuación 1. Combinación 1</i>
$1,2 D + 1,6 L + 0,5 \max [L_r; S; R]$	<i>Ecuación 2. Combinación 2</i>
$1,2 D + 1,6 \max [L_r; S; R] + \max [L; 0,5W]$	<i>Ecuación 3. Combinación 3</i>
$1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 \max [L_r; S; R]$	<i>Ecuación 4. Combinación 4</i>
$1,2 D + 1,0 E + L + 0,2 S$	<i>Ecuación 5. Combinación 5</i>
$0,9 D + 1,0 W$	<i>Ecuación 6. Combinación 6</i>
$0,9 D + 1,0 E$	<i>Ecuación 7. Combinación 7</i>

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

En el presente diseño solo se cuenta con cargas permanentes y vivas, por lo que las combinaciones de carga a utilizarse son las siguientes.

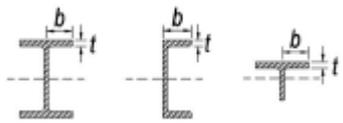
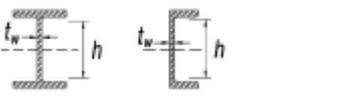
$1,4 D$	<i>Ecuación 8. Combinación 1</i>
$1,2 D + 1,6 L$	<i>Ecuación 9. Combinación 2</i>

2.3. Diseño de miembros

2.3.1. Secciones compactas

Los miembros deben tener alas continuamente conectadas al alma y las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión no deben exceder las relaciones máximas ancho-espesor, λ_p , de la tabla 2.4 presentada a continuación.

Tabla 2.4: Razones ancho-espesor: elementos en compresión de miembros en flexión

Razones ancho-espesor: elementos en compresión de miembros en flexión						
	Caso	Descripción del elemento	Razón ancho-espesor	Razón ancho-espesor límite		Ejemplos
				λ_p (compacta - no compacta)	λ_r (esbelto - no esbelto)	
Elementos No-Atesados	10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t _w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

2.3.2. Diseño de miembros en tensión

En el capítulo D del AISC 360-16 establece que la resistencia de diseño en tracción debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a estados límites de fluencia calculado en la sección bruta (American Institute of Steel Construction, 2016).

$$P_n = F_y A_g \quad \text{Ecuación 10}$$

$$\phi_1 = 0,90$$

2.3.3. Diseño de miembros en compresión

En el capítulo E del AISC 360-16 establece que la resistencia nominal a compresión, P_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites que aplican pandeo por flexión, torsional y flexotorsional (American Institute of Steel Construction, 2016).

$$\phi_c = 0,90$$

Longitud efectiva

$$L_c = KL$$

Ecuación 11

Donde:

L = longitud no arriostrada lateralmente del miembro, mm.

El factor de longitud efectiva, K, se determina en base a la Tabla 2.5.

Tabla 2.5: Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K.

Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo						
	<ul style="list-style-type: none"> Rotación y traslación impedidas Rotación libre y traslación impedida Rotación impedida y traslación libre Rotación y traslación libres 					

Fuente: Tomado de McCormac & Csernak, 2013

Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

La resistencia nominal a la compresión se determina en base al estado límite de pandeo por flexión siguiendo las siguientes fórmulas.

$$P_n = F_{cr}A_g$$

Ecuación 12

La tensión de pandeo por flexión, se determina como sigue:

$$\text{a) Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_Y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_Y}{F_e} \right] F_Y \quad \text{Ecuación 13}$$

$$\text{b) Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_Y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad \text{Ecuación 14}$$

Donde:

r = radio de giro, (mm).

F_e = tensión de pandeo elástico determinada según la ecuación 15, (MPa).

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad \text{Ecuación 15}$$

2.3.4. Diseño de miembros en flexión

Para los diseños a gravedad se ocupa un $\phi_b = 0,90$.

Cálculo factor de modificación por pandeo lateral-torsional

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad \text{Ecuación 16 Coeficiente } C_b$$

Donde:

M_{max} = valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado, (N-mm).

M_A = valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado, (N-mm).

M_B = valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado, (N-mm).

M_C = valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado, (N-mm).

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

Conservadoramente se puede asumir siempre el valor de $C_b = 1$, pero en este caso se pasa por alto la posibilidad de generar ahorros considerables de peso de acero para algunas situaciones. A continuación, se presenta en la figura 2.2 como la capacidad de momento obtenida al multiplicar M_n por C_b puede no ser mayor que el M_n plástico de la zona 1, que es M_p y es igual a $F_y Z$.

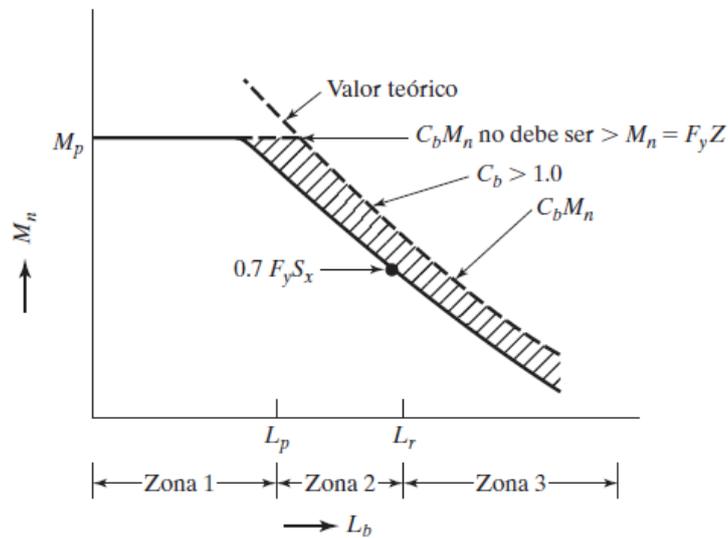


Figura 2.2: Gráfica C_b

Fuente: Tomado de McCormac & Csernak, 2013

Miembros compactos de sección H de simetría doble y canales flectadas en torno a su eje mayor

En el capítulo F del AISC 360-16 establece que la resistencia nominal a flexión, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia y pandeo lateral-torsional (American Institute of Steel Construction, 2016).

Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad \text{Ecuación 17}$$

Donde:

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, (MPa).

Z_x = módulo de sección plástico en torno al eje x, (mm^3).

Pandeo Lateral-Torsional

a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica

b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{Ecuación 18}$$

c) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad \text{Ecuación 19}$$

Donde:

L_b = longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamientos laterales de compresión de ala o arriostrado contra giro de la sección, (mm).

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad \text{Ecuación 20}$$

Donde:

E = módulo de elasticidad del acero, (Mpa).

J = constante torsional, (mm⁴).

S_x = módulo de sección elástico en torno al eje x, (mm³).

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación 21}$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E} \right)^2}} \quad \text{Ecuación 22}$$

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad \text{Ecuación 23}$$

Para secciones con simetría doble: c = 1

2.3.5. Diseño de miembros en corte

En el capítulo G del AISC 360-16 establece la resistencia nominal de corte, V_n , de almas no atiesadas o atiesadas de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte, se determina según la ecuación 24.

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v \quad \text{Ecuación 24}$$

Para almas de miembros laminados de sección H con $\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\phi_c = 1,00 \quad \text{y} \quad C_v = 1,0$$

Donde:

A_w = área del alma, la altura total multiplicada por el espesor del alma, dt_w , mm^2 .

Atiesadores transversales

No se requieren atiesadores transversales si $\frac{h}{t_w} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$.

2.4. Ingreso de datos en CYPE

El software CYPE cuenta con varios entornos para el análisis de estructuras, para este pórtico utilizaremos CYPE 3D. Al momento de ingresar al programa se presenta una pantalla de datos generales (Figura 2.3). En esta pestaña se deben ingresar las normativas mediante las cuales se desea que el programa realice el análisis. El tipo de materiales y las características de los mismos, ya sean de acero como de hormigón.

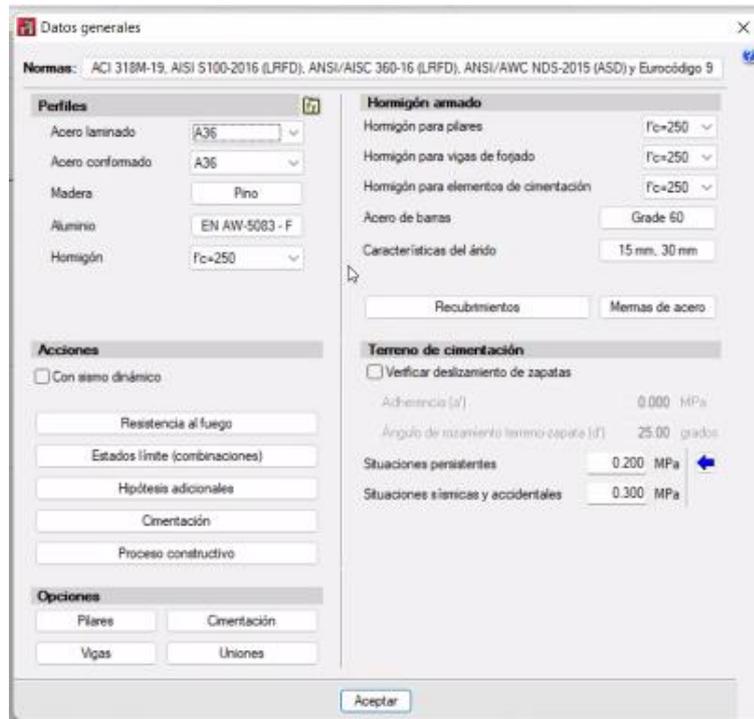


Figura 2.3: Datos generales CYPE 3D

Fuente: Autores

Se deben agregar las cargas que en el programa se mencionan como hipótesis dentro de la pestaña de hipótesis adicionales (Figura 2.4), ya que en base a estas se generarán las combinaciones de carga.

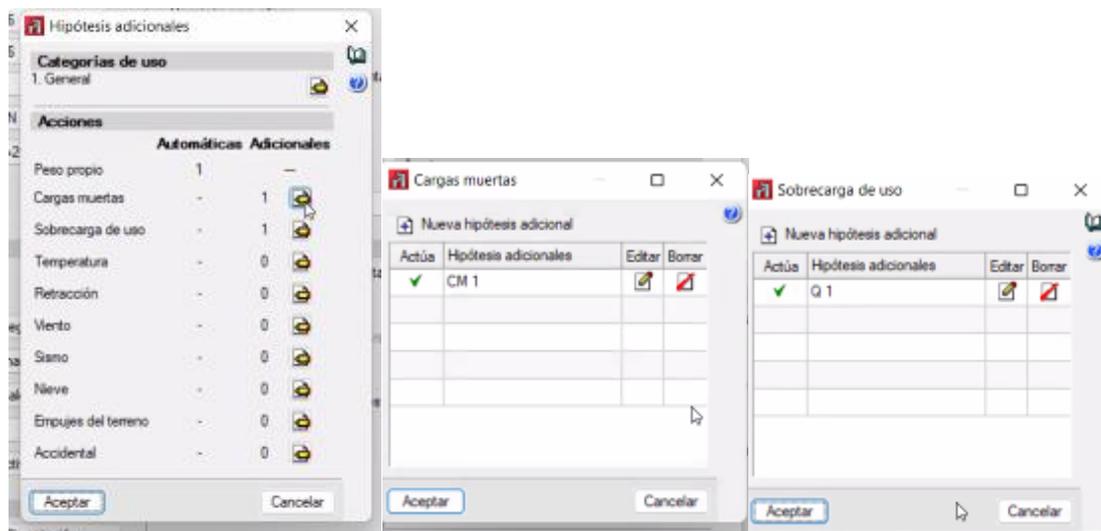


Figura 2.4: Hipótesis adicionales

Fuente: Autores

Dentro de la pestaña planos se selecciona la opción de rejilla en donde se ingresan las coordenadas de las líneas de replanteo para comenzar a modelar la estructura (Figura 2.5).

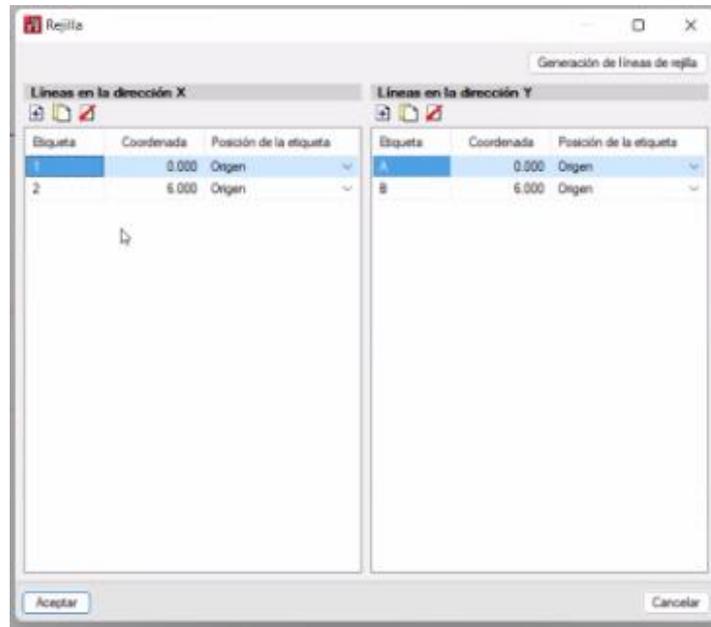


Figura 2.5: Rejilla

Fuente: Autores

Dentro de la pestaña planos se selecciona la opción Niveles y se ingresan las cotas de altura de cada planta (Figura 2.6).

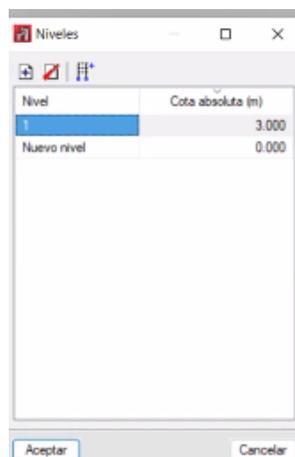


Figura 2.6: Niveles

Fuente: Autores

En la pestaña de Barra se selecciona la opción Nueva y se procede a crear las secciones transversales de los elementos (Figura 2.7).

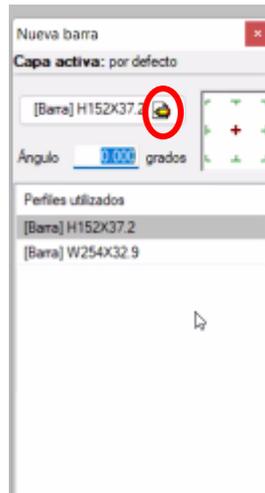


Figura 2.7: Nueva barra

Fuente: Autores

Se pueden seleccionar perfiles predeterminados o se puede crear nuevos perfiles seleccionando nuevo en serie de perfiles (Figura 2.8).

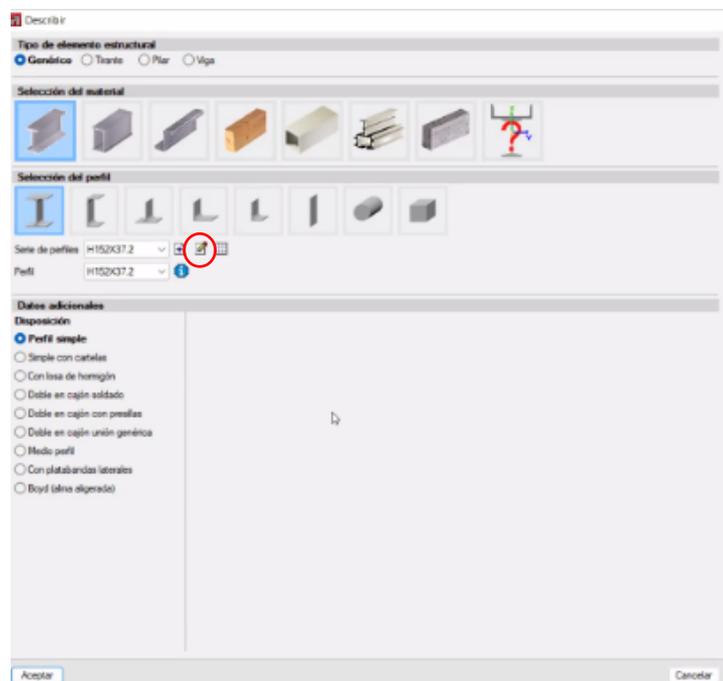


Figura 2.8: Describir nuevo perfil

Fuente: Autores

Para generar un nuevo perfil se abre una pestaña (Figura 2.9) donde se ingresarán las dimensiones y se debe verificar las propiedades.

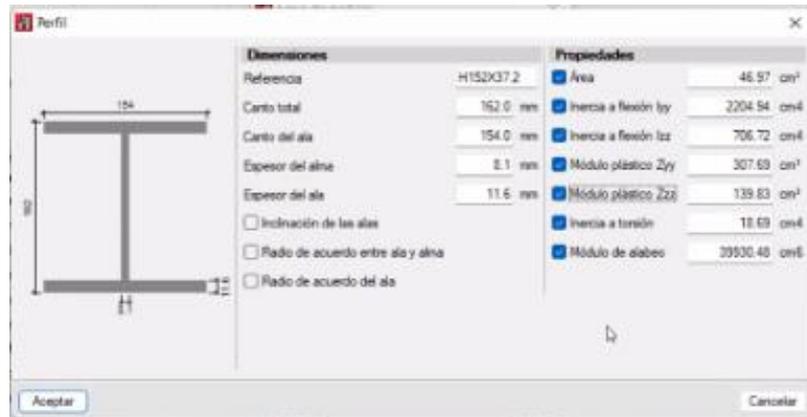


Figura 2.9: Creación nuevo perfil

Fuente: Autores

Se procede a modelar la estructura con los perfiles que se crearon (Figura 2.10).

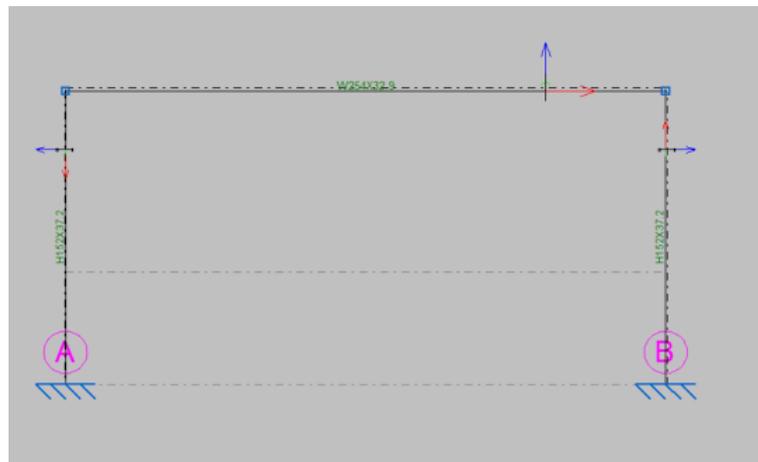


Figura 2.10: Estructura modelada

Fuente: Autores

En caso de ser necesario se puede rotar las barras para colocarlas en el sentido deseado (Figura 2.11). Esto se puede hacer en la opción describir disposición en la pestaña barra.

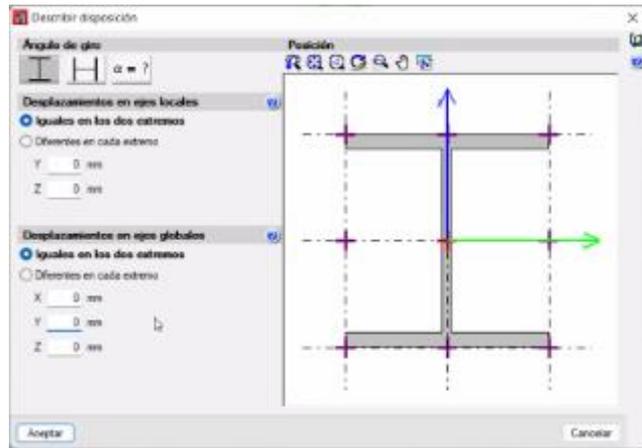


Figura 2.11: Describir disposición

Fuente: Autores

En la pestaña de nudos se selecciona la opción de vinculación exterior y se marcan los nudos a los que se desea asignar vinculaciones (Figura 2.12).

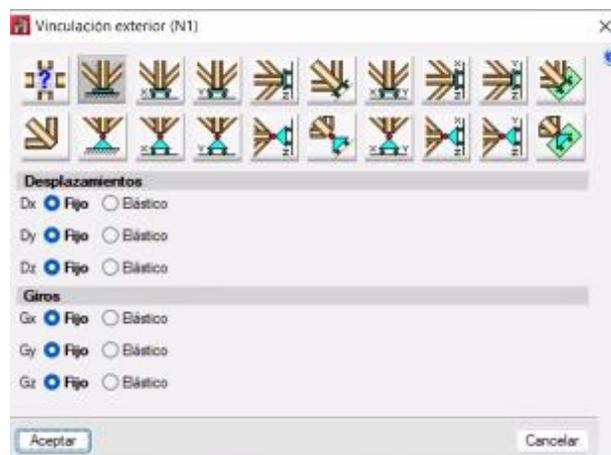


Figura 2.12: Vinculaciones exteriores

Fuente: Autores

En la pestaña carga se selecciona la opción de introducir cargas sobre barras y se elige la barra a la que se le desea aplicar la carga. Se escoge la hipótesis, el tipo de carga, su dirección y se le asigna un valor (Figura 2.13).



Figura 2.13: Introducir carga sobre barras

Fuente: Autores

En la pestaña Barra se selecciona Pandeo y a continuación se marcan las barras. En este punto se puede modificar el coeficiente de pandeo (k) que en el programa lo llaman β (Figura 2.14).

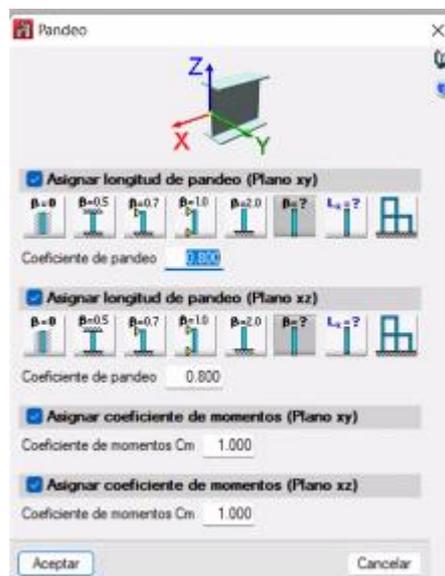


Figura 2.14: Coeficientes Pandeo

Fuente: Autores

En la pestaña de barra, se selecciona la opción de pandeo lateral y se selecciona de igual forma una barra. En este punto se deben verificar los coeficientes de pandeo lateral y el factor de modificación para el momento crítico C_b (Figura 2.15).



Figura 2.15: Coeficientes Pandeo lateral

Fuente: Autores

En la pestaña Cálculo se selecciona la opción de cálculo y se procede a comprobar las barras sin dimensionar los perfiles (Figura 2.16).

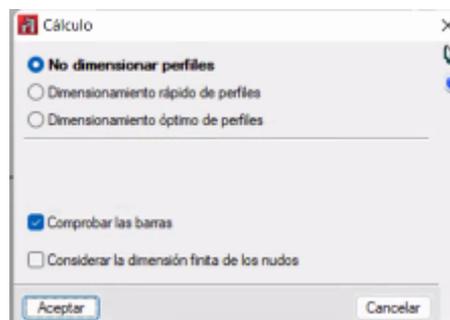


Figura 2.16: Cálculo

Fuente: Autores

Una vez calculada la estructura, en la pestaña de cálculo se puede seleccionar la opción de esfuerzos y se presentarán los diferentes diagramas de axial, cortante, momento, la deformada o las flechas según se seleccione de acuerdo a las cargas o combinaciones asignadas (Figura 2.17).

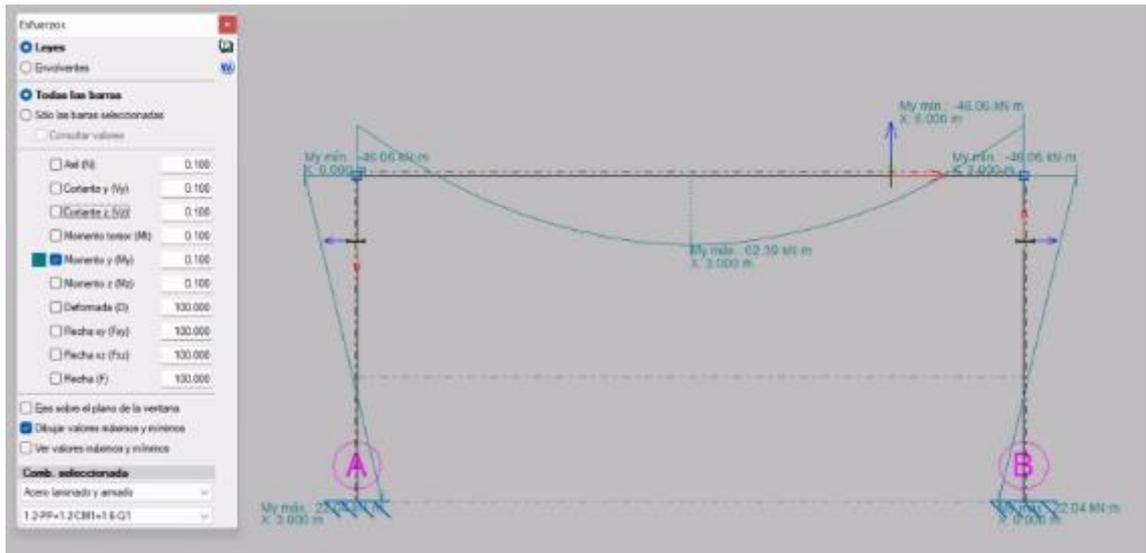


Figura 2.17: Diagrama de esfuerzos

Fuente: Autores

En la pestaña cálculo dentro de la opción comprobar elementos se puede obtener el porcentaje de aprovechamiento de resistencia de las barras (Figura 2.18).

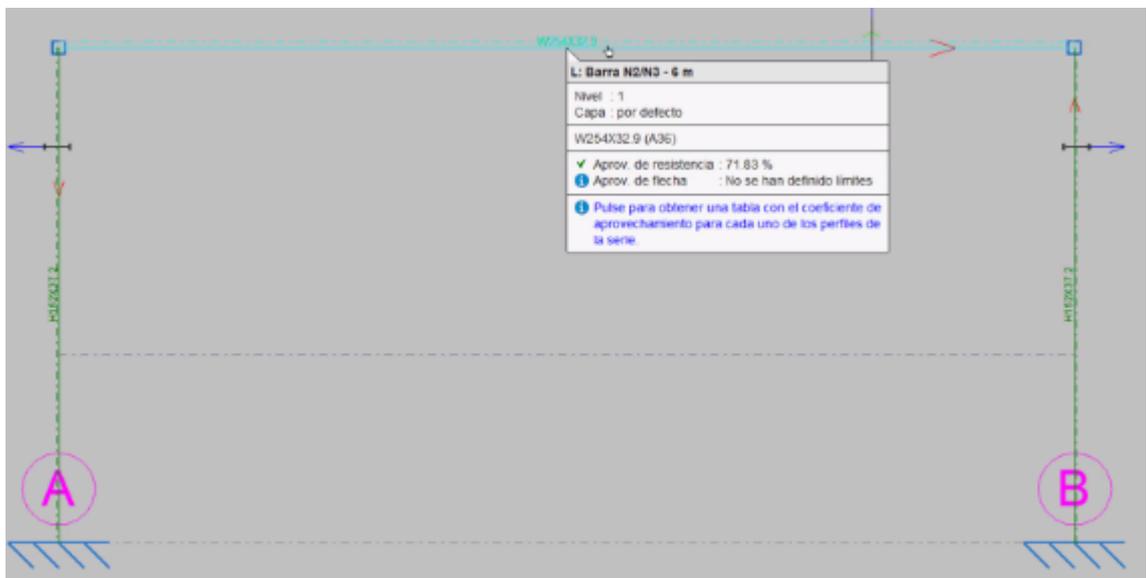


Figura 2.18: Porcentaje de aprovechamiento de resistencia

Fuente: Autores

2.5. Ingreso de datos en ETABS

Para comenzar con un nuevo proyecto en ETABS nos aparecerá la siguiente pantalla (Figura 2.19) donde, se definen las unidades en las que se va a trabajar el modelo, aunque estas si podrán ser modificadas posteriormente en caso de ser

necesario. Se seleccionan las normas bajo las cuales se desea que el programa realice los análisis necesarios.

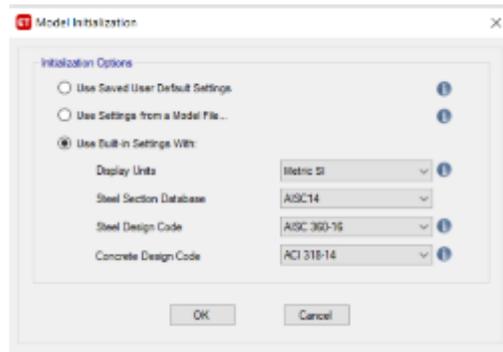


Figura 2.19: Configuraciones iniciales

Fuente: Autores

Para modelar una estructura es necesario crear una grilla, donde se definen las líneas de replanteo para trabajar. El pórtico a modelarse es regular por lo que se ingresan los espaciamientos por defecto como se ve en la Figura 2.20. En caso de tener una estructura con espaciamientos irregulares se debería seleccionar la opción de *Custom Grid Spacing* y editar la grilla según corresponda.

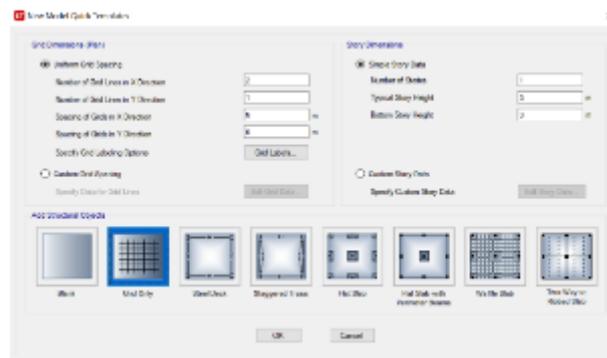


Figura 2.20: Creación de grilla

Fuente: Autores

Al terminar con estos pasos se presentarán dos pantallas (Figura 2.21) con visualizaciones de la grilla en elevación y en 3D, estas podrán ser modificadas según se necesite para ver la estructura en planta o en otros ejes.

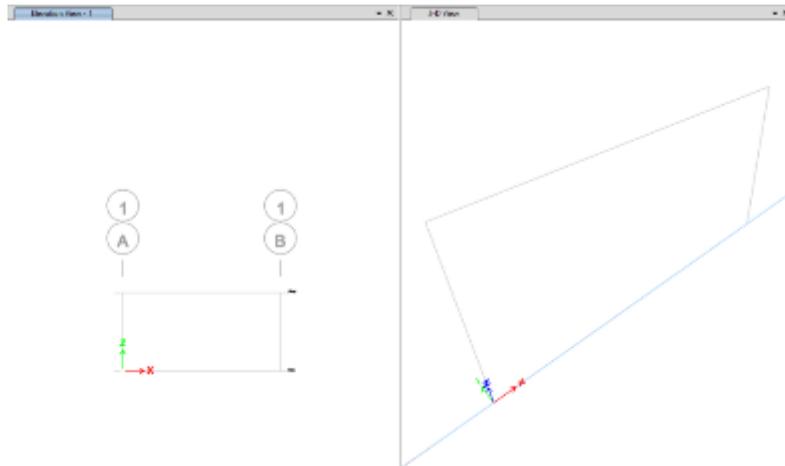


Figura 2.21: Visualizaciones

Fuente: Autores

Se deben definir los materiales a utilizarse. Esto se puede hacerlo haciendo click en la pestaña *Define* y a continuación en *Material Properties*. Aquí se puede escoger uno de los materiales que tiene el programa por defecto o se puede editarlos, así como crear nuevos con las características necesarias. Procedemos a crear un nuevo material con las características que se presentan a continuación en la figura 2.22.

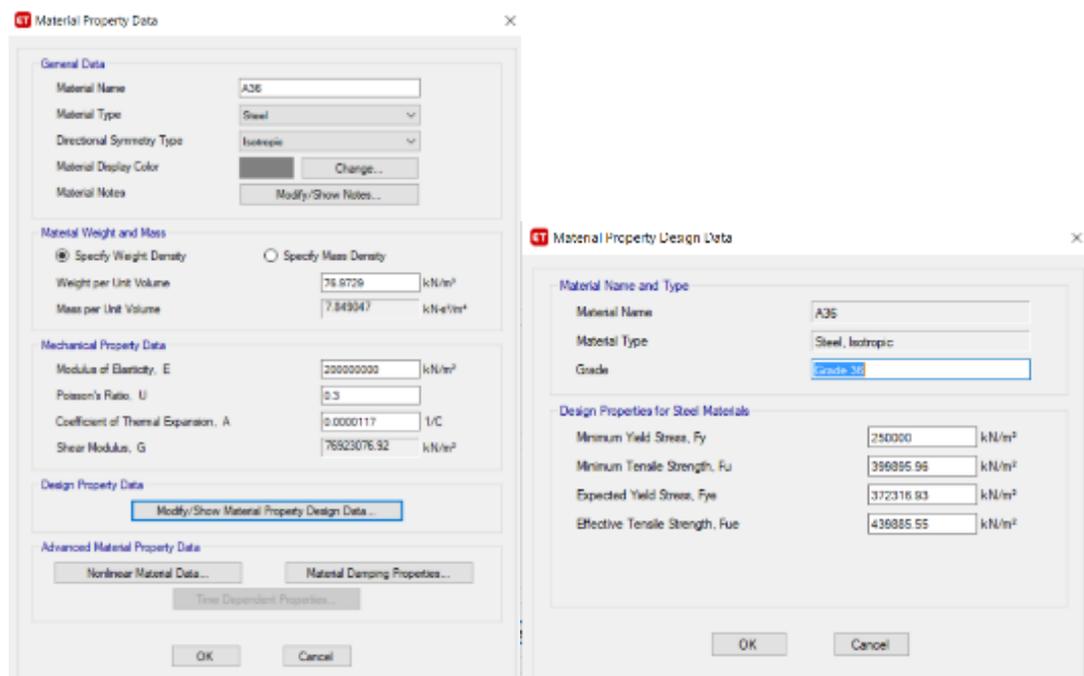


Figura 2.22: Creación de nuevo material

Fuente: Autores

Se pueden utilizar los perfiles predeterminados del programa o se procede a crear un perfil en la pestaña *Define – Section Properties – Frame Sections - Add New*

Property. Se presenta la pantalla de la figura 2.23, en la que se selecciona el tipo de sección a modelar y se ingresan las dimensiones.

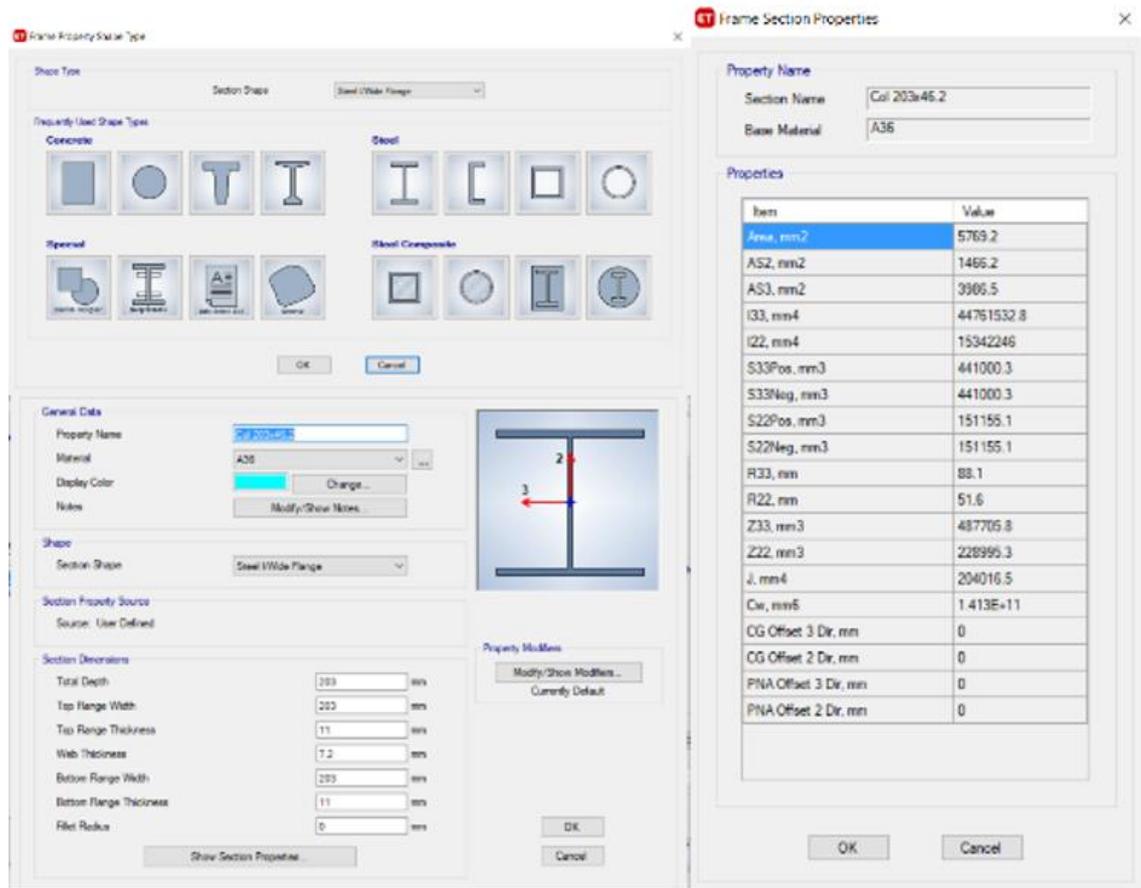


Figura 2.23: Creación de nuevo perfil

Fuente: Autores

Para definir los tipos de carga se selecciona la pestaña *Define - Load patterns* (Figura 2.24).

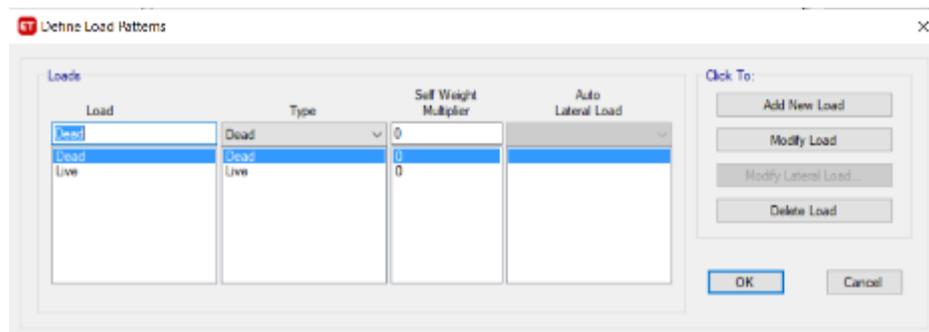


Figura 2.24: Definir tipos de carga

Fuente: Autores

En la pestaña *Draw* se encuentran las diferentes opciones para modelar las estructuras. En este caso seleccionamos la opción para dibujar vigas y columnas, aparece una pestaña (Figura 2.25), donde se selecciona el material (*property*) con el que se desea modelar.

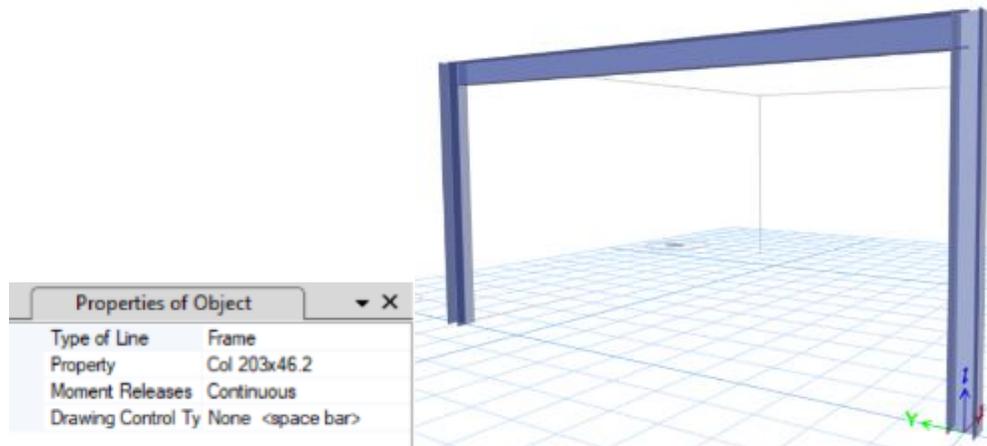


Figura 2.25: Modelación de la estructura

Fuente: Autores

Para asignar vinculaciones exteriores o condiciones de apoyo se selecciona la pestaña *assign – joint – restraints*, se seleccionan los nudos que se desean aplicar alguna restricción (Figura 2.26).

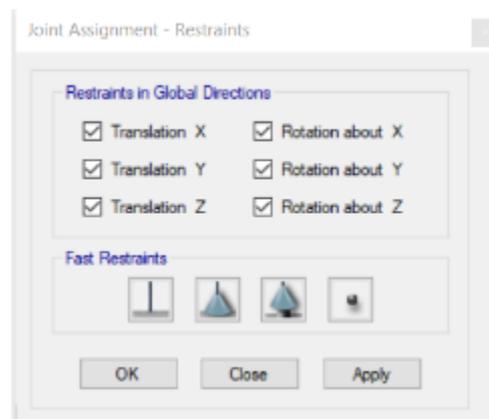


Figura 2.26: Condiciones de apoyo

Fuente: Autores

Para este pórtico asignamos las cargas distribuidas en la viga. Por lo tanto, se procede a utilizar la pestaña *assign – frame loads* y se selecciona el tipo de carga que se desea colocar, en este caso aplicamos la carga distribuida. Se abre una pantalla (Figura 2.27) donde se selecciona el tipo de carga y el valor.

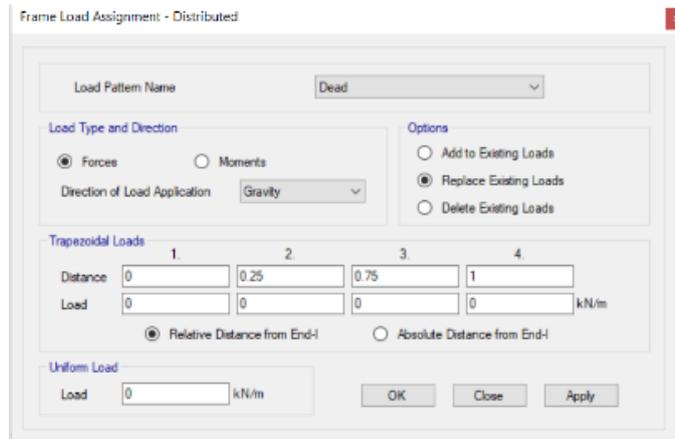


Figura 2.27: Asignación de cargas

Fuente: Autores

Para generar las combinaciones de carga se procede a seleccionar la pestaña *define – load combinations*. En este caso se pueden crear las combinaciones manualmente o se pueden generar automáticamente por el programa según el material a utilizarse y editarlas posteriormente según se requiera (Figura 2.28).

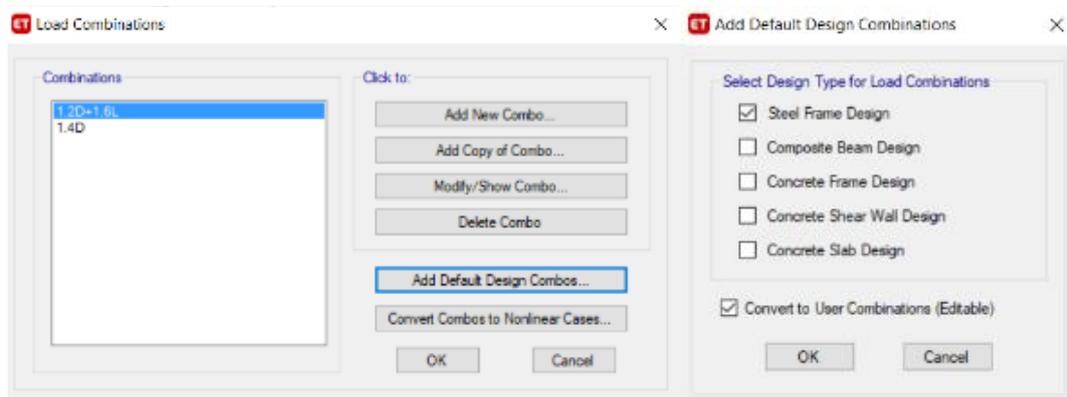


Figura 2.28: Combinaciones de carga

Fuente: Autores

Una vez modelada la estructura se procede a analizarla dando click en el ícono de *run analysis* (Figura 2.29).

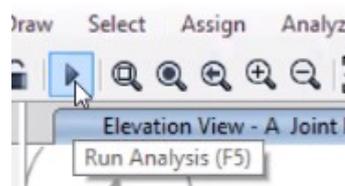


Figura 2.29: Análisis

Fuente: Autores

Una vez ejecutado el programa se observará la estructura deformada y se puede graficar los distintos diagramas de momento, cortante y axial en la pestaña *display* (Figura 2.30).

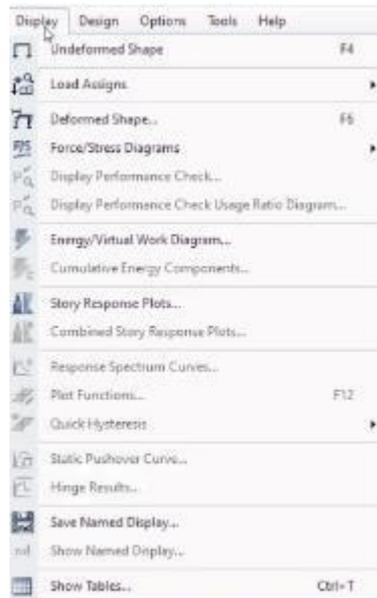


Figura 2.30: Pestaña *display*

Fuente: Autores

Para la comprobación del diseño se deben verificar las características de diseño en la pestaña *design – Steel frame design – view/revise preferences* (Figura 2.31). Aquí se presentan los diferentes factores por defecto, para este diseño editaremos el tipo de marco y los factores de resistencia.

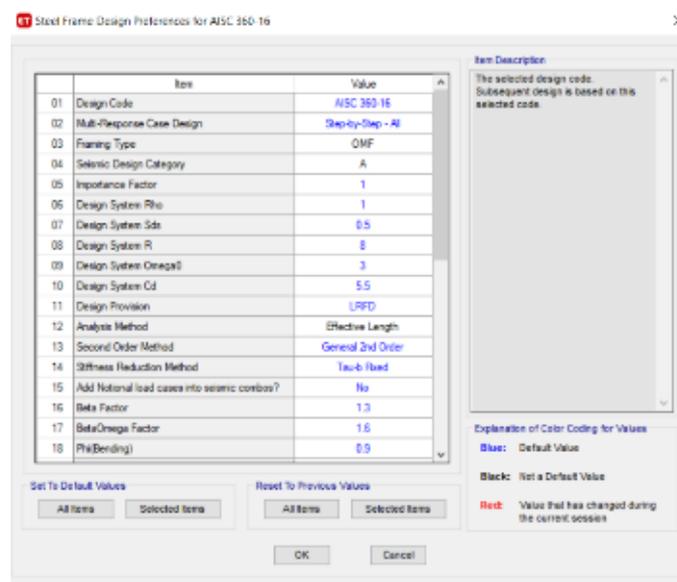


Figura 2.31: Características de diseño

Fuente: Autores

Una vez que se hayan verificado las preferencias, se debe correr la verificación del diseño en la pestaña *design – steel frame design – start design/check*. Se presentará el pórtico con diferentes colores según los rangos de capacidades a las que están trabajando los elementos (Figura 2.32).



Figura 2.32: Pórtico con rangos de capacidad

Fuente: Autores

Para ver el informe de diseño y cambiar más características de los elementos se procede a dar clic derecho sobre el elemento y se abrirá una pantalla con información (Figura 2.33).

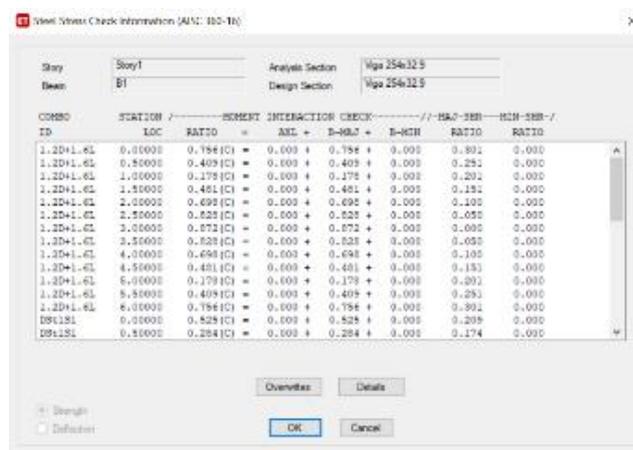


Figura 2.33: Información de chequeo análisis acero

Fuente: Autores

Al seleccionar *overwrites* se presenta una nueva pantalla (Figura 2.34) en donde se pueden editar diferentes características y coeficientes del elemento seleccionado. Es importante verificar los coeficientes respectivos para cada tipo de elemento como el factor de longitud efectiva y el coeficiente de flexión C_b .

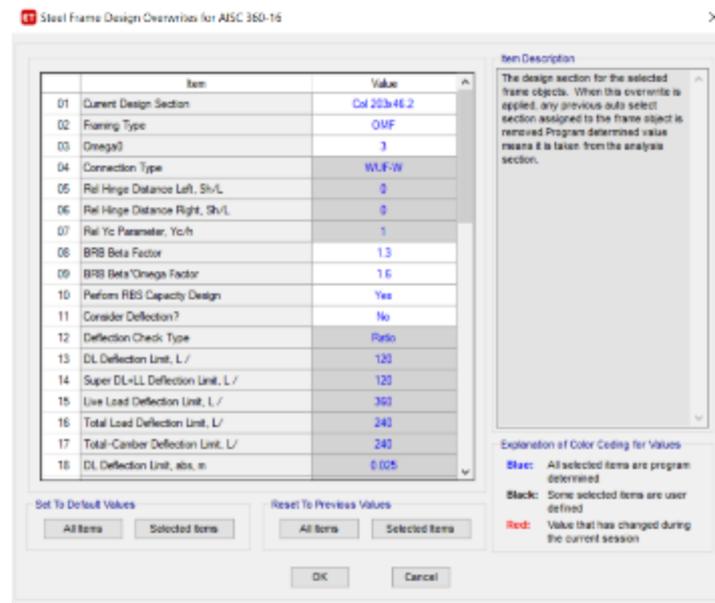


Figura 2.34: Overwrites

Fuente: Autores

CAPÍTULO 3

3. PÓRTICO A GRAVEDAD – ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

3.1. Diseño de viga

3.1.1. Cálculos manuales

Para realizar el análisis por elementos se considera que la viga está empotrada en sus dos extremos.

Se analizan las dos combinaciones de carga y se realizan los cálculos en base a la combinación más desfavorable.

$$w := 1.4 \cdot qD = 16.474 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w := 1.2 \cdot qD + 1.6 \cdot qL = 23.721 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Donde:

qD = Carga muerta sin factorizar

qL = Carga viva sin factorizar

3.1.1.1. Cálculo de momento y cortante máximo

$$M := \frac{w \cdot L^2}{12} = 71.162 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V := \frac{w \cdot L}{2} = 71.162 \text{ kN}$$

3.1.1.2. Dimensiones del perfil seleccionado

El perfil seleccionado es un perfil W 254X32.9.

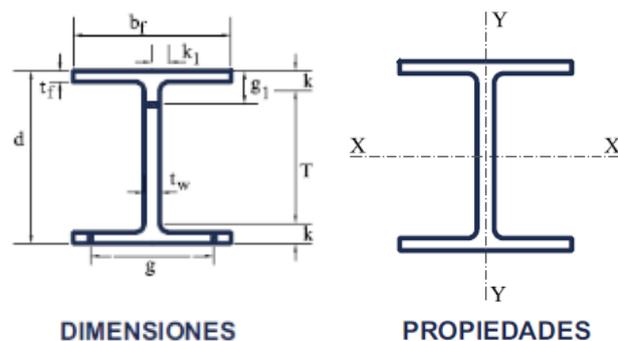


Figura 3.1: Dimensiones del perfil

Fuente: Tomado de Gerdau Corsa, s.f.

$$d := 258 \text{ mm}$$

$$bf := 146 \text{ mm}$$

$$tw := 6.1 \text{ mm}$$

$$tf := 9.1 \text{ mm}$$

Propiedades de la sección

$$A := 4120 \text{ mm}^2$$

$$Ix := 48182172.3 \text{ mm}^4$$

$$Iy := 4724608.8 \text{ mm}^4$$

$$Cw := 73103557377 \text{ mm}^6$$

$$J := 92179.4 \text{ mm}^4$$

$$Sx := 373505.2 \text{ mm}^3$$

$$Sy := 64720.7 \text{ mm}^3$$

$$rx := 108.1 \text{ mm}$$

$$ry := 33.9 \text{ mm}$$

$$Zx := 418382.2 \text{ mm}^3$$

$$Zy := 99218.5 \text{ mm}^3$$

El perfil será de acero estructural A36, por lo que cuenta con las siguientes características:

$$Fy := 250 \text{ MPa}$$

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

3.1.1.3. Secciones compactas

Se chequea que los elementos componentes del perfil sean compactos.

Elementos comprimidos con miembros sujetos a flexión.

Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.

$$\lambda_{ala} := \frac{bf}{2 \cdot tf} = 8.022$$

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 10.748$$

$$\lambda_{ala} < \lambda_p$$

Almas de doble T simétricas y canales.

$$\lambda_{alma} := \frac{T}{tw} = 39.311$$

$$\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.349$$

$$T := d - 2 \cdot t_f = 239.8 \text{ mm}$$

Para el perfil seleccionado, las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión (tanto las alas como el alma) no exceden las relaciones máximas ancho-espesor, λ_p , por lo tanto, toda la sección es compacta.

3.1.1.4. Diseño de miembros en tensión

$$\phi P_{nt} := 0.9 \cdot F_y \cdot A = 927 \text{ kN}$$

3.1.1.5. Diseño de miembros en compresión

No se consideran arriostramientos laterales que pueden deberse a viguetas, ya que se está realizando un análisis únicamente en dos dimensiones. En este caso se analiza la viga empotrada en ambos extremos y se toma el valor de la longitud no arriostrada lateralmente de 6 m.

$$\phi P_{nc} := 0.9 F_{cr} \cdot A = 204.911 \text{ kN}$$

$$F_{cr} := 0.877 \cdot F_e = 55.262 \text{ MPa}$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_{cy}}{r_y}\right)^2} = 63.012 \text{ MPa}$$

3.1.1.6. Diseño de miembros en flexión

Cálculo factor de modificación por pandeo lateral-torsional (C_b)

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_u}{2.5 \cdot M_u + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} = 2.381$$

$$M_A := \frac{w \cdot (L)^2}{96} = 8.895 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_B := \frac{w \cdot L^2}{24} = 35.581 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_C := \frac{w \cdot L^2}{96} = 8.895 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_u = 71.162 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$C_b < 3$$

Ya que el factor de modificación por pandeo lateral-torsional cumple con un valor menor a 3, se utilizará el valor de 2,38 para los cálculos necesarios a continuación.

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 104.596 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1687.553 \text{ mm}$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{tsy} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J}{S_x \cdot h_0} + \left(\frac{J}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2} = 5209.804 \text{ mm}$$

$$L_b := L = 6000 \text{ mm}$$

$$M_n := \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{tsy}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{tsy}}\right)^2} \cdot S_x = 127.683 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El valor de la resistencia nominal a flexión M_n no puede ser mayor al de M_p , por lo que se asume $M_n = 104,596 \text{ kN m}$.

$$M_n = 104.596 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$0.9 \cdot M_n = 94.136 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 71.1619 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_u}{0.9 \cdot M_n} = 0.756$$

La viga está trabajando al 75,6% por lo que cumple con la capacidad requerida.

3.1.1.7. Diseño de miembros en corte

$$\frac{T}{tw} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$39.31 \leq 63.36$$

Por lo tanto:

$$\Phi v := 1$$

$$Vn := 0.6 \cdot Fy \cdot Aw \cdot Cv1 = 236.07 \text{ kN}$$

$$Aw := d \cdot tw = 1573.8 \text{ mm}^2$$

$$\Phi v \cdot Vn = 236.07 \text{ kN}$$

$$Vu = 71.162 \text{ kN}$$

$$\frac{Vu}{\Phi v \cdot Vn} = 0.301$$

$$\Phi v \cdot Vn > Vu$$

La sección resiste a la fuerza cortante.

Atiesadores transversales

$$\frac{T}{tw} \leq 2.46 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$39.31 \leq 69.58$$

No se requieren atiesadores transversales

3.1.2. Resultados CYPE

CYPE 3D genera el siguiente informe de resultados basado en la combinación de cargas más desfavorable para cada una de las sollicitaciones. El análisis se realiza basado en la norma ANSI/AISC 360-16 (LRFD). Estos resultados se pueden obtener seleccionando la opción listados.

El informe generado es completo e indica los pasos, las fórmulas y la normativa que se sigue para obtener los distintos resultados.

3.1.2.1. Momento y cortante máximo

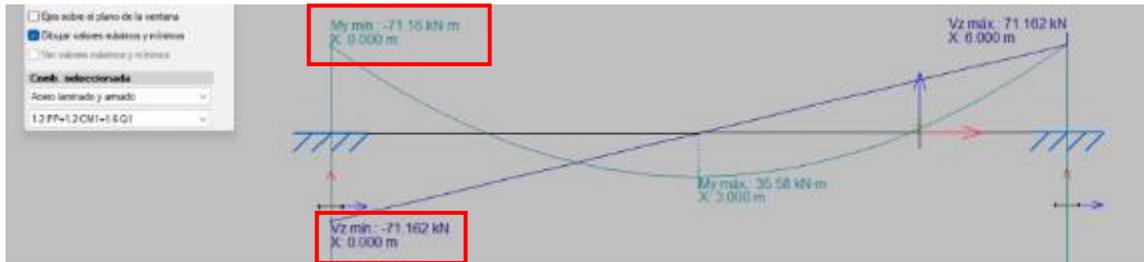


Figura 3.2: Gráfica de momento y cortante máximo CYPE 3D

Fuente: Autores

3.1.2.2. Características del perfil seleccionado

El perfil seleccionado es un perfil W 254X32.9.

Tabla 3.1: Características del perfil CYPE 3D

Barra N2/N3

Perfil: W254X32.9 Material: Acero (A36)							
Y X	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _x ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N2	N3	6.000	41.20	4818.22	472.46	9.22
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
versión educativa de CYPE			Pandeo		Pandeo lateral		
			Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	
	β	1.00	1.00	1.00	1.00		
	L_c	6.000	6.000	6.000	6.000		
	C_c	-	-	2.381	-		
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_c : Longitud de pandeo (m) C_c : Factor de modificación para el momento crítico							

Fuente: Autores

3.1.2.3. Diseño de miembros en tensión

Resistencia a tracción (Capítulo D)
 La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

3.1.2.4. Diseño de miembros en compresión

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)
 La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

3.1.2.5. Diseño de miembros en flexión

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-16 (LRFD).
Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N2, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM1+1.6·Q1.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 2, División c

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

Pandeo lateral-torsional

c) Si $L < L_b$:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

Donde:

L_b : Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E Jc} \right)^2}}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

F_y : Límite elástico mínimo especificado

J : Momento de inercia a torsión uniforme

h_o : Distancia entre los baricentros de las alas

C_b : Factor de modificación del pandeo lateral-torsional tomado, de forma conservadora, como:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

C_w : Constante de alabeo de la sección

Para c:

i) para una sección doblemente simétrica en doble T:

$$c = 1$$

$$\eta_M : \underline{0.756} \quad \checkmark$$

$$M_r : \underline{71.16} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_c : \underline{94.14} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

$$M_n : \underline{104.60} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_n : \underline{104.60} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$F_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

$$Z_x : \underline{418.38} \text{ cm}^3$$

$$M_n : \underline{104.60} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$L_b : \underline{6000} \text{ mm}$$

$$L_r : \underline{5209.69} \text{ mm}$$

$$F_{cr} : \underline{341.84} \text{ MPa}$$

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

$$F_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

$$J : \underline{9.22} \text{ cm}^4$$

$$h_o : \underline{248.90} \text{ mm}$$

$$C_b : \underline{2.38}$$

$$r_{ts} : \underline{39.67} \text{ mm}$$

$$I_y : \underline{472.46} \text{ cm}^4$$

$$C_w : \underline{73103.56} \text{ cm}^6$$

$$c : \underline{1.00}$$

$$S_x = \frac{I_x}{y}$$

$$S_x : \underline{373.51} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{4818.22} \text{ cm}^4$$

y : Distancia a la fibra extrema en flexión

$$y : \underline{129.00} \text{ mm}$$

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p : \underline{104.60} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{418.38} \text{ cm}^3$$

3.1.2.6. Diseño de miembros en corte

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-16 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_u}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.301} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_u , se produce en el nudo N2, para la combinación de hipótesis $1.2\cdot PP + 1.2\cdot CM1 + 1.6\cdot Q1$.

Donde:

V_u : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_u : \underline{71.16} \text{ kN}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{236.07} \text{ kN}$$

$$V_c = \phi_v V_n$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a):

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{1.00}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-16 (LRFD), Capítulo G - G2.1).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{236.07} \text{ kN}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{15.74} \text{ cm}^2$$

Donde:

d : Canto total

$$d : \underline{258.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{6.10} \text{ mm}$$

1. Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

C_v : Coeficiente de cortante del alma

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{239.80} \text{ mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

2. Comprobación de rigidizadores transversales

(a) si $\frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

n.educativa de CYPE

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

- h:** Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo
- t_w:** Espesor del alma
- E:** Módulo de elasticidad del acero
- F_y:** Límite elástico mínimo especificado

h :	<u>239.80</u>	mm
t_w :	<u>6.10</u>	mm
E :	<u>200000.00</u>	MPa
F_y :	<u>250.00</u>	MPa

3.1.3. Resultados ETABS

ETABS genera el siguiente informe de resultados, basado en la combinación de cargas más desfavorable para cada una de las solicitaciones.

El análisis se realiza basado en la norma seleccionada previamente, en este caso AISC 360-16. El informe generado presenta los resultados de los esfuerzos generados e indica si no se cumple con las capacidades requeridas.

3.1.3.1. Cálculo de momento y cortante máximo

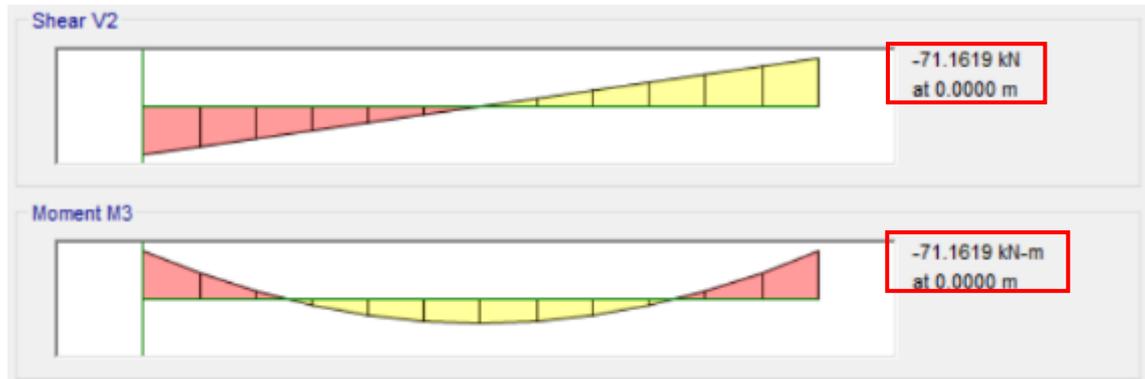


Figura 3.3: Diagrama de momento y cortante máximo ETABS

Fuente: Autores

Stress Check forces and Moments						
Location (m)	P _u (kN)	M _{u33} (kN-m)	M _{u22} (kN-m)	V _{u2} (kN)	V _{u3} (kN)	T _u (kN-m)
0	0	-71.1619	0	-71.1619	0	0

3.1.3.2. Características del perfil seleccionado

El perfil seleccionado es un perfil W 254X32.9.

Section Properties					
A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)
0.0041	9.218E-08	0.000048	0.000005	0.0027	0.0016

Design Properties						
S_{33} (m ³)	S_{22} (m ³)	Z_{33} (m ³)	Z_{22} (m ³)	r_{33} (m)	r_{22} (m)	C_w (m ⁶)
0.000374	0.000065	0.000418	0.000099	0.10814	0.03386	0

Material Properties			
E (kN/m ²)	f_y (kN/m ²)	R_y	α
200000000	250000	1.489	NA

LLRF and Demand/Capacity Ratio		
L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
6.00000	1	1

3.1.3.3. Secciones compactas

Element Details							
Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	B1	4	0	DStI2	Ordinary Moment Frame	Viga 254x32.9	Compact

3.1.3.4. Diseño de miembros en tensión

Axial Force and Capacities	
P_u Force (kN)	ϕP_{nt} Capacity (kN)
0	926.9955

3.1.3.5. Diseño de miembros en compresión

Axial Force and Capacities	
P_u Force (kN)	ϕP_{nc} Capacity (kN)
0	204.4726

3.1.3.6. Diseño de miembros en flexión

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
1	1	2.38

Moments and Capacities		
M_u Moment (kN-m)	ϕM_n (kN-m)	
Major Bending	71.1619	94.136

3.1.3.7. Diseño de miembros en corte

Shear Design		
V_u Force (kN)	ϕV_n Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	71.1619	236.07
		0.301

3.1.4. Comparación de resultados

A continuación, en la tabla 3.2 se presentan los resultados de las resistencias del elemento sujeto a tensión, compresión, flexión y corte obtenidos en los dos softwares de cálculo y el cálculo manual.

Tabla 3.2: Comparación resultados viga

VIGA								
	DISEÑO DE MIEMBROS EN TENSION		DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN		DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN		DISEÑO DE MIEMBROS EN CORTE	
	Pu (KN)	ΦP_{nt} (KN)	Pu (KN)	ΦP_{nc} (KN)	Mu (KN-m)	ΦM_n (KN-m)	Vu (KN)	ΦV_n (KN)
CÁLCULO MANUAL	0.00	927.00	0.00	204.91	71.16	94.14	71.16	236.07
CYPE	N.A	N.A	N.A	N.A	71.16	94.14	71.16	236.07
ETABS	0.00	927.00	0.00	204.47	71.16	94.14	71.16	236.07
CAPACIDADES								
CÁLCULO MANUAL	N.A		N.A		75.59%		30.14%	
CYPE	N.A		N.A		75.59%		30.14%	
ETABS	N.A		N.A		75.59%		30.14%	
N.A: No aplica.								

Fuente: Autores

Como se puede observar en la tabla 3.2 no se procede a analizar la viga para esfuerzos de tensión ni compresión, ya que esta se encuentra cargada únicamente bajo fuerzas gravitacionales, por lo que no se generan cargas axiales. Se puede calcular los esfuerzos nominales del elemento a tensión y compresión, pero su capacidad va a ser cero ya que la carga última de diseño es nula. A pesar de esto, el software CYPE 3D no procede a realizar los cálculos ya que no existe carga axial.

En las tablas 3.3, 3.4 y 3.5 se presentan las diferencias que existen entre los resultados de las capacidades a tensión, compresión, flexión y corte de la viga (cálculo manual vs CYPE, cálculo manual vs ETABS y CYPE vs ETABS). Se observa que las variaciones en los resultados son mínimas y en la mayoría de los casos son nulas.

Tabla 3.3: Comparación cálculo manual - CYPE

COMPARACIÓN CÁLCULO MANUAL - CYPE				
	CAPACIDAD A TENSION	CAPACIDAD A COMPRESIÓN	CAPACIDAD A FLEXIÓN	CAPACIDAD A CORTE
CÁLCULO MANUAL	N.A	N.A	75.59%	30.14%
CYPE	N.A	N.A	75.59%	30.14%
DIFERENCIA	N.A	N.A	0.00%	0.00%
N.A: No aplica.				

Fuente: Autores

Tabla 3.4: Comparación cálculo manual - ETABS

COMPARACIÓN CÁLCULO MANUAL - ETABS				
	CAPACIDAD A TENSIÓN	CAPACIDAD A COMPRESIÓN	CAPACIDAD A FLEXIÓN	CAPACIDAD A CORTE
CÁLCULO MANUAL	N.A	N.A	75.59%	30.14%
ETABS	N.A	N.A	75.59%	30.14%
DIFERENCIA	N.A	N.A	0.00%	0.00%
N.A: No aplica.				

Fuente: Autores

Tabla 3.5: Comparación ETABS - CYPE

COMPARACIÓN ETABS - CYPE				
	CAPACIDAD A TENSIÓN	CAPACIDAD A COMPRESIÓN	CAPACIDAD A FLEXIÓN	CAPACIDAD A CORTE
ETABS	N.A	N.A	75.59%	30.14%
CYPE	N.A	N.A	75.59%	30.14%
DIFERENCIA	N.A	N.A	0.01%	0.00%
N.A: No aplica.				

Fuente: Autores

Como podemos observar en las tablas 3.3, 3.4 y 3.5 para el diseño de una viga, entre los dos softwares de cálculo y el cálculo manual no existe ninguna variación. Lo que nos ayuda a comprobar la eficacia de los programas utilizados para el análisis del elemento.

3.2. Diseño de columna

3.2.1. Cálculos manuales

Para realizar el análisis por elementos se considera que la columna está empotrada en su base y articulada en la unión con la viga.

Se analizan las dos combinaciones de carga y se realizan los cálculos en base a la combinación más desfavorable.

$$w := 1.4 \cdot qD = 16.474 \frac{kN}{m} \qquad w := 1.2 \cdot qD + 1.6 \cdot qL = 23.721 \frac{kN}{m}$$

Donde:

qD = Carga muerta sin factorizar

qL = Carga viva sin factorizar

Para el cálculo de los momentos, cortantes y carga axial última se utilizará la sollicitación más desfavorable que en este caso es la de $1,2 D + 1,6 L$. Estos valores serán obtenidos mediante el software ETABS.

3.2.1.1. Momento (M), cortante (P) y carga axial (V) máximas

$$M := 46.0629 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad P := 72.3041 \text{ kN}$$

$$V := 22.7028 \text{ kN}$$

3.2.1.2. Dimensiones del perfil seleccionado

El perfil seleccionado es un perfil H 152x37.2.

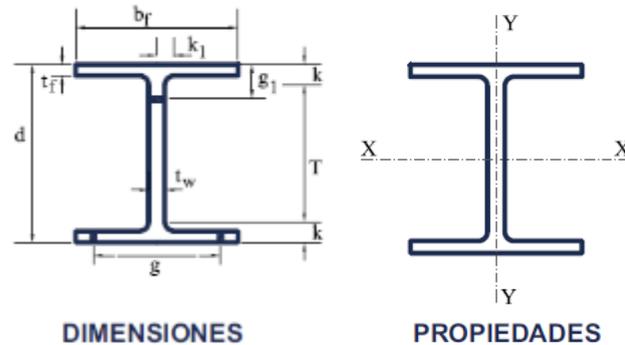


Figura 3.4: Dimensiones del perfil

Fuente: Tomado de Gerdau Corsa, s.f.

$$d := 162 \text{ mm}$$

$$bf := 154 \text{ mm}$$

$$tw := 8.1 \text{ mm}$$

$$tf := 11.6 \text{ mm}$$

Propiedades de la sección

$$A := 46.971 \text{ cm}^2$$

$$T := 121 \text{ mm}$$

$$Ix := 2204.9369 \text{ cm}^4$$

$$Iy := 706.71907 \text{ cm}^4$$

$$Cw := 39930484754 \text{ mm}^6$$

$$J := 18.68949 \text{ cm}^4$$

$$Sx := 272.2144 \text{ cm}^3$$

$$Sy := 91.7817 \text{ cm}^3$$

$$Z_x := 307.6871 \text{ cm}^3$$

$$Z_y := 139.8295 \text{ cm}^3$$

$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 6.851 \text{ cm}$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 3.879 \text{ cm}$$

El perfil analizado es de acero estructural A36, por lo que cuenta con las siguientes características:

$$F_y := 250 \text{ MPa}$$

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

3.2.1.3. Secciones compactas

Se chequea que los elementos componentes del perfil sean compactos.

Elementos comprimidos con miembros sujetos a flexión.

Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.

$$\lambda_{ala} := \frac{bf}{2 \cdot tf} = 6.638$$

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.748$$

$$\lambda_{ala} < \lambda_p$$

Almas de doble T simétricas y canales.

$$\lambda_{alma} := \frac{T}{tw} = 17.136$$

$$\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.349$$

$$T := d - 2 \cdot tf = 138.8 \text{ mm}$$

Para el perfil seleccionado, las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión (tanto las alas como el alma) no exceden las relaciones máximas ancho-espesor, λ_p , por lo tanto, toda la sección es compacta.

3.2.1.4. Diseño de miembros en tensión

$$\phi = 0.9$$

$$\phi P_{nt} := \phi \cdot F_y \cdot A = 1056.848 \text{ kN}$$

$$P_u = 72.304 \text{ kN}$$

3.2.1.5. Diseño de miembros en compresión

En base a la tabla 2.5 se determina el valor del factor de longitud efectiva, K. En este caso se toma un valor de 0,80 al tratarse de una columna empotrada en su base y articulada en su extremo.

$$k := 0.8$$

$$L := 3000 \text{ mm}$$

Se determina la longitud efectiva a continuación.

$$L_c := k \cdot L = 2400 \text{ mm}$$

Resistencia nominal a la compresión

$$P_n := F_{cr} \cdot A = 958.595 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nc} := 0.9 \cdot F_{cr} \cdot A = 862.735 \text{ kN}$$

$$P = 72.304 \text{ kN}$$

$$F_{cr} := \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y = 204.082 \text{ MPa}$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_c}{r_y} \right)^2} = 515.613 \text{ MPa}$$

$$\frac{P}{\phi P_{nc}} = 0.084$$

La columna está trabajando al 8,4% por lo que cumple con la capacidad requerida.

3.2.1.6. Diseño de miembros en flexión

Cálculo factor de modificación por pandeo lateral-torsional (C_b)

Se asume un valor conservador de $C_b=1$.

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 76.922 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n := 0.9 \cdot F_y \cdot Z_x = 69.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1930.928 \text{ mm}$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{tsy} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 9678.754 \text{ mm}$$

$$L_b = 3000 \text{ mm}$$

$$M_n := C_b \cdot \left(M_{py} - (M_{py} - 0.7 \cdot F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_{py}}{L_{ry} - L_{py}} \right) \right) = 72.881 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$0.9 \cdot M_n = 65.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 46.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_u}{0.9 \cdot M_n} = 0.702$$

La columna está trabajando al 70,2% por lo que cumple con la capacidad requerida.

3.2.1.7. Diseño de miembros en corte

$$\frac{T}{tw} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$17.136 \leq 63.357$$

Por lo tanto:

$$\Phi_v := 1$$

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v1 = 196.83 \text{ kN}$$

$$A_w := d \cdot t_w = 1312.2 \text{ mm}^2$$

$$\Phi v \cdot V_n = 196.83 \text{ kN}$$

$$V_u = 22.703 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\Phi v \cdot V_n} = 0.115$$

$$\Phi v \cdot V_n > V_u$$

La sección resiste a la fuerza cortante.

Atiesadores transversales

$$\frac{T}{t_w} \leq 2.46 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$17.14 \leq 69.58$$

No se requieren atiesadores transversales.

3.2.2. Resultados CYPE

CYPE 3D imprime un reporte de cálculos siguiendo la norma ANSI/AISC 360-16 (LRFD). A lo largo del documento indica la combinación de cargas para la cual realiza el diseño, pero esta siempre es la más desfavorable. Este análisis se puede obtener seleccionando la opción listados.

El informe generado es completo e indica los pasos, las fórmulas y la normativa que se sigue para obtener los distintos resultados.

3.2.2.1. Momento (M), cortante (P) y carga axial (V) máximas

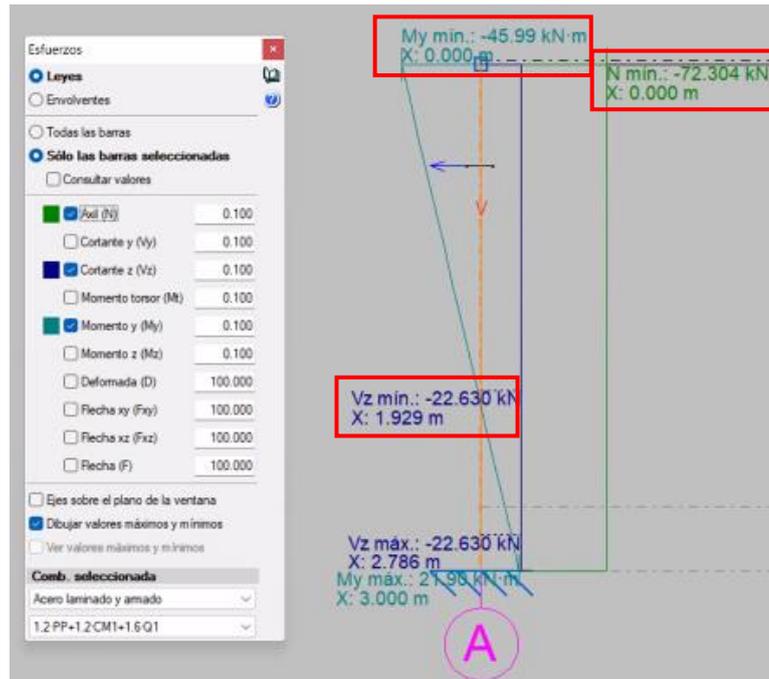


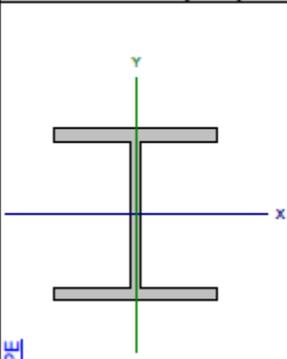
Figura 3.5: Diagrama de momento, cortante y axial CYPE 3D

Fuente: Autores

3.2.2.2. Dimensiones del perfil seleccionado

El perfil seleccionado es un perfil H 152x37.2.

Tabla 3.6: Características del perfil CYPE 3D

Barra N2/N1							
Perfil: H152X37.2							
Material: Acero (A36)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N2	N1	3.000	46.97	2204.94	706.72	18.69
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
				Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
	β			0.80	0.80	1.00	1.00
	L_c			2.400	2.400	3.000	3.000
	C_s			-		1.000	
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_c : Longitud de pandeo (m) C_s : Factor de modificación para el momento crítico							

Fuente: Autores

3.2.2.3. Diseño de miembros en tensión

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

3.2.2.4. Diseño de miembros en compresión

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda \leq 200$$

$$\lambda : \underline{62} \quad \checkmark$$

Donde:

λ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{L_e}{r}$$

$$\lambda : \underline{62}$$

Siendo:

L_e : Longitud efectiva

$$L_e = KL$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{3000} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{0.80}$$

r_y : Radio de giro respecto al eje Y

$$r_y : \underline{3.88} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{3.88} \text{ cm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{706.72} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{46.97} \text{ cm}^2$$

Notas:

* La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-16 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_r = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_r : \underline{0.084} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM1+1.6·Q1.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{72.30} \text{ kN}$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{862.73} \text{ kN}$$

$$P_c = \phi_p P_n$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

ϕ_p : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\phi_p : \underline{0.90}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

$$P_n : \underline{958.59} \text{ kN}$$

$$P_n = F_u A$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-16 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{46.97} \text{ cm}^2$$

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{204.08} \text{ MPa}$$

i) Cuando: $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

F_e : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \underline{515.62} \text{ MPa}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r} \right)^2}$$

$$F_{ex} : \underline{1608.70} \text{ MPa}$$

$$F_{ey} : \underline{515.62} \text{ MPa}$$

Donde:

Siendo:

L_c : Longitud efectiva

$$L_c = KL$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K_x : \underline{0.80}$$

$$K_y : \underline{0.80}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{3000} \text{ mm}$$

r: Radio de giro dominante

$$r_x : \underline{6.85} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{3.88} \text{ cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I: Momento de inercia

$$I_x : \underline{2204.94} \text{ cm}^4$$

$$I_y : \underline{706.72} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{46.97} \text{ cm}^2$$

3.2.2.5. Diseño de miembros en flexión

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-16 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_n = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N3, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM1+1.6·Q1.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{45.99} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{65.59} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

$$\eta_n : \underline{0.701} \quad \checkmark$$

Producido por:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 2, División b

$$M_n : \underline{72.88} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{76.92} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{307.69} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo lateral-torsional

b) Si $L_p < L_b \leq L_r$:

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

$$M_n : \underline{72.88} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

C_b : Factor de modificación del pandeo lateral-torsional tomado, de forma conservadora, como:

$$C_b : \underline{1.00}$$

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p : \underline{76.92} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{307.69} \text{ cm}^3$$

$$S_x = \frac{I_x}{y}$$

$$S_x : \underline{272.21} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{2204.94} \text{ cm}^4$$

y : Distancia a la fibra extrema en flexión

$$y : \underline{81.00} \text{ mm}$$

L_b : Distancia entre puntos de arriostamiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b : \underline{3000} \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p : \underline{1930.93} \text{ mm}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{3.88} \text{ cm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{706.72} \text{ cm}^4$$

A : Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{46.97} \text{ cm}^2$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y S_x h_o}{E Jc} \right)^2}}$$

$$L_r : \underline{9678.75} \text{ mm}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

J : Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{18.69} \text{ cm}^4$$

h_o : Distancia entre los baricentros de las alas

$$h_o : \underline{150.40} \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

$$r_{ts} : \underline{44.18} \text{ mm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{706.72} \text{ cm}^4$$

C_w : Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \underline{39930.48} \text{ cm}^6$$

Para c:

i) para una sección doblemente simétrica en doble T:

$$c = 1$$

$$c : \underline{1.00}$$

3.2.2.6. Diseño de miembros en corte

Resistencia a corte V (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-16 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r , se produce para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM1 + 1.6 \cdot Q1$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

Para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-16 (LRFD), Capítulo G - G2.1).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$A_w = d t_w$$

Donde:

d : Canto total

t_w : Espesor del alma

$$\eta_v : \underline{0.115} \quad \checkmark$$

$$V_r : \underline{22.63} \text{ kN}$$

$$V_c : \underline{196.83} \text{ kN}$$

$$\phi_v : \underline{1.00}$$

$$V_n : \underline{196.83} \text{ kN}$$

$$F_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

$$A_w : \underline{13.12} \text{ cm}^2$$

$$d : \underline{162.00} \text{ mm}$$

$$t_w : \underline{8.10} \text{ mm}$$

Atiesadores transversales

1. Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

C_v : Coeficiente de cortante del alma

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

E : Módulo de elasticidad del acero

$$C_v : \underline{1.00}$$

$$h : \underline{138.80} \text{ mm}$$

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

2. Comprobación de rigidizadores transversales

$$(a) \text{ si } \frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

t_w : Espesor del alma

E : Módulo de elasticidad del acero

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$h : \underline{138.80} \text{ mm}$$

$$t_w : \underline{8.10} \text{ mm}$$

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

$$F_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

3.2.3. Resultados ETABS

ETABS desarrolla un reporte según la combinación de cargas más desfavorable para cada una de las solicitaciones. Antes de proceder al análisis de la estructura o elemento, se debe seleccionar la norma a seguir, para esta comprobación se utiliza el AISC 360-16. El informe presenta los resultados de los esfuerzos generados e indica si no se cumple con las capacidades requeridas.

3.2.3.1. Momento (M), cortante (P) y carga axial (V) máximas



Figura 3.6: Diagrama de momento, cortante y axial ETABS

Fuente: Autores

3.2.3.2. Dimensiones del perfil seleccionado

El perfil seleccionado es un perfil H 152x37.2.

Section Properties						
A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)	
0.0047	1.869E-07	0.000022	0.000007	0.0036	0.0013	
Design Properties						
S ₃₃ (m ³)	S ₂₂ (m ³)	Z ₃₃ (m ³)	Z ₂₂ (m ³)	r ₃₃ (m)	r ₂₂ (m)	C _w (m ⁶)
0.000272	0.000092	0.000308	0.00014	0.06851	0.03879	0
Material Properties						
E (kN/m ²)	f _y (kN/m ²)	R _y	α			
200000000	250000	1	NA			
LLRF and Demand/Capacity Ratio						
L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit				
3.00000	1	1				

3.2.3.3. Secciones compactas

Element Details							
Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	C2	3	3	1.2D+1.6L	Ordinary Moment Frame	Col 152x37.2	Compact

3.2.3.4. Diseño de miembros en tensión

Axial Force and Capacities	
P_u Force (kN)	ϕP_{nt} Capacity (kN)
72.3041	1056.843

3.2.3.5. Diseño de miembros en compresión

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K_1	K_2	B_1	B_2	C_m
Major Bending	0.8	0.8	1	1	1	1
Minor Bending	0.8	0.8	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
1	1	1

Axial Force and Capacities	
P_u Force (kN)	ϕP_{nc} Capacity (kN)
72.3041	862.7321

3.2.3.6. Diseño de miembros en flexión

Moments and Capacities		
M_u Moment (kN-m)	ϕM_n (kN-m)	
Major Bending	46.0629	65.5929

3.2.3.7. Diseño de miembros en corte

Shear Design			
	V_u Force (kN)	ϕV_n Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	22.7028	196.83	0.115

3.2.4. Comparación de resultados

La tabla 3.7 expone los resultados de las resistencias de la columna sujeta a tensión, compresión, flexión y corte según los cálculos en los dos softwares (CYPE y ETABS) y el diseño manual.

CYPE 3D no realiza el cálculo para esfuerzos de tensión ya que, el esfuerzo último generado lo asigna a tensión o compresión según corresponda. El programa ETABS asigna el mismo valor del esfuerzo último ya sea para el cálculo de la capacidad a tensión o compresión, se tomaron las mismas consideraciones para el cálculo manual.

En las tablas 3.8, 3.9 y 3.10 se presentan las variaciones que existen entre los resultados de las capacidades a tensión, compresión, flexión y corte de la columna (cálculo manual vs CYPE, cálculo manual vs ETABS y CYPE vs ETABS). Se observa que no se generan mayores variaciones en los resultados.

Tabla 3.7: Comparación resultados columna

COLUMNA								
	DISEÑO DE MIEMBROS EN TENSION		DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN		DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN		DISEÑO DE MIEMBROS EN CORTE	
	Pu (KN)	ΦP_{nt} (KN)	Pu (KN)	ΦP_{nc} (KN)	Mu (KNm)	ΦM_n (KNm)	Vu (KN)	ΦV_n (KN)
CÁLCULO MANUAL	72.30	1056.85	72.30	862.74	46.06	65.59	22.70	196.83
CYPE	N.A	N.A	72.30	862.73	45.99	65.59	22.63	196.83
ETABS	72.30	1056.84	72.30	862.73	46.06	65.59	22.70	196.83
CAPACIDADES								
CÁLCULO MANUAL	6.84%		8.38%		70.23%		11.53%	
CYPE	N.A		8.38%		70.12%		11.50%	
ETABS	6.84%		8.38%		70.23%		11.53%	

N.A: No aplica.

Fuente: Autores

Como se puede observar en la tabla 3.8 no existe una diferencia considerable comparando los cálculos manuales con los obtenidos mediante el software CYPE 3D para las capacidades en ninguna de las solicitaciones. La mayor variación generada es en la capacidad a flexión y esta se debe a que el momento último considerado no es igual en ambos cálculos. Para cálculo manual se tomó el valor del momento último del programa ETABS.

Tabla 3.8: Comparación cálculo manual - CYPE

COMPARACIÓN CÁLCULO MANUAL - CYPE				
	CAPACIDAD A TENSION	CAPACIDAD A COMPRESIÓN	CAPACIDAD A FLEXIÓN	CAPACIDAD A CORTE
CÁLCULO MANUAL	6.84%	8.38%	70.23%	11.53%
CYPE	N.A	8.38%	70.12%	11.50%
DIFERENCIA	N.A	0.00%	0.11%	0.04%

N.A: No aplica.

Fuente: Autores

No existe variación en los resultados de las capacidades generadas en los cálculos manuales vs los resultados obtenidos en el programa ETABS.

Tabla 3.9: Comparación cálculo manual - ETABS

COMPARACIÓN CÁLCULO MANUAL - ETABS				
	CAPACIDAD A TENSIÓN	CAPACIDAD A COMPRESIÓN	CAPACIDAD A FLEXIÓN	CAPACIDAD A CORTE
CÁLCULO MANUAL	6.84%	8.38%	70.23%	11.53%
ETABS	6.84%	8.38%	70.23%	11.53%
DIFERENCIA	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Fuente: Autores

Al comparar los resultados de los dos softwares de cálculo, podemos observar una diferencia casi nula en la capacidad a flexión y corte. Las variaciones en la capacidad se deben a que los esfuerzos últimos a flexión y corte en los dos programas son diferentes, pero estos resultados son muy similares y podemos asumir que se deben a variaciones en los cálculos decimales (tabla 3.10).

Tabla 3.10: Comparación cálculo ETABS - CYPE

COMPARACIÓN ETABS - CYPE				
	CAPACIDAD A TENSIÓN	CAPACIDAD A COMPRESIÓN	CAPACIDAD A FLEXIÓN	CAPACIDAD A CORTE
ETABS	6.84%	8.38%	70.23%	11.53%
CYPE	N.A	8.38%	70.12%	11.50%
DIFERENCIA	N.A	0.00%	0.11%	0.04%
N.A: No aplica.				

Fuente: Autores

Tras analizar todos los resultados, podemos concluir que el análisis por elementos en los dos softwares de cálculo es fiable y no se generan mayores variaciones. Es importante considerar todas las variables para obtener resultados óptimos.

En la figura 3.7 se presenta un diagrama con el diseño del pórtico a cargas gravitacionales con las secciones transversales que cumplen con las solicitudes del diseño a capacidad. Se cumplieron con las comprobaciones por elementos en los dos softwares (CYPE y ETABS) y los cálculos manuales siguiendo las normativas vigentes.

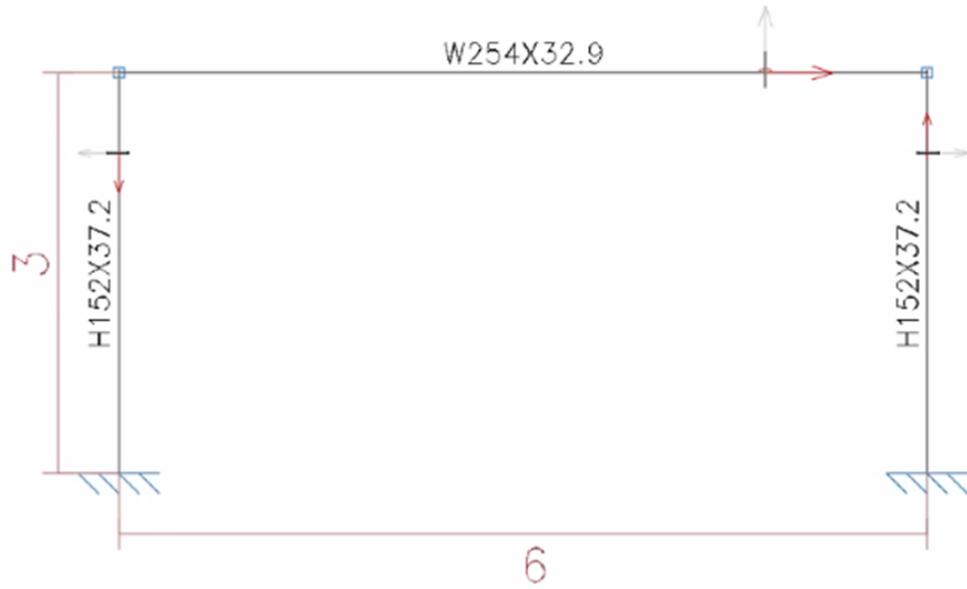


Figura 3.7: Diseño de pórtico a gravedad

Fuente: Autores

CAPÍTULO 4

4. PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO - METODOLOGÍA

El pórtico a analizarse en esta sección está conformado por tres niveles y dos vanos donde la altura de piso es de 3 m y la separación entre columnas es de 6 m como se muestra en la figura 4.1.

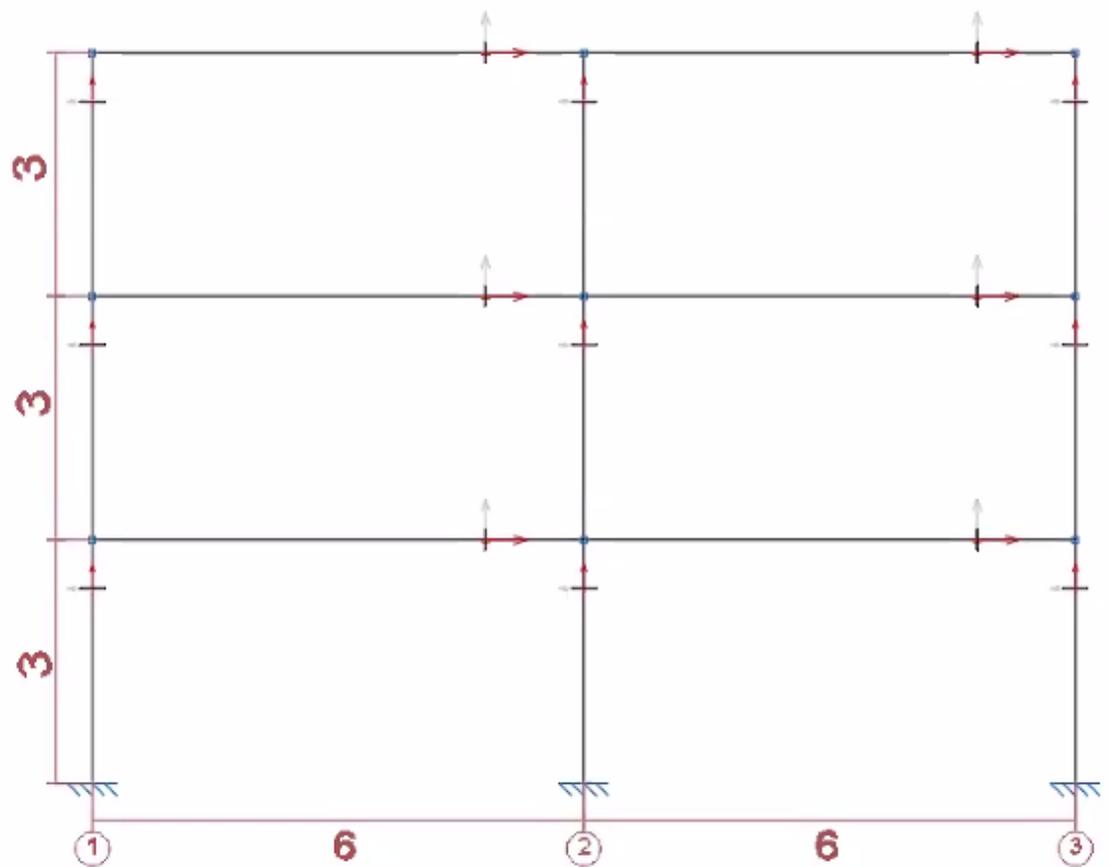


Figura 4.1: Pórtico resistente a momento

Fuente: Autores

4.1. Cargas

Las cargas aplicadas al pórtico se dividen en tres categorías: cargas permanentes (muertas), cargas variables (vivas) y cargas accidentales (sísmicas).

4.1.1. Cargas permanentes o cargas muertas

Las cargas muertas que se aplican en este pórtico son las mismas que se aplicaron en el pórtico a gravedad y se encuentran descritas en la tabla 2.2 en la sección 2.1 Cargas.

Debido a que se realizará un análisis únicamente bidimensional y no se modelarán las losas, las cargas serán ingresadas como distribuidas linealmente a lo largo de las vigas. Para esto se asume un área tributaria de 3 m de ancho por 6 m de longitud, obteniendo así una carga lineal distribuida de 11,77 kN/m a lo largo de cada viga.

4.1.2. Cargas variables o cargas vivas

Según la NEC-SE-CG, la carga uniforme para residencias de viviendas unifamiliares y bifamiliares es de 2 kN/m².

Al igual que para la carga muerta, para este análisis ingresamos la carga como lineal, por lo que asumimos un área tributaria de 3 m de ancho por 6 m de longitud, obteniendo así una carga lineal distribuida a lo largo de la viga de 6 kN/m.

4.1.3. Cargas accidentales o sísmicas

Las fuerzas sísmicas laterales pueden calcularse mediante procedimientos estáticos o dinámicos. Para el presente pórtico se realizarán los cálculos de las fuerzas mediante procedimientos estáticos siguiendo el diseño basado en fuerzas (DBF) como se indica a continuación en el apartado 4.5. Procedimiento de cálculo del DBF.

4.2. Combinaciones de cargas

Símbolos y notación

D	Carga permanente
L	Sobrecarga (carga viva)
E	Carga de sismo
L _r	Sobrecarga cubierta (carga viva)
S	Carga de granizo

W Carga de viento

Combinaciones básicas

Las combinaciones básicas que se deben tomar en cuenta para el diseño de estructuras son las siguientes.

$1,4 D$	<i>Ecuación 25. Combinación 1</i>
$1,2 D + 1,6 L + 0,5 \max [L_r; S; R]$	<i>Ecuación 26. Combinación 2</i>
$1,2 D + 1,6 \max [L_r; S; R] + \max [L; 0,5W]$	<i>Ecuación 27. Combinación 3</i>
$1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 \max [L_r; S; R]$	<i>Ecuación 28. Combinación 4</i>
$1,2 D + 1,0 E + L + 0,2 S$	<i>Ecuación 29. Combinación 5</i>
$0,9 D + 1,0 W$	<i>Ecuación 30. Combinación 6</i>
$0,9 D + 1,0 E$	<i>Ecuación 31. Combinación 7</i>

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

Para determinar la capacidad de una estructura o elemento estructural debida a un evento extraordinario se debe considerar la siguiente combinación.

$$(0,9 \text{ o } 1,2) D + A_k + 0,5 L + 0,2 S \quad \text{Ecuación 32}$$

Donde A_k es la carga o el efecto de la carga resultante del evento extraordinario A (American Society of Civil Engineers ASCE, 2016).

En el diseño de este pórtico resistente a momento, se cuenta con cargas permanentes, sobrecarga y sísmica. Las combinaciones de carga a utilizarse se encuentran a continuación. Para el diseño de los elementos, se debe tomar en cuenta la combinación más desfavorable para el cálculo.

$1,4 D$	<i>Ecuación 33. Combinación 1</i>
$1,2 D + 1,6 L$	<i>Ecuación 34. Combinación 2</i>
$1,2 D + E + 0,5 L$	<i>Ecuación 35. Combinación para chequeo de capacidad</i>

4.3. Filosofía de diseño sismo resistente

Según la NEC-SE-DS, el diseño sismorresistente tiene como objetivo:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales ante posibles sismos, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales ante posibles sismos, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura.

Se deben diseñar las estructuras para que estas sean capaces de resistir las fuerzas especificadas por las normas, sus derivas de piso sean inferiores a las admisibles y para que esta pueda disipar energía de deformación inelástica.

Se clasifican las estructuras por tres niveles de desempeño estructural (prevención). Aquellas con un nivel de desempeño estructural de servicio no se deben generar daños estructurales ni no estructurales, para un nivel de desempeño de daño no deben generarse daños en elementos estructurales y pueden generarse daños en elementos no estructurales. Por último, para el nivel de desempeño estructural de colapso, puede generarse cierto grado de daño en elementos estructurales y daños considerables en elementos no estructurales.

4.4. Diseño basado en fuerzas (DBF)

Se aplicará como mínimo el método estático para todo tipo de estructura.

4.4.1. Componentes horizontales: espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones (S_a)

Se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad y consiste en: el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura, la consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

En la figura 4.2 se observa la gráfica del espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño y las fórmulas para calcular las aceleraciones S_a según los periodos de vibración de la estructura.

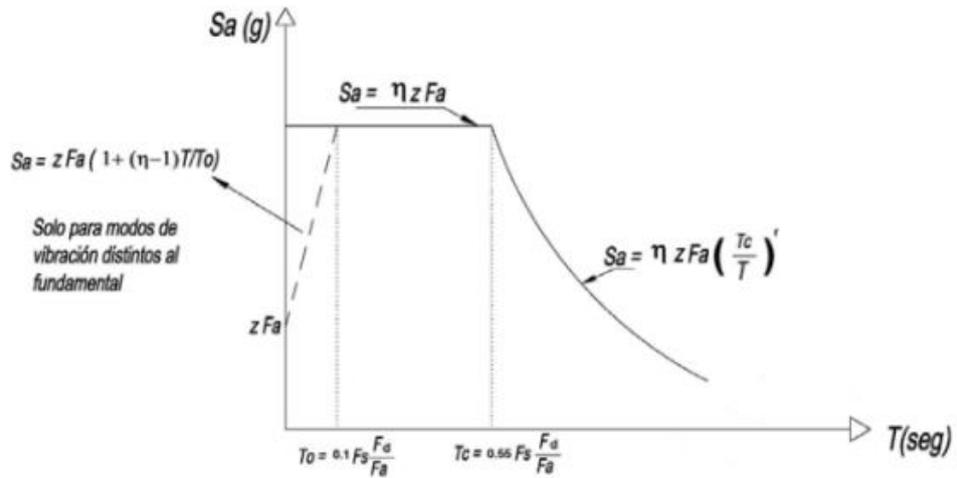


Figura 4.2: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

Dónde:

η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0,1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

$\eta = 1,80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),

$\eta = 2,48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos,

$\eta = 2,60$: Provincias del Oriente

F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

F_d Coeficiente de amplificación de suelo.

F_s Coeficiente de amplificación de suelo.

S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g).

Si $T < T_0$, entonces: $Sa = z Fa \left(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0}\right)$ *Ecuación 36*

Si $T_0 < T < T_c$, entonces: $Sa = \eta z Fa$ *Ecuación 37*

Si $T > T_c$, entonces: $Sa = \eta z Fa \left(\frac{T}{T_0}\right)^r$ *Ecuación 38*

T Período fundamental de vibración de la estructura.

T0 Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$$T_0 = 0,1 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 39}$$

TC Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$$T_0 = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 40}$$

Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.

r Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

r = 1 para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.

r = 1.5 para tipo de suelo E.

4.4.2. Zonificación sísmica y factor de zona Z

El valor de Z se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad. Esta representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

En la figura 4.3 se presenta un mapa de zonificación sísmica del Ecuador. Y en la tabla 4.1 se presentan los valores de Z en función de la zona sísmica.

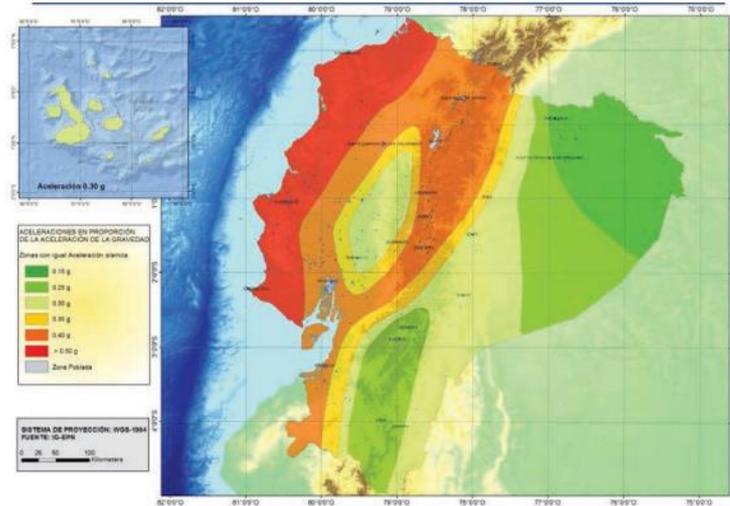


Figura 4.3: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

Tabla 4.1: Valores de Z

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

El pórtico a diseñarse se encuentra ubicado en la ciudad de Cuenca – Ecuador, por lo que se toma el valor Z de 0,25 (Tabla 4.2). Valor obtenido de la tabla de Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z del capítulo NEC – SE – DS.

Tabla 4.2: Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

Población	Parroquia	Cantón	Provincia	Z
Cuenca	Cuenca	Cuenca	Azuay	0,25

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

4.4.3. Geología local

Se definen seis tipos de perfiles de suelo. Estos se clasifican según los 30 m superiores del perfil para los cinco primeros perfiles (A, B, C, D y E). Para suelos de tipo F se aplican otros criterios y estos no se limitan a los 30 m superiores del perfil.

Tabla 4.3: Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción
A	Perfil de roca competente.
B	Perfil de roca de rigidez media.
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de corte o
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista.

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

4.4.4. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s

a) F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

El coeficiente F_a amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). Estos valores se encuentran en la tabla 4.4.

Tabla 4.4: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

b) F_d : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

El coeficiente F_d amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). Estos valores se encuentran en la tabla 4.5.

Tabla 4.5: Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

c) F_s : comportamiento no lineal de los suelos

El coeficiente F_d considera el comportamiento no lineal de los suelos la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). Estos valores se encuentran en la tabla 4.6.

Tabla 4.6: Tipo de suelo y Factores de comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.4.5. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

Se clasifican a las estructuras en tres diferentes categorías para las que se les asignará un factor de importancia I. Este factor pretende incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, ya que según su importancia estas deben sufrir menores daños o permanecer operativas durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Tabla 4.7: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.4.6. Límites permisibles de las derivas de piso

La deriva máxima para cualquier piso no debe exceder los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla 4.8. La deriva máxima está representada como un porcentaje de la altura de piso (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Tabla 4.8: Valores de derivas de piso máximas, expresadas como fracción de la altura de piso

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.5. Procedimiento de cálculo del DBF

4.5.1. Pasos del método

- Determinación del espectro de diseño $S_a(T)$.
- Cálculo aproximado del período fundamental de vibración T_a .
- Determinación del cortante de base V con los resultados de los pasos anteriores.
- Determinación de las distribuciones vertical y horizontal de V .
- Dirección de aplicación de estas fuerzas sísmicas y verificación de que los índices de deriva no sobrepasen el valor permitido.

4.5.2. Cortante basal de diseño V

Se trata de la fuerza lateral total de diseño generada por cargas laterales como resultado de una carga sísmica de diseño (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). Se aplica en la base de la estructura y se determina mediante la ecuación 41.

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_P \phi_E} W \quad \text{Ecuación 41}$$

Donde:

$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración
ϕ_P y ϕ_E	Coefficientes de configuración en planta y elevación
I	Coefficiente de importancia
R	Factor de reducción de resistencia sísmica
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva
T_a	Período de vibración

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.5.3. Determinación del período de vibración

Existen varios métodos para determinar el valor del período de vibración, a continuación, se presenta en la ecuación 42 uno de los métodos aproximados.

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ecuación 42}$$

Donde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio (tabla 4.9).

h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, m.

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

Tabla 4.9: Valores de C_t y α según tipo de estructura

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

Una vez dimensionada la estructura, los períodos fundamentales deben recalcularse por medio de un análisis modal.

4.5.4. Factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño. Esto se permite únicamente si las estructuras y sus conexiones se diseñan para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad. El daño debe concentrarse en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Este factor depende del tipo de estructura, suelo, período de vibración considerado y factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite.

Tabla 4.10: Factor de reducción de resistencia sísmica R

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.5.5. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular), estas deben ser distribuidas en la altura de la estructura (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{Ecuación 43}$$

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{Ecuación 44}$$

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad \text{Ecuación 45}$$

Donde:

V Cortante total en la base de la estructura.

V_x Cortante total en el piso x de la estructura.

F_i	Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.
F_x	Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.
n	Número de pisos de la estructura.
w_x	Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente).
w_i	Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente).
h_x	Altura del piso x de la estructura.
h_i	Altura del piso i de la estructura.
k	Coefficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T .

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

Tabla 4.11: Determinación de k

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.5.6. Control de la deriva de piso (derivas inelásticas máximas de piso Δ_M)

Se debe realizar una comprobación de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. Para su revisión se debe utilizar el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura (ecuación 46), causada por el sismo de diseño.

$$\Delta_M = 0,75R\Delta_E$$

Ecuación 46

Donde:

Δ_M Deriva máxima inelástica.

- Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.
- R Factor de reducción de resistencia.

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

Se debe verificar que:

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ máxima}$$

Δ_M máxima se tiene en la tabla 4.8.

4.5.7. Índice de estabilidad Q_i

Se trata de la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden. Se calcula por medio de la ecuación 47.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad \text{Ecuación 47}$$

Dónde:

- Q_i Índice de estabilidad del piso i .
- P_i Suma de la carga vertical total sin mayorar (incluye peso muerto y sobrecarga por carga viva, del piso i y aquellos ubicados sobre este).
- Δ_i Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso (ecuación 46).
- V_i Cortante sísmico del piso i .
- h_i Altura del piso i .

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

Se debe cumplir $Q_i \leq 0,30$.

4.5.8. Efectos de segundo orden P- Δ

Estos no necesitan ser considerados si $Q_i < 0,10$.

Para considerar el efecto P- Δ en la dirección bajo estudio y cuando $0,1 < Q_i < 0,3$, se determina un factor de mayoración (ecuación 48).

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1-Q_i} \quad \text{Ecuación 48}$$

Las derivas de piso calculadas (Δ_{Ei}), las fuerzas internas y los momentos de la estructura que aparecen como producto de la aplicación de las cargas laterales de diseño se deben multiplicar por el factor de mayoración $f_{P-\Delta}$ (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

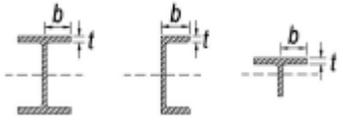
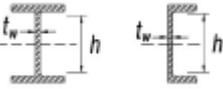
4.6. Diseño de miembros

El chequeo de diseño de miembros en tensión, compresión, flexión y corte se las realiza con la misma metodología que se indicó anteriormente en la sección 2.3 Diseño de miembros.

4.6.1. Secciones sísmicamente compactas

Los miembros deben tener alas continuamente conectadas al alma y las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión no deben exceder las relaciones máximas ancho-espesor, λ_{ps} , de la tabla 4.12 presentada a continuación.

Tabla 4.12: Máximas relaciones ancho – espesor para elementos a compresión

Máximas relaciones ancho-espesor para elementos a compresión				
	Tipo de elemento	Razón ancho-espesor	Límites	Ejemplos
			λ_{ps}	
Elementos No-Rigidizados	Flexión en alas de perfiles I roladas o armadas, canales y tes.	b/t	$0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columna	h/t _w	Para $C_a \leq 0,125$ $2,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0,93C_a)$ Para $C_a > 0,125$ $0,77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2,93 - C_a)$ $\geq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ Donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y}$	

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014

4.6.2. Diseño de miembros para solicitaciones combinadas y torsión

a) Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad \text{Ecuación 49}$$

b) Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad \text{Ecuación 50}$$

Donde:

P_r Resistencia de compresión axial requerida, usando combinaciones de carga LRFD, N.

- P_c Resistencia de compresión axial disponible, N.
- M_r Resistencia de flexión requerida, usando combinaciones de carga LRFD, N-mm.
- M_c Resistencia de flexión disponible, N-mm.
- x Subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte.
- y Subíndice que indica flexión en torno al eje débil.

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.7. Diseño de conexión con viga de sección reducida

4.7.1. Factores de resistencia

Para estados límites dúctiles, el factor de resistencia ϕ_d debe tomarse como $\phi_d = 1,00$ (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

4.7.2. Máximo momento probable en la articulación plástica

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e \quad \text{Ecuación 51}$$

Donde:

C_{pr} Factor que toma en cuenta la resistencia máxima de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, restricciones locales, reforzamiento adicional y otras condiciones de conexión.

$$C_{pr} = \frac{F_y - F_u}{2F_y} \leq 1,2 \quad \text{Ecuación 52}$$

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado del tipo de acero usado en el elemento.

F_u Resistencia mínima a tensión especificada del acero.

M_{pr} Máximo momento probable en la articulación plástica.

Z_e Módulo plástico efectivo de la sección (o conexión) en la articulación plástica.

Ry Factor de esfuerzo de fluencia probable (Tabla 4.13).

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

Tabla 4.13: Factor de fluencia probable (Ry)

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (Ry)
ASTM A36	1,3

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.7.3. Placa de continuidad para alas de viga

Si uno de los siguientes casos se cumple, no se deben colocar placas de continuidad.

- a) Cuando el ala de la viga esté conectada al ala de una columna de ala ancha o sección “I” armada que tenga un espesor que satisfaga las siguientes ecuaciones.

$$t_{cf} \geq 0,4 \sqrt{1,8 b_{vf} t_{vf} \frac{F_{yv} R_{yv}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad \text{Ecuación 53}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{vf}}{6} \quad \text{Ecuación 54}$$

Donde:

b_{vf} Ancho del ala de la viga.

F_{yv} Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el ala de la viga.

F_{yc} Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el ala de la columna.

R_{yv} Factor de esfuerzo de fluencia probable de la viga.

R_{yc} Factor de esfuerzo de fluencia probable de la columna.

t_{cf} Espesor mínimo requerido para el ala de la columna cuando no se requiera placa de continuidad.

t_{vf} Espesor del ala de la viga.

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

- b) Cuando el ala de la viga esté conectada al ala de una columna de una sección “I” con ala ancha encajonada con un espesor que satisfaga las siguientes ecuaciones.

$$t_{cf} \geq 0,4 \sqrt{\left[1 - \frac{b_{vf}}{b_{cf}^2} \left(b_{cf} - \frac{b_{vf}}{4}\right)\right] 1,8 b_{vf} t_{vf} \frac{F_{yv} R_{yv}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad \text{Ecuación 55}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{vf}}{12} \quad \text{Ecuación 56}$$

Donde:

b_{vf} Ancho del ala de la viga.

F_{yv} Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el ala de la viga.

F_{yc} Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el ala de la columna.

R_{yv} Factor de esfuerzo de fluencia probable de la viga.

R_{yc} Factor de esfuerzo de fluencia probable de la columna.

t_{cf} Espesor mínimo requerido para el ala de la columna cuando no se requiera placa de continuidad.

t_{vf} Espesor del ala de la viga.

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

Si ninguno de los dos casos anteriores se cumple, el espesor de la placa se determinará según el tipo de conexión exterior o interior. Para conexiones exteriores, el espesor de la placa de continuidad deberá ser menor o igual a la mitad del espesor del ala de la viga. Para conexiones interiores, el espesor de la placa de continuidad deberá ser menor o igual al espesor de mayor valor de las alas de las vigas ubicadas a cada lado de la columna.

4.7.4. Espesor de la zona panel

La zona de panel se trata del área limitada por las alas de la columna y las placas de continuidad a través de la conexión viga-columna. Su espesor debe cumplir con el requerimiento mínimo indicado en la ecuación 57.

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad \text{Ecuación 57}$$

Donde:

t Espesor del alma de la columna o de la doble placa, mm.

d_z Peralte de la zona de panel medido entre las placas de continuidad, mm.

w_z Ancho de la zona de panel entre alas de columna, mm.

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.7.5. Procedimiento de diseño viga de sección reducida

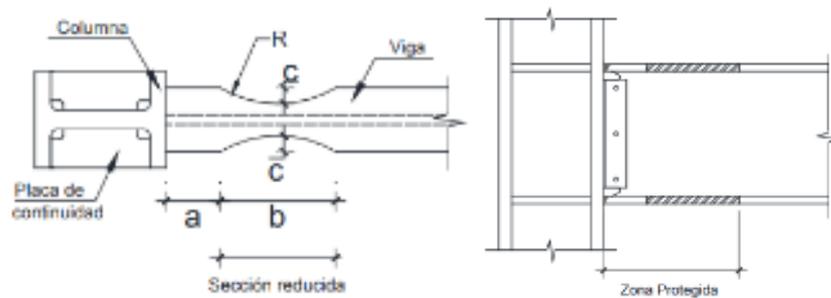


Figura 4.4: Conexión con viga de sección reducida

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.7.5.1. Determinación de a , b y c

Los valores de a , b y c de la figura 4.4, se determinan según los siguientes límites.

$$0,5b_f \leq a \leq 0,75b_f \quad \text{Ecuación 58}$$

$$0,65d \leq b \leq 0,85d \quad \text{Ecuación 59}$$

$$0,1b_f \leq c \leq 0,25b_f \quad \text{Ecuación 60}$$

Donde:

- b_f Ancho del ala de la viga.
- d Peralte de la viga.
- a Distancia desde la cara de la columna hasta donde empieza el corte de la viga de sección reducida (VSR).
- b Longitud del corte de la viga de sección reducida (VSR).
- c Profundidad del corte al centro de la viga de sección reducida.

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.7.5.2. Módulo plástico de la viga al centro de la viga de sección reducida Z_{VSR}

$$Z_{VSR} = Z_V - 2ct_f(d - t_f) \quad \text{Ecuación 61}$$

Donde:

- t_f Espesor del ala de la sección.
- Z_V Módulo Plástico de la sección transversal de la viga.
- d Peralte de la viga.
- Z_{VSR} Módulo plástico en la viga de sección reducida.

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.7.5.3. Máximo momento probable al centro de la viga de sección reducida M_{pr}

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_{VSR} \quad \text{Ecuación 62}$$

Donde:

- C_{pr} Factor que toma en cuenta la resistencia máxima de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, restricciones locales, reforzamiento adicional y otras condiciones de conexión (Ecuación 52).

- M_{pr} Momento máximo probable al centro de la viga de sección reducida.
- F_y Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado.
- R_y Factor de esfuerzo de fluencia probable (Tabla 4.13).

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.7.5.4. Fuerza cortante al centro de la viga de sección reducida

V_{VSR}

$$V_{VSR} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{grav} \quad \text{Ecuación 63}$$

Donde:

- V_{VSR} Mayor de los dos valores de la fuerza cortante en el centro de la viga de sección reducida en cada extremo de la viga.
- L_h Distancia entre articulaciones plásticas.
- V_{grav} Fuerza cortante en la viga que resulta de la siguiente combinación de carga: 1,2 D + f1 L en donde f1 es el factor de carga determinado según el capítulo 1, pero no puede ser menor a 0.5.

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.7.5.5. Máximo momento probable en la cara de la columna M_f

$$M_f = M_{pr} + V_{VSR}S_h \quad \text{Ecuación 64}$$

- M_f Máximo momento probable en la cara de la columna.
- S_h Distancia desde la cara de la columna hasta el centroide de la articulación plástica.

$$S_h = a + \frac{b}{2} \quad \text{Ecuación 65}$$

- M_{pr} Máximo momento probable en la articulación plástica.

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.7.5.6. Momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia probable M_{pe}

$$M_{pe} = R_y Z_v F_y \quad \text{Ecuación 66}$$

Donde:

R_y Factor de esfuerzo de fluencia probable.

F_y Mínimo esfuerzo de fluencia.

Z_v Módulo plástico de la viga.

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.7.5.7. Determinar si se cumple la siguiente condición

Se debe verificar que se cumpla con la comprobación de la ecuación 67, si no es así, se debe ajustar los valores de a , b y c y repetir los pasos desde la sección 4.7.5.2 hasta 4.7.5.7.

$$M_f < \phi_d M_{pe} \quad \text{Ecuación 67}$$

Donde:

M_f Máximo momento probable en la cara de la columna.

M_{pe} Esfuerzo de fluencia probable.

$$\phi_d = 1$$

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.7.5.8. Determinar la resistencia requerida al cortante V_u de la viga y en la conexión viga-columna

$$V_u = V_{VSR} + V_g \quad \text{Ecuación 68}$$

Donde:

V_u Resistencia requerida al cortante de la viga y en la conexión viga-columna.

V_g Fuerza cortante debido a las cargas gravitacionales en el sector de la viga comprendido entre la cara de la columna y el centroide de la articulación plástica.

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.7.5.9. Diseño de la placa de cortante en la unión alma de la viga con ala de la columna

$$\phi_v V_v \geq V_u \quad \text{Ecuación 69}$$

$$\phi_v V_v = \phi_v d_{pc} t_{pc} F_{ypc} \quad \text{Ecuación 70}$$

Donde:

$\phi_v V_v$ Resistencia de diseño de la placa de cortante.

V_u Resistencia requerida al cortante de la viga y en la conexión viga-columna.

F_{ypc} Mínimo esfuerzo de fluencia especificado de la placa de cortante.

d_{pc}, t_{pc} Peralte y espesor de la placa de cortante.

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.7.5.10. Diseño de la zona de panel

$$\phi R_n \geq R_u \quad \text{Ecuación 71}$$

$$R_u = \frac{\sum M_f}{d - t_f} - V_c \quad \text{Ecuación 72}$$

Donde:

ϕR_n Resistencia de diseño de la zona de panel

R_u Resistencia requerida al cortante de la zona de panel

d, t_f Peralte y espesor del ala de la viga

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.7.6. Criterio columna fuerte – viga débil

El objetivo principal de este criterio es controlar que las columnas sean más fuertes que las vigas, generando así un estado límite de fluencia por flexión en las vigas. Cuando la estructura se encuentre bajo fuerzas sísmicas, esta debe lograr un alto nivel de disipación de energía. Para cumplir con este criterio, la relación de la ecuación 73 debe cumplirse.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} \geq 1,0 \quad \text{Ecuación 73}$$

Donde:

$\sum M_{pc}^*$ Suma de momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta (ecuación 74) .

Se determina por la suma de las resistencias nominales a flexión de las columnas que llegan a la junta evaluadas en la cara de la junta, tomando en cuenta la reducción debido a la carga axial presente en la columna.

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad \text{Ecuación 74}$$

Donde:

A_g Área gruesa.

F_{yc} Mínimo esfuerzo de fluencia del acero en columnas.

P_{uc} Resistencia a carga axial requerida de una columna sometida a las combinaciones de carga.

Z_c Módulo plástico de la columna.

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

$\sum M_{pv}^*$ Suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta (ecuación 75).

Se determina por la suma de las resistencias probables de las vigas en las zonas de las articulaciones plásticas incluyendo el momento, M_{uv} , producido por el cortante desarrollado en las articulaciones plásticas con respecto a la cara de la columna.

$$\sum M_{pv}^* = \sum (1,1R_y F_{yv} Z_v + M_{uv}) \quad \text{Ecuación 75}$$

Dónde:

F_{yv} Mínimo esfuerzo de fluencia del acero en vigas.

M_{uv} Momento adicional basado en combinaciones DFCD, generado por la fuerza cortante en la articulación plástica cuyo brazo es igual a la distancia existente entre la articulación plástica y la cara de la columna.

R_y Factor de esfuerzo de fluencia probable.

Z_v Módulo plástico de la viga

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

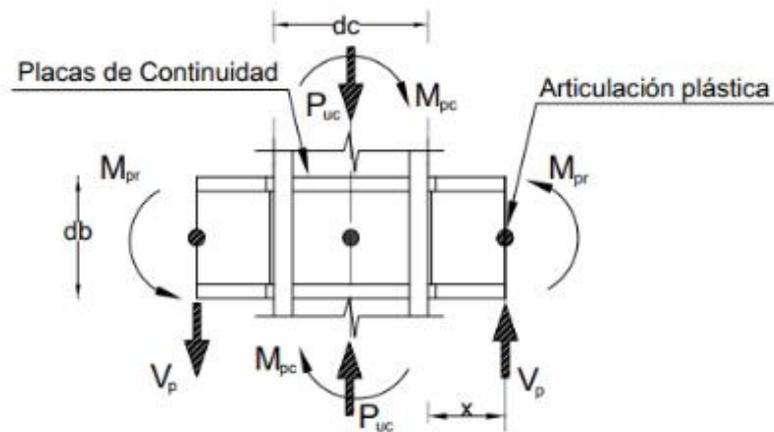


Figura 4.5: Determinación de M_{pv}^* para el caso de una columna interior de un pórtico especial a momento

Fuente: Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.8. Ingreso de datos en CYPE

El software CYPE cuenta con varios entornos para el análisis de estructuras, para este pórtico utilizaremos CYPECAD Y CYPE 3D.

En CYPE 3D se modela la estructura como se indicó en la sección 2.4 Ingreso de datos en CYPE. El ingreso de la carga sísmica se la realiza de la misma forma en la que se indicará a continuación para el programa CYPECAD.

CYPECAD realiza sus análisis sísmicos haciendo uso de la carga sísmica dinámica. En este entorno, se pueden obtener informes con resultados bajo estas cargas estáticas para el cortante basal, y dinámicas para las fuerzas sísmicas equivalentes y derivas. Para esto se deben seguir los siguientes pasos:

Al momento de ingresar a CYPECAD se presenta una pantalla de datos generales (Figura 4.6). Aquí se escogen las normativas que el programa utilizará para el análisis, el tipo de materiales y sus características, así como los coeficientes de pandeo. También se ingresan las hipótesis adicionales de la misma forma como se ingresan en CYPE 3D (sección 2.4 Ingreso de datos en CYPE).

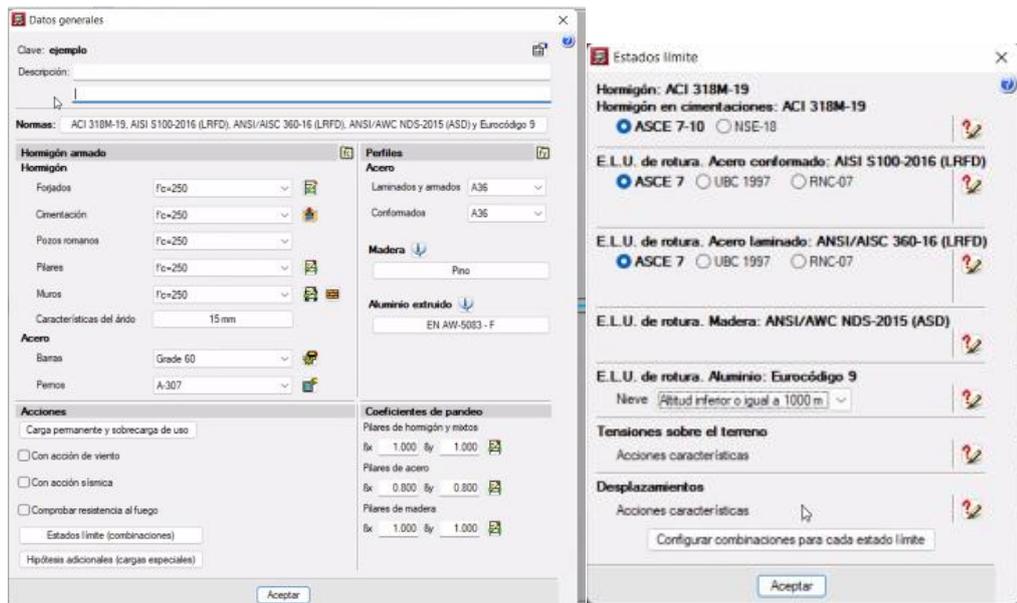


Figura 4.6: Datos generales CYPECAD

Fuente: Autores

Se debe hacer clic en la opción “con acción sísmica” en donde se abrirá una pantalla nueva, aquí se ingresa la normativa para el cálculo de la acción sísmica (figura 4.7).

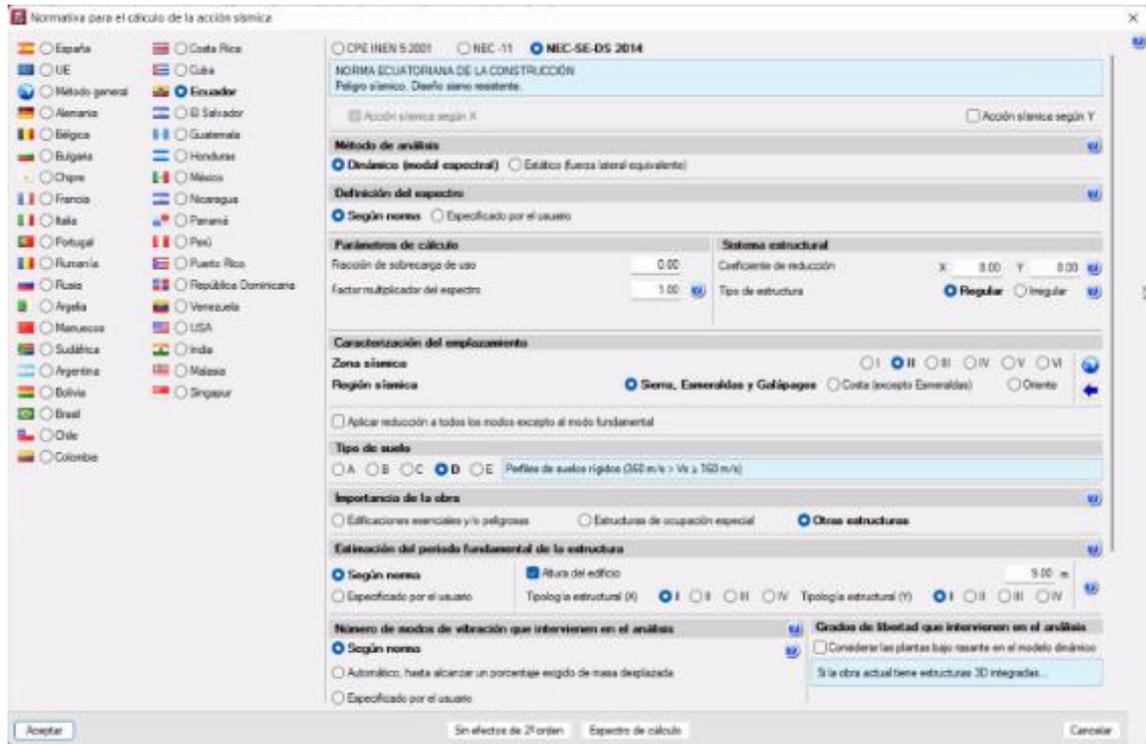


Figura 4.7: Normativa para el cálculo de la acción sísmica

Fuente: Autores

En la pestaña introducción se deben generar las líneas de replanteo (figura 4.8).

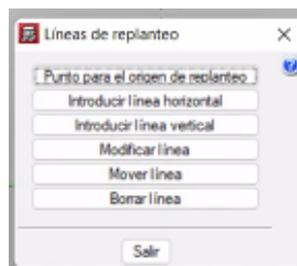


Figura 4.8: Líneas de replanteo

Fuente: Autores

Para crear niveles, se procede a seleccionar el ícono de nuevas plantas. Aquí se ingresarán las alturas correspondientes. En caso de ser necesario también se pueden ingresar las cargas distribuidas por área en cada piso (figura 4.9).

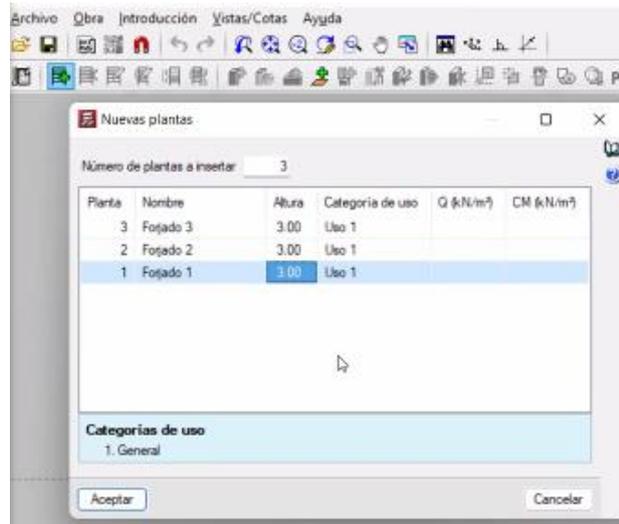


Figura 4.9: Nuevas plantas

Fuente: Autores

Para comenzar a modelar la estructura procedemos a hacer clic en el ícono de nuevo pilar. En esta pestaña se pueden definir las vinculaciones y los coeficientes que se requieran aplicar en las columnas (figura 4.10).

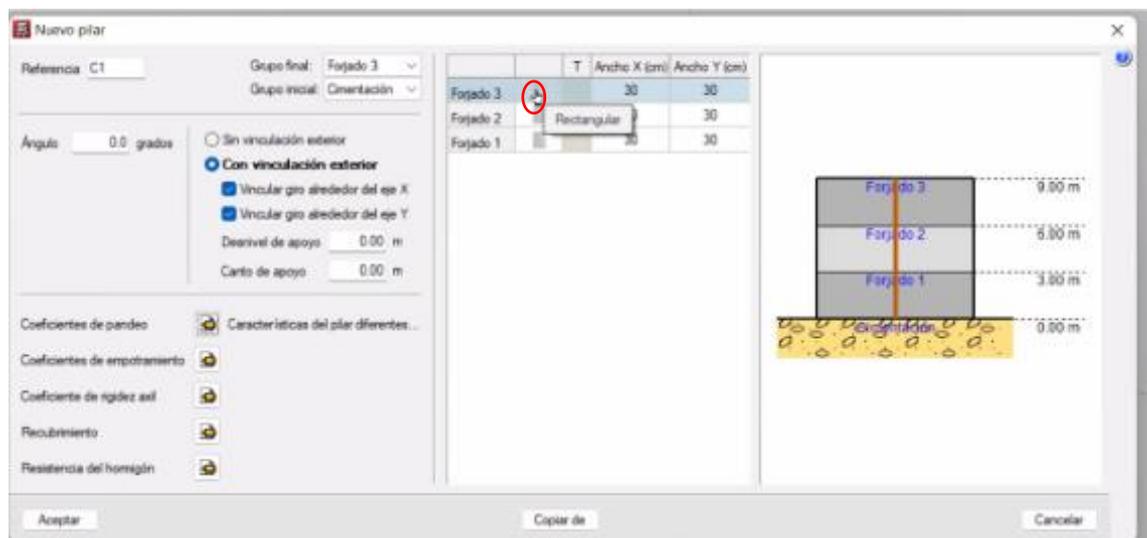


Figura 4.10: Nuevo pilar

Fuente: Autores

Al hacer clic junto al forjado como se indica en la figura 4.10, se despliega una pestaña (figura 4.11) donde se asignan las secciones transversales y los materiales. Se pueden seleccionar perfiles predeterminados o crear nuevos.

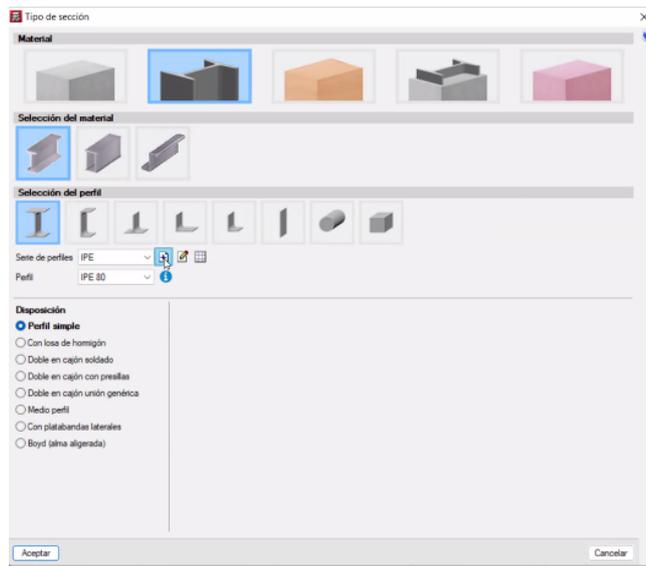


Figura 4.11: Tipo de sección

Fuente: Autores

Una vez seleccionados los perfiles, se modelan las columnas en la ventana principal.

En las pestañas inferiores procedemos a cambiarnos de entorno a la entrada de vigas (figura 4.12).



Figura 4.12: Pestañas inferiores

Fuente: Autores

Aquí en la pestaña vigas, seleccionamos la opción entrar viga y se elige la viga requerida ya sea por un perfil predeterminado o se crea uno nuevo (figura 4.13).

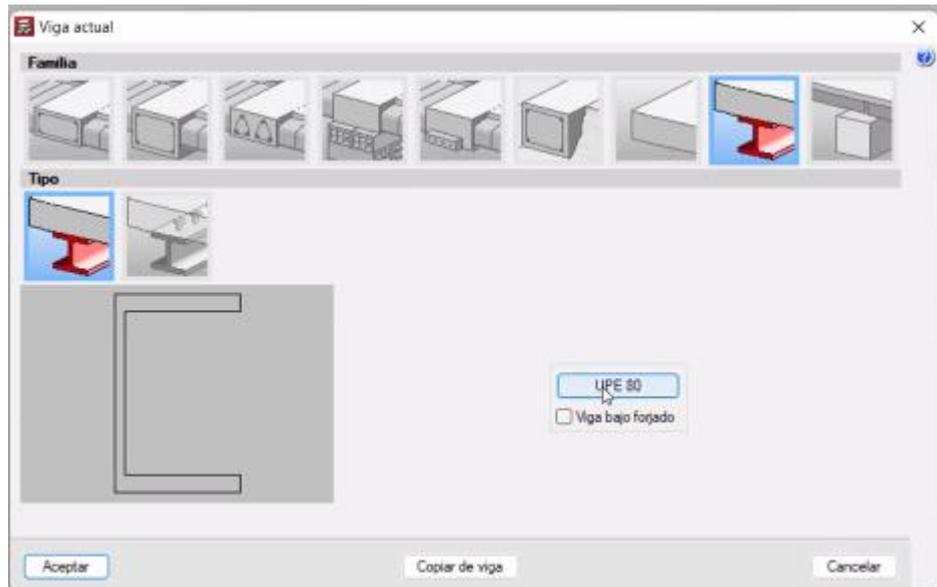


Figura 4.13: Sección transversal viga

Fuente: Autores

Una vez seleccionados los perfiles se modelan las vigas en la ventana principal.

A continuación, en la pestaña cargas se selecciona la opción cargas, aquí se escoge entre puntual, lineal o superficial y el valor a asignarse según la hipótesis (figura 4.14).

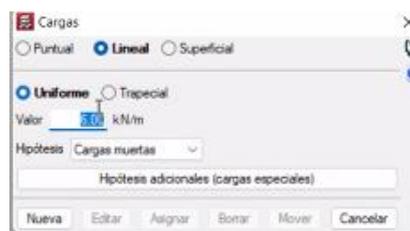


Figura 4.14: Cargas

Fuente: Autores

Una vez asignadas las cargas en las barras se procede a calcular la obra. En este caso no se diseñan las cimentaciones por lo que escogemos la opción calcular la obra (sin dimensionar cimentación) (figura 4.15).

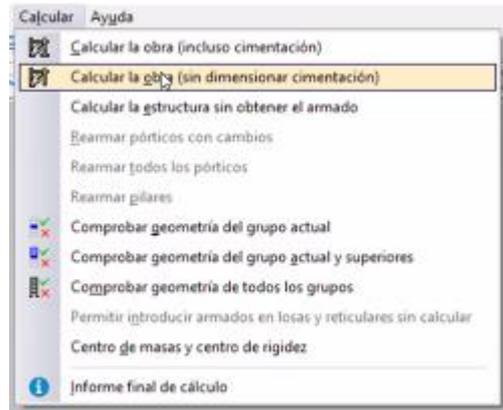


Figura 4.15: Calcular la obra (sin dimensionar cimentación)

Fuente: Autores

Con la estructura ya calculada se pueden desplegar los listados (figura 4.16).

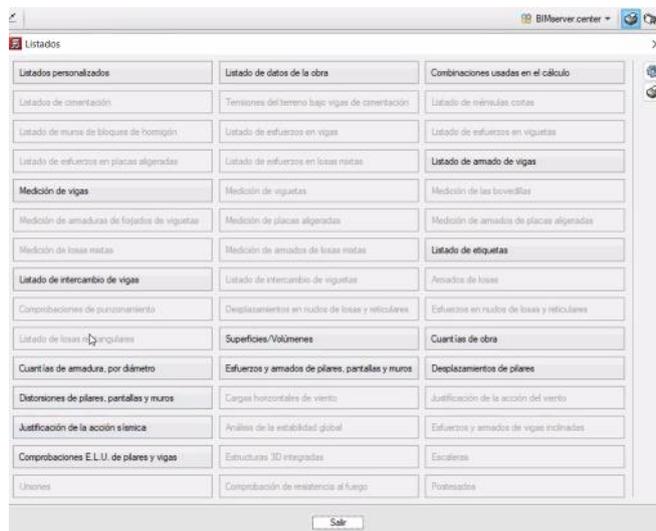


Figura 4.16: Listados

Fuente: Autores

Los valores del cortante basal se pueden obtener en el listado justificación de la acción sísmica y las derivas de piso en el listado desplazamientos de pilares.

El ingreso de la carga sísmica en el entorno CYPE 3D se lo realiza de la misma forma que para CYPECAD.

4.9. Ingreso de datos en ETABS

En ETABS se modela la estructura como se indicó en la sección 2.5 Ingreso de datos en ETABS. Para el ingreso y diseño de la estructura bajo cargas sísmicas, adicionalmente se realizan los pasos que se indican a continuación.

En la pestaña *define* se escoge la opción *load patterns* (figura 4.17). Aquí se debe ingresar la carga sísmica y editar la carga lateral en *modify lateral load* (figura 4.18). Adicionalmente se debe tener una hoja de cálculo con el diseño del cortante basal en donde se obtienen los factores del coeficiente sísmico (C) y el coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T (k) con la información de la tabla 4.11.

Donde el coeficiente sísmico C se calcula mediante la ecuación 76.

$$C = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_E} \quad \text{Ecuación 76}$$

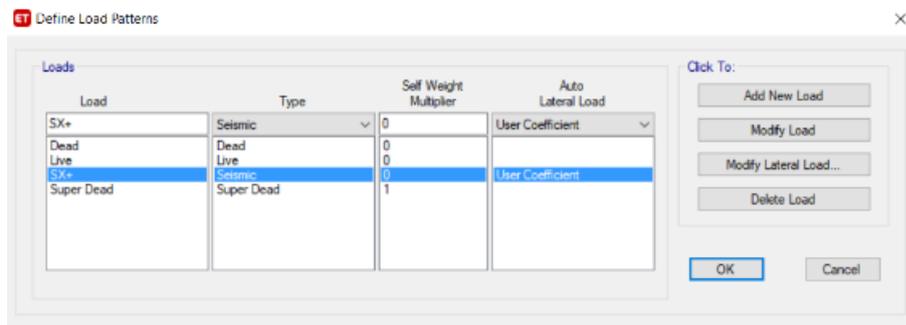


Figura 4.17: Definición de cargas

Fuente: Autores

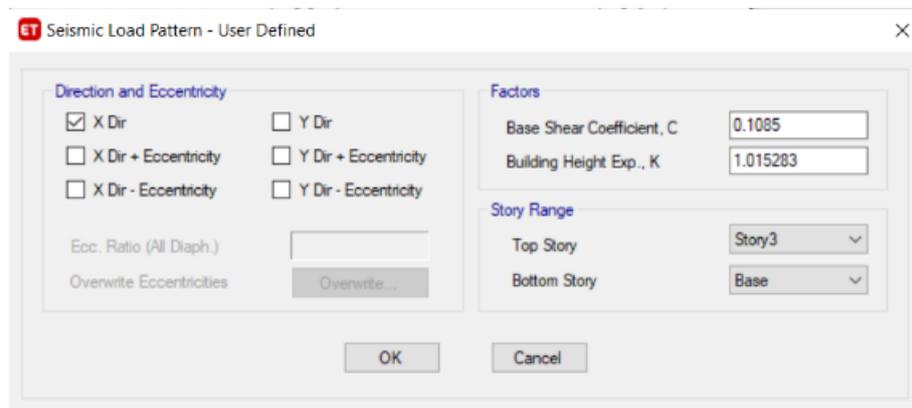


Figura 4.18: Definición de carga sísmica

Fuente: Autores

Adicionalmente, se debe ingresar el origen de la masa. Para esto se selecciona la pestaña *define – mass source* y se modifica la existente o se crea una nueva (figura 4.19).

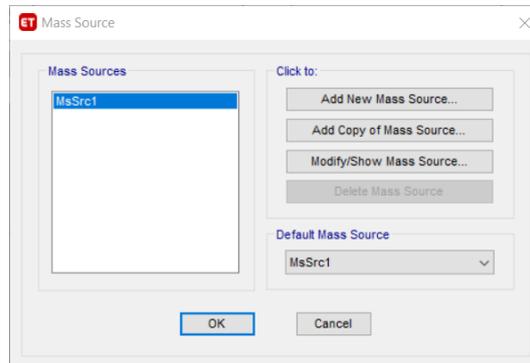


Figura 4.19: Ingreso de masas

Fuente: Autores

En la figura 4.20 se presentan las fuentes de masas que se escogieron para el diseño de esta estructura.

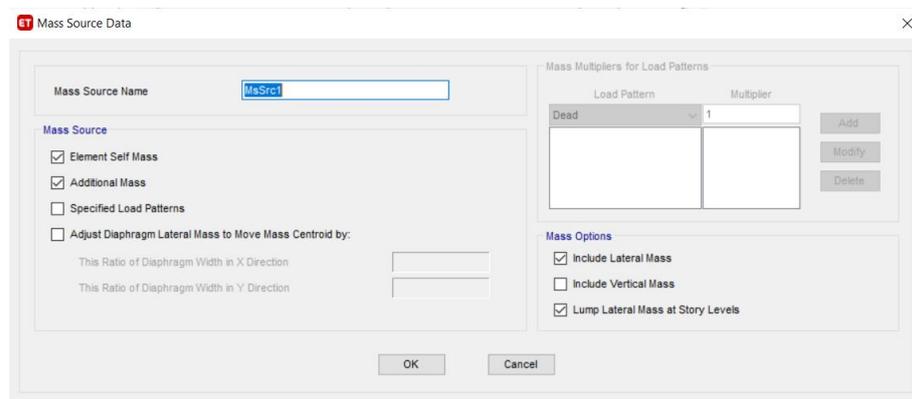


Figura 4.20: Edición de fuente de masas

Fuente: Autores

ETABS permite crear una viga de sección reducida, esto se puede hacerlo en la sección *assign – frame – moment frame beam connection type*. Al seleccionar la opción de viga de sección reducida, se despliegan tres opciones para determinar los valores de a , b y c (figura 4.21).

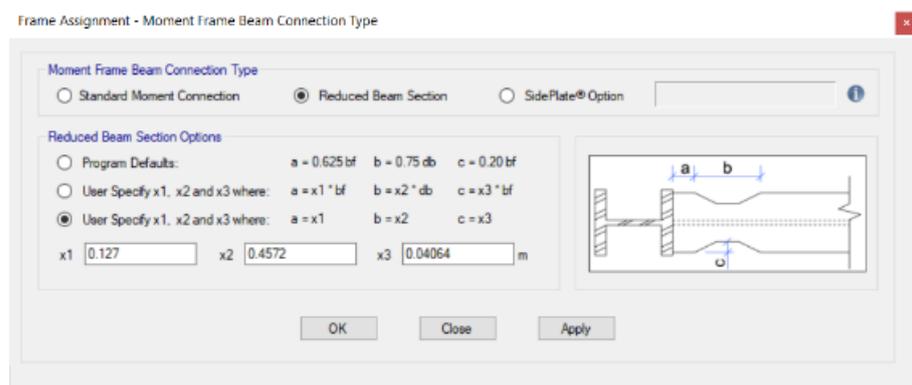


Figura 4.21: Editar viga de sección reducida

Fuente: Autores

CAPÍTULO 5

5. PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO – ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

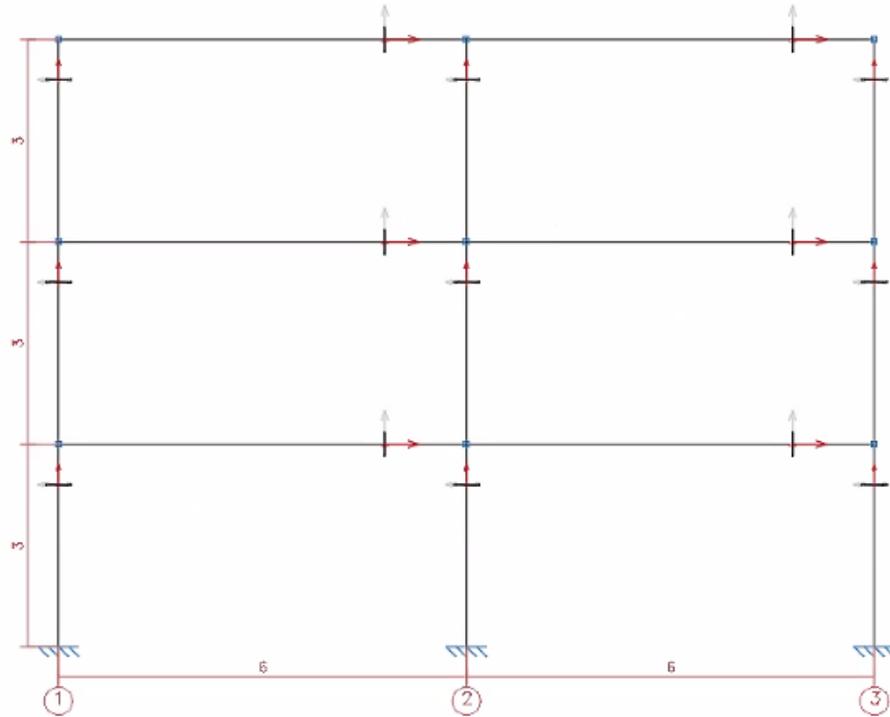


Figura 5.1: Pórtico resistente a momento a diseñar

Fuente: Autores

5.1. Diseño basado en fuerzas (DBF)

5.1.1. Cálculos manuales

5.1.1.1. Cortante basal de diseño V y espectro de diseño

Iniciamos determinando el espectro de diseño. Para esto tenemos que la estructura está ubicada en la ciudad de Cuenca – Ecuador, la misma que se encuentra en la zona sísmica II y el perfil de suelo es de tipo D (Suelos rígidos). En cuanto a la categoría del edificio se toma el valor de 1, ya que no se trata de una edificación esencial ni de ocupación especial. Para el factor de reducción de resistencia sísmica R se toma el valor de 8 ya que se trata de un pórtico especial sismo resistente, de acero laminado en caliente. Se asume que la estructura no cuenta con irregularidades en planta ni en elevación (tabla 5.1).

Tabla 5.1: Datos generales

Ciudad	Cuenca
Provincia	Sierra, Esmeraldas y Galápagos
Tipo de Suelo	D
Zona sísmica	2
Tipo de estructura	1
I	1
R	8
IRREGULARIDADES	
#Irregularidades en Planta	0
#Irregularidades en Elevación	0

Fuente: Autores

En la tabla 5.2 se presentan los diferentes factores y coeficientes necesarios para el gráfico del espectro de respuesta, estos se obtuvieron mediante tablas y fórmulas presentadas en la sección 4.4 Diseño basado en fuerzas (DBF).

Tabla 5.2: Factores y coeficientes

z	0.25
n	2.48
r	1
ØP	1
ØE	1
Fa	1.4
Fd	1.45
Fs	1.06

Fuente: Autores

Se determina el período de vibración de la estructura según la sección 4.5.3 Determinación del período de vibración. El período de vibración 2 se lo recalculó por medio de un análisis modal a través del programa ETABS (tabla 5.3).

Tabla 5.3: Período de vibración

Ct	0.072
α	0.8
hn (m)	9
Ta1	0.41756732
Ta2	0.27427234

Fuente: Autores

Los valores para el coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura k se tomaron de la tabla 4.11. Los períodos T_0 , T_c y el espectro de diseño en aceleración $S_a(T_a)$ se calcularon con las ecuaciones de la sección 4.4.1 Componentes horizontales: espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones (S_a) (tabla 5.4).

Tabla 5.4: Coeficiente sísmico

k1	1
k2	1
T0	0.109785714
Tc	0.603821429
Sa1	0.868
Sa2	0.868
Coef. Sísmico 1	0.1085
Coef. Sísmico 2	0.1085

Fuente: Autores

A continuación, en la figura 5.2 se presenta la gráfica del espectro de respuesta de diseño.

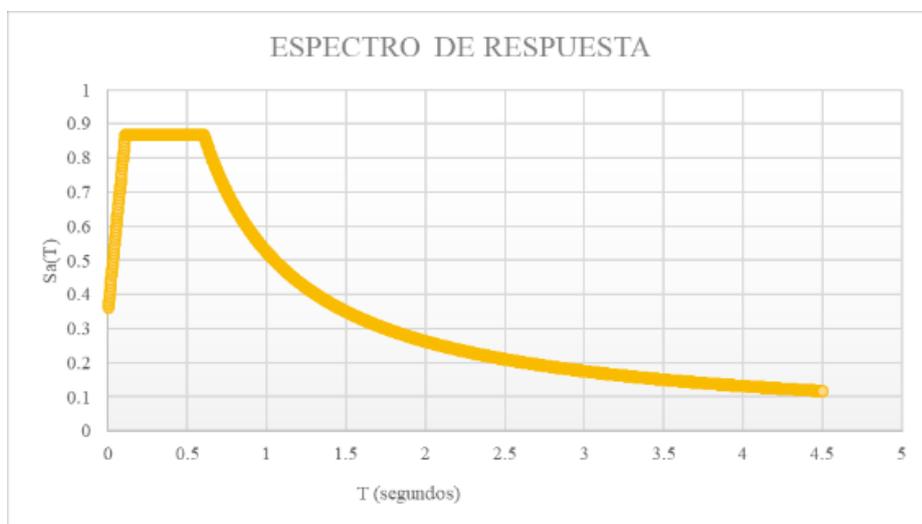


Figura 5.2: Espectro de respuesta

Fuente: Autores

Se calcula el peso por elementos de la estructura utilizando el peso específico, el área de las secciones transversales y la longitud de los elementos (tabla 5.5).

Tabla 5.5: Peso por elementos vigas y columnas

	Peso específico (kN/cm ³)	Área sección transversal (cm ²)	Longitud (cm)	Peso (KN)
Columnas	0.00007701	397.17	300	9.176
Vigas	0.00007701	165.392	600	7.642

Fuente: Autores

La carga super muerta representa el peso generado por la estructura (vigas y columnas) y la carga muerta se obtuvo a través del programa ETABS por las cargas muertas que se asignaron por piso (tabla 5.6 y 5.7).

Tabla 5.6: Pesos por piso

Nivel	Tipo de carga	P
		KN
Nivel 3	Super muerta	29.05
Nivel 2	Super muerta	71.86
Nivel 1	Super muerta	114.67
Nivel 3	Muerta	141.24
Nivel 2	Muerta	282.48
Nivel 1	Muerta	423.72

Fuente: Autores

Tabla 5.7: Sumatoria de pesos por piso

Nivel	Total	Acumulado
	kN	kN
Nivel 3	170.290	170.290
Nivel 2	184.050	354.340
Nivel 1	184.050	538.390
Sumatoria	538.390	

Fuente: Autores

El cortante basal se calculó mediante la ecuación 41. En este caso se calcularon dos valores, el primero tomando el período de vibración calculado manualmente y el segundo con el período de vibración obtenido mediante un análisis modal en ETABS (tabla 5.8).

Tabla 5.8: Cortante basal

W (kN)	538.391
V1 (kN)	58.415
V2 (kN)	58.415

Fuente: Autores

Por último, para obtener las fuerzas sísmicas laterales, se tomaron las ecuaciones presentadas en la sección 4.5.5. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales (tabla 5.9).

Tabla 5.9: Fuerzas sísmicas laterales

Nivel	W	H	Wi	Hi	W _x *H _x ^k	F(x)
	KN	m	KN	m		KN
Nivel 3	170.288	3.000	170.288	9.000	1532.591	28.073
Nivel 2	354.340	3.000	184.052	6.000	1104.310	20.228
Nivel 1	538.391	3.000	184.052	3.000	552.155	10.114
Sumatoria					3189.056	58.415

Fuente: Autores

Se puede observar que, al sumar las fuerzas sísmicas laterales se obtiene el mismo valor del cortante basal.

5.1.1.2. Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso Δ_M)

Según la tabla 4.8, el valor de la deriva inelástica no debe superar 0.02. En la tabla 5.10 se presentan los valores obtenidos para las derivadas inelásticas por piso y se comprueban que estas cumplan con el valor máximo permitido.

Tabla 5.10: Control de derivadas inelásticas máximas

Nivel	Deriva inelástica Δ_M	Chequeo
Nivel 3	0.001978	CUMPLE
Nivel 2	0.002556	CUMPLE
Nivel 1	0.001662	CUMPLE

Fuente: Autores

5.1.1.3. Índice de estabilidad Q_t

En la tabla 5.11 se presentan los valores del índice de estabilidad y en base a estos se comprueba si se deben o no considerar los efectos P-Delta. En este caso se obtienen valores menores a 0,10, por lo que no se deben considerar estos efectos.

Tabla 5.11: Índice de estabilidad Q_i

Nivel	Deriva inelástica ΔM	Chequeo	Pi	Vi	hi	Qi	Chequeo
Nivel 3	0.001978	CUMPLE	256.052	28.07	3	0.00601	No se consideran los efectos P-Delta
Nivel 2	0.002556	CUMPLE	512.103	48.30	3	0.00903	No se consideran los efectos P-Delta
Nivel 1	0.001662	CUMPLE	768.155	58.42	3	0.00729	No se consideran los efectos P-Delta

Fuente: Autores

5.1.1.4. Efectos de segundo orden P- Δ

No se consideran ya que $Q_i < 0,10$.

5.1.2. Resultados CYPE

Los resultados que se presentan a continuación son calculados para cargas estáticas o dinámicas. Esto se indicará en cada apartado según corresponda.

5.1.2.1. Cortante basal estático de diseño V y espectro de diseño

El informe con la justificación de la acción sísmica se lo obtiene mediante el entorno CYPECAD. Este realiza un análisis modal espectral siguiendo la norma NEC-SE-DS 2014. A continuación, se presentan los resultados obtenidos en el informe.

1.1. Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II

Región sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1): Sierra, Esmeraldas y Galápagos

Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): D

Sistema estructural

R_x : Factor de reducción (X) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)

R_x : 8.00

R_y : Factor de reducción (Y) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)

R_y : 8.00

Φ_p : Coeficiente de regularidad en planta (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3a)

Φ_p : 1.00

Φ_e : Coeficiente de regularidad en elevación (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3b)

Φ_e : 1.00

Geometría en altura (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3): Regular

Estimación del periodo fundamental de la estructura: Según norma

Sistema estructural (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): I

Sistema estructural (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): I

h : Altura del edificio

h : 9.00 m

Importancia de la obra (NEC-SE-DS 2014, 4.1): Otras estructuras

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Según norma

Factor de sobrecarga de uso

: 0.00

Factor multiplicador del espectro

: 1.00

Efectos de la componente sísmica vertical

No se consideran

Verificación de la condición de cortante basal: Según norma

No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Según NEC-SE-DS 2014

Factores reductores de la inercia (NEC-SE-DS 2014, 6.1.6 b)

Vigas primarias frente a la acción sísmica: 0.5

Forjados primarios frente a la acción sísmica: 0.5

Pilares primarios frente a la acción sísmica: 0.8

Pantallas: 0.6

Muros: 0.6

Muros de fábrica: 0.5

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

Parámetros necesarios para la definición del espectro

Z: Factor de zona (NEC-SE-DS 2014, Tabla 1)

Z : 0.25

Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II

η : Relación de amplificación espectral (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1)

η : 2.48

Región sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1): Sierra, Esmeraldas y Galápagos

F_a : Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 3)

F_a : 1.40

F_b : Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 4)

F_b : 1.45

F_c : Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 5)

F_c : 1.06

Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): D

Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II

I: Factor de importancia (NEC-SE-DS 2014, Tabla 6)

I : 1.00

Importancia de la obra (NEC-SE-DS 2014, 4.1): Otras estructuras

r: Exponente que define la rama descendente del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1)

r : 1.00

Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): D

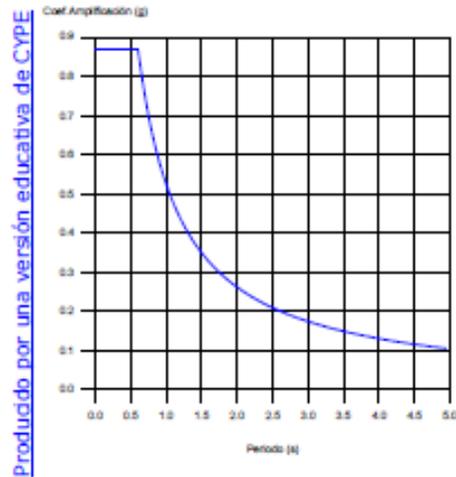
T_c : Periodo límite superior de la rama de aceleración constante del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1)

T_c : 0.60 s

Espectro elástico de aceleraciones

1.2. Espectro de cálculo

1.2.1. Espectro elástico de aceleraciones



Coef. Amplificación:

$$S_{ae} = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot I \quad T \leq T_c$$

$$T \leq T_c$$

$$S_{ae} = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot I \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)^{\gamma} \quad T > T_c$$

$$T > T_c$$

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 0.868 g.

NEC-SE-DS 2014 (3.3.1)

Fuente: Autores

En la figura 5.3 se presentan los periodos de vibración calculados mediante un análisis modal.

Figura 5.3: Coeficientes de participación

1.3. Coeficientes de participación

Modo	T	L _x	L _{gr}	M _x	Hipótesis X(1)
Modo 1	1.124	0	0	0 %	R = 8 A = 0.572 m/s ² D = 18.3001 mm
Modo 2	0.941	0.0016	1	0 %	R = 8 A = 0.683 m/s ² D = 15.3295 mm
Modo 3	0.259	1	0	82.78 %	R = 8 A = 1.064 m/s ² D = 1.81369 mm
Modo 4	0.172	0	0	0 %	R = 8 A = 1.064 m/s ² D = 0.79741 mm
Modo 5	0.148	0	1	0 %	R = 8 A = 1.064 m/s ² D = 0.59382 mm
Modo 6	0.073	1	0	13.59 %	R = 8 A = 1.064 m/s ² D = 0.14204 mm
Total				96.37 %	

T: Periodo de vibración en segundos.

L: Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gr}: Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

M_x: Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

Fuente: Autores

Cortante basal estático y peso sísmico de la estructura

1.5.2. Cortante basal estático

El cortante sísmico en la base de la estructura se determina para cada una de las direcciones de análisis:

$V_{s,x}$: Cortante sísmico en la base (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.2)

$$V_{s,x} : \underline{58.980} \text{ kN}$$

$$V_{s,x} = S_{d,x}(T_a) \cdot W$$

$S_{d,x}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (X)

$$S_{d,x}(T_a) : \underline{0.109} \text{ g}$$

$T_{a,x}$: Periodo fundamental aproximado (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a)

$$T_{a,x} : \underline{0.42} \text{ s}$$

$$T_a = 0.072 \cdot h^{0.8}$$

Sistema estructural (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): I

h: Altura del edificio

$$h : \underline{9.00} \text{ m}$$

$V_{s,y}$: Cortante sísmico en la base (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.2)

$$V_{s,y} : \underline{58.980} \text{ kN}$$

$$V_{s,y} = S_{d,y}(T_a) \cdot W$$

$S_{d,y}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (Y)

$$S_{d,y}(T_a) : \underline{0.109} \text{ g}$$

$T_{a,y}$: Periodo fundamental aproximado (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a)

$$T_{a,y} : \underline{0.42} \text{ s}$$

$$T_a = 0.072 \cdot h^{0.8}$$

Sistema estructural (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): I

h: Altura del edificio

$$h : \underline{9.00} \text{ m}$$

W : Peso sísmico total de la estructura

$$W : \underline{543.594} \text{ kN}$$

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

$$W = \sum_{i=1}^n w_i$$

w_i : Peso sísmico total de la planta "i"

Suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

Planta	w_i (kN)
Forjado 3	173.111
Forjado 2	185.242
Forjado 1	185.242
$W = \sum w_i$	543.594

5.1.2.2. Fuerzas sísmicas equivalentes por planta

El análisis realizado para el cálculo de estas fuerzas laterales es mediante un análisis dinámico (figura 5.4).

1.6. Cortante sísmico combinado por planta

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

Si la obra tiene vigas con vinculación exterior o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.

1.6.1. Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

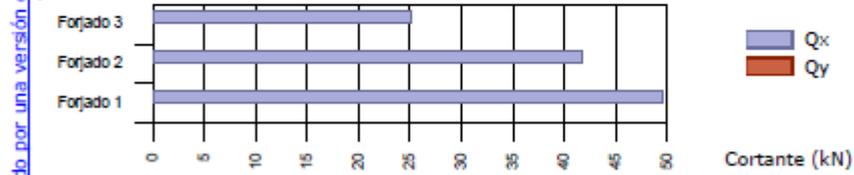
Los valores que se muestran en las siguientes tablas no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

Planta	Q _x (kN)	F _{eq,x} (kN)	Q _y (kN)	F _{eq,y} (kN)
Forjado 3	25.041	25.041	0.000	0.000
Forjado 2	41.696	18.875	0.000	0.000
Forjado 1	49.511	10.872	0.000	0.000

Cortantes sísmicos máximos por planta

Hipótesis sísmica: Sismo X1



Fuerzas sísmicas equivalentes por planta

Hipótesis sísmica: Sismo X1

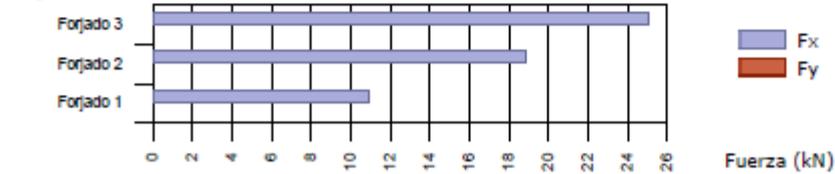


Figura 5.4: Cortante sísmico combinado por planta

Fuente: Autores

5.1.2.3. Control de la deriva de piso

Tabla 5.12: Derivas máximas por planta

Planta	Desplome local máximo de los pilares (δ / h)			
	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Forjado 3	----	----	1 / 682 (C2, ...)	----
Forjado 2	----	----	1 / 527 (C2, ...)	----
Forjado 1	----	----	1 / 724 (C2, ...)	----

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Fuente: Autores

5.1.3. Resultados ETABS

El análisis realizado es mediante el método estático.

5.1.3.1. Cortante basal

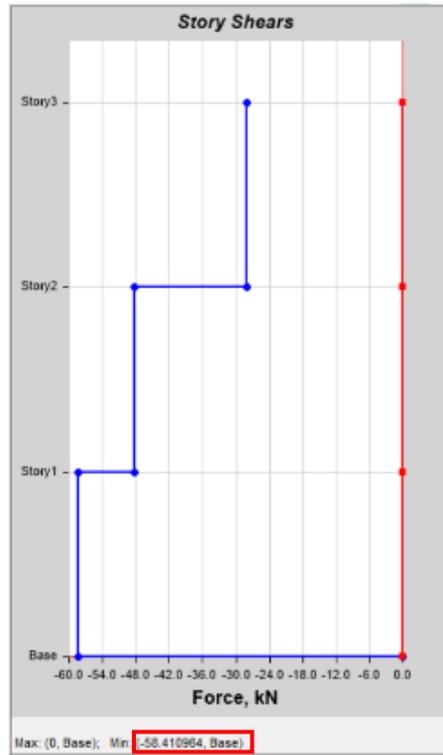


Figura 5.5: Cortante basal

Fuente: Autores

5.1.3.2. Fuerzas sísmicas laterales

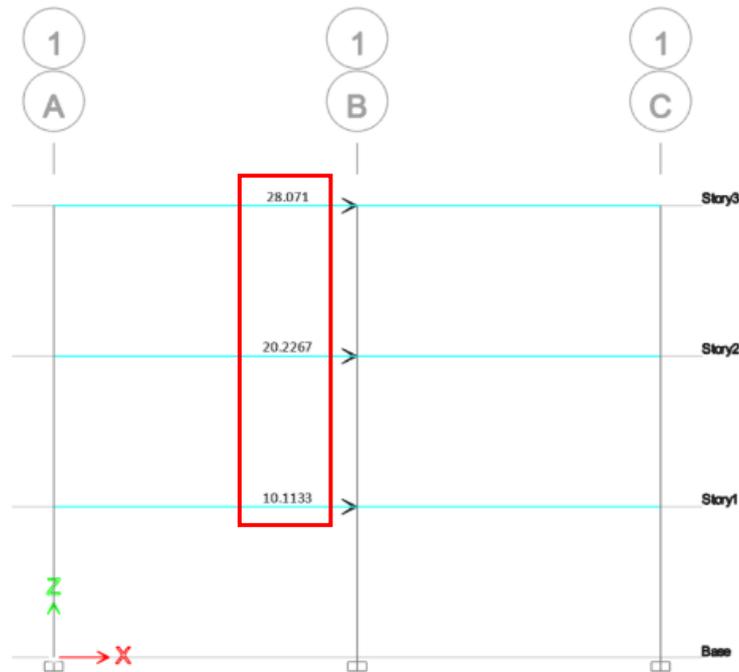


Figura 5.6: Fuerzas sísmicas laterales

Fuente: Autores

5.1.3.3. Control de la deriva de piso

Tabla 5.13: Derivas máximas por planta

TABLE: Story Drifts			
Story	Output Case	Direction	Drift
Story3	SX+	X	0.00033
Story2	SX+	X	0.000426
Story1	SX+	X	0.000277

Fuente: Autores

5.1.3.4. Índice de estabilidad Q_i

Para determinar el índice de estabilidad se complementaron los resultados obtenidos en ETABS (ΔM , P_i , V_i y h_i) mediante cálculos en una hoja de cálculo como se presenta a continuación en la tabla 5.14.

Tabla 5.14: Índice de estabilidad Q_i

Nivel	Deriva inelástica ΔM	Chequeo	P_i	V_i	h_i	Q_i	Chequeo
Nivel 3	0.001980	CUMPLE	256.052	28.071	3	0.00602	No se consideran los efectos P-Delta
Nivel 2	0.002556	CUMPLE	512.103	48.2977	3	0.00903	No se consideran los efectos P-Delta
Nivel 1	0.001662	CUMPLE	768.155	58.411	3	0.00729	No se consideran los efectos P-Delta

Fuente: Autores

5.1.4. Comparación de resultados

En la tabla 5.15 a continuación, se presentan los resultados de las fuerzas sísmicas laterales, cortante basal y derivas inelásticas de piso mediante los tres métodos de cálculo.

Se debe tomar en cuenta que los resultados de las fuerzas sísmicas laterales y las derivas de piso obtenidas mediante el programa CYPECAD, son calculadas por el método dinámico. Por esta razón se obtienen valores con una mayor diferencia.

Tabla 5.15: Justificación de acción sísmica

JUSTIFICACIÓN DE ACCIÓN SÍSMICA							
	FUERZAS SÍSMICAS LATERALES			CORTANTE BASAL ESTÁTICO	DERIVAS INELÁSTICAS DE PISO		
	NIVEL 3 (KN)	NIVEL 2 (KN)	NIVEL 1 (KN)	(KN)	NIVEL 3	NIVEL 2	NIVEL 1
CÁLCULO MANUAL	28.073	20.228	10.114	58.415	0.001978	0.002556	0.001662
CYPE	25.041	18.875	10.872	58.980	0.001466	0.001898	0.001381
ETABS	28.071	20.227	10.113	58.411	0.001980	0.002556	0.001662

Fuente: Autores

Los resultados obtenidos entre los cálculos manuales y ETABS son casi idénticos, su variación se puede considerar como despreciable (tabla 5.16).

Tabla 5.16: Comparación de acción sísmica cálculo manual vs ETABS

COMPARACIÓN DE ACCIÓN SÍSMICA CÁLCULO MANUAL - ETABS							
	FUERZAS SÍSMICAS LATERALES			CORTANTE BASAL	DERIVAS INELÁSTICAS DE PISO		
	NIVEL 3 (KN)	NIVEL 2 (KN)	NIVEL 1 (KN)	(KN)	NIVEL 3	NIVEL 2	NIVEL 1
CÁLCULO MANUAL	28.073	20.228	10.114	58.415	0.001978	0.002556	0.001662
ETABS	28.071	20.227	10.113	58.411	0.001980	0.002556	0.001662
DIFERENCIA	0.002	0.001	0.001	0.004	-0.000002	0.000000	0.000000

Fuente: Autores

En las tablas 5.17 y 5.18 realizamos la comparación del cortante basal, ya que este es el único valor calculado por el método estático por los tres métodos. En el programa CYPECAD se obtiene un valor del cortante superior al obtenido mediante cálculos manuales y mediante ETABS. Al analizar los resultados obtenidos en cada método, podemos observar que esta variación se debe al peso de la estructura.

Tabla 5.17: Comparación de acción sísmica cálculo manual vs CYPECAD

COMPARACIÓN DE ACCIÓN SÍSMICA CÁLCULO MANUAL - CYPE	
	CORTANTE BASAL ESTÁTICO
	(KN)
CÁLCULO MANUAL	58.415
CYPE	58.980
DIFERENCIA	-0.565

Fuente: Autores

Tabla 5.18: Comparación de acción sísmica CYPE vs ETABS

COMPARACIÓN DE ACCIÓN SÍSMICA CÁLCULO CYPE - ETABS	
	CORTANTE BASAL ESTÁTICO
	(KN)
CYPE	58.980
ETABS	58.411
DIFERENCIA	0.569

Fuente: Autores

5.2. Diseño de columna

5.2.1. Cálculos manuales

Para el cálculo de los momentos, cortantes y carga axial última se utilizará la sollicitación más desfavorable para cada caso. Estos valores serán obtenidos mediante el software ETABS.

5.2.1.1. Momento (M), cortante (P) y carga axial (V) máximas según combinaciones de carga

Para la combinación 1,4 D se tiene:

$$Mu1 := 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \qquad Pu1 := 374.6160 \text{ kN} \qquad Vu1 := 0 \text{ kN}$$

Para la combinación 1,2 D + 1,6 L se tiene:

$$Mu2 := 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \qquad Pu2 := 497.7775 \text{ kN} \qquad Vu2 := 0 \text{ kN}$$

Para la combinación 1,2 D + E + 0,5 L se tiene:

$$Mu3 := 52.5581 \text{ kN} \cdot \text{m} \qquad Pu3 := 376.3113 \text{ kN} \qquad Vu3 := 22.6751 \text{ kN}$$

5.2.1.2. Dimensiones del perfil seleccionado

El perfil seleccionado es un perfil W 305 x 313.

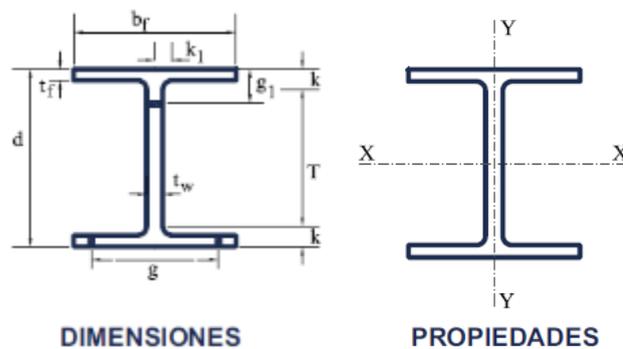


Figura 5.7: Dimensiones del perfil

Fuente: Tomado de Gerdau Corsa, s.f.

$$d := 374 \text{ mm}$$

$$bf := 325 \text{ mm}$$

$$tw := 30 \text{ mm}$$

$$tf := 48.3 \text{ mm}$$

Propiedades de la sección

$$A := 39717 \text{ mm}^2$$

$$T := 240 \text{ mm}$$

$$I_x := 892068021.4 \text{ mm}^4$$

$$I_y := 276965556.3 \text{ mm}^4$$

$$C_w := 7.329 \cdot 10^{12} \text{ mm}^6$$

$$J := 27344993.9 \text{ cm}^4$$

$$S_x := 4770417.2 \text{ mm}^3$$

$$S_y := 1704403.4 \text{ mm}^3$$

$$Z_x := 5689806.5 \text{ mm}^3$$

$$Z_y := 2613258.8 \text{ mm}^3$$

$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 14.987 \text{ cm}$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 8.351 \text{ cm}$$

El perfil analizado es de acero estructural A36, por lo que cuenta con las siguientes características:

$$F_y := 250 \text{ MPa}$$

$$F_u := 375 \text{ MPa}$$

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

$$G := 76923.08 \text{ MPa}$$

$$\rho := 1.3$$

$$C_d := 5.5$$

$$\Omega_0 := 3$$

$$R_y := 1.3$$

5.2.1.3. Secciones compactas

Se chequea que los elementos componentes del perfil sean compactos.

Elementos comprimidos con miembros sujetos a flexión.

Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.

$$\lambda_{ala} := \frac{bf}{2 \cdot tf} = 3.364$$

$$\lambda_p := 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.485$$

$$\lambda_{ala} < \lambda_p$$

Para flexión en alas de perfiles I roladas o armadas, canales y tes.

$$\lambda_{alma} := \frac{T}{tw} = 9.247$$

$$\lambda_p := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69.296$$

$$T := d - 2 \cdot tf = 277.4 \text{ mm} \quad Ca := \frac{Pu}{\phi \cdot F_y \cdot A} = 0.056 \quad Ca \leq 0.125$$

Para el perfil seleccionado, las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión (tanto las alas como el alma) no exceden las relaciones máximas ancho-espesor, λ_p , por lo tanto, toda la sección es compacta.

5.2.1.4. Diseño de miembros en tensión

$$\phi = 0.9$$

$$\phi P_{nt} := \phi \cdot F_y \cdot A = 8936.325 \text{ kN}$$

$$P := Pu2 = 497.778 \text{ kN}$$

$$\frac{P}{\phi P_{nt}} = 0.0557$$

5.2.1.5. Diseño de miembros en compresión

En base a la tabla 2.5 se determina el valor del factor de longitud efectiva, K. En este caso se toma un valor de 0,80 al tratarse de una columna empotrada en su base y articulada en su extremo.

$$k := 0.8$$

$$L := 3000 \text{ mm}$$

Se determina la longitud efectiva a continuación.

$$L_c := k \cdot L = 2400 \text{ mm}$$

$$\frac{Lc}{ry} \leq 200 \quad 28.74 \leq 200$$

Se cumple esta condición, por lo tanto, el elemento no es esbelto.

Resistencia nominal a la compresión

$$Pn := Fcr \cdot A = 9503.873 \text{ kN}$$

$$\phi Pnc := 0.9 \cdot Fcr \cdot A = 8553.485 \text{ kN}$$

$$P := Pu2 = 497.778 \text{ kN}$$

$$Fcr := \left(0.658 \frac{Fy}{Fe} \right) \cdot Fy = 239.29 \text{ MPa}$$

$$Fe := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{Lcy}{ry} \right)^2} = 2389.773 \text{ MPa}$$

$$\frac{P}{\phi Pnc} = 0.0582$$

La columna está trabajando al 5,8% por lo que cumple con la capacidad requerida.

5.2.1.6. Diseño de miembros en flexión en el eje fuerte

Se asume un valor conservador de $C_b=1$.

$$Mp := Fy \cdot Zx = 1422.452 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi Mn := 0.9 \cdot Fy \cdot Zx = 1280.206 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Lp := 1.76 \cdot ry \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 4157.022 \text{ mm}$$

$$Lry := 1.95 \cdot rtsy \cdot \frac{E}{0.7 \cdot Fy} \cdot \sqrt{\frac{J}{Sx \cdot h0} + \sqrt{\left(\frac{J}{Sx \cdot h0} \right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot Fy}{E} \right)^2}} = 4063337.08 \text{ mm}$$

$$L_b = 3000 \text{ mm}$$

$$L_b \leq L_{py}$$

$$M_n := M_p = 1422.452 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$0.9 \cdot M_n = 1280.2065 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 52.558 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{uy}}{0.9 \cdot M_{ny}} = 0.041$$

La columna está trabajando al 4,1% por lo que cumple con la capacidad requerida.

5.2.1.7. Diseño de miembros en flexión en el eje débil

Se asume un valor conservador de $C_b=1$.

$$M_p := F_y \cdot Z_y = 653.315 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n := 0.9 \cdot F_y \cdot Z_y = 587.983 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_x \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7460.508 \text{ mm}$$

$$L_{rx} := 1.95 \cdot r_{tsx} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J}{S_y \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_y \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 15235610.932 \text{ mm}$$

$$L_b = 3000 \text{ mm}$$

$$L_b \leq L_{px}$$

$$M_n := M_p = 653.315 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$0.9 \cdot M_n = 588 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u := 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_u}{0.9 \cdot M_n} = 0$$

5.2.1.8. Diseño de miembros en corte

$$\frac{T}{tw} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$9.247 \leq 63.357$$

Por lo tanto:

$$\Phi_v := 1$$

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v1 = 1683 \text{ kN}$$

$$A_w := d \cdot tw = 11220 \text{ mm}^2$$

$$\Phi_v \cdot V_n = 1683 \text{ kN}$$

$$V_u = 22.675 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\Phi_v \cdot V_n} = 0.013$$

$$\Phi_v \cdot V_n > V_u$$

La sección resiste a la fuerza cortante.

Atiesadores transversales

$$\frac{T}{tw} \leq 2.46 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$9.247 \leq 69.579$$

No se requieren atiesadores transversales.

5.2.1.9. Diseño de miembros para solicitaciones combinadas y torsión

Los mayores esfuerzos solicitantes de cálculo se producen para la combinación de acciones $1,2 D + E + 0,5 L$.

Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

Resistencia a compresión requerida

$$P_u = 376.311 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño a compresión

$$\phi P_{nc} := 0.9 \cdot F_{cr} \cdot A = 8553.485 \text{ kN}$$

Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{u3_3} := M_u = 52.558 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte

$$\phi M_{nx} := 0.9 \cdot M_n = 1280.206 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{u2_2} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia de diseño a flexión en el eje débil

$$\phi M_{ny} := 0.9 \cdot M_n = 587.983 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \qquad 0.044 < 0.2$$

$$\frac{P_u}{2 \cdot \phi P_n} + \left(\frac{M_{u3_3}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{u2_2}}{\phi M_{ny}} \right) = 0.063$$

Secciones doblemente simétricas sometidas a flexo compresión simple

$$n_2 := \frac{P_u}{\phi P_n} + \left(\frac{M_{u3_3}}{\phi M_{nx}} \right)^2 = 0.046$$

5.2.2. Resultados CYPE

CYPE 3D emite un listado con todas las comprobaciones realizadas para cada uno de los elementos siguiendo la norma ANSI/AISC 360-16 (LRFD). El informe se lo obtiene desde la opción listados y este presenta las combinaciones de carga utilizadas, los pasos, fórmulas y los resultados para cada una de las comprobaciones.

5.2.2.1. Momento (M), cortante (P) y carga axial (V) máximas

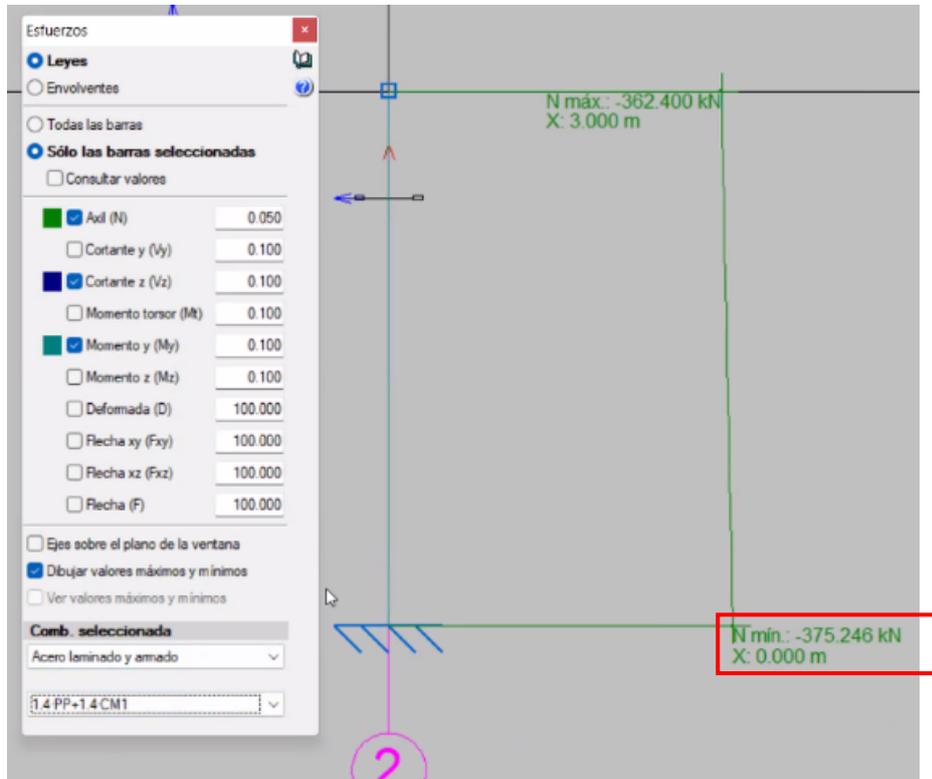


Figura 5.8: Diagrama de momento, cortante y axial CYPE 3D para la combinación 1,4 D

Fuente: Autores

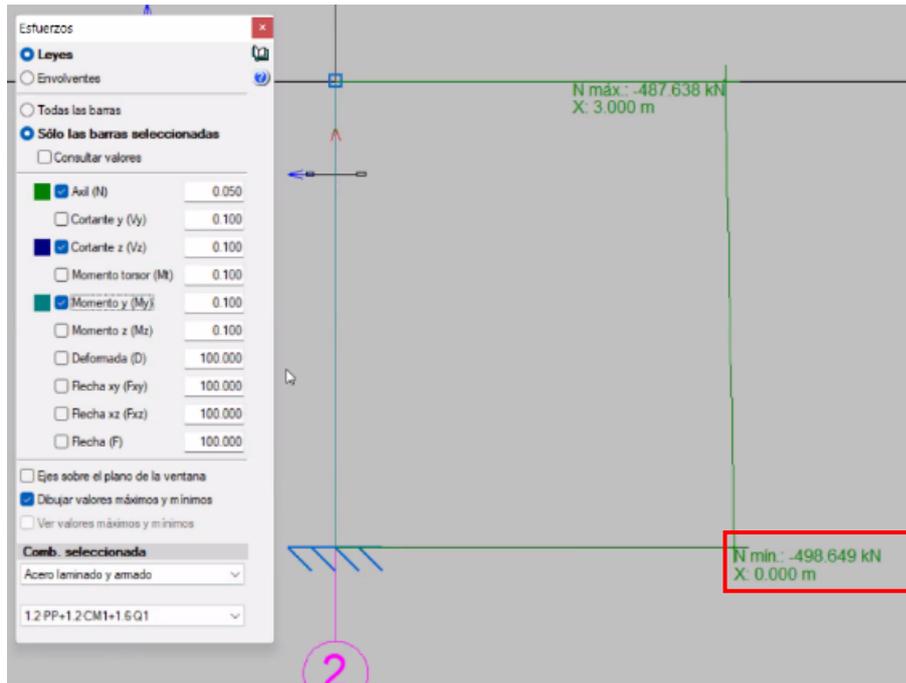


Figura 5.9: Diagrama de momento, cortante y axial CYPE 3D para la combinación 1,2 D + 1,6 L

Fuente: Autores

Tabla 5.19: Esfuerzos en barras, por combinación CYPE 3D

Esfuerzos en barras, por combinación							
Barra	Combinación		Esfuerzo	Posiciones en la barra			
	Tipo	Descripción		0	1.5	2.571	3
Columna	Acero laminado	1.4·PP+1.4·CM1	N	-375.246	-368.823	-364.235	-362.4
			Vz	0	0	0	0
			My	0	0	0	0
		1.2·PP+1.2·CM1+1.6·Q1	N	-498.649	-493.143	-489.211	-487.638
			Vz	0	0	0	0
			My	0	0	0	0
		1.2·PP+1.2·CM1+0.5·Q1+SX	N	-376.955	-371.449	-367.517	-365.944
			Vz	-18.758	-18.758	-19.306	-18.96
			My	-43.83	-15.69	4.21	12.14

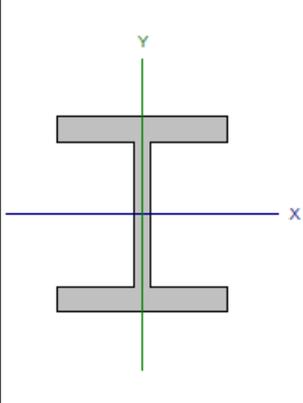
Fuente: Autores

5.2.2.2. Dimensiones del perfil seleccionado

El perfil seleccionado es un perfil H 356x134,2.

Tabla 5.20: Características del perfil CYPE 3D

Barra N3/N12

Perfil: W305X313 Material: Acero (A36)						
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas		
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)
	N3	N12	3.000	397.17	89206.80	2734.50
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
				Pandeo		Pandeo lateral
				Plano ZX	Plano ZY	Ala sup. / Ala inf.
	β			0.80	0.80	1.00 / 0.33
	L_K			2.400	2.400	3.000 / 1.000
	C_b			-		1.000
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_K : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico						

Fuente: Autores

5.2.2.3. Diseño de miembros en tensión

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

5.2.2.4. Diseño de miembros en compresión

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda \leq 200$$

$$\lambda : \underline{29} \quad \checkmark$$

Donde:

λ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{L_c}{r}$$

$$\lambda : \underline{29}$$

Siendo:

L_c : Longitud efectiva

$$L_c = KL$$

Donde:

L : Longitud de la barra

$$L : \underline{3000} \text{ mm}$$

K : Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{0.80}$$

r_y : Radio de giro respecto al eje Y

$$r_y : \underline{8.35} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{8.35} \text{ cm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

I_y : 27696.56 cm⁴

A : Área total de la sección transversal de la barra.

A : 397.17 cm²

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-16 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_r = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

η_r : 0.058 ✓

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N3, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM1+1.6·Q1.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

P_r : 498.65 kN

P_c : Resistencia de diseño a compresión

P_c : 8553.49 kN

$$P_c = \phi_p P_n$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

ϕ_p : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

ϕ_p : 0.90

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

P_n : 9503.87 kN

$$P_n = F_{cr} A$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-16 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

A : Área bruta de la sección de la barra.

A : 397.17 cm²

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

F_{cr} : 239.29 MPa

i) Cuando: $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

F_y : 250.00 MPa

F_e : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

F_e : 2389.77 MPa

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r} \right)^2}$$

F_{ex} : 7697.13 MPa

F_{ey} : 2389.77 MPa

Donde:

Siendo:

L_c : Longitud efectiva

$$L_c = KL$$

E : Módulo de elasticidad del acero

E : 200000.00 MPa

K : Factor de longitud efectiva.

K_x : 0.80

K_y : 0.80

L : Longitud de la barra

L : 3000 mm

r: Radio de giro dominante

$$r_x : \frac{14.99}{\text{cm}}$$

$$r_y : \frac{8.35}{\text{cm}}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I: Momento de inercia

$$I_x : \frac{89206.80}{\text{cm}^4}$$

$$I_y : \frac{27696.56}{\text{cm}^4}$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \frac{397.17}{\text{cm}^2}$$

5.2.2.5. Diseño de miembros en flexión

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-16 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_m = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_m : \frac{0.034}{\checkmark}$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N3, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM1+5X.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \frac{43.83}{\text{kN}\cdot\text{m}}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \frac{1280.21}{\text{kN}\cdot\text{m}}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \frac{0.90}{\text{---}}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 1

$$M_n : \frac{1422.45}{\text{kN}\cdot\text{m}}$$

1 Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \frac{1422.45}{\text{kN}\cdot\text{m}}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \frac{250.00}{\text{MPa}}$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \frac{5689.81}{\text{cm}^3}$$

2 Pandeo lateral-torsional

a) Si $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no es de aplicación

Donde:

L_b : Distancia entre puntos de arriostamiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_{b+} : \frac{3000}{\text{mm}}$$

$$L_{b-} : \frac{1000}{\text{mm}}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p : \frac{4157.02}{\text{mm}}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \frac{200000.00}{\text{MPa}}$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \frac{250.00}{\text{MPa}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \frac{8.35}{\text{cm}}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \frac{27696.56}{\text{cm}^4}$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \frac{397.17}{\text{cm}^2}$$

5.2.2.6. Diseño de miembros en corte

Resistencia a corte V (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-16 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r , se produce en un punto situado a una distancia de 2.571 m del nudo N3, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM1-SX.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-16 (LRFD), Capítulo G - G2.1).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$A_w = dt_w$$

Donde:

d : Canto total

t_w : Espesor del alma

$$\eta_v : \underline{0.011} \quad \checkmark$$

$$V_r : \underline{19.31} \quad \text{kN}$$

$$V_c : \underline{1683.00} \quad \text{kN}$$

$$\phi_v : \underline{1.00}$$

$$V_n : \underline{1683.00} \quad \text{kN}$$

$$F_y : \underline{250.00} \quad \text{MPa}$$

$$A_w : \underline{112.20} \quad \text{cm}^2$$

$$d : \underline{374.00} \quad \text{mm}$$

$$t_w : \underline{30.00} \quad \text{mm}$$

Atiesadores transversales

1. Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

C_v : Coeficiente de cortante del alma

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

E : Módulo de elasticidad del acero

$$C_v : \underline{1.00}$$

$$h : \underline{277.40} \quad \text{mm}$$

$$E : \underline{200000.00} \quad \text{MPa}$$

2. Comprobación de rigidizadores transversales

$$(a) \text{ si } \frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

t_w : Espesor del alma

E : Módulo de elasticidad del acero

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$h : \underline{277.40} \quad \text{mm}$$

$$t_w : \underline{30.00} \quad \text{mm}$$

$$E : \underline{200000.00} \quad \text{MPa}$$

$$F_y : \underline{250.00} \quad \text{MPa}$$

5.2.2.7. Diseño de miembros para solicitaciones combinadas y torsión

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.056} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N3, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM1+0.5·Q1-SX.

Donde:

η calculado según Artículo 1, Sección 1

1 Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

b) Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (\text{H1-1b})$$

$$\eta : \underline{0.06}$$

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida

$$P_r : \underline{376.95} \text{ kN}$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E

$$P_c : \underline{8553.49} \text{ kN}$$

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{43.83} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{1280.21} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{ry} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

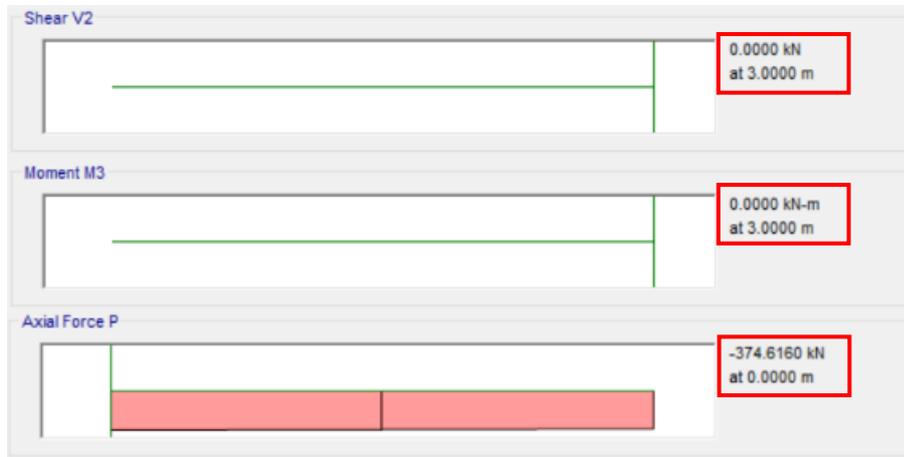
$$M_{cy} : \underline{587.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

5.2.3. Resultados ETABS

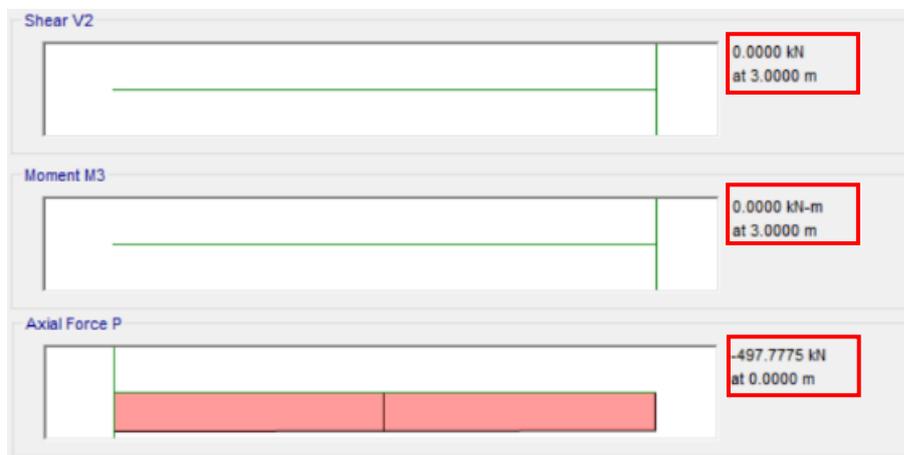
ETABS desarrolla un reporte según las combinaciones de cargas que se asignen. A continuación, se presentan los resultados para la combinación más desfavorable de acuerdo a cada solicitación. Antes de proceder al análisis de la estructura o elemento, se debe seleccionar la norma a seguir, para esta comprobación se utiliza el AISC 360-16. El informe presenta los resultados de los esfuerzos generados e indica si no se cumple con las solicitaciones de la normativa seleccionada.

5.2.3.1. Momento (M), cortante (P) y carga axial (V) máximas según combinaciones de carga

Para la combinación 1,4 D se tiene:



Para la combinación 1,2 D + 1,6 L se tiene:



Para la combinación 1,2 D + E + 0,5 L se tiene:



5.2.3.2. Dimensiones del perfil seleccionado

El perfil seleccionado es un perfil W 305 x 313.

Section Properties					
A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)
0.0397	0.000027	0.000892	0.000277	0.0314	0.0112

Design Properties						
S ₃₃ (m ³)	S ₂₂ (m ³)	Z ₃₃ (m ³)	Z ₂₂ (m ³)	r ₃₃ (m)	r ₂₂ (m)	C _w (m ⁶)
0.00477	0.001704	0.00569	0.002613	0.14987	0.08351	7.329E-06

Material Properties			
E (kN/m ²)	f _y (kN/m ²)	R _y	α
200000000	250000	1	NA

LLRF and Demand/Capacity Ratio		
L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
3.00000	1	1

5.2.3.3. Secciones compactas

Element Details							
Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	C3	10	0	1.2D+1SX++0.5L	Special Moment Frame	Col W305x313	Seismic HD

Element Details							
Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	C3	10	0	1.2D+1.6L	Special Moment Frame	Col W305x313	Compact

5.2.3.4. Diseño de miembros en tensión

Axial Force and Capacities	
P _u Force (kN)	φP _{nt} Capacity (kN)
497.7775	8936.325

5.2.3.5. Diseño de miembros en compresión

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
1	1	1

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.8	0.8	1	1	1	1
Minor Bending	0.8	0.8	1	1	1	1

Axial Force and Capacities	
P _u Force (kN)	φP _{nc} Capacity (kN)
497.7775	8553.4854

5.2.3.6. Diseño de miembros en flexión en el eje fuerte

Moments and Capacities		
	M_u Moment (kN-m)	ϕM_n (kN-m)
Major Bending	52.5581	1280.2065

5.2.3.7. Diseño de miembros en flexión en el eje débil

Moments and Capacities		
	M_u Moment (kN-m)	ϕM_n (kN-m)
Minor Bending	0	587.9832

5.2.3.8. Diseño de miembros en corte

Shear Design			
	V_u Force (kN)	ϕV_n Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	22.6751	1683	0.013

5.2.3.9. Diseño de miembros para solicitaciones combinadas y torsión

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones $1,2 D + E + 0,5 L$.

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)	
D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.063 =	0.022 + 0.041 + 0

5.2.4. Comparación de resultados

La tabla 5.21 expone los resultados de las resistencias y capacidades de la columna sujeta a tensión, compresión, flexión y corte, así como las capacidades del diseño de miembros en solicitaciones combinadas, según los cálculos en los dos softwares (CYPE y ETABS) y el diseño manual.

Al igual que en el diseño de la columna bajo cargas gravitacionales, CYPE 3D no realiza el cálculo para esfuerzos de tensión ya que, el esfuerzo último generado lo asigna a tensión o compresión según corresponda. El programa ETABS asigna el mismo valor del esfuerzo último, ya sea para el cálculo de la capacidad a tensión o compresión; se tomaron las mismas consideraciones para el cálculo manual.

En la tabla 5.21 se puede observar que los esfuerzos nominales obtenidos son los mismos para todos los métodos de cálculo. Se tienen valores diferentes únicamente para los esfuerzos últimos. Para el diseño manual se tomaron los esfuerzos últimos

obtenidos en el programa ETABS, por lo que estos siempre son iguales en ambos métodos.

Tabla 5.21: Comparación resultados columna

COLUMNA									
	DISEÑO DE MIEMBROS EN TENSION		DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN		DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN		DISEÑO DE MIEMBROS EN CORTE		DISEÑO DE MIEMBROS EN SOLICITACIONES COMBINADAS
	Pu (KN)	ΦPnt (KN)	Pu (KN)	ΦPnc (KN)	Mu (KNm)	ΦMn (KNm)	Vu (KN)	ΦVn (KN)	
CÁLCULO MANUAL	497.78	8936.33	497.78	8553.49	52.56	1280.21	22.68	1683.00	
CYPE	N.A	N.A	498.65	8553.49	43.83	1280.21	19.31	1683.00	
ETABS	497.78	8936.33	497.78	8553.49	52.56	1280.21	22.68	1683.00	
CAPACIDADES									
CÁLCULO MANUAL	5.57%		5.82%		4.11%		1.35%		6.30%
CYPE	N.A		5.83%		3.42%		1.15%		5.60%
ETABS	5.57%		5.82%		4.11%		1.35%		6.30%

N.A: No aplica.

Fuente: Autores

En las tablas 5.22, 5.23 y 5.24 a continuación, se presentan las variaciones que existen entre los resultados de las capacidades a tensión, compresión, flexión, corte y bajo solicitaciones combinadas de la columna (cálculo manual vs CYPE, cálculo manual vs ETABS y CYPE vs ETABS). Se observa que no se generan variaciones representativas entre los resultados.

Como se puede observar en la tabla 5.22 no existe una diferencia considerable comparando los cálculos manuales con los obtenidos mediante el software CYPE 3D para las capacidades en ninguna de las solicitaciones. La mayor variación generada es en la capacidad a flexión y esta se debe a que el momento último considerado no es igual en ambos cálculos. Para el cálculo manual se tomó el valor del momento último del programa ETABS.

Tabla 5.22: Comparación cálculo manual - CYPE

COMPARACIÓN CÁLCULO MANUAL - CYPE					
	CAPACIDAD A TENSION	CAPACIDAD A COMPRESIÓN	CAPACIDAD A FLEXIÓN	CAPACIDAD A CORTE	CAPACIDAD A SOLICITACIONES COMBINADAS
CÁLCULO MANUAL	5.57%	5.82%	4.11%	1.35%	6.30%
CYPE	N.A	5.83%	3.42%	1.15%	5.60%
DIFERENCIA	N.A	-0.01%	0.68%	0.20%	0.70%

N.A: No aplica.

Fuente: Autores

Al comparar los resultados obtenidos en el cálculo manual contra los de ETABS, no se obtienen diferencias (tabla 5.23).

Tabla 5.23: Comparación cálculo manual - ETABS

COMPARACIÓN CÁLCULO MANUAL - ETABS					
	CAPACIDAD A TENSIÓN	CAPACIDAD A COMPRESIÓN	CAPACIDAD A FLEXIÓN	CAPACIDAD A CORTE	CAPACIDAD A SOLICITACIONES COMBINADAS
CÁLCULO MANUAL	5.57%	5.82%	4.11%	1.35%	6.30%
ETABS	5.57%	5.82%	4.11%	1.35%	6.30%
DIFERENCIA	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Fuente: Autores

Las diferencias generadas entre los resultados de los dos softwares de cálculo, son las mismas que comparando los resultados del cálculo manual con CYPE 3D. Nuevamente estas diferencias se deben únicamente a la variación en los momentos últimos obtenidos entre los dos programas. Los programas toman diferentes consideraciones para el cálculo de esfuerzos últimos, a pesar de esto se obtienen resultados muy similares (tabla 5.24).

Tabla 5.24: Comparación cálculo ETABS – CYPE

COMPARACIÓN ETABS - CYPE					
	CAPACIDAD A TENSIÓN	CAPACIDAD A COMPRESIÓN	CAPACIDAD A FLEXIÓN	CAPACIDAD A CORTE	CAPACIDAD A SOLICITACIONES COMBINADAS
ETABS	5.57%	5.82%	4.11%	1.35%	6.30%
CYPE	N.A	5.83%	3.42%	1.15%	5.60%
DIFERENCIA	N.A	-0.01%	0.68%	0.20%	0.70%
N.A: No aplica.					

Fuente: Autores

Tras analizar todos los resultados, se puede concluir que el análisis por elementos en los dos softwares de cálculo es fiable y no se generan mayores variaciones. Es importante considerar todas las variables para obtener resultados óptimos.

5.3. Diseño de viga

5.3.1. Cálculos manuales

Se analizan las diferentes combinaciones de carga y se realizan los cálculos en base a la combinación más desfavorable para cada caso.

5.3.1.1. Momento (M), cortante (P) y carga axial (V) máximas según combinaciones de carga

Para la combinación 1,4 D se tiene:

$$Mu1 := 56.4697 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad Pu1 := 6.5549 \text{ kN} \quad Vu1 := 55.8172 \text{ kN}$$

Para la combinación 1,2 D + 1,6 L se tiene:

$$Mu2 := 78.0891 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad Pu2 := 9.0645 \text{ kN} \quad Vu2 := 77.1867 \text{ kN}$$

Para la combinación 1,2 D + E + 0,5 L se tiene:

$$Mu3 := 81.4568 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad Pu3 := 10.387 \text{ kN} \quad Vu3 := 65.1454 \text{ kN}$$

5.3.1.2. Dimensiones del perfil seleccionado

El perfil seleccionado es un perfil H 356x134,2.

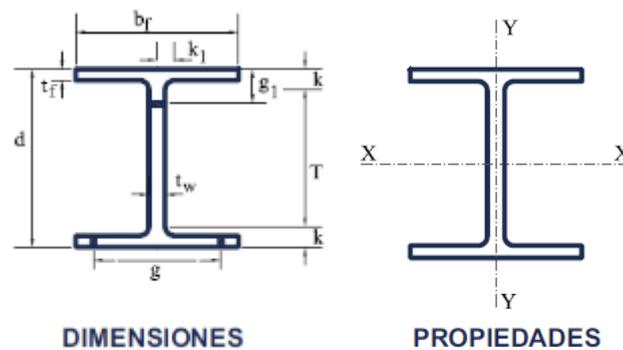


Figura 5.10: Dimensiones del perfil

Fuente: Tomado de Gerdau Corsa, s.f.

$$d := 356 \text{ mm}$$

$$bf := 325 \text{ mm}$$

$$tw := 11.2 \text{ mm}$$

$$tf := 20 \text{ mm}$$

Propiedades de la sección

$$A := 16539.2 \text{ mm}^2$$

$$C_w := 3229590 \text{ cm}^6$$

$$I_x := 396796196.3 \text{ mm}^4$$

$$S_x := 2229192.1 \text{ mm}^3$$

$$Z_x := 2463596.8 \text{ mm}^3$$

$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 154.891 \text{ mm}$$

$$J := 1890685.3 \text{ mm}^4$$

$$I_y := 114464079.8 \text{ mm}^4$$

$$S_y := 704394.3 \text{ mm}^3$$

$$Z_y := 1066159.8 \text{ mm}^3$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 83.191 \text{ mm}$$

El perfil será de acero estructural A36, por lo que cuenta con las siguientes características:

$$F_y := 250 \text{ MPa}$$

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

$$R_y := 1.3$$

5.3.1.3. Secciones compactas

Se chequea que los elementos componentes del perfil sean compactos.

Elementos comprimidos con miembros sujetos a flexión.

Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.

$$\lambda_{ala} := \frac{bf}{2 \cdot tf} = 8.125$$

$$\lambda_p := 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.485$$

$$\lambda_{ala} < \lambda_p$$

Almas de doble T simétricas y canales.

$$\lambda_{alma} := \frac{T}{tw} = 28.214$$

$$\lambda_p := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69.296$$

$$Ca := \frac{Pu}{\phi \cdot Fy \cdot A} = 0.003 \qquad Ca \leq 0.125$$

$$T := d - 2 \cdot tf = 316 \text{ mm}$$

Para el perfil seleccionado, las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión (tanto las alas como el alma) no exceden las relaciones máximas ancho-espesor, λ_p , por lo tanto, toda la sección es compacta.

5.3.1.4. Diseño de miembros en tensión

$$Pu = 10.387 \text{ kN} \qquad \phi Pnt := 0.9 Fy \cdot A = 3721.32 \text{ kN}$$

$$\frac{Pu}{\phi Pnt} = 0.003$$

5.3.1.5. Diseño de miembros en compresión

No se consideran arriostramientos laterales que pueden deberse a viguetas, ya que se está realizando un análisis únicamente en dos dimensiones. En este caso se analiza la viga apoyada en ambos extremos a las columnas y se toma el valor de la longitud no arriostrada lateralmente de 6 m.

$$Pu = 10.387 \text{ kN}$$

$$\phi Pnc := 0.9 \cdot Fcr \cdot A = 2824.509 \text{ kN}$$

$$\frac{Pu}{\phi Pnc} = 0.004$$

$$Fcr := \left(0.658 \frac{Fy}{Fe} \right) \cdot Fy = 189.752 \text{ MPa}$$

$$Fe := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{Lcy}{ry} \right)^2} = 379.474 \text{ MPa}$$

5.3.1.6. Diseño de miembros en flexión en el eje fuerte

Cálculo factor de modificación por pandeo lateral-torsional (C_b)

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_u}{2.5 \cdot M_u + 3 \cdot MA + 4 \cdot MB + 3 \cdot MC} = 2.505$$

$$MA = 22.842 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad MB = 30.043 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$MC = 4.723 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_u = 80.307 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$C_b < 3$$

Ya que el factor de modificación por pandeo lateral-torsional cumple con un valor menor a 3, se utilizará el valor de 2,505 para los cálculos necesarios a continuación.

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 615.899 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4141.284 \text{ mm}$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{tsy} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 15927.811 \text{ mm}$$

$$L_b := L = 6000 \text{ mm}$$

$$M_n := C_b \cdot \left(M_{py} - (M_{py} - 0.7 \cdot F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_{py}}{L_{ry} - L_{py}} \right) \right) = 1443.184 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El valor de la resistencia nominal a flexión M_n no puede ser mayor al de M_p , por lo que se asume $M_n = 615,899 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

$$M_n = 615.899 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$0.9 \cdot M_n = 554.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 81.457 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{Mu}{0.9 \cdot Mn} = 0.147$$

La viga está trabajando al 14,7% por lo que cumple con la capacidad requerida.

5.3.1.7. Diseño de miembros en flexión en el eje débil

$$Mp := Fy \cdot Zy = 266.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Lp := 1.76 \cdot rx \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 7710.529 \text{ mm}$$

$$Lr := 1.95 \cdot rtzx \cdot \frac{E}{0.7 \cdot Fy} \cdot \sqrt{\frac{J}{Sy \cdot h0} + \sqrt{\left(\frac{J}{Sy \cdot h0}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot Fy}{E}\right)^2}} = 64131.154 \text{ mm}$$

$$Lb := L = 6000 \text{ mm}$$

$$Lb \leq Lpx$$

$$Mn := Mp = 266.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$0.9 \cdot Mn = 239.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mu := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{Mu}{0.9 \cdot Mn} = 0$$

5.3.1.8. Diseño de miembros en corte

$$\frac{T}{tw} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$28.214 \leq 63.357$$

Por lo tanto:

$$\Phi v := 1$$

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v1 = 598.08 \text{ kN}$$

$$A_w := d \cdot t_w = 3987.2 \text{ mm}^2$$

$$\Phi_v \cdot V_n = 598.08 \text{ kN}$$

$$V_u = 77.187 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\Phi_v \cdot V_n} = 0.129$$

$$\Phi_v \cdot V_n > V_u$$

La sección resiste a la fuerza cortante.

Atiesadores transversales

$$\frac{T}{t_w} \leq 2.46 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$28.214 \leq 69.579$$

No se requieren atiesadores transversales.

5.3.1.9. Diseño de miembros para solicitaciones combinadas y torsión

Los mayores esfuerzos solicitantes de cálculo se producen para la combinación de acciones $1,2 D + E + 0,5 L$.

Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

Resistencia a tracción requerida

$$P_u = 10.387 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño a tracción

$$\phi P_n := \phi P_{nt} = 3721.32 \text{ kN}$$

Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$Mu3_3 := Mu = 80.307 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte

$$\phi Mnx := 0.9 \cdot Mn = 554.309 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$Mu2_2 := 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia de diseño a flexión en el eje débil

$$\phi Mny := 0.9 \cdot Mn = 239.886 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{Pu}{\phi Pn} < 0.2 \quad 0.003 < 0.2$$

$$\frac{Pu}{2 \cdot \phi Pn} + \left(\frac{Mu3_3}{\phi Mnx} + \frac{Mu2_2}{\phi Mny} \right) = 0.148$$

5.3.2. Resultados CYPE

CYPE 3D genera el siguiente informe de resultados basado en la combinación de cargas más desfavorable para cada una de las solicitaciones siguiendo la norma ANSI/AISC 360-16 (LRFD).

5.3.2.1. Momento y cortante máximo



Figura 5.11: Gráfica de momento y cortante máximo CYPE 3D combinación de cargas 1.4 D

Fuente: Autores



Figura 5.12: Gráfica de momento y cortante máximo CYPE 3D combinación de cargas 1.2 D + 1.6 L

Fuente: Autores

Tabla 5.25: Esfuerzos en barras, por combinación CYPE 3D

Esfuerzos en barras, por combinación								
Barra	Combinación		Esfuerzo	Posiciones en la barra				
	Tipo	Descripción		0	1.5	3	4.5	6
Viga	Acero laminado	1.4·PP+1.4·CM1	N	6.806	6.806	6.806	6.806	6.806
			Vz	-53.669	-26.278	1.114	28.506	55.897
			My	-49.91	10.05	28.92	6.7	-56.6
		1.2·PP+1.2·CM1+1.6·Q1	N	9.412	9.412	9.412	9.412	9.412
			Vz	-74.217	-36.338	1.541	39.419	77.298
			My	-69.02	13.89	39.99	9.27	-78.27
	1.2·PP+1.2·CM1+0.5·Q1+SX	N	8.453	8.453	8.453	8.453	8.453	
		Vz	-48.052	-20.074	7.905	35.884	63.862	
		My	-30.11	20.98	30.11	-2.81	-77.7	

Fuente: Autores

5.3.2.2. Características del perfil seleccionado

El perfil seleccionado es un perfil H 356X134,2.

Tabla 5.26: Características del perfil CYPE 3D

Barra N7/N12

Perfil: H356X134.2 Material: Acero (A36)						
Nudos	Longitud (m)	Características mecánicas				
		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	
Inicial	Final					
N7	N12	6.000	165.39	39679.62	11446.41	189.07
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	
β		1.00	1.00	1.00	1.00	
L _k		6.000	6.000	6.000	6.000	
C _b		-		2.487		
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico						

Fuente: Autores

5.3.2.3. Diseño de miembros en tensión

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_T : \underline{0.003} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM1+1.6·Q1.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{9.41} \text{ kN}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{3721.32} \text{ kN}$$

$$P_c = \phi_t P_n$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

ϕ_t : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$\phi_t : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A \quad (D2 - 1)$$

$$P_n : \underline{4134.80} \text{ kN}$$

Donde:

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{165.39} \text{ cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

n.educativa.de.CYPE

5.3.2.4. Diseño de miembros en compresión

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

ción por un

5.3.2.5. Diseño de miembros en flexión

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-16 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_M : \underline{0.141} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N12, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM1+1.6·Q1.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{78.27} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{554.31} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 2, División b

$$M_n : \underline{615.90} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{2463.60} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo lateral-torsional

b) Si $L_p < L_b \leq L_r$:

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

$$M_n : \underline{615.90} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{250.00} \text{ MPa}$$

C_b : Factor de modificación del pandeo lateral-torsional tomado, de forma conservadora, como:

$$C_b : \underline{2.49}$$

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p : \underline{615.90} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{2463.60} \text{ cm}^3$$

$$S_x = \frac{I_x}{y}$$

$$S_x : \underline{2229.19} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{39679.62} \text{ cm}^4$$

y : Distancia a la fibra extrema en flexión

$$y : \underline{178.00} \text{ mm}$$

L_b : Distancia entre puntos de arriostamiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b : \underline{6000} \text{ mm}$$

Producción

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p : \underline{4141.28} \text{ mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{8.32} \text{ cm}$$

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{11446.41} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{165.39} \text{ cm}^2$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y S_x h_o}{E Jc} \right)^2}}$$

$$L_r : \underline{15927.86} \text{ mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

J: Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{189.07} \text{ cm}^4$$

h_o: Distancia entre los baricentros de las alas

$$h_o : \underline{336.00} \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

$$r_{ts} : \underline{92.87} \text{ mm}$$

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{11446.41} \text{ cm}^4$$

C_w: Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \underline{3229590.00} \text{ cm}^6$$

Para c:

i) para una sección doblemente simétrica en doble T:

$$c=1$$

$$c : \underline{1.00}$$

5.3.2.6. Diseño de miembros en corte

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-16 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.129} \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V, se produce en el nudo N12, para la combinación de hipótesis 1.2-PP+1.2-CM1+1.6-Q1.

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{77.30} \text{ kN}$$

V_c: Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{598.08} \text{ kN}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

φ_v: Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{1.00}$$

V_n: se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-16 (LRFD), Capítulo G - G2.1).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{598.08} \text{ kN}$$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Producido por una vars

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

F_y : 250.00 MPa

$A_w = dt_w$

A_w : 39.87 cm²

Donde:

d : Canto total

d : 356.00 mm

t_w : Espesor del alma

t_w : 11.20 mm

1 Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

C_v : Coeficiente de cortante del alma

C_v : 1.00

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

h : 316.00 mm

E : Módulo de elasticidad del acero

E : 200000.00 MPa

2. Comprobación de rigidizadores transversales

(a) si $\frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

h : 316.00 mm

t_w : Espesor del alma

t_w : 11.20 mm

E : Módulo de elasticidad del acero

E : 200000.00 MPa

F_y : Límite elástico mínimo especificado

F_y : 250.00 MPa

5.3.2.7. Diseño de miembros para solicitaciones combinadas y torsión

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

η : 0.142 ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N12, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM1+1.6·Q1.

Donde:

η : calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

b) Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (H1-1b)$$

η : 0.14

Donde:

P_r : Resistencia requerida a tracción

P_r : 9.41 kN

P_c : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

P_c : 3721.32 kN

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

M_{rx} : 78.27 kN·m

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

M_{cx} : 554.31 kN·m

M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

M_{ry} : 0.00 kN·m

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

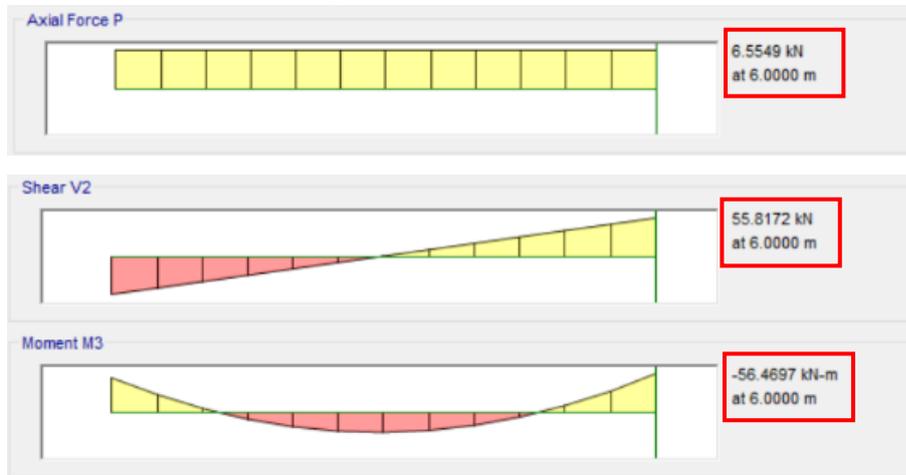
M_{cy} : 239.89 kN·m

una versión educativa de CYPE

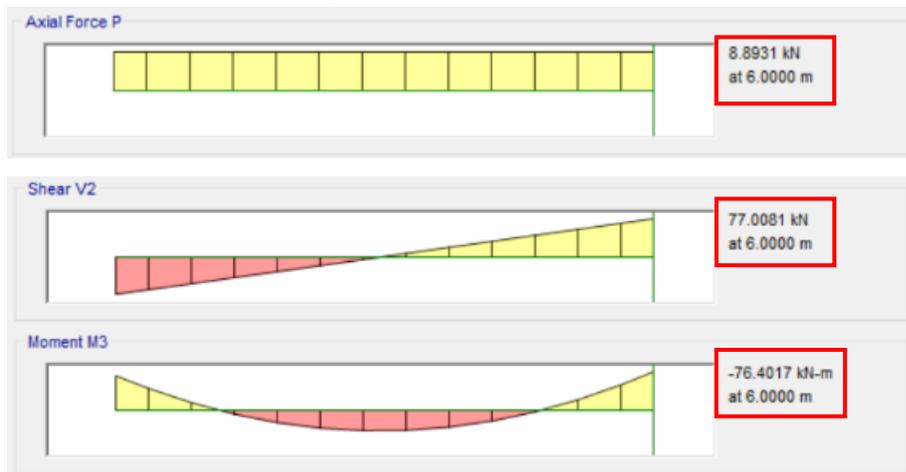
5.3.3. Resultados ETABS

5.3.3.1. Momento (M), cortante (P) y carga axial (V) máximas según combinaciones de carga

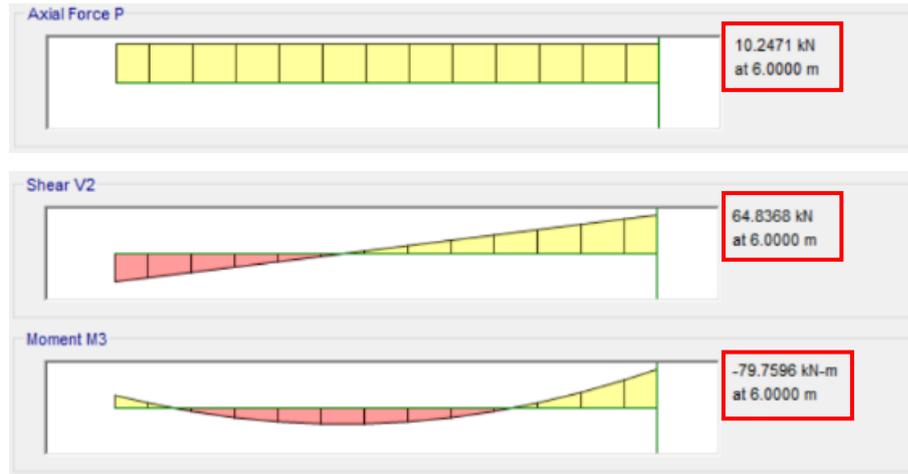
Para la combinación 1,4 *D* se tiene:



Para la combinación 1,2 *D* + 1,6 *L* se tiene:



Para la combinación $1,2 D + E + 0,5 L$ se tiene:



5.3.3.2. Dimensiones del perfil seleccionado

El perfil seleccionado es un perfil H 356X134,2.

Section Properties

A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)
0.0165	0.000002	0.000397	0.000114	0.013	0.004

Design Properties

S ₃₃ (m ³)	S ₂₂ (m ³)	Z ₃₃ (m ³)	Z ₂₂ (m ³)	r ₃₃ (m)	r ₂₂ (m)	C _w (m ⁶)
0.002229	0.000704	0.002464	0.001066	0.15489	0.08319	0

Material Properties

E (kN/m ²)	f _y (kN/m ²)	R _y	α
200000000	250000	1	NA

5.3.3.3. Secciones compactas

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	B2	16	6	1.2D+1.6L	Special Moment Frame	Viga H 356x134.2	Compact

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	B2	16	6	1.2D+1SX++0.5L	Special Moment Frame	Viga H 356x134.2	Seismic HD

5.3.3.4. Diseño de miembros en tensión

Axial Force and Capacities	
P _u Force (kN)	φP _{nt} Capacity (kN)
10.387	3721.32

5.3.3.5. Diseño de miembros en compresión

Axial Force and Capacities	
P _u Force (kN)	φP _{nc} Capacity (kN)
10.387	2824.5093

5.3.3.6. Diseño de miembros en flexión en el eje fuerte

Moments and Capacities		
	M _u Moment (kN-m)	φM _n (kN-m)
Major Bending	81.4568	554.3093

5.3.3.7. Diseño de miembros en flexión en el eje débil

Moments and Capacities		
	M _u Moment (kN-m)	φM _n (kN-m)
Minor Bending	0	239.8859

5.3.3.8. Diseño de miembros en corte

Shear Design			
	V _u Force (kN)	φV _n Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	77.1867	598.08	0.129

5.3.3.9. Diseño de miembros para solicitaciones combinadas y torsión

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn. (H1.2, H1-1b)	
D/C Ratio =	(P _r /2P _c) + (M _{r33} /M _{c33}) + (M _{r22} /M _{c22})
0.148 =	0.001 + 0.147 + 0

5.3.4. Comparación de resultados

A continuación, en la tabla 5.27 se presentan los resultados de las resistencias y capacidades del elemento sujeto a tensión, compresión, flexión y corte, así como las capacidades bajo solicitaciones combinadas obtenidos en los dos softwares de cálculo y el cálculo manual.

El software CYPE 3D no procede a realizar los cálculos para el diseño de miembros en compresión, ya que toma el valor del esfuerzo axial último para tensión o compresión según corresponda.

Los resultados de los esfuerzos nominales mediante todos los métodos de cálculo y para todos los casos son los mismos. Se obtienen diferencias en los esfuerzos últimos entre los resultados obtenidos por el programa ETABS y CYPE 3D. Los valores de los esfuerzos últimos que se utilizaron para los cálculos manuales son los mismos obtenidos en ETABS.

Tabla 5.27: Comparación resultados viga

VIGA									
	DISEÑO DE MIEMBROS EN TENSIÓN		DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN		DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN		DISEÑO DE MIEMBROS EN CORTE		DISEÑO DE MIEMBROS EN SOLICITACIONES COMBINADAS
	Pu (KN)	ΦPnt (KN)	Pu (KN)	ΦPnc (KN)	Mu (KN-m)	ΦMn (KN-m)	Vu (KN)	ΦVn (KN)	
CÁLCULO MANUAL	10.39	3721.32	10.39	2824.51	81.46	554.31	77.19	598.08	
CYPE	9.41	3721.32	N.A	N.A	78.27	554.31	77.30	598.08	
ETABS	10.39	3721.32	10.39	2824.51	81.46	554.31	77.19	598.08	
CAPACIDADES									
CÁLCULO MANUAL	0.28%		0.37%		14.70%		12.91%		14.80%
CYPE	0.25%		N.A		14.12%		12.92%		14.20%
ETABS	0.28%		0.37%		14.70%		12.91%		14.80%

N.A: No aplica.

Fuente: Autores

En las tablas 5.28, 5.29 y 5.30 a continuación, se imprimen comparaciones entre los resultados de las capacidades a tensión, compresión, flexión, corte y bajo solicitaciones combinadas de la viga (cálculo manual vs CYPE, cálculo manual vs ETABS y CYPE vs ETABS). Las diferencias obtenidas entre los resultados son mínimas y pueden considerarse como no representativas.

Como se puede observar en las tablas 5.28 y 5.30, las diferencias entre las capacidades son menores al 1% y estas se deben a las diferencias entre los esfuerzos últimos. No existen variaciones en los resultados de las capacidades entre los cálculos manuales y ETABS (tabla 5.29).

Tabla 5.28: Comparación cálculo manual - CYPE

COMPARACIÓN CÁLCULO MANUAL - CYPE					
	CAPACIDAD A TENSIÓN	CAPACIDAD A COMPRESIÓN	CAPACIDAD A FLEXIÓN	CAPACIDAD A CORTE	CAPACIDAD A SOLICITACIONES COMBINADAS
CÁLCULO MANUAL	0.28%	0.37%	14.70%	12.91%	14.80%
CYPE	0.25%	N.A	14.12%	12.92%	14.20%
DIFERENCIA	0.03%	N.A	0.57%	-0.02%	0.60%

N.A: No aplica.

Fuente: Autores

Tabla 5.29: Comparación cálculo manual - ETABS

COMPARACIÓN CÁLCULO MANUAL - ETABS					
	CAPACIDAD A TENSIÓN	CAPACIDAD A COMPRESIÓN	CAPACIDAD A FLEXIÓN	CAPACIDAD A CORTE	CAPACIDAD A SOLICITACIONES COMBINADAS
CÁLCULO MANUAL	0.28%	0.37%	14.70%	12.91%	14.80%
ETABS	0.28%	0.37%	14.70%	12.91%	14.80%
DIFERENCIA	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Fuente: Autores

Tabla 5.30: Comparación ETABS - CYPE

COMPARACIÓN ETABS - CYPE					
	CAPACIDAD A TENSIÓN	CAPACIDAD A COMPRESIÓN	CAPACIDAD A FLEXIÓN	CAPACIDAD A CORTE	CAPACIDAD A SOLICITACIONES COMBINADAS
ETABS	0.28%	0.37%	14.70%	12.91%	14.80%
CYPE	0.25%	N.A	14.12%	12.92%	14.20%
DIFERENCIA	0.03%	N.A	0.57%	-0.02%	0.60%
N.A: No aplica.					

Fuente: Autores

Al analizar los resultados obtenidos en las comprobaciones de diseño de los softwares de cálculo y el diseño manual, se determina que estos son confiables. Es importante siempre tomar en cuenta todas las condiciones y factores óptimos al momento del modelamiento, ya que existen muchas variables que pueden influir en las comprobaciones de diseño. Siempre se debe llevar hojas de cálculo manuales conjuntamente con los modelamientos en softwares para obtener diseños correctos.

En la figura 5.13 se presenta un diagrama con el diseño del pórtico a momentos con las secciones transversales que cumplen con las solicitaciones del diseño. Se cumplieron con las comprobaciones por elementos en los dos softwares (CYPE y ETABS) y los cálculos manuales siguiendo las normativas vigentes.

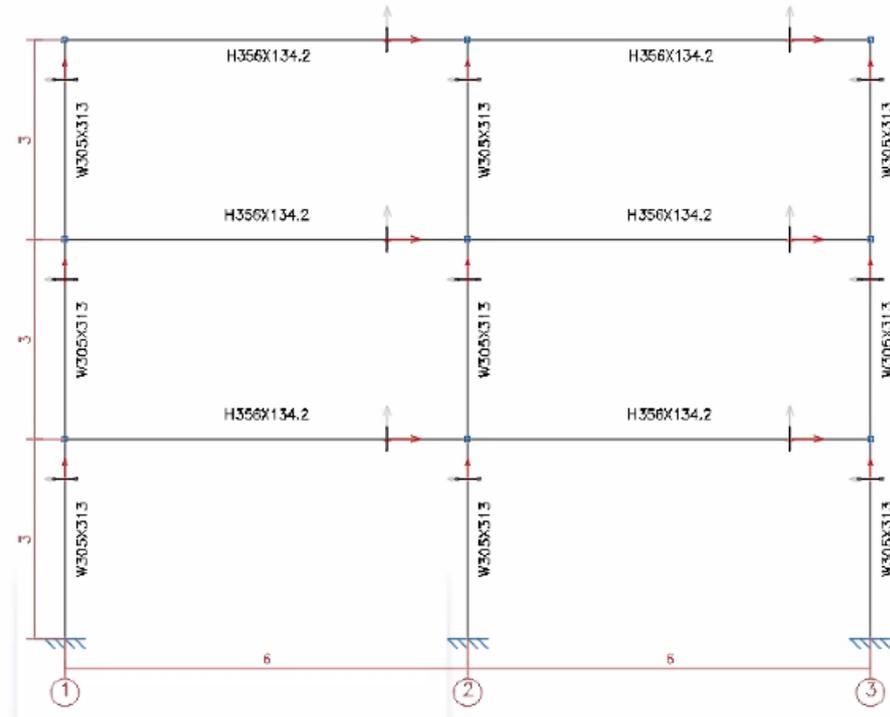


Figura 5.13: Diseño de pórtico a momentos

Fuente: Autores

5.4. Diseño de conexión con viga de sección reducida

5.4.1. Cálculos manuales

Se realiza una reducción en la viga diseñada en la sección 5.3. Diseño de viga.

5.4.1.1. Máximo momento probable en la articulación plástica

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_{vsr} = 534.923 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$C_{pr} = 1.2 \quad F_y = 250 \text{ MPa} \quad F_u = 375 \text{ MPa} \quad R_y = 1.3$$

$$Z_{vsr} := Z_x - 2 \cdot c \cdot t_f \cdot (d - t_f) = 1371596.8 \text{ mm}^3$$

5.4.1.2. Determinación de a , b y c

$$0.5 \cdot b_f = 162.5 \text{ mm} \leq a := 240 \text{ mm} \leq 0.75 \cdot b_f = 243.75 \text{ mm}$$

$$0.65 \cdot d = 231.4 \text{ mm} \leq b := 235 \text{ mm} \leq 0.85 \cdot d = 302.6 \text{ mm}$$

$$0.1 \cdot b_f = 32.5 \text{ mm} \leq c := 81.25 \text{ mm} \leq 0.25 \cdot b_f = 81.25 \text{ mm}$$

5.4.1.3. Secciones compactas

Espesor de la sección reducida:

$$R := \frac{4 \cdot c^2 + b^2}{8 \cdot c} = 125.587 \text{ mm}$$

$$bfred := 2 \cdot (R - c) + bf - 2 \cdot \sqrt{R^2 - \frac{b^2}{9}} = 217.348 \text{ mm}$$

$$\lambda_{ala} := \frac{bfred}{2 \cdot tf} = 5.434$$

$$\lambda_p := 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 8.485$$

$$\lambda_{ala} < \lambda_p$$

Se cumple con el requerimiento mínimo, por lo que las alas son compactas.

Para almas de perfiles I laminados o armados, el límite de la relación ancho-espesor es:

$$Pu = 10.387 \text{ kN}$$

$$A = 16539.2 \text{ mm}^2$$

$$Ca := \frac{Pu}{\phi \cdot Fy \cdot A} = 0.003$$

$$Ca \leq 0.125$$

$$tw = 11.2 \text{ mm}$$

$$T := d - 2 \cdot tf = 316 \text{ mm}$$

$$\lambda_p := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 69.296$$

$$\lambda_{alma} := \frac{T}{tw} = 28.214$$

$$\lambda_{alma} < \lambda_p$$

5.4.1.4. Fuerza cortante al centro de la viga de sección reducida

$$V_{VSR}$$

$$V_{vsr} := \left(\frac{2 \cdot M_{pr}}{Lh} \right) + \frac{wu \cdot Lh}{2} = 259.688 \text{ kN} \quad V'_{vsr} := \left(\frac{2 \cdot M_{pr}}{Lh} \right) - \frac{wu \cdot Lh}{2} = 176.005 \text{ kN}$$

$$Lh := L - 2 \cdot \left(\frac{d_{col}}{2} \right) - 2 \cdot Sh = 4911 \text{ mm} \quad Sh := a + \frac{b}{2} = 357.5 \text{ mm}$$

$$wu := 1.2 \cdot q_D + 0.5 \cdot q_L = 17.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_D = 11.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_L = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Se toma el máximo valor, en este caso de 259,89 kN.

5.4.1.5. Máximo momento probable en la cara de la columna M_f

$$M_f := M_{pr} + V_{vsr} \cdot Sh = 627.761 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_f := M_{pr} + V'_{vsr} \cdot Sh = 597.845 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se toma el máximo valor, en este caso de 627,76 kN-m.

5.4.1.6. Momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia probable M_{pe}

$$M_{pe} := R_y \cdot Z_x \cdot F_y = 800.669 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_{pe} := \phi \cdot M_{pe} = 800.669 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_{pe} \geq M_f$$

5.4.1.7. Determinar la resistencia requerida al cortante V_u de la viga y en la conexión viga-columna

$$V_u := V_{vsr} + wu \cdot Sh = 265.78 \text{ kN}$$

5.4.1.8. Diseño de la placa de cortante en la unión alma de la viga con ala de la columna

Se asume una placa con espesor mínimo de 9,5 mm.

$$d_{min} := \frac{V_u}{\phi_v \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot t_w} = 158.203 \text{ mm}$$

5.4.1.9. Placa de continuidad para alas de viga

Si uno de los siguientes casos se cumple, no se deben colocar placas de continuidad.

$$t_{fc} \geq 0.4 \cdot \sqrt{1.8 \cdot b_{fv} \cdot t_{fv} \cdot \frac{R_y \cdot F_y}{R_y \cdot F_y}}$$

$$48.3 \text{ mm} \geq 43.267 \text{ mm}$$

Cumple con la primera condición.

$$t_{fc} \geq \frac{b_{fv}}{6}$$

No cumple.

$$48.3 \text{ mm} < 54.167 \text{ mm}$$

Al no cumplirse los límites, se colocan placas de continuidad, por lo que se tiene:

$$t_{placa} := b_{fv} = 325 \text{ mm}$$

$$anch_{min} := \frac{b_{fv}}{3} + \frac{t_{wc}}{2} = 123.333 \text{ mm}$$

Se escoge un espesor de 325 mm y para el ancho, se puede tomar cualquier valor sobre los 123,33 mm.

5.4.1.10. Diseño de la zona de panel

$$\phi R_n := 1 \cdot \left(0.6 \cdot F_y \cdot d_{col} \cdot t_{wc} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{fc} \cdot t_{fc}^2}{d_v \cdot d_{col} \cdot t_{wc}} \right) \right) = 2641.385 \text{ kN}$$

$$R_u := \frac{M_f + M'_f}{d_v - t_{fv}} - V_c = 2830.566 \text{ kN} \quad V_c := \frac{M_f + M'_f}{\frac{0.5 \cdot H + 0.5 \cdot H}{2}} = 817.071 \text{ kN}$$

$$\phi R_n < R_u$$

La resistencia de diseño de la zona panel no cumple con la resistencia requerida al cortante de la zona panel $\phi R_n \geq R_u$, por lo que se procede a calcular el espesor de la zona panel.

Espesor mínimo de la zona panel

$$tpz := \frac{dz + wz}{90} = 6.593 \text{ mm}$$

$$dz := dv - 2 \cdot tfv = 316 \text{ mm}$$

$$wz := dcol - 2 \cdot tfc = 277.4 \text{ mm}$$

5.4.1.11. Criterio columna fuerte – viga débil

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pv}} = 2.094$$

$$\Sigma M_{pc} := Z_{xc} \cdot \left(F_y - \frac{P_{uc}}{A_{gc}} \right) \cdot 2 = 2737.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{uc} := 375.3463 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{pv} := \Sigma M_{pr} + \Sigma M_{uv} = 1307.081 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_{pr} := 2 \cdot M_{pr} = 1069.846 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_{uv} := (V_{vsr} + V'_{vsr}) \cdot \left(a + \frac{b}{2} + \frac{dcol}{2} \right) = 237.235 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se cumple con el requerimiento mínimo $\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}^*} \geq 1,0$.

5.4.2. Resultados ETABS

ETABS realiza un análisis, viga/columna y no columna/viga, por lo que esta relación debe ser < 1.

Beam/Column Capacity Ratios	
Major Ratio	Load Combo
0.313	1.2D+1SX++0.5L

RBS Properties				
a (mm)	b (mm)	c (mm)	Z _{majorRBS} (mm ³)	φM _{majorRBS} Capacity (N-mm)
240	235	81.3	1371596.8	342899200

5.4.3. Resultados CYPE

CYPE no cuenta con la opción para ingresar una unión de viga con sección reducida automáticamente, por lo que no se puede realizar el análisis comparativo con este programa.

5.4.4. Comparación de resultados

Se comprueba que el valor del módulo plástico de la viga al centro de la viga de sección reducida Z_{vsr} calculado mediante el cálculo manual y ETABS es el mismo (Tabla 5.31).

Para la relación columna fuerte – viga débil y el cálculo del máximo momento probable al centro de la viga de sección reducida ϕM_{pr} , se tiene un mayor rango de diferencia entre los cálculos manuales y el programa ETABS. Para realizar la comparación de la relación columna fuerte – viga débil se debe invertir el resultado de ETABS, ya que el análisis realizado es viga/columna y no columna/viga como se indica en la normativa. Por esta razón se obtiene una relación de 3.195 en ETABS (Tabla 5.31). Se tiene que el resultado obtenido en el programa es mayor que el calculado manualmente, por lo que se asume que este resultado es más desfavorable.

Tabla 5.31: Conexión viga de sección reducida

CONEXIÓN VIGA DE SECCIÓN REDUCIDA			
	RELACIÓN COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL	Z_{vsr} mm ³	ϕM_{pr} kN/m
CÁLCULO MANUAL	2.094	1371596.8	534.923
ETABS	3.195	1371596.8	342.899

Fuente: Autores

Debido a la diferencia tan grande entre los resultados, se buscó el método de cálculo utilizado por ETABS, en donde se concluyó que para calcular el momento probable, el software no toma en cuenta los coeficientes R_y y C_{pr} cómo se indica en la norma. Únicamente toma el producto de Z_{vsr} por F_y , obteniendo así un momento probable más desfavorable.

Para comprobar y poder comparar los resultados, se calculó nuevamente mediante cálculos manuales la relación columna fuerte – viga débil tomando las consideraciones para el momento probable que utiliza el software ETABS.

$$M_{pr} := F_y \cdot Z_{vsr} = 342.899 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

De esta forma se obtuvo el mismo valor para el momento probable que el calculado mediante ETABS. De igual forma se recalculó la relación columna fuerte - viga débil con el valor de M_{pr} que utiliza ETABS y se obtuvo una relación columna/viga de 3.267 o viga/columna de 0.306. Estos resultados se encuentran más próximos a los presentados por ETABS, con una diferencia que se puede considerar como aceptable.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

Luego de modelar y analizar los resultados obtenidos mediante CYPE, ETABS y por el método tradicional, podemos concluir que los dos softwares de cálculo realizan un diseño a capacidad que cumple con todas las normativas vigentes. Por lo tanto, cualquiera de los dos es fiable para este tipo de análisis.

CYPE es un software muy sencillo de utilizar y sus entornos son amigables con el usuario, pero su capacidad de análisis todavía es limitada, ya que como se pudo observar, no es capaz de modelar automáticamente una conexión de viga de sección reducida (por lo tanto, tampoco realiza la comprobación de columna fuerte – viga débil) y para el análisis sísmico presenta en su mayoría resultados dinámicos. Los informes que presenta el programa son completos e intuitivos, presenta las normativas utilizadas con sus respectivas fórmulas y presenta todos los factores y coeficientes utilizados para los cálculos. Esto ayuda mucho al momento de verificar los resultados, ya que se presentan los valores que se están utilizando a lo largo de todo el procedimiento de cálculo y diseño.

Por otro lado, la interfaz de usuario de ETABS está disponible únicamente en inglés, por lo que para profesionales con poco conocimiento del idioma esto se vuelve un impedimento al momento de modelar una estructura. Este software tiene una gran capacidad de análisis, ya que permite una gran variedad de métodos para el ingreso de datos y presentación de resultados mediante diferentes métodos. A comparación de CYPE, para los cálculos y el modelamiento realizado en este trabajo, si se pudieron obtener todos los resultados para el análisis de sismo estáticos. En cuanto a la comprobación de la conexión de viga de sección reducida, el programa permite ingresar esta reducción, pero no toma todas las consideraciones establecidas en la NEC al momento de comprobar la resistencia de columna fuerte - viga débil.

En ambos softwares siempre es importante destacar que se debe tener un conocimiento previo de análisis y diseño estructural para poder ingresar los datos correctamente, para esto se realizó la metodología para el ingreso de datos en ETABS y CYPE. Es importante destacar que siempre se deben verificar toda la información que se ingresen a los programas ya que, si estos se ingresan erróneamente los

resultados obtenidos también serán erróneos. Adicionalmente al modelamiento básico de la estructura en donde se deben comprobar las propiedades de los materiales, dimensiones, condiciones de apoyo, cargas y combinaciones de cargas asignadas, se debe llevar a cabo una comprobación de diferentes factores tales como: el factor de modificación por pandeo lateral-torsional (C_b), los coeficientes de pandeo y pandeo lateral (factor de longitud efectiva k).

Recomendaciones

Siempre es importante llevar una comprobación en hojas de cálculo paralelas al diseño estructural que se realice en los programas de cálculo, ya que estos presentarán resultados correctos únicamente si se ingresan los datos y normativas correctas. De esta forma se tendrá siempre confianza en los resultados que se obtengan.

Bibliografía

- Alves González, J. J. (Mayo de 2011). Análisis Dinámico de una Estructura irregulares Empleando el programa de Cálculo Estructural ETABS. Obtenido de <https://es.scribd.com/doc/305891819/Tesis-Analisis-Dinamico-Estructura-Irregular-Con-Etabs>
- American Institute of Steel Construction. (2022). *AISC.org*. Obtenido de <https://www.aisc.org/about-us/>
- American Institute of Steel Construction. (7 de Julio de 2016). *ANSI/AISC 360-16 - Specification for Structural Steel Buildings*. Obtenido de <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a360-16w-rev-june-2019.pdf>
- American Society of Civil Engineers ASCE. (2016). *ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Obtenido de <https://drive.google.com/file/d/1tZe0xDVioA1e0rcjqfiHP5qMwj4fdG6e/view>
- Crisafulli, F. J. (2018). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. Obtenido de Asociación latinoamericana del acero: https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/publicacion/diseño_sismorresistente_de_construcciones_de_acero-5ta_ed.pdf
- CSI SPAIN. (s.f.). ETABS. ESPAÑA. Obtenido de <https://www.csiespana.com/software/5/etabs>
- CYPE Ingenieros SA. (s.f.). *CYPE*. Alicante.
- Febres Silva, K. A., & Ñahuis Suyon, R. (2019). *Diseño sísmico de un edificio de 5 pisos con el uso del CYPECAD y ETABS en Villa María del Triunfo Lima 2019*. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12692/66761>
- Gerdau Corsa. (s.f.). Manual de perfiles estructurales. Obtenido de gerdaucorsa.com.mx
- Instituto Geográfico Militar. (2018). *Atlas Espacios Geográficos Expuestos a Amenazas Naturales y Antrópicas*. Quito.
- Malasree, S., I M, N., Surendranath Reddy, S., Prakasha, & Kumar, S. (6 de Junio de 2019). *International Research Journal of Engineering and Technology*. Obtenido de Comparative Study of high rise building subjected to seismic and wind loading using CYPECAD and ETABS: <https://d1wqtxts1xzle7.cloudfront.net/60405775/IRJET-V6I636920190826-101888-65w1c7-with-cover-page-v2.pdf?Expires=1653603988&Signature=bGup8frJYv8rKIYIUFOOZSEZZJCQ3h~IIOr-CGVJUJG2wNrZyrf-L2mn86CZIN3khNqll-q~BeeEXLrenN8ASjYBbL25UIQ96d2hDOmmpSrrkhv-dvcOtgW>
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero* (Quinta ed.). México: Alfaomega Grupo Editos.
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2013). *Diseño de estructuras de acero* (Quinta ed.). México: Alfaomega.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (Diciembre de 2014). *NEC - SE - AC: Estructuras de acero*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-AC-Estructuras-de-Acero.pdf>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (Diciembre de 2014). *NEC - SE - DS: Peligro sísmico diseño sismo resistente*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico-parte-1.pdf>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (Diciembre de 2014). *NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)*. Obtenido de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-CG-Cargas-S%C3%ADsmicas.pdf>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción*

- NEC 2015*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-3-ACERO.pdf>
- Pardo Soucase, C., & Valiente Ochoa, E. (Noviembre de 2012). Manual del ingeniero de edificación. Obtenido de Guía para el cálculo de estructuras con cypecad: https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/72008/TOC_0523_04_01.pdf?sequence=5
- Rivas Palma, C., Zerna Gavilanes, P., & Santos Baquerizo, E. (2 de Febrero de 2012). *Utilización del software Cypecad en el diseño sismo resistente de un edificio de cinco pisos utilizando como material el hormigón armado*. Obtenido de <https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/19727/1/ATT00019.pdf>
- Saravia Ramírez, L. E. (Noviembre de 2013). Análisis y diseño con ETABS, su aplicación adecuada y comprobación de resultados, aplicado a edificios de concreto armado. Guatemala.