

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**Diseño estructural en acero y planos del proyecto en La
Primavera-Cumbayá**

Pablo Sebastián Merino Rodríguez

Ingeniería Civil

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito
para la obtención del título de
Ingeniero Civil

Quito, 12 de diciembre de 2022

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

Diseño estructural y planos del proyecto ubicado en La Primavera.

Pablo Sebastián Merino Rodríguez

Nombre del profesor, Título académico

Estefanía Cervantes, Ingeniera Civil.

Nombre del profesor, Título académico

Miguel Andrés Guerra, Ingeniero Civil.

Quito, 12 de diciembre de 2022

© DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombres y apellidos: Pablo Sebastián Merino Rodríguez

Código: 139004

Cédula de identidad: 0603990441

Lugar y fecha: Quito, 12 de diciembre de 2022

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following capstone project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

DEDICATORIA

A mis padres, por siempre creer en mí.

A mi hermana, a la que siempre estuvo ahí para apoyarme.

RESUMEN

En el presente trabajo se realiza el análisis y diseño de un edificio de mediana altura en acero ubicado en el sector La Primavera, Cumbayá. Además del diseño, se realizan sus respectivos planos. El análisis se realiza a través del software ETABS, basado en la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) y normativa internacional vigente. Se verificó el comportamiento sísmico para la ciudad de Quito. El objetivo del trabajo es tener una memoria de cálculo base para cualquier situación de diseño en el futuro.

Palabras clave: diseño estructural, acero, planos estructurales, pórticos resistentes a momento (PRM), análisis sísmico, derivas.

ABSTRACT

In this work, the analysis and design of a medium-height steel structure located in La Primavera, Cumbayá is carried out. In addition, their respective structural drawings are made. The analysis is carried out through ETABS software, based on current national and international regulations. The seismic behavior for the city of Quito was verified. The objective of the work is to have a base calculation memory for any design situation in the future.

Palabras clave: structural design, steel, structural drawing, moment resistant frames, seismic analysis, drifts.

TABLA DE CONTENIDO

Introducción	13
Desarrollo del Tema.....	14
Sistema estructural por analizarse	14
Memoria de cálculo del edificio La Primavera	15
Parámetros de diseño	15
Códigos de diseño a aplicarse.....	15
Propiedades de los materiales y especificaciones técnicas.	15
Cargas verticales.....	15
Carga viva.....	15
Carga muerta.....	15
Diseño del sistema de piso	16
Diseño del tablero metálico.....	16
Diseño de la losa del sistema de piso.....	18
Diseño de la vigueta del sistema de piso.....	19
Predimensionamiento de viguetas	19
Cargas gravitacionales	20
Carga viva	20
Carga muerta	20
Combinaciones de carga.....	20
Solicitaciones de la vigueta.....	20
Cortante último.....	20
Momento último.....	21
Diseño de miembros a sección compuesta.....	21
Disposiciones generales	21
Diseño por flexión.....	21
<i>Ancho efectivo.....</i>	<i>21</i>
<i>Resistencia por flexión positiva</i>	<i>22</i>
Diseño por corte.....	24
Revisión de deflexiones.....	24
Diseño de anclajes de acero-pernos para vigas compuestas	26
<i>Resistencia de pernos conectores de corte</i>	<i>26</i>
<i>Número requerido de conectores de corte</i>	<i>27</i>
Análisis sísmico	28
Espectro elástico de diseño.....	28
Zonificación sísmica y factor de zona Z.....	29
Tipo de suelo.....	30
Coeficientes de amplificación del suelo	30
Coeficiente de importancia I.....	33
Factor de reducción de resistencia R.....	34
Coeficientes de configuración estructural.....	34
Cortante Basal.....	38
Fuerzas sísmicas.....	38
Análisis Estático.....	38
Análisis Dinámico.....	39
Espectro de Respuesta en X.....	39
Espectro de Respuesta en Y	39
Verificación de derivas	41
Sentido X.....	43
Sentido Y.....	43
Verificación de modos vibratorios	44
Diseño Estructural de los pórticos resistentes a momento.....	45
Vigas resistentes a momento	45

Límites ancho espesor AISC 341-16	45
Factor de fluencia esperada.....	47
Solicitaciones máximas a Corte y Momento.....	47
Geometría y materiales.....	48
Compacidad.....	50
Longitud no arriostrada	51
Capacidad a flexión	51
Análisis a corte.....	52
Columnas	53
Solicitaciones.....	54
Capacidad a compresión	55
Capacidad a corte	57
Flexión.....	57
Flexo compresión	57
Transferencia de carga.....	58
Diseño por capacidad de la conexión viga-columna.....	59
Diseño de la sección de la columna	71
Diseño de placas base.....	74
Análisis y Diseño Estructural en el Programa Etabs	76
Material	76
Sección transversal	77
Modelo etabs.....	79
Casos de carga	80
Combinaciones de carga.....	80
Diseño estructural	81
Conclusiones	82
Referencias bibliográficas	83
Anexo A: Título	85
Anexo B: Título	¡Error! Marcador no definido.
Anexo C: Título	¡Error! Marcador no definido.

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Alturas de los entre pisos.....	14
Tabla 2: Factor Fa.....	30
Tabla 3: Factor Fd.....	31
Tabla 4: Factor Fs.....	31
Tabla 5: Especificaciones NEC_SE.....	32
Tabla 6: Espectro de Diseño.....	33
Tabla 7: Irregularidad en planta.....	36
Tabla 8: Cortante Basal.....	38
Tabla 9: Análisis estático.....	38
Tabla 10: Cortantes Basales Dinámicos.....	40
Tabla 11: Ajuste cortante basal estático.....	40
Tabla 12: Factores ajuste cortante basal.....	41
Tabla 13: Deriva elástica.....	42
Tabla 14: Chequeo derivas máximas.....	44
Tabla 15: Participación modal.....	44
Tabla 16: Secciones del diseño.....	45
Tabla 17: Dimensiones de perfil.....	49
Tabla 18: Inercias centroidales.....	49
Tabla 19: Radios de giro.....	49
Tabla 20: Módulos de sección elástico.....	50
Tabla 21: Módulos de sección plástico.....	50
Tabla 22: Datos para diseño.....	50
Tabla 23: Sección transversal de la columna.....	53

ÍNDICE DE FIGURAS

Ilustración 1: Render de la estructura.	14
Ilustración 2: Geometría NOVALOSA.	16
Ilustración 3: Propiedades de sección NOVALOSA.	16
Ilustración 4: Propiedades de la sección compuesta NOVALOSA.	17
Ilustración 5: Máxima longitud sin apuntalar.	17
Ilustración 6: Carga viva que soporta NOVALOSA.	18
Ilustración 7: Catálogo malla electrosoldada.	19
Ilustración 8: Cortante Basal.	28
Ilustración 9: Simbología del espectro de diseño.	29
Ilustración 10: Zonificación sísmica y factor Z.	29
Ilustración 11: Peligro sísmico.	30
Ilustración 12: Tipo de suelo.	30
Ilustración 13: Factor de ubicación.	32
Ilustración 14: Factor de reducción sísmica (R).	32
Ilustración 15: Periodo de Vibración.	32
Ilustración 16: Coeficiente de importancia I.	33
Ilustración 17: Factor de resistencia R.	34
Ilustración 18: Coeficientes de configuración estructural.	35
Ilustración 19: Tipo de Irregularidad en planta.	37
Ilustración 20: Fórmula para calcular el periodo fundamental de vibración.	37
Ilustración 21: Periodo de la estructura.	38
Ilustración 22: Definición del espectro en X.	39
Ilustración 23: Definición del espectro en Y.	39
Ilustración 24: Ajuste cortante basal.	40
Ilustración 25: Ajuste del cortante basal en ETABS.	41
Ilustración 26: Requisitos de derivas según la NEC.	42
Ilustración 27: Deriva límite máximo.	42
Ilustración 28: Deriva elástica máxima de piso en "x".	43
Ilustración 29: Deriva elástica máxima de piso en "y".	43
Ilustración 30: Límites ancho/espesor.	45
Ilustración 31: Límites ancho/espesor 2.	46
Ilustración 32: Límites ancho/espesor 3.	46
Ilustración 33: Factor de fluencia esperada.	47
Ilustración 34: Diagrama de momento. Corte 4.	47
Ilustración 35: Diagramas viga B31.	48
Ilustración 36: Lista de perfiles IPE.	49
Ilustración 37: Resultados de vigas en Etabs.	53
Ilustración 38: Solicitaciones de ETABS para columna.	54
Ilustración 39: Solicitaciones de ETABS para columna.	54
Ilustración 40: Resultados de columnas en Etabs.	58
Ilustración 41: Dibujo del perfil IPE300 en AutoCAD.	60
Ilustración 42: Limitaciones paramétricas de precalificación.	61
Ilustración 43: Requerimientos Mecánicos.	64
Ilustración 44: Descripción de los pernos.	65
Ilustración 45: Placa extrema.	66
Ilustración 46: Diagrama de cuerpo libre de la zona del panel.	71
Ilustración 47: Acero Gr50 Etabs.	76

Ilustración 48: Hormigón 21MPa.	77
Ilustración 49: Sección transversal de las vigas IPE300.....	77
Ilustración 50: Sección transversal de las viguetas IPE300.....	78
Ilustración 51: Sección transversal de las columnas HSS35x35x1.1	78
Ilustración 52: Sección losa tipo membrana.	79
Ilustración 53: Modelado estructural del edificio.	80
Ilustración 54: Patrones de carga.	80
Ilustración 55: Casos de carga.	80
Ilustración 56: Combinaciones de carga.	81
Ilustración 57: Resultados del análisis.....	81

INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo de titulación se realiza el diseño estructural en acero de un edificio ubicado en el sector La Primavera en Cumbayá. El diseño se realizó utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y normativas internacionales vigentes.

El problema de un estudiante promedio de Ingeniería Civil es el de no poder integrar todos los conocimientos al momento de realizar un diseño. Es por eso, por lo que este trabajo tiene el objetivo de diseñar el edificio con sus respectivos planos estructurales para obtener una memoria de cálculo que servirá para proyectos futuros. Cabe recalcar que no se busca el diseño óptimo, sino destacar el procedimiento paso a paso a seguir en el diseño estructural de un edificio. Como antecedente es de suma importancia recalcar que el Ecuador es un país altamente sísmico. A raíz del terremoto en Pedernales, Ecuador en 2016, se ha visto la necesidad de mejorar los diseños para que cumplan con todos los requerimientos de demanda sísmica.

Se parte de los planos arquitectónicos, de los cuales se replica el sistema en el software de modelado estructural ETABS. Se definen secciones y materiales. Se realiza diseño sísmico para la ciudad de Quito, comprobaciones a mano y planos finales de la estructura. Dentro del rango de diseño se encuentran: viga, columna, conexión viga-columna, losa de entrepiso, placas base.

DESARROLLO DEL TEMA

El presente trabajo fue realizado en conjunto con Oswaldo Andrés Jiménez Verdugo.

Sistema estructural por analizarse

El proyecto ubicado en La Primavera sector Cumbayá consta de 5 pisos, los cuales son:

Nivel	H (Entrepiso)
Subsuelo 1	2.88m
Primer Piso	2.88m
Segundo Piso	2.88m
Tercer Piso	2.88m
Cuarto Piso	2.88m
Quito Piso	2.88m

Tabla 1: Alturas de los entre pisos.

Los subsuelos tienen una altura de 2.88m, que van a ser utilizados para estacionamientos de los departamentos familiares. En el último piso constará de una zona BBQ comunal.

Los perfiles usados para vigas son IPE300 de calidad A572_Gr50 y en columnas son perfiles conformados 2C de la misma calidad rellenos de hormigón de 21 MPa.



Ilustración 1: Render de la estructura.

MEMORIA DE CÁLCULO DEL EDIFICIO LA PRIMAVERA

Parámetros de diseño

Códigos de diseño a aplicarse

Para el diseño se utilizan normativas como la NEC2015 y AISC360.

Propiedades de los materiales y especificaciones técnicas.

- Para el hormigón se trabajó con una resistencia $f'c$ de 21MPa (214.14 kgf/cm²), de peso específico normal 2.4T/m³.
- Para el acero estructural se trabajó con un módulo de fluencia f_y de 350MPa (3515.35 kgf/cm²), de peso específico 7.85T/m³.

Cargas verticales

Carga viva

- La carga viva utilizada sobre toda la estructura es de 200 kg/m², exceptuando la cubierta que tiene una carga de 150 kg/m².

Carga muerta

- La carga muerta se divide en:
 - Cielo falso: 15 kg/m²
 - Instalaciones: 10 kg/m²
 - Acabados de piso: 80 kg/m²
 - Mampostería: 200 kg/m²
 - Losa: 216 kg/m²

Así, se obtiene un total de 521 kg/m² de carga muerta para toda la estructura.

Para la cubierta, no se considera el peso de la mampostería, por lo que la carga es de 321 kg/m².

Diseño del sistema de piso

Diseño del tablero metálico

Para el diseño del tablero se utilizará una placa colaborante “NOVALOSA” de la empresa NOVACERO. Es una lámina de acero estructural galvanizado de forma trapezoidal utilizada como refuerzo para la construcción de losas compuestas, eliminando la necesidad de varillas inferiores, alivianamientos y encofrados. Existe un buen anclaje y adherencia entre hormigón y NOVALOSA a través de resaltes dispuestos en la placa.

Se utiliza NOVALOSA 55 para entresijos de estructuras metálicas. El espesor para utilizar es de 0.76mm. Se considera un espesor de la losa de hormigón de 6cm. Así, se muestra a continuación las especificaciones del sistema.

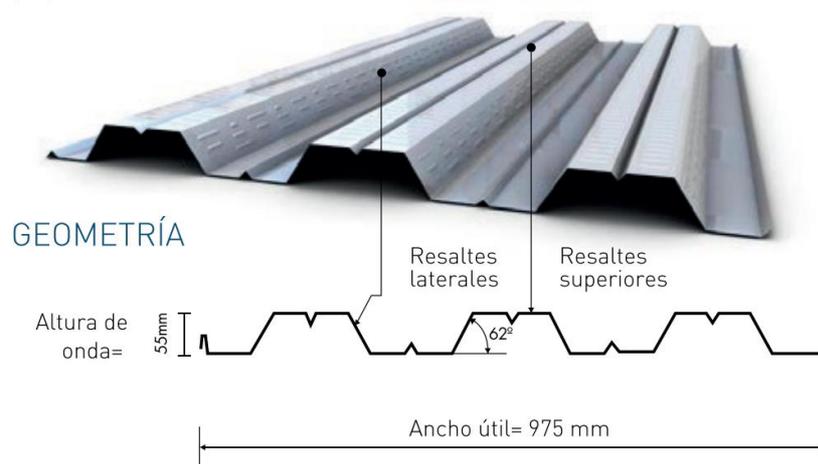


Ilustración 2: Geometría NOVALOSA.

Para un espesor de NOVALOSA de 0.76mm y espesor de losa de 6cm, se tiene un peso del hormigón de 203.8 kg/m², sumado al peso de la placa de 7.47kg/m². El peso total de la losa es de 211.27 kg/m², el cual se acerca al valor utilizado para el diseño de 216 kg/m².

Propiedades de la Sección Simple Novalosa 55mm					
Espesor Novalosa (mm)	Peso (kg/m ²)	Ie+ (cm ⁴ /m)	Se+ (cm ³ /m)	Se- (cm ³ /m)	As (cm ² /m)
0,76	7,47	36,89	11,46	12,81	9,03

Ilustración 3: Propiedades de sección NOVALOSA.

Propiedades de la Sección Compuesta Novalosa 55mm					
Espesor Novalosa (mm)	Espesor losa {a} (cm)	Volumen hormigón (m ³ /m ²)	Peso hormigón (kg/m ²)	Id {b} (cm ⁴ /m)	ΦsMno {c} (Ton.m)
0,76	5	0,07491	179,8	593,57	0,950
	6	0,08491	203,8	773,98	1,109
	8	0,10491	251,8	1238,75	1,442
	10	0,12491	299,8	1861,98	1,789
	12	0,14491	347,8	2667,20	2,145
	14	0,16491	395,8	3677,76	2,508
	16	0,18491	443,8	4916,88	2,875

Ilustración 4: Propiedades de la sección compuesta NOVALOSA.

Para la máxima longitud sin apuntalamiento, se considera un sistema de 2 vanos en el espesor de 6cm, y se obtiene una longitud máxima de 2.166m. En el sistema se propuso vigas cada 1.8m, por lo que no es necesario apuntalar.

Máxima Longitud sin Apuntalar Novalosa 55mm {d} (m)			
Espesor losa {a} (cm)	e = 0,76 mm		
	1 vano	2 vanos	3 vanos
5	1,853	2,230	2,257
6	1,780	2,140	2,166
8	1,612	1,891	2,015
10	1,359	1,612	1,699
12	1,174	1,393	1,468
14	1,034	1,226	1,292
16	0,924	1,095	1,154

Ilustración 5: Máxima longitud sin apuntalar.

Por otro lado, la resistencia de la placa colaborante ante carga sobrepuesta se muestra a continuación. Para la separación de 1.78m (1.8m), se tiene una resistencia de 1552kg/m². La carga sobrepuesta total se obtiene de la suma de carga muerta (acabados, cielo falso, instalaciones, mampostería, peso vigueta), obteniendo un aproximado de 540 kg/m². Este valor es menor a la capacidad, por lo que no existirá problema.

Carga Viva no Factorada Novalosa 55 mm {e} [kg/m ²]														
Espesor placa colaborante (mm)	Espesor losa {a} (cm)	Separación entre apoyos (m)												
		1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0
0,76	5	1714	1325	1047	841	684	562	465	387	323	270	226	188	156
	6	2007	1552	1227	987	804	662	549	457	383	321	269	225	188
	8	2622	2031	1608	1295	1057	872	725	607	510	429	362	305	256
	10	3264	2530	2006	1618	1322	1093	910	763	643	543	460	389	329
	12	3924	3044	2415	1950	1596	1320	1102	925	781	661	561	476	404
	14	4596	3568	2833	2288	1875	1553	1297	1091	922	782	665	566	481
	16	5277	4099	3256	2632	2158	1788	1495	1259	1066	905	771	657	560

Ilustración 6: Carga viva que soporta NOVALOSA.

Diseño de la losa del sistema de piso

Finalmente, se realiza el diseño de refuerzo por temperatura y contracción. En estos sistemas de piso, se utilizan mallas electrosoldadas de apertura cuadrada. Para este diseño, se emplean “Mallas Armex Tipo R con apertura cuadrada” de Ideal Alambrec. Las especificaciones se muestran a continuación:

Mallas Armex® Tipo R con apertura cuadrada

Mallas Armex® Tradicional									
Código	Tipo de Malla	Diámetro [mm]		Separación [cm]		Sección de Acero as [mm ² / m]		Peso	
		Alambre L.	Alambre T.	Alambre L.	Alambre T.	As L	As T	kg / m ²	kg / plancha
188156	R-126	4,0	4,0	10	10	126	126	1,97	29,48
188164	R-196	5,0	5,0	10	10	196	196	3,07	46,06
188166	R-238	5,5	5,5	10	10	238	238	3,72	55,73
188168	R-283	6,0	6,0	10	10	283	283	4,42	66,32
188172	R-385	7,0	7,0	10	10	385	385	6,02	90,27
188176	R-636	9,0	9,0	10	10	636	636	9,95	149,22
188150	R-64	3,5	3,5	15	15	64	64	1,01	15,17
188152	R-84	4,0	4,0	15	15	84	84	1,32	19,81
188154	R-106	4,5	4,5	15	15	106	106	1,67	25,07
188158	R-131	5,0	5,0	15	15	131	131	2,06	30,95
188160	R-158	5,5	5,5	15	15	158	158	2,50	37,45
188161	R-188	6,0	6,0	15	15	188	188	2,97	44,57
188167	R-257	7,0	7,0	15	15	257	257	4,04	60,66
188170	R-335	8,0	8,0	15	15	335	335	5,28	79,23
188173	R-424	9,0	9,0	15	15	424	424	6,69	100,28
188175	R-524	10	10	15	15	524	524	8,25	123,80
188148	R-53	4,5	4,5	30	30	53	53	0,84	12,53

AsL: Área de acero (mm² / m) de los alambres longitudinales. • AsT: Área de acero (mm² / m) de los alambres transversales. Dimensiones estándar: 6,25 x 2,40 = 15m² • Medidas y especificaciones especiales bajo pedido.

Ilustración 7: Catálogo malla electrosoldada.

Para elegir la malla, es necesario calcular la cuantía mínima de acero según el ACI

318, mediante la siguiente expresión:

$$A_{s_min} = 0.0018bt$$

$$A_{s_min} = 0.0018 * 100cm * 6cm$$

$$A_{s_min} = 1.08 \frac{cm^2}{m}$$

De este modo, se elige la malla R-126 que tiene un área de 1.26cm²/m.

Diseño de la vigueta del sistema de piso

Predimensionamiento de viguetas

Para predimensionar las viguetas, se utiliza la relación L/25. Después de varias iteraciones se llegó al perfil IPE240.

Cargas gravitacionales

Carga viva

Como se mencionó anteriormente la carga viva utilizada según la NEC es de 200 kg/m^2 para estructura de uso residencial.

Carga muerta

Por otro lado, para la carga muerta se estima un total de 550 kg/m^2 considerando el peso de acabados (80 kg/m^2), cielo falso (15 kg/m^2), mampostería (200 kg/m^2), instalaciones (10 kg/m^2), loseta de concreto (203.8 kg/m^2), placa colaborante (7.47 kg/m^2) y de la vigueta (34 kg/m^2).

Combinaciones de carga

La combinación a utilizar es:

$$C1 = 1.2CM + 1.6CV$$

$$C1 = 1.2(550) + 1.6(200) = 980 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Solicitaciones de la vigueta

Con la carga mayorada se determina la carga lineal que actúa sobre la vigueta, a través del ancho tributario (para vigueta interna coincide con el espaciamiento entre viguetas, en este caso de 1.78m):

$$w = 980 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.78\text{m} = 1744.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Cortante último

La vigueta soporta carga lineal distribuida, por lo que el cortante último se determina de la siguiente manera:

$$V_u = \frac{wl}{2}$$

$$V_u = \frac{1744.4(7m)}{2} = 6105.4 \text{ kg}$$

Momento último

La vigueta soporta carga lineal distribuida, por lo que el momento último se determina de la siguiente manera:

$$M_u = \frac{wl^2}{8}$$

$$M_u = \frac{1744.4(7m)^2}{8} = 10684.45 \text{ kg.m}$$

Diseño de miembros a sección compuesta

El diseño del sistema de piso de sección compuesta se realizó en base a la normativa AISC360-10. No se diseñan vigas en el sistema ya que estos elementos tienen únicamente conexión directa entre columnas.

Disposiciones generales

1. El concreto debe tener una resistencia a compresión entre 215 kg/cm² (21MPa) y 715 kg/cm² (70MPa) para concreto normal y entre 215 kg/cm² (21MPa) y 430 kg/cm² (42MPa) para concreto liviano. En este caso se utiliza hormigón normal. Al utilizar hormigón de 21MPa, se encuentra en el límite, pero dentro del rango.
2. Por otro lado, la tensión de fluencia no debe exceder 5355 kg/cm² (525MPa). El acero utilizado tiene tensión de fluencia de 350MPa.

Diseño por flexión

Ancho efectivo

Las losas de concreto no participan de manera uniforme en la resistencia de vigas compuestas en flexión positiva cuando las vigas están muy

separadas. Se requiere determinar un ancho efectivo para determinar la resistencia de elementos no uniformes. Se lo obtiene para trabajar con esfuerzos uniformes equivalentes. El ancho efectivo de la losa es la suma de los anchos efectivos a cada lado del eje de la viga, los cuales no deben exceder:

1. Un octavo de la luz de la viga:

$$L = \frac{7m}{8} = 0.875m$$

2. Un medio de la distancia de eje a eje entre viguetas:

$$L = \frac{1.78m}{2} = 0.89m$$

Así, el ancho efectivo es el menor

$$b_{eff} = \min(0.875 * 2; 0.89 * 2) = 1.75m$$

Resistencia por flexión positiva

Se chequea el estado límite de fluencia:

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{220.4}{6.2} \leq 3.76 \sqrt{\frac{2038902}{3515}}$$

$$35.55 \leq 90.56$$

En el presente diseño se considera una acción completa entre la losa y la sección de acero. Únicamente se toma en cuenta la opción de que el eje neutro plástico esté dentro de la losa, ya que si este atraviesa la sección de acero significa que la viga sufre esfuerzos de compresión. Se tiene que la fuerza de compresión es igual a la de tensión.

$$C = T$$

$$T = A_s * f_y$$

$$C = 0.85f'_c * b_e * a$$

Se determina el menor valor entre estados límite de aplastamiento del concreto y la fluencia en tracción de la sección de acero.

1. Para estado límite de aplastamiento del concreto (A_c es el área del concreto: b_e x espesor).

$$C = 0.85f'_c * A_c$$

$$C = 0.85 \left(215 \frac{kg}{cm^2} \right) * (6cm * 175cm) = 191.887 ton$$

2. Para el estado límite de fluencia de la sección de acero (A_s es el área del perfil de la vigueta).

$$C = f_y * A_s$$

$$C = 3515 \frac{kg}{cm^2} * 39.10cm^2 = 137.44 ton$$

Así se obtiene que gobierna el estado límite de fluencia en tracción de la sección de acero. Se calcula la resistencia a flexión.

$$a = \frac{C_{min}}{0.85f'_c * b_e}$$

$$a = \frac{137.44 ton}{0.85 \left(215 \frac{kg}{cm^2} \right) * 175cm} = 4.3cm \leq 6cm$$

Así, se determina el momento resistente nominal (donde h_r es la altura del tablero (5.5cm)):

$$M_n = 0.85f'_c * b_e * a * \left(\frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 0.85 \left(215 \frac{kg}{cm^2} \right) (175cm)(4.3cm) \left(\frac{24cm}{2} + 5.5cm + 6 - \frac{4.3cm}{2} \right) = 2'936,038.66 kg * cm$$

$$M_n = 2'936,038.66 \text{ kg.cm} = 26.42 \text{ ton} * m$$

$$\phi M_n = 0.9 * 29.36 = 26.42 \text{ ton} * m$$

Se verifica que cumpla con la sollicitación:

$$10.68 \text{ ton} * m \leq 26.42 \text{ ton} * m$$

$\therefore OK$

Diseño por corte

En primer lugar, se calcula la resistencia nominal de corte para vigas compuestas con conectores de corte y anclajes tipo canal cuya resistencia a fluencia es de 250MPa. Se determina con la siguiente fórmula:

$$V_n = 0.6 * f_y * A_w * C_{v1}$$

$$V_n = 0.6 * (250MPa)(240mm * 6.20mm) * 1 = 223.2kN = 22.76ton$$

$$\phi V_n = 20.84ton$$

$$6.11ton \leq 20.84ton$$

$\therefore OK$

Revisión de deflexiones

En base a lo recomendado por el IBC2006 y la Guía de Diseño 03 del AISC “Serviceability Design Considerations for Steel Building” se verifica que la deflexión máxima causada por carga viva no debe ser mayor a L/360. Así, se calcula la deflexión máxima admisible.

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360} = \frac{7000mm}{360} = 19.44mm$$

La deformación se puede calcular a través de la siguiente expresión, considerando que la carga que actúa sobre la vigueta es distribuida para una viga simplemente apoyada.

$$\Delta = \frac{5w_{cv}L^4}{384EI_{LB}}$$

Es importante considerar que I_{LB} es la inercia transformada de la sección compuesta. La inercia se calcula considerando que el eje neutro está fuera de la losa de concreto:

$$\bar{y} = \frac{A_{ct} * 0.5t_c + A_a y_a}{A_{ct} + A_a}$$

$$\bar{y} = \frac{nA_a}{b_e} \left(\left[1 + \frac{2b_e y_a}{nA_a} \right] - 1 \right) \leq t_c$$

Es necesario determinar el valor de n, que relaciona los módulos de elasticidad del acero y el concreto.

$$\Delta = \frac{E_s}{E_c} = 10$$

El área transformada de concreto es:

$$A_{ct} = \frac{b_e}{n} t_c$$

$$A_{ct} = \frac{175cm}{10} 6cm = 105 cm^2$$

Con el área transformada, se plantea la expresión de la inercia transformada.

$$I_t = I_{ct} + I_a + A_{ct}(\bar{y} - 0.5t_c)^2 + A_a(y_a - \bar{y})^2$$

Para ello, se requiere calcular el valor de \bar{y} y la inercia I_{ct} .

$$\bar{y} = \frac{A_{ct} * 0.5t_c + A_a y_a}{A_{ct} + A_a}$$

$$\bar{y} = \frac{105cm^2 * 0.5(6cm) + 39.10cm^2(6cm + 5.5cm + 24.0cm * 0.5)}{105cm^2 + 39.10cm^2} = 8.56cm$$

Se determina la inercia transformada del concreto y posteriormente la inercia total de la sección (la inercia de la sección es de $3890cm^4$ como se observa en la *Ilustración 36*).

$$I_{ct} = \frac{b_e * t_c^3}{12n}$$

$$I_{ct} = \frac{175cm * 6^3}{12 * 10} = 315cm^4$$

$$I_t = 315cm^4 + 3890cm^4 + 105cm^4(8.56cm - 0.5(6cm))^2 + 39.10cm^2((6 + 5.5 + 12 - 8.56)^2)$$

$$I_t = 16178.19cm^4$$

La carga viva que actúa sobre la vigueta es:

$$w_{cv} = 200 \frac{kg}{m^2} * 1.78m = 356 \frac{kg}{m}$$

Finalmente, se puede determinar la deflexión de la vigueta:

$$\Delta = \frac{5 \left(3.56 \frac{kg}{cm} \right) (700cm)^4}{384(2100349.86 * 16178.19cm^4)} = 0.32cm = 3.2mm$$

Se verifica que la deflexión no supere la admisible.

$$\Delta_c = \Delta_{adm}$$

$$3.2mm \leq 19.44mm$$

∴ OK

Diseño de anclajes de acero-pernos para vigas compuestas

Resistencia de pernos conectores de corte

La expresión para determinar la resistencia nominal de un perno de corte embebido en una losa de concreto sólido o en una losa compuesta con plancha colaborante de acero se muestra a continuación:

$$Q_n = 0.5 * A_{sa} * \sqrt{f'cE_c} \leq R_g * R_f * A_{sa} * F_u$$

Se suponen pernos de diámetro 19mm o ¾”:

$$Q_n = 0.5 * A_s * \sqrt{f'cE_c}$$

$$Q_n = 0.5 * \frac{\pi}{4} (1.9cm)^2 * \sqrt{215 * 253456.36} = 10.46ton$$

Para la segunda parte de la expresión, se obtienen los valores de los coeficientes de la tabla (datos del perno):

$$R_g * R_f * A_{sa} * F_u$$

$$1 * 0.6 * \frac{\pi}{4} (1.9cm)^2 * 4996.61 \frac{kg}{cm^2} = 8.5ton$$

Como Q_n tiene que ser menor a al último valor calculado, se utiliza el valor de 8.5ton.

$$Q_n = 10.46 ton \leq 8.5 ton$$

$$Q_n = 8.5 ton$$

Número requerido de conectores de corte

El corte horizontal entre la viga de acero y la losa de concreto se transfiere por conectores de cortante. La fuerza de corte horizontal transferido por anclajes de acero V' se determina como el menor valor de los siguientes estados límite.

1. Aplastamiento del concreto

$$V' = 0.85 f'_c * A_c$$

$$V' = 0.85 \left(215 \frac{kg}{cm^2} \right) * (6cm * 175cm) = 191.887 ton$$

2. Fluencia en tracción de la sección de acero

$$V' = f_y * A_s$$

$$V' = 3515 \frac{kg}{cm^2} * 39.10cm^2 = 137.44 ton$$

El cortante a utilizar es 137.44 ton. Mediante las especificaciones del Steel Deck la separación entre valles es de 300mm. El número existente de valles es 24 en los 7m de vigueta. El número de conectores necesarios se calcula de la siguiente manera:

$$n_{stud} = \frac{V'}{Q_n}$$

$$n_{stud} = \frac{137.44 \text{ ton}}{8.5 \text{ ton}} = 17 \text{ conectores}$$

$$n_{stud} < n_{valle}$$

$$17 < 24$$

\therefore OK \therefore 1 conector por valle

Análisis sísmico

Para determinar las fuerzas laterales que intervendrán en la estructura, se utiliza el método de análisis estático y análisis dinámico espectral. Es necesario determinar el cortante basal mediante la siguiente expresión:

$V = \frac{I S_d(T_n)}{R \theta_p \theta_g} W$	
Dónde	
$S_d(T_n)$	Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección [3.3.2]
θ_p y θ_g	Coefficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección [5.3]
I	Coefficiente de importancia; se determina en la sección [4.1]
R	Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección [6.3.4]
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva; véase en la sección [6.1.7]
T_n	Período de vibración; véase en la sección [6.3.3]

Ilustración 8: Cortante Basal.

Espectro elástico de diseño

Como primer paso, se construye el espectro elástico de diseño con el factor de zona sísmica, tipo de suelo y coeficientes de amplificación del suelo.

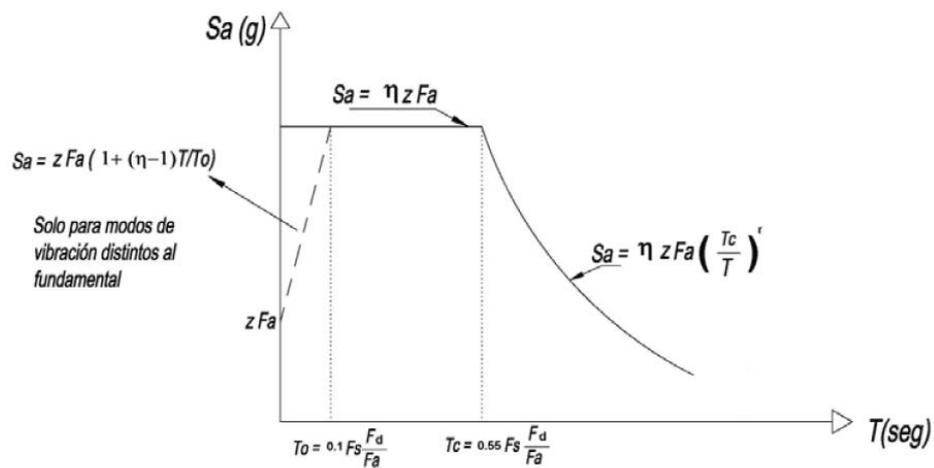


Ilustración 9: Simbología del espectro de diseño.

Zonificación sísmica y factor de zona Z

Para los edificios de uso normal, se usas el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño. Este valor se puede obtener del mapa de zonas sísmicas del Ecuador.

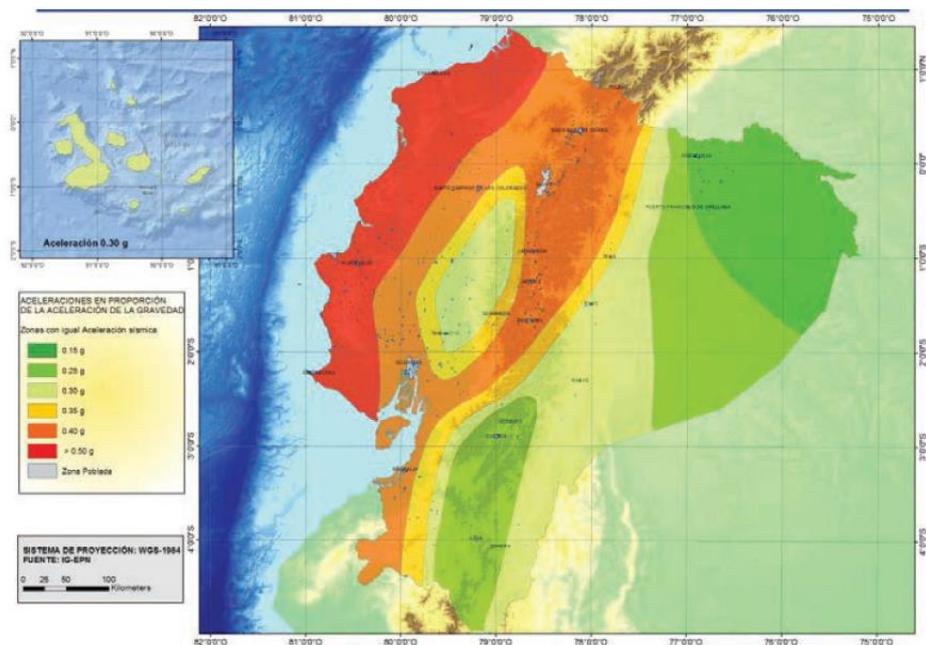


Ilustración 10: Zonificación sísmica y factor Z.

Este mapa se obtiene del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años que equivale a un periodo de retorno T_r igual a 475 años.

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

Ilustración 11: Peligro sísmico.

Para la ciudad de Quito, el valor de Z es de 0.40g, zona sísmica tipo V con peligro sísmico alto.

Tipo de suelo

Por fines prácticos y tras el estudio de suelo realizado, se utiliza un suelo tipo

D.

D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

Ilustración 12: Tipo de suelo.

Coefficientes de amplificación del suelo

Con estos datos, se recurre a las tablas de coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y 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	0.9	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					

Tabla 2: Factor 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	1.36	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					

Tabla 3: Factor 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	0.75	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					

Tabla 4: Factor F_s .

Finalmente, para realizar el espectro de aceleración S_a , se requiere el coeficiente n que se obtiene a partir de la razón entre la aceleración espectral S_a en el periodo $T=0.1s$ y el PGA (peak ground acceleration) para el periodo de retorno seleccionado y el coeficiente r que depende de la ubicación geográfica del proyecto.

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Ilustración 13: Factor de ubicación.

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.

Ilustración 14: Factor de reducción sísmica (R).

Además, se necesita del periodo límite de vibración que se obtiene de la siguiente manera:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ilustración 15: Periodo de Vibración.

Se muestra un resumen de los datos obtenidos y el respectivo espectro elástico de diseño que se utiliza.

z	0.40
Fa	1.20
Fd	1.19
Fs	1.28
r	1.00
n	2.48
Tc	0.6981
Suelo	D

Tabla 5: Especificaciones NEC_SE.

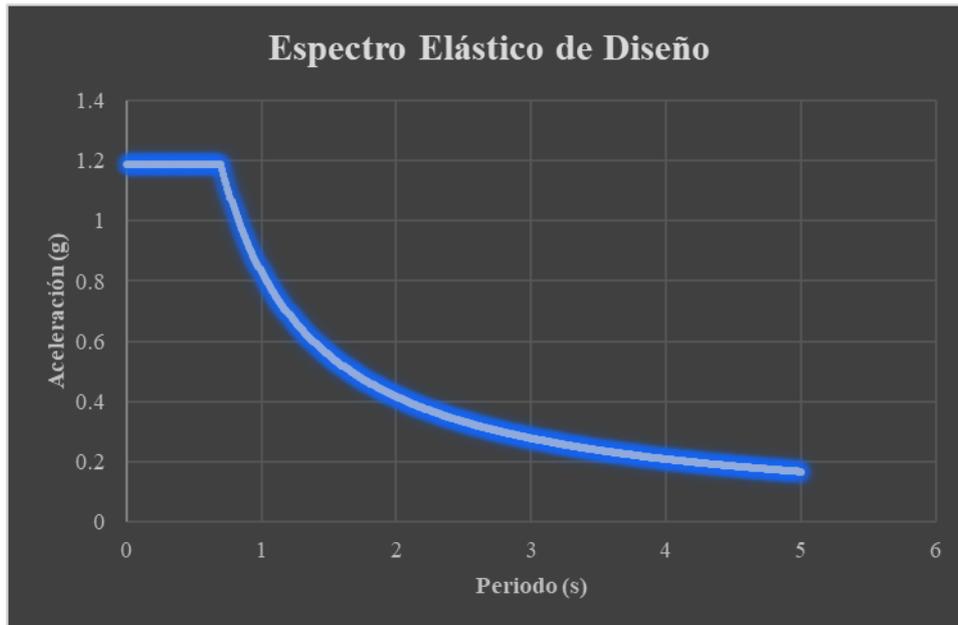


Tabla 6: Espectro de Diseño.

Una vez que se tiene el espectro, se determinan ciertos factores dependiendo del tipo de estructura para el cálculo del cortante basal.

Coefficiente de importancia I

El objetivo del coeficiente I es el de aumentar la demanda sísmica y por consecuencia realizar un diseño más conservador en estructuras que por su utilización deben permanecer operativas y sufrir menos daños.

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

Ilustración 16: Coeficiente de importancia I.

Al ser un edificio de ocupación normal, el coeficiente es 1.

Factor de reducción de resistencia R

Los factores de reducción de resistencia R dependen del tipo de estructura, tipo de suelo, periodo de vibración y de factores de ductilidad, redundancia, sobre resistencia y amortiguamiento. En este caso, se considera un sistema dúctil de pórtico resistente a momento de acero.

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

C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS

1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8
2. Steel special truss moment frames	14.1	7
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½

D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES

	12.2.5.1	
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7
3. Special reinforced concrete shear walls ^{g,h}	14.2	7
4. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	6
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6

Ilustración 17: Factor de resistencia R.

Coefficientes de configuración estructural

En caso de que la estructura no posea simetría o existan irregularidades en elevación o en planta, se utilizan coeficientes para aumentar el valor del cortante de diseño con el objetivo de brindar mayor resistencia a la estructura. La presente estructura, al ser un sistema de terrazas, existen ciertas irregularidades. Primero se verifica la irregularidad en planta.

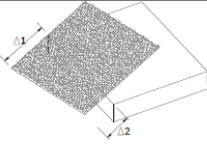
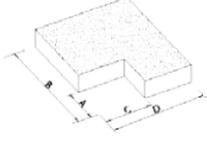
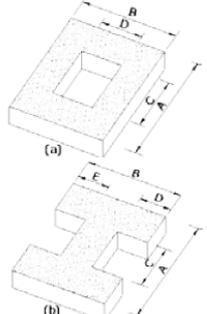
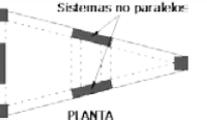
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pt}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pt}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pt}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[Cx D + Cx E] > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pt}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	

Ilustración 18: Coeficientes de configuración estructural.

De los datos obtenidos en el modelo de ETABS, se muestran derivas máximas, promedios y la razón entre las dos. Así, se comprueba que la estructura sí sufre de irregularidad en planta debido a que existe torsión. La deriva máxima de piso en algunos de los extremos de la estructura es mayor a 1.2 veces la deriva promedio. Por lo que en este caso el coeficiente de irregularidad en planta $\phi(p)$ es de 0.90.

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	Load, Case/Comb o	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story6	Sx Max	Diaph D1 X	0.00091	0.000859	1.06
Story6	Sx Max	Diaph D1 Y	0.000321	0.00022	1.46
Story6	Sy Max	Diaph D1 X	0.000309	0.000208	1.485
Story6	Sy Max	Diaph D1 Y	0.001454	0.001374	1.058
Story5	Sx Max	Diaph D1 X	0.001475	0.001318	1.119
Story5	Sx Max	Diaph D1 Y	0.000475	0.000308	1.538
Story5	Sy Max	Diaph D1 X	0.000458	0.000313	1.461
Story5	Sy Max	Diaph D1 Y	0.002071	0.001859	1.114
Story4	Sx Max	Diaph D1 X	0.00177	0.001594	1.111
Story4	Sx Max	Diaph D1 Y	0.000647	0.000378	1.709
Story4	Sy Max	Diaph D1 X	0.0005	0.000347	1.439
Story4	Sy Max	Diaph D1 Y	0.002384	0.001941	1.228
Story3	Sx Max	Diaph D1 X	0.001723	0.00127	1.357
Story3	Sx Max	Diaph D1 Y	0.000744	0.000418	1.777
Story3	Sy Max	Diaph D1 X	0.000488	0.0003	1.626
Story3	Sy Max	Diaph D1 Y	0.001725	0.001435	1.202
Story2	Sx Max	Diaph D1 X	0.000646	0.000556	1.161
Story2	Sx Max	Diaph D1 Y	0.000576	0.000334	1.725
Story2	Sy Max	Diaph D1 X	0.000268	0.000169	1.581
Story2	Sy Max	Diaph D1 Y	0.001178	0.000864	1.363
Story1	Sx Max	Diaph D1 X	0.000235	0.00022	1.067
Story1	Sx Max	Diaph D1 Y	0.000156	0.000119	1.312
Story1	Sy Max	Diaph D1 X	0.000062	0.000048	1.279
Story1	Sy Max	Diaph D1 Y	0.000332	0.000289	1.148

Tabla 7: Irregularidad en planta.

Por otro lado, la estructura sufre de irregularidad geométrica en elevación, por lo que el coeficiente phi (ϕ) también asume un valor de 0.90.

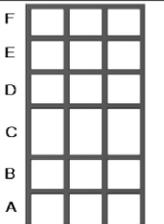
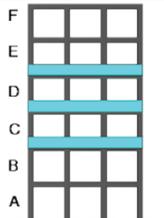
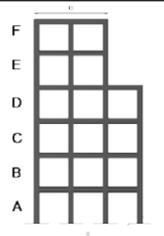
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_o $Rigidez < 0.80 \frac{(K_p + K_g + K_f)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

Ilustración 19: Tipo de Irregularidad en elevación.

A continuación, se determina el periodo fundamental de vibración a partir de dos métodos. Para el primer método se utiliza la ecuación propuesta por la NEC15:

$T = C_t h_n^\alpha$		
Dónde:		
C_t	Coeficiente que depende del tipo de edificio	
h_n	Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.	
T	Periodo de vibración	
Para:		
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

Ilustración 20: Fórmula para calcular el periodo fundamental de vibración.

La altura del edificio es de 15.9m, se utilizan los coeficientes para una estructura de acero sin arriostramiento ($C_t=0.072$ y $a=0.8$).

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha$$

0.658s

Por el método dos, del modelo de ETABS, se obtiene el valor de:

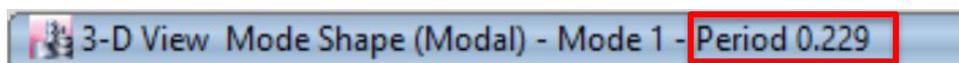


Ilustración 21: Periodo de la estructura.

Como el valor de T por el segundo método no es mayor en un 30% al valor de T por el primer método, se toma este valor.

Cortante Basal

Finalmente, con la información obtenida anteriormente se calcula el cortante basal (al ser el mismo sistema estructural y mantener las mismas irregularidades, es el mismo para x y y).

Cortante Basal en X y Y		
Ta	0.229	s
Sa	1.1904	
I	1	
R	8	
Φ_p	0.9	
Φ_e	0.9	
V	18.37%	

Tabla 8: Cortante Basal.

Fuerzas sísmicas

Finalmente, con la información obtenida anteriormente se calcula el cortante basal (al ser el mismo sistema estructural y mantener las mismas irregularidades, es el mismo para x y y). Estos valores se obtienen del modelo en ETABS.

Análisis Estático

Ex estático	20.65471	ton
Ey estático	20.65471	ton

Tabla 9: Análisis estático.

Análisis Dinámico

Para realizar este análisis, se definió el espectro de respuesta en dirección x y y:

Espectro de Respuesta en X

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: Sx
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 - Mass Source: Previous (MsSrc1)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NEC S/R	0.125
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Modal Combination Method: CQC
 - Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1: [Empty]
 - Rigid Frequency, f2: [Empty]
 - Periodic + Rigid Type: [Empty]
 - Earthquake Duration, td: [Empty]
 - Directional Combination Type: SRSS
 - Absolute Directional Combination Scale Factor: [Empty]
 - Modal Damping: Constant at 0.05
 - Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Ilustración 22: Definición del espectro en X.

Espectro de Respuesta en Y

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: Sy
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 - Mass Source: Previous (MsSrc1)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	NEC S/R	0.125
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Modal Combination Method: CQC
 - Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1: [Empty]
 - Rigid Frequency, f2: [Empty]
 - Periodic + Rigid Type: [Empty]
 - Earthquake Duration, td: [Empty]
 - Directional Combination Type: SRSS
 - Absolute Directional Combination Scale Factor: [Empty]
 - Modal Damping: Constant at 0.05
 - Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Ilustración 23: Definición del espectro en Y.

Con los espectros de respuesta, se determinan los cortantes basales dinámicos:

Vx dinámico	10.80043	ton
Vy dinámico	17.96489	ton

Tabla 10: Cortantes Basales Dinámicos.

A continuación, es necesario realizar el ajuste del cortante basal dinámico según la NEC a través del análisis de los resultados estáticos.

b. Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no

debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

Ilustración 24: Ajuste cortante basal.

Al analizar una estructura irregular, el valor del cortante dinámico total en la base no debe ser menor al 85% del cortante basal obtenido por método estático.

Cortante Basal Estático			
V _x	20.65	ton	ETABS
V _x *0.85	17.56	ton	
V _y	20.65	ton	ETABS
V _y *0.85	17.56	ton	

Tabla 11: Ajuste cortante basal estático.

Se observa que el mínimo cortante requerido para que se supere el 85% tiene que ser de 17.55 ton para ambas direcciones. Observando los valores de la *Tabla 10*, se tiene que el cortante basal en “y” es mayor a 17.55 ton, por lo que no hay que ajustar el cortante en esta dirección. Mientras que el cortante dinámico en “x” es menor a 17.55 ton se requiere ajustar un factor de 1.63 (obtenido de dividir 17.55/10.80).

Ajuste Cortante Basal	
Vx	AJUSTAR
Factor	1.62553746
Vy	OK
Factor	NO AJUSTAR

Tabla 12: Factores ajuste cortante basal.

Se ajusta desde el espectro de respuesta, multiplicando el factor de 1/8 anterior por 1.63.

Ilustración 25: Ajuste del cortante basal en ETABS.

Verificación de derivas

Se realiza el respectivo control de derivas de entrepiso según la NEC. El control de deriva se lo obtiene a través de las derivas inelásticas máximas de piso causadas por el sismo

de diseño. Estos valores los entrega el modelo de ETABS. La deriva máxima de cualquier piso no puede superar los límites permitidos de deriva inelástica de la NEC:

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

Tabla 7 : Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Ilustración 26: Requisitos de derivas según la NEC.

En este caso, el límite de deriva máxima es de 0.02. Este valor de 0.02 se obtiene de:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E = 0.02$$

Ilustración 27: Deriva límite máximo.

Como nuestro valor de R es el mismo para ambas direcciones (8), se puede determinar el valor de la deriva elástica:

Δ_M	0.02
R	8
Δ_E	0.00333333

Tabla 13: Deriva elástica.

Con los valores que arroja el software ETABS, se los compara directamente con el valor de 0.0033 para verificar el control de derivas.

Sentido X

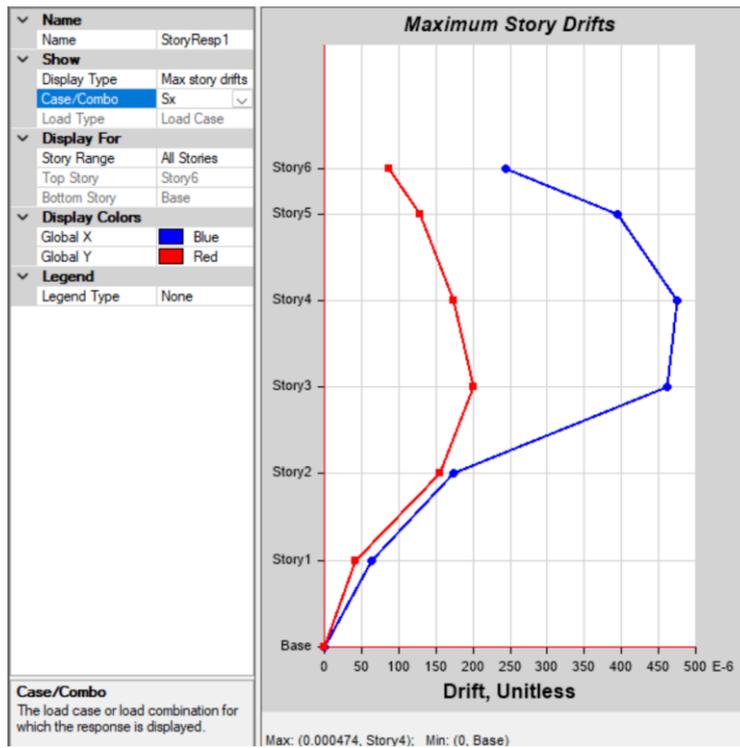


Ilustración 28: Deriva elástica máxima de piso en "x".

Sentido Y

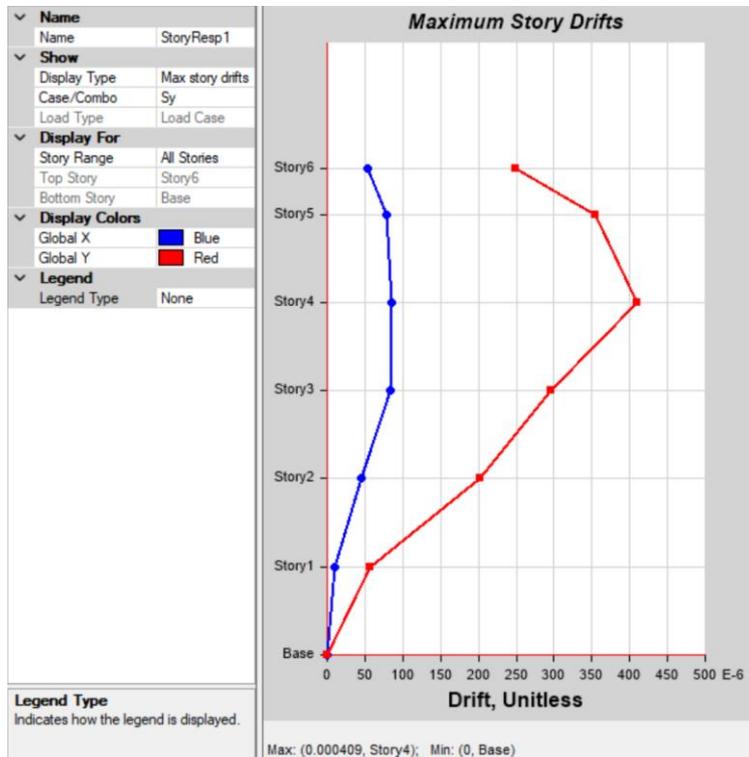


Ilustración 29: Deriva elástica máxima de piso en "y".

Sentido X		Sentido Y	
Deriva	0.000474	Deriva	0.000409
Chequeo	OK	Chequeo	OK

Tabla 14: Chequeo derivas máximas.

Verificación de modos vibratorios

Cada modo vibratorio corresponde a un periodo que representa la forma natural de vibración del sistema. El primer modo se lo conoce como periodo fundamental siendo el más importante e influyente. Es necesario revisar que dentro de los primeros modos de vibración participe el 90% de la masa total de la estructura. Además, se verifica que los primeros modos de vibración sean netamente traslacionales.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios												
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RZ
		sec										
Modal	1	0.229	0.001	0.5549	0	0.001	0.5549	0	0.6226	0.0015	0.1212	0.1212
Modal	2	0.204	0.4696	0.0141	0	0.4706	0.569	0	5E-06	0.5602	0.0484	0.1696
Modal	3	0.186	0.0881	0.0491	0	0.5587	0.6181	0	0.0112	0.0754	0.3129	0.4824
Modal	4	0.085	0.0119	0.148	0	0.5706	0.766	0	0.1254	0.0032	0.0322	0.5146
Modal	5	0.074	0.3106	0.0075	0	0.8813	0.7735	0	0.0048	0.1603	0	0.5146
Modal	6	0.062	0.0013	0.04	0	0.8825	0.8136	0	0.0002	0.0006	0.2198	0.7345
Modal	7	0.052	0.0427	0.0653	0	0.9252	0.8789	0	0.0746	0.058	0.041	0.7755
Modal	8	0.05	0.0291	0.063	0	0.9543	0.9419	0	0.0694	0.0455	0.0003	0.7758
Modal	9	0.048	0.0126	0.0016	0	0.9669	0.9435	0	0.0026	0.0162	0.1772	0.9529
Modal	10	0.035	0.0002	0.0405	0	0.9671	0.984	0	0.0591	0.001	0.0166	0.9695
Modal	11	0.032	0.0149	0.0001	0	0.9821	0.9841	0	0.0003	0.0631	0.0001	0.9696
Modal	12	0.031	0.0001	0.0005	0	0.9822	0.9847	0	0.0057	0.0001	0.0032	0.9728

Tabla 15: Participación modal.

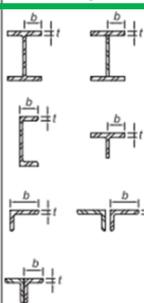
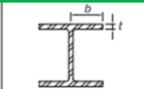
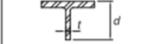
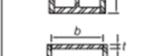
Diseño Estructural de los pórticos resistentes a momento

SECCIONES	
COLUMNAS	350X350X11 mm
VIGAS	IPE 300
VIGUETAS	IPE240

Tabla 16: Secciones del diseño.

Vigas resistentes a momento

Límites ancho espesor AISC 341-16

TABLE D1.1 Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double-angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	b/t	not applicable	$0.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	d/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{(a)}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Stiffened Elements Walls of rectangular HSS used as diagonal braces Flanges of boxed I-shaped sections Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces Flanges of built-up box shapes used as link beams	b/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	b/t			
	h/t			
	b/t			

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, July 12, 2016

Ilustración 30: Límites ancho/espesor.

TABLE D1.1 (continued)
Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members

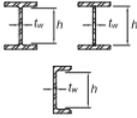
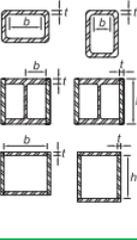
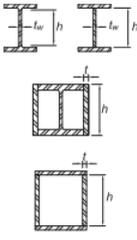
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Webs of rolled or built-up I shaped sections and channels used as diagonal braces 	h/t_w	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Where used in beams or columns as flanges in uniform compression due to axial, flexure, or combined axial and flexure: 1) Walls of rectangular HSS 2) Flanges and side plates of boxed I-shaped sections, webs and flanges of built-up box shapes 	b/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	h/t			
Where used in beams, columns, or links, as webs in flexure, or combined axial and flexure: 1) Webs of rolled or built-up I-shaped sections or channels ^(a) 2) Side plates of boxed I-shaped sections 3) Webs of built-up box sections 	h/t_w	For $C_u \leq 0.114$ $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y} (1 - 1.04 C_u)}$ For $C_u > 0.114$ $0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y} (2.68 - C_u)}$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	For $C_u \leq 0.114$ $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y} (1 - 3.04 C_u)}$ For $C_u > 0.114$ $1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y} (2.12 - C_u)}$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	h/t	where $C_u = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_u = \frac{\Omega_u P_u}{P_y}$ (ASD)	where $C_u = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_u = \frac{\Omega_u P_u}{P_y}$ (ASD)	
	h/t	$P_y = R_y F_y A_g$	$P_y = R_y F_y A_g$	

Ilustración 31: Límites ancho/espesor 2.

TABLE D1.1 (continued)
Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members

Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Webs of built-up box sections used as EBF links 	h/t	$0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.75 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Webs of H-Pile sections 	h/t_w	not applicable	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Walls of round HSS 	D/t	$0.053 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.062 \frac{E}{R_y F_y}^{(c)}$	
Walls of rectangular filled composite members 	b/t	$1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$2.37 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Walls of round filled composite members 	D/t	$0.085 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.17 \frac{E}{R_y F_y}$	

Ilustración 32: Límites ancho/espesor 3.

Factor de fluencia esperada

TABLE A3.1 R_y and R_t Values for Steel and Steel Reinforcement Materials		
Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485)	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500/A500M Gr. B	1.4	1.3
• ASTM A500/A500M Gr. C	1.3	1.2
• ASTM A501/A501M	1.4	1.3
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
• ASTM A1085/A1085M	1.25	1.15
Plates, Strips and Sheets:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380)	1.1	1.2
• ASTM A588/A588M	1.1	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
Steel Reinforcement:		
• ASTM A615/A615M Gr. 60 (420)	1.2	1.2
• ASTM A615/A615M Gr. 75 (520) and Gr. 80 (550)	1.1	1.2
• ASTM A706/A706M Gr. 60 (420) and Gr. 80 (550)	1.2	1.2

Ilustración 33: Factor de fluencia esperada.

Solicitaciones máximas a Corte y Momento

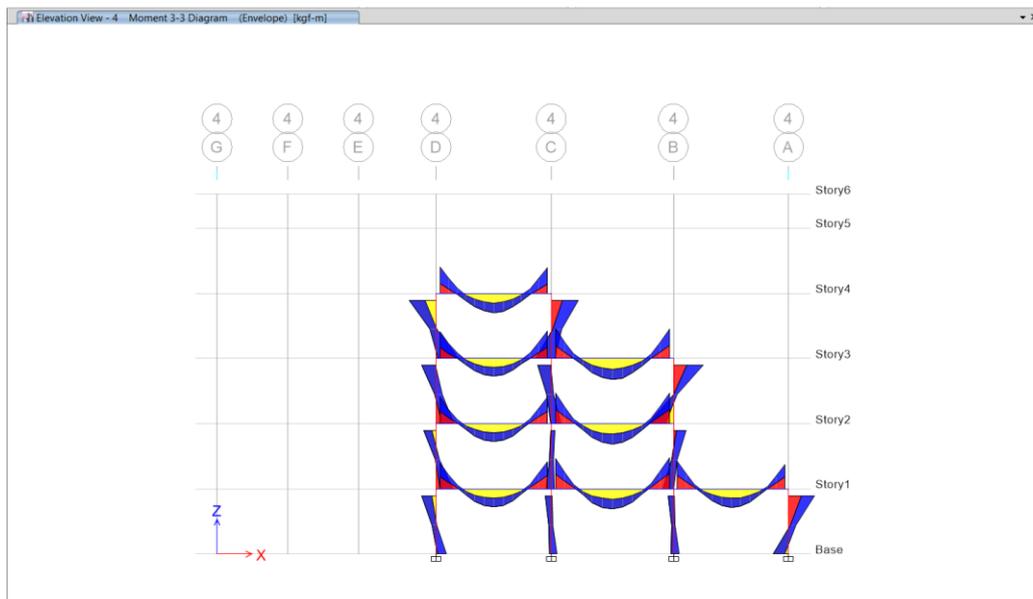


Ilustración 34: Diagrama de momento. Corte 4.

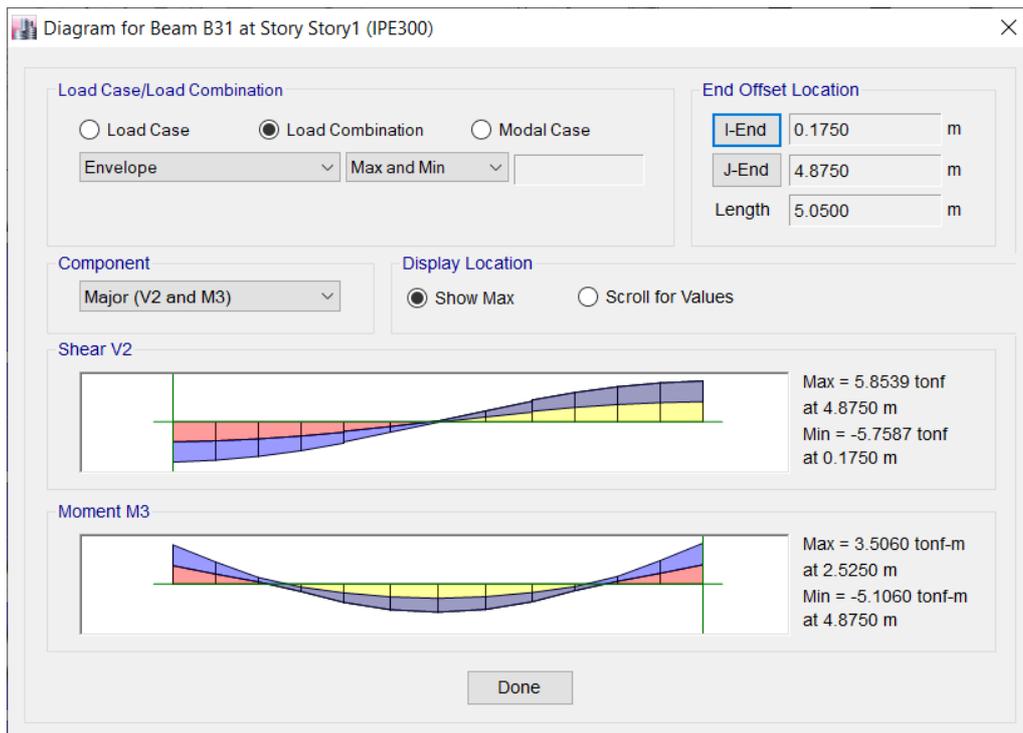


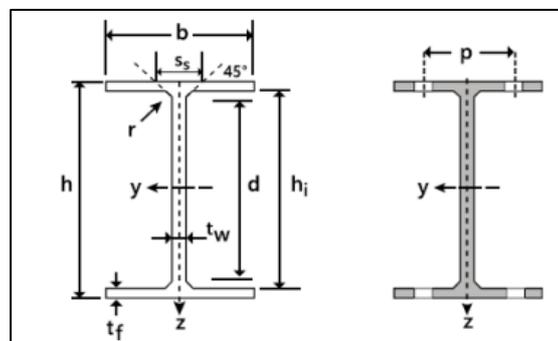
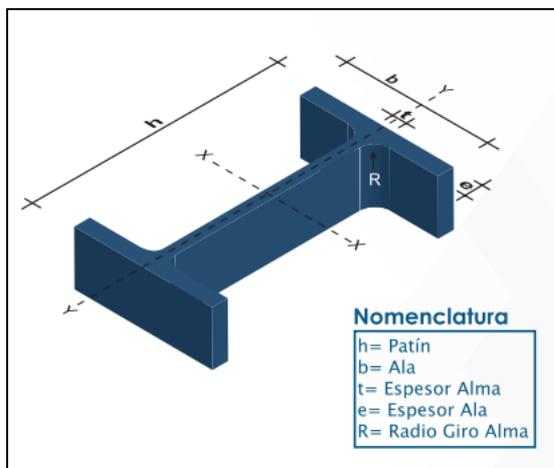
Ilustración 35: Diagramas viga B31.

$$V_u = 4.83 \text{ Ton}$$

$$M_u = 6.80 \text{ Ton-m}$$

Geometría y materiales

IPE 300



DENOMINACIÓN	DIMENSIONES					PROPIEDADES					
	h	b	t	e	R	ÁREA SECCIÓN cm ²	PESOS kg/mts	INERCIA (cm ⁴)		MÓDULO RESISTENCIA (cm ³) SECCIÓN	
	mm	mm	mm	mm	mm			Eje x-x	Eje y-y	Eje x-x	Eje y-y
IPE 80	80	46	3.80	5.20	5	7.64	6.00	80	8.49	20.00	3.69
IPE 100	100	55	4.10	5.70	5	10.30	8.10	171	15.90	34.20	5.79
IPE 120	120	64	4.40	6.30	5	13.20	10.40	318	27.70	53.00	8.65
IPE 160	160	82	5.00	7.40	7	20.10	15.80	869	68.30	109.00	16.70
IPE 200	200	100	5.60	8.50	9	28.50	22.40	1940	142.00	194.00	28.50
IPE 220	220	110	5.90	9.20	9	33.40	26.20	2770	205.00	252.00	37.30
IPE 240	240	120	6.20	9.80	12	39.10	30.70	3890	284.00	324.00	47.30
IPE 300	300	150	7.10	10.70	15	53.80	42.20	8360	604.00	557.00	80.50
IPE 400	400	180	8.60	13.50	118	84.50	63.30	23130	1320.00	1160.00	146.00
IPE 450	450	190	9.40	14.60	21	98.80	77.70	33740	1680.00	1500.00	176.00
IPE 500	500	200	10.20	16.00	21	116.00	90.70	48200	2140.00	1930.00	214.00

Ilustración 36: Lista de perfiles IPE.

Dimensiones del Perfil	bf	150 mm	15.00 cm
	d	300 mm	30.00 cm
	tf	10.70 mm	1.07 cm
	tw	7.10 mm	0.71 cm
	b	75.00 mm	7.50 cm
	h	278.6 mm	27.86 cm
	ho	289.3 mm	28.93 cm

Tabla 17: Dimensiones de perfil.

Inercias centroidales		
A_t	53.80	cm ²
I_{xx}	8360.000	cm ⁴
I_{yy}	604.000	cm ⁴

Tabla 18: Inercias centroidales.

Radios de giro			
$r_x =$	12.466	cm	$r_y =$
			3.351
			cm

Tabla 19: Radios de giro.

Módulos de Sección Elástico					
Sx=	557.333	cm ³	Sy=	80.533	cm ³

Tabla 20: Módulos de sección elástico.

Módulos de Sección Plástico					
Zx=	602.100	cm ³	Zy=	123.900	cm ³

Tabla 21: Módulos de sección plástico.

Módulo de Elasticidad	E (kg/cm ²)	2038902
Esfuerzo de fluencia	Fy (kg/cm ²)	3515
Ry	1.10	
C	1	

Tabla 22: Datos para diseño.

Compacidad

Patines:

$$\lambda_{hd} = 0.32 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} = 7.35$$

$$\lambda_{hbf} = \frac{\left(\frac{bf}{2} - tw\right)}{tf} = 6.35$$

$$\lambda_{hd} > \lambda_{hbf}$$

∴ O.K.

Almas:

$$\lambda_{hd} = 2.57 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} * (1 - 1.05Ca), Ca \approx 0$$

$$\therefore h_{bd} = 59.02$$

$$\lambda_{hw} = \frac{h}{tw} = 39.24$$

$$\lambda_{hd} > \lambda_{hw}$$

∴ O.K.

Longitud no arriostrada

$$Lb \text{ max} = 0.095 * r_y * \frac{E}{R_y * F_y}$$

$$Lb \text{ max} = 175 \text{ cm}$$

Los arriostramientos laterales en todas las vigas de los pórticos deberán ser colocados a una distancia no mayor de 175 cm.

Capacidad a flexión

Límite de comportamiento plástico

$$Lp = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Lp = 142.029 \text{ cm}$$

Límite entre pandeo lateral torsional inelástico y elástico

$$C_w = \frac{tf * bf^3 * (d - tf)^2}{24}$$

$$C_w = 125934.1 \text{ cm}^6$$

$$rts = \sqrt{\frac{\sqrt{I_{yy} * C_w}}{S_x}}$$

$$rts = 3.956 \text{ cm}$$

$$J = \frac{1}{3} * [2 * bf * tf^3 + (d - tf) * tw^3]$$

$$J = 37.400 \text{ cm}^4$$

$$Lp = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Lp = 142.029 \text{ cm}$$

$$Lr = 195 * rts * \frac{E}{0,7 * Fy} * \sqrt{\frac{J * C}{S_x * ho} + \sqrt{\left(\frac{J * C}{S_x * ho}\right)^2 + 6,76 * \left(\frac{0,7 * Fy}{E}\right)^2}}$$

$$Lr = 504.188 \text{ cm}$$

$$\text{Si } Lp < Lb < Lr$$

$$\phi Mn = \phi \left[Mp - (Mp - My) * \frac{(\lambda r - \lambda p)}{\lambda r - \lambda p} \right] * Cb$$

- $Mp = Z_x * Fy$

$$Mp = 21.164 \text{ Ton} - m$$

- $My = S_x * Fy * 0,7$

$$My = 13.713 \text{ Ton} - m$$

$$\phi Mn = 17.73 \text{ Ton} - m$$

$$\phi Mn > Mu$$

∴ O.K

Análisis a corte

$$Vn = 0.6 * Fy * Aw * Cv1$$

$$\frac{h}{hw} = 39.24$$

$$2.24 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 53.95$$

$$\text{Si, } \frac{h}{tw} \leq 2.24 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} \rightarrow Cv = 1$$

$$Aw = d * tw = 21.3 \text{ cm}^2$$

$$Vn = 0.6 * Fy * Aw * Cv1 = 44.9217 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 40.43 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n > V_u$$

$\therefore O.K.$

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1.3b,H1-2,M)				
D/C Ratio =		$(M_{r33} / C_v M_{c33})$		
0.838 =		0.838		
Axial Force and Capacities				
P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)		
0	81.2866	164.1405		
Moments and Capacities				
	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n (tonf-m)	ϕM_n No LTB (tonf-m)	ϕM_n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	6.8093	8.121	19.0493	6.2693
Minor Bending	0	3.9195		
Shear Design				
	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio	
Major Shear	4.8386	40.4335	0.12	
Minor Shear	0	60.935	0	
End Reaction Major Shear Forces				
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo	
13.0461	DS1S14	14.0691	DS1S14	

Ilustración 37: Resultados de vigas en Etabs.

Columns

Columna compuesta de hormigón, 350x350x11 mm.

Tabla 23: Sección transversal de la columna.

Cuantía de acero de la sección compuesta = 1%

As requerido = $35 \times 35 \times 0.01 = 12.25 \text{ cm}^2$

As real = 154 cm^2

As requerido < As real \therefore ok

Solicitaciones

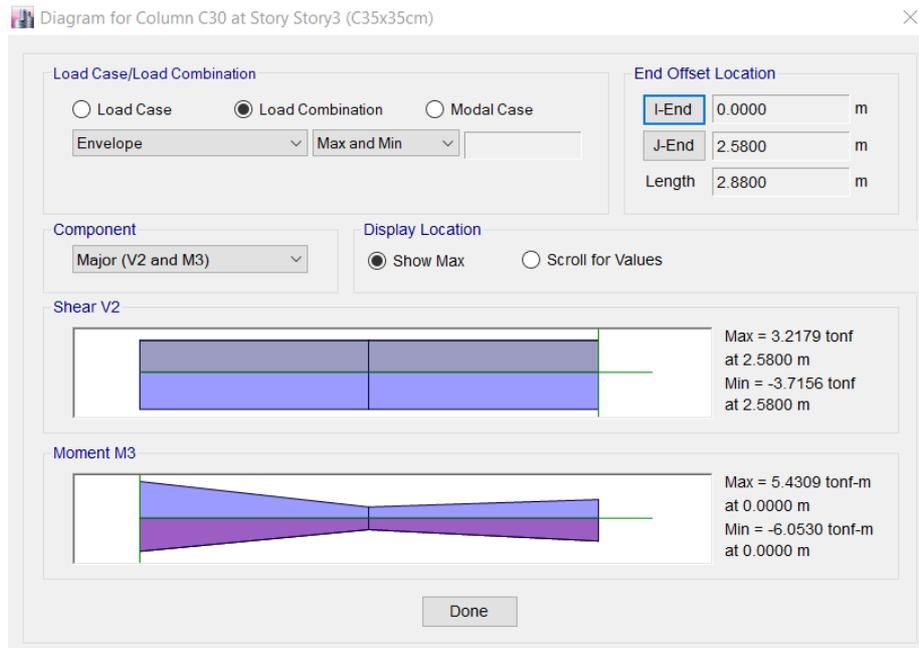


Ilustración 38: Solicitaciones de ETABS para columna.

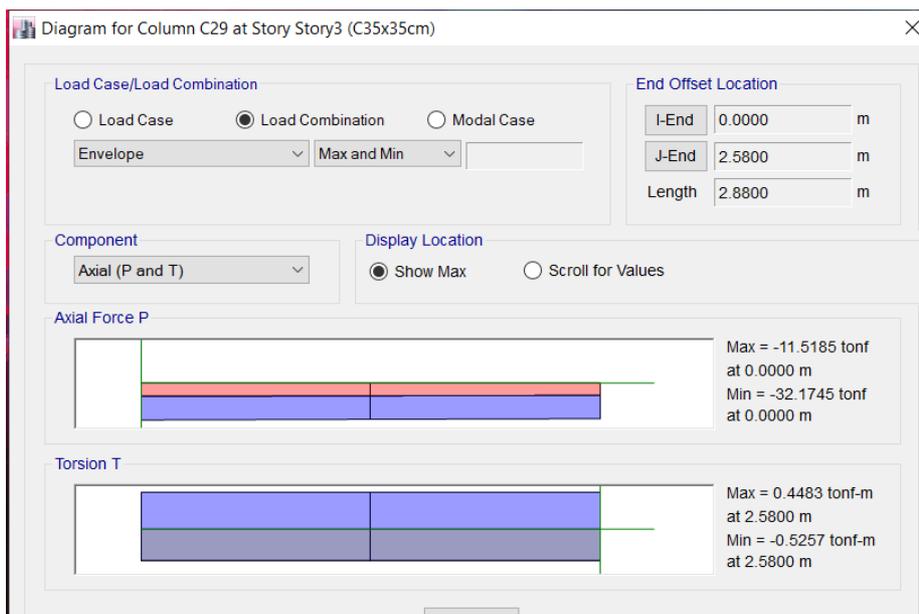


Ilustración 39: Solicitaciones de ETABS para columna.

$$P_u = 53.90 \text{ Ton}$$

$$M_u = 12.16 \text{ Ton-m}$$

$$V_u = 6.43 \text{ Ton}$$

Capacidad a compresión

Inercia efectiva I_{eff} :

I_s = Momento de Inercia de la sección de acero de la sección compuesta.

I_{sr} = Momento de Inercia de la sección reforzada con acero de refuerzo de la sección compuesta.

I_{cc} = Momento de Inercia de la sección de concreto de la sección compuesta.

E_s = Módulo de elasticidad de la sección de acero.

E_{cc} = Módulo de elasticidad de concreto.

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_{cc} I_{cc}$$

$$C_3 = 0.45 + 3 * \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.90$$

$$C_3 = 0.45 + 3 * \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) = 0.45 + 3 * \left(\frac{125 + 0}{1225} \right) \leq 0.90$$

$$C_3 = 0.76$$

$$I_{sx} = 28599.4 \text{ cm}^4$$

$$I_{sy} = 28599.4 \text{ cm}^4$$

$$I_{cx} = 96452.64 \text{ cm}^4$$

$$I_{cy} = 96452.64 \text{ cm}^4$$

$$EI_{effx} = 71679069168.242 \text{ cm}^4$$

$$EI_{effy} = 71679069168.242 \text{ cm}^4$$

$$\phi_c = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_c = 2.00 \text{ (ASD)}$$

a) Cuando $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{no} \left(0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right)$$

b) Cuando $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877 P_e$$

a) Para secciones compactas

$$P_{no} = P_p$$

donde,

$$P_p = F_y * A_s + C_2 * F_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

$C_2 = 0.85$ para secciones rectangulares y 0.95 para secciones redondas.

$$P_e = \frac{\pi * EI_{effy}}{L_c^2}$$

$$A_c = 32.8 * 32.8 = 1075.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} = 0$$

$$A_s = 154 \text{ cm}^2$$

$$F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_c = 288 \text{ cm}$$

$$P_p = 3515 * 154 + 0.85 * 210(1075.84 + 0) = 733347.44 \text{ kg}$$

$$P_{no} = 733.35 \text{ ton}$$

$$P_e = \frac{\pi * 71679069168.242}{288^2} = 2714.92 \text{ ton}$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} = \frac{733.35}{2714.92} = 0.27$$

$$P_n = P_{no} \left(0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right) = 654.95 \text{ ton}$$

$$\phi P_n = 0.75 * 654.95 = 491.21 \text{ ton} > P_u$$

OK.

Capacidad a corte

$$\phi_v = 0.75$$

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v1$$

$$V_n = 0.6 * 3515 * (35 * 1.1) * 2 * 1 = 162.4$$

$$\phi V_n = 0.75 * 162.4 = 121.8 \text{ Ton} > V_u$$

OK.

Flexión

Para secciones compactas $M_n = M_p$

$$\phi_b = 0.90$$

$$M_p = Z_x * F_y = 2526.75 * 3515 = 88.82 \text{ Ton} \cdot m$$

$$\phi M_n = 0.9 * 88.82 = 79.93 \text{ Ton} \cdot m > M_u$$

OK.

Flexo compresión

La AISC recomienda 2 procedimientos para obtener el diagrama de interacción de las respectivas columnas rellenas de concreto. En el presente caso para calcular con más facilidad, se va a utilizar el método más conservador.

a) Cuando $\frac{P_r}{P_c} \leq 0.2$

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

b) Cuando $\frac{P_r}{P_c} \leq 0.2$

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

P_r/M_r : Carga última a compresión/flexión de la columna.

P_c/M_c : Capacidad a compresión/flexión de la columna.

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{53.90}{422.77} = 0.13 \leq 0.2$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0.064 + (0.259 + 0.273) = 0.596 \leq 1.0$$

OK.

Axial Force and Capacities			
P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)	
53.8968	422.774	402.3105	

Moments and Capacities			
	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n Capacity (tonf-m)	ϕM_n (No LTB) (tonf-m)
Major Bending	12.1569	46.9394	46.9394
Minor Bending	12.8342	46.9394	

Torsion Moment and Capacities		
T_u Moment (tonf-m)	T_n Capacity (tonf-m)	ϕT_n Capacity (tonf-m)
-0.3295	38.6475	34.7827

Shear Design		
	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)
Major Shear	6.4372	111.5054
Minor Shear	6.4746	111.5054

Ilustración 40: Resultados de columnas en Etabs.

Transferencia de carga

Asumimos que la carga está aplicándose en la sección de acero y la transferencia será por medio de conectores de cortante de 19mm tipo Nelson Stud. Por lo que la fuerza requerida a transferir al concreto V_r' se determina con las siguientes expresiones.

$$V'r = Pr \left(1 - \frac{FyAs}{Pno} \right)$$

$$V'r = 20.18 * 1000 \left(1 - \frac{3500 * 154}{733.35 * 1000} \right)$$

$$V'r = 5.35 \text{ Ton}$$

La resistencia disponible de un conector de cortante debe ser determinada con la siguiente expresión:

$$Qnv = Fu * Asa$$

$$Qnv = 4600 * 284$$

$$Qnv = 14.17 \text{ ton}$$

$$\phi = 0.65$$

Número de conectores requeridos:

$$\frac{V'r}{Qnv} = \frac{14.17}{0.65 * 14.17}$$

$$\frac{V'r}{Qnv} = 2$$

Se coloca 2 conectores.

Diseño por capacidad de la conexión viga-columna

En los pórticos especiales no arriostrados se verifica que cumpla las deformaciones plásticas, por lo que partimos del concepto de columna fuerte-viga débil. La finalidad del diseño de esta conexión es garantizar que las columnas tengan mayor capacidad que las vigas.

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} > 1$$

Para ello se determinan la sumatoria de los momentos plásticos en vigas y columnas. También se considera el uso de la conexión End Plate de 4 pernos, a continuación, se presenta el procedimiento para obtener el resultado.

Se considera la conexión más crítica para el análisis:

- Columna 350x350x11mm
- Viga IPE 300

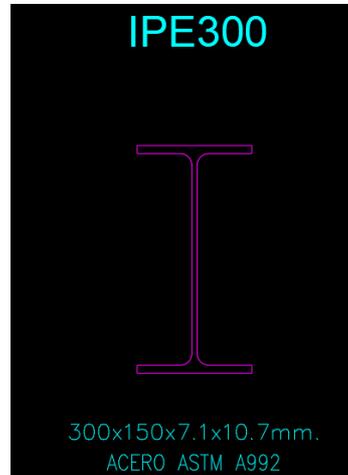


Ilustración 41: Dibujo del perfil IPE300 en AutoCAD.

Longitud de la viga, $L_b = 700\text{cm}$

Acero en columnas y vigas, A572 Gr. 50

$R_y = 1.10$

$F_y = 3515\text{ kg/cm}^2$

$Z_x, \text{ viga} = 602.1\text{ cm}^3$

$Z_x, \text{ columna} = 1896.86\text{ cm}^3$

PASO 1: Calcular M_{pr} , en la ubicación de las rotulas plásticas, S_h , de acuerdo con el siguiente procedimiento.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{3515 + 4500}{2 * 3515} = 1.14 \leq 1.2$$

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e = 1.14 * 1.1 * 3515 * 602.1$$

$$M_{pr} = 26.53\text{ Ton.m}$$

PASO 2: Seleccionar los valores preliminares para la geometría de la conexión (g , P_{fi} , P_{fo} , P_b , h_i , etc. Ver la siguiente tabla:

TABLE 6.1 Parametric Limitations on Prequalification						
Parameter	Four-Bolt Unstiffened (4E)		Four-Bolt Stiffened (4ES)		Eight-Bolt Stiffened (8ES)	
	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)
t_{bf}	$3/4$ (19)	$3/8$ (10)	$3/4$ (19)	$3/8$ (10)	1 (25)	$9/16$ (14)
b_{bf}	$9^{1/4}$ (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	$12^{1/4}$ (311)	$7^{1/2}$ (190)
d	55 (1400)	$13^{3/4}$ (349)	24 (610)	$13^{3/4}$ (349)	36 (914)	18 (457)
t_p	$2^{1/4}$ (57)	$1/2$ (13)	$1^{1/2}$ (38)	$1/2$ (13)	$2^{1/2}$ (64)	$3/4$ (19)
b_p	$10^{3/4}$ (273)	7 (178)	$10^{3/4}$ (273)	7 (178)	15 (381)	9 (229)
g	6 (152)	4 (102)	6 (152)	$3^{1/4}$ (83)	6 (152)	5 (127)
p_{fi}, p_{fo}	$4^{1/2}$ (114)	$1^{1/2}$ (38)	$5^{1/2}$ (140)	$1^{3/4}$ (44)	2 (51)	$1^{5/8}$ (41)
p_b	—	—	—	—	$3^{3/4}$ (95)	$3^{1/2}$ (89)

b_{bf} = width of beam flange, in. (mm)
 b_p = width of end-plate, in. (mm)
 d = depth of connecting beam, in. (mm)
 g = horizontal distance between bolts, in. (mm)
 p_b = vertical distance between the inner and outer row of bolts in an 8ES connection, in. (mm)
 p_{fi} = vertical distance from the inside of a beam tension flange to the nearest inside bolt row, in. (mm)
 p_{fo} = vertical distance from the outside of a beam tension flange to the nearest outside bolt row, in. (mm)
 t_{bf} = thickness of beam flange, in. (mm)
 t_p = thickness of end-plate, in. (mm)

Ilustración 42: Limitaciones paramétricas de precalificación.

Donde:

Diámetro del perno 25 mm

- b_p = ancho del ala perfil viga aumentando 25mm.
- g = Distancia horizontal entre pernos, mínimo 3 veces el diámetro de del perno, y con una separación mínima al borde de la placa de 1.5 veces el diámetro.

$$g=120\text{mm}$$

$$P_{fo}=40\text{mm}$$

$$P_{fi}=52\text{mm}$$

$$b_p = b_{fp} + 25\text{mm}$$

$$b_p = 150 + 25 = 175\text{mm}$$

$$h1 = db - 1.5t_{fp} - P_{fi}$$

$$h1 = 300 - 1.5 * 10.7 - 52 = 231mm$$

$$h0 = db - \frac{t_{fp}}{2} - P_{fo}$$

$$h0 = 300 - \frac{10.7}{2} + 40 = 335mm$$

PASO 3: Determinar la ubicación de las rótulas plásticas generadas en la longitud libre de la viga, la cual es representada por el parámetro S_h , distancia medida desde la cara de la columna tal como se muestra en los siguientes esquemas.

$$S_h = \min\left(\frac{d_b}{2} \text{ o } 3b_{bf}\right)$$

$$S_h = \min\left(\frac{300}{2} \text{ o } 3 * 150\right) = \min(150 \text{ o } 450)$$

$$S_h = 150mm$$

PASO 4: Calcular V_p en la ubicación de la rótula plástica.

$$L_b = 700cm$$

$$L_h = 700 - 2 * 15 = 670cm$$

$$V_p = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u L_h}{2}$$

$$V_p = \frac{2 * 26.53}{6.70} + \frac{0.98 * 6.70}{2}$$

$$V_p = 11.20 \text{ Ton}$$

PASO 5: Calcular momento plástico probable en vigas y momento resistente nominal de la columna proyectada a los ejes de la intersección viga-columna M^*_{pb} * y M^*_{pc}

$$M^*_{pb} = (1.1 \cdot R_y \cdot F_{yb} \cdot Z_b) + M_{uv}$$

$$d_c = 35cm$$

$$M_{uv} = V_p * \left(S_h + \frac{d_c}{2}\right) = 11.20 * \left(0.15 + \frac{0.35}{2}\right)$$

$$M_{uv} = 3.64 \text{ Ton.m}$$

$$M_{pb}^* = (1.1 \cdot 1.1 \cdot 3515 \cdot 602.1) + 3.64$$

$$M_{pb}^* = 25.59 \text{ Ton.m}$$

$$M_{pc}^* = \sum \left[M_{pc} + V_c \left(\frac{db}{2} \right) \right]$$

db=30cm

$$V_c = \frac{\sum [M_{pr} + V_p (S_h + \frac{dc}{2})]}{H}$$

H= 288cm

$$V_c = \frac{(26.53 + (3.64 * (0.15 + \frac{0.35}{2}))}{2.88}$$

$$V_c = 9.63 \text{ Ton}$$

$$M_{pc} = Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_{gc}} \right)$$

$$M_{pc} = 1896.86 \left(3515 - \frac{53.90 * 1000}{1225} \right)$$

$$M_{pc} = 65.84 \text{ Ton.m}$$

PASO 6: Realizar el planteamiento de columna fuerte -viga débil.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

$$\frac{65.84}{25.594} = 2.57 \geq 1$$

∴ OK

PASO 7: Calcular M_f demanda de resistencia en la sección crítica.

$$M_f = M_{pr} + V_p S_h$$

$$M_f = 26.53 + 11.20 * 0.15 = 44.57 \text{ Ton.m}$$

PASO 8: Determinar el diámetro del perno requerido $d_{b req}$, utilizando la ecuación para Four-bolt Connections (4E y 4ES).

$$d_{b req} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi \phi_n F_{nt} (h_0 + h_1)}}$$

Dónde:

F_{nt} : Resistencia a la tensión nominal del perno de acuerdo con la especificación, 8769.56 kg/cm².

ϕ_n = Factor de resistencia para el estado limite no dúctil, 0.90.

h_1 = Distancia desde la línea central del ala inferior de la viga a la línea central del primer perno, (mm).

h_0 = Distancia desde la línea central del ala inferior de la viga a la fila del perno exterior, (mm)

Tabla Requerimientos Mecánicos.							
(Esta tabla aplica para los espárragos y tornillos fabricados con el código ASTM A 193/ A 193M)							
Grado	Diámetro mm (pulg.)	Temperatura mínima de Revenido, °C (°F)	Resistencia Mínima a la Tensión MPa (ksi)	Resistencia Mínima a la Fluencia 0.2 % de balance MPa (ksi)	% mínimo de Elongación en 4 D	% mínimo de Reducción de área	Dureza Máxima
Aceros Ferríficos							
B5	M100 (4") y mayores	593 (1100)	690 (100)	550 (80)	16	50
4 a 6 % cromo B6	M100 (4") y mayores	593 (1100)	760 (100)	585 (85)	15	50
13 % cromo B6X	M100 (4") y mayores	593 (1100)	620 (90)	485 (70)	16	50	26 HRC
13 % cromo B7	M64 (2.5") y menores	593 (1100)	860 (125)	720 (105)	16	50	321 HB o 35 HRC
cromo molibdeno	arriba de M64 (2.5") y hasta M100 (4")	593 (1100)	795 (115)	655 (95)	16	50	302 HB o 33 HRC
	arriba de M100 (4") y hasta M180 (7")	593 (1100)	690 (100)	515 (75)	18	50	277 HB o 29 HRC
B7M	M64 (2.5") y menores	620 (1150)	690 (100)	550 (80)	18	50	235 HB o 99 HRB
cromo molibdeno	M100 (4") y menores	620 (1150)	690 (100)	550 (80)	18	50	235 BHN o 99 R/B
	arriba de M100 (4") y hasta M180 (7")	620 (1150)	690 (100)	515 (75)	18	50	235 BHN o 99 R/B
B16	M64 (2.5") y menores	650 (1200)	860 (125)	725 (105)	18	50	321 HB o 35 HRC
cromo molibdeno vanadio	arriba de M64 (2.5") y hasta M100 (4")	650 (1200)	760 (110)	655 (95)	17	45	302 HB o 33 HRC
	arriba de M100 (4") y hasta M180 (7")	650 (1200)	690 (100)	586 (85)	16	45	277 HB o 29 HRC

Ilustración 43: Requerimientos Mecánicos.

Fuente: Citado por URIBE VALLEJO, M. Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. Tesis de grado. Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia. 2008.

En el estudio realizado por Uribe Vallejo, utilizaron espárragos pasantes de 460 mm de longitud, por lo que propone trabajar con varillas roscadas de acero ASTM A-193 Grado B, que equivalen a A1554 Gr 105.

En la siguiente tabla se presenta las resistencias Nominales a la tensión y al corte de pernos ASTM A-193.

Descripción de los pernos	Resistencia a la tensión		Corte en conexiones tipo aplastamiento	
	Coficiente resistencia ϕ	Resistencia Nominal a tensión, F_{nt} MPa	Coficiente resistencia ϕ	Resistencia Nominal al corte, F_{nv} , MPa
Pernos ASTM A-193 Grado B7 cuando hay roscas en los planos de corte	0.75	860	0.75	455
Pernos ASTM A-193 Grado B7 cuando NO hay roscas en los planos de corte	0.75	860	0.75	575

Ilustración 44: Descripción de los pernos.

Fuente: URIBE VALLEJO, M. Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. Tesis de grado. Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia. 2008.

$$d_{b\ req} = \sqrt{\frac{2 * 44.57 * 10^5}{\pi * 0.9 * 8769.56 * (33.5 + 23.1)}} = 2.52\text{cm}$$

PASO 9: Seleccionar un diámetro del perno de prueba d_b , que se aproxime al inmediato superior del paso 8.

$$d_{b\ req} = 1" = 25.4\text{mm}$$

PASO 10: Determinar el espesor de la placa extrema $t_{p\ req}$ requerida.

$$t_{p\ req} = \sqrt{\frac{1.1M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}}$$

Donde:

F_{yp} = Tensión de Fluencia del Acero de la placa extrema, 3520.00 kg/cm².

Y_p = Parámetro de lineamiento para el rendimiento del mecanismo final de la placa extrema, especificado en la siguiente tabla, (mm).

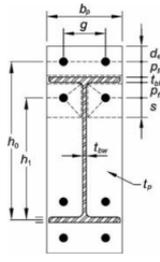
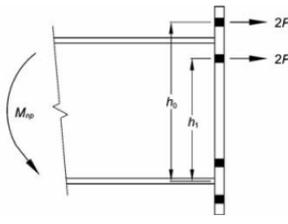
TABLE 6.2 Summary of Four-Bolt Extended Unstiffened End-Plate Yield Line Mechanism Parameter	
End-Plate Geometry and Yield Line Pattern	Bolt Force Model
	
End-Plate	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_i \left(\frac{1}{\rho_b} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{\rho_b} - \frac{1}{2} \right) + \frac{2}{g} [h_i (\rho_b + s)] \right]$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \quad \text{Note: If } \rho_b > s, \text{ use } \rho_b = s.$

Ilustración 45: Placa extrema.

Y_p : 156cm

ϕ_d = Factor de resistencia para el estado limite dúctil, 1.0.

$$t_{p \text{ req}} = \sqrt{\frac{1.1 * 44.57 * 10^5}{1 * 3515 * 156}} = 2.99 \text{ cm}$$

PASO 11: Selección de un grosor de la placa terminal, t_p no inferior al calculado.

$$t_{p \text{ req}} = 30 \text{ mm}$$

PASO 12: Calcular F_{fu} , que es la fuerza del ala de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{fb}}$$

Donde:

d_b = Altura perfil viga, (cm).

t_{fb} = Espesor del ala perfil viga, (cm).

$$F_{fu} = \frac{44.57 * 10^5}{30 - 1.07} = 154.0.6 \text{ Ton}$$

PASO 13: Verificar que la placa extrema no falle por fluencia o por corte:

$$F_{fu} \leq \phi_d Rn = \phi_d (0.6) F_{yp} b_p t_p$$

Donde:

ϕ_d = Factor de resistencia para el estado limite dúctil igual a 1.0

b_p = Es el espesor de la placa extrema (mm), esta debe ser asumida no mayor que el ancho del ala de la viga, más 25mm.

En el caso de que la ecuación no cumpla, aumentamos el espesor de la placa externa o aumentamos el límite de fluencia del material.

$$\phi_d Rn = 1 * (0.6) * 3515 * 17.5 * 3 = 110.72 \text{ Ton}$$

$$\frac{F_{fu}}{2} = 77.03 \leq 110.72$$

∴ OK

PASO 14: Comprobar la ruptura por corte de la conexión de cuatro pernos sin rigidizar (4ES).

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d Rn = \phi_d (0.6) F_{up} A_n$$

$$A_n = t_p (b_p - 2(db + 3mm))$$

Donde:

ϕ_d = Factor de resistencia para el estado limite no dúctil igual a 0.90

F_{up} = Tensión de ruptura del acero de la placa extrema, (kg/cm²).

A_n = Área neta de la placa extrema, (mm²).

db = Diámetro del perno, (mm).

$$A_n = 30 * (175 - 2(2.5 + 3mm)) = 49.2 \text{ cm}^2$$

$$\phi_d Rn = 0.9 * 0.6 * 4500 * 49.2 = 119.60 \text{ Ton}$$

$$\frac{F_{fu}}{2} = 77.03 \leq 119.60 \text{ Ton}$$

∴ OK

PASO 15: Revisar la ruptura por cortante del perno en la zona de compresión del ala de la viga.

$$Vu \leq \phi_n Rn = \phi_n (nb) F_{nv} A_b$$

$$A_b = \frac{\pi}{4} d_b^2$$

Donde:

ϕ_n = Factor de resistencia para el estado limite no dúctil igual a 0.90

nb = Número de pernos en el ala comprimida.

: 4 pernos para las conexiones 4E y 4ES.

: 8 pernos para las conexiones 8ES.

A_b = Área bruta del perno, (mm²).

F_{nv} = Esfuerzo nominal a corte del perno, 4639.71 kg/cm².

V_u = fuerza a corte en el extremo de la viga, (Ton).

$$\phi_n Rn = 0.9 * 4 * 4639.71 * 4.91 = 82.01 \text{ Ton}$$

$$Vu = 11.20 \text{ Ton} \leq 82.01 \text{ Ton}$$

∴ OK

PASO 16: Verificar el aplastamiento del perno y la falla por desgarre de la placa extrema y el ala de la columna; en el ala de la columna se aplica solo aplastamiento del perno.

$$Vu \leq \phi_n Rn = \phi_n (ni) r_{ni} + \phi_n (no) r_{no}$$

Donde:

ϕ_n = Factor de resistencia para el estado limite no dúctil igual a 0.90

ni = Número de los pernos interiores.

: 2 pernos para las conexiones 4E y 4ES

no = Número de pernos exteriores

: 2 pernos para las conexiones 4E y 4ES

- Para los pernos interiores

$$r_{ni} = 1.2 L_{ci} t_p F_{up} ; \text{para cada perno interior.}$$

$$L_{ci} = (P_{fo} + P_{fi} + t_{fb}) - (d_b + 3.2mm)$$

- Para los pernos exteriores

$$r_{no} = 1.2 L_{co} t_p F_{up} < 2.4 d_b t_p F_{up} ; \text{para cada perno exterior.}$$

$$L_{co} = d_e - 0.5(d_b + 3.2mm)$$

Donde:

Lc = Distancia en la dirección de la fuerza, entre el borde de un agujero y el borde del agujero adyacente. (mm)

Fup = Tensión de ruptura del acero de la placa extrema o de la columna, 4500.00 kg/cm².

db = diámetro del perno, 25mm.

tp = espesor de la placa extrema o espesor del ala de la columna, 30 mm.

Fyb = Tensión de fluencia del acero de la viga, 3515.00 kg/cm².

Fyc = Tensión de fluencia del acero de la columna, 3515.00 kg/cm².

tfc = espesor del ala de la columna, 10.7mm.

- Para los pernos interiores

$$L_{ci} = (40 + 52 + 10.7) - (25 + 3.2mm) = 80.9 mm$$

$$r_{ni} = 1.2 * 8.09 * 3.0 * 4500 = 131.05 Ton$$

$$2.4db * tp * Fup = 2.4 * 2.5 * 3.0 * 4500 * 2 = 162.00 Ton$$

$$r_{ni} < 2.4db * tp * Fup$$

∴ OK

- Para los pernos exteriores

$$L_{co} = 40 - 0.5(2.5 + 3.2mm) = 37.15 \text{ mm}$$

$$r_{no} = 1.2 * 3.715 * 2.5 * 4500 = 42.87$$

$$2.4db * tp * Fup = 2.4 * 2.5 * 3.0 * 4500 * 2 = 162.00 \text{ Ton}$$

$$r_{no} < 2.4db * tp * Fup$$

∴ OK

PASO 17: Verificación de la acción de esfuerzos combinados de tensión y corte en los pernos pasantes.

$$R_n = F'_{nt} * Ab$$

Donde:

F'_{nt} = Resistencia nominal a tensión por unidad de área, modificada para incluir los efectos del esfuerzo cortante, (kg/cm²).

$$\phi = 0.75$$

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt}$$

$$R_u = Vp = \frac{Vu}{n}$$

f_v = Resistencia requerida a cortante por unidad de área, (kg/cm²)

$$f_v = \frac{Vp}{Ab}$$

F_{nt} = Resistencia a la tensión nominal del perno. 8769.56 kg/cm².

F_{nv} = Esfuerzo nominal a corte del perno. 4639.71 kg/cm².

Ab = Área del perno, $db=25mm$, $Ab=4.90cm^2$

n = Número de pernos.

$$R_u = Vp = \frac{11.20}{8} = 1.4 \text{ Ton}$$

$$f_v = \frac{1.4 * 1000}{4.90} = 286 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{nt} = 1.3 * 8769.56 - \frac{8769.56}{0.9 * 4639.71} * 286 = 10801.90 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo que se debe cumplir que:

$$R_u \leq \phi R_n$$

$$R_n = 8769.56 * 4.9 = 42.97 \text{ Ton}$$

$$\phi R_n = 32.23 \text{ Ton}$$

$$1.4 \leq 32.23$$

∴ OK

Diseño de la sección de la columna

PASO 1: Verificar el espesor por cortante en la zona de panel de la columna para el estado límite de fluencia por cortante según F.2.10.10.6 capítulo F de la NSR-10:

El cortante que se requiere en el panel se obtiene del diagrama de cuerpo libre:

$$R_u = \frac{\Sigma M_f}{d_b - t_{fb}} - V_c$$

En donde se define que V_c es la fuerza de corte en la columna arriba del nudo.

$$V_c = \frac{\Sigma M_f}{H}$$

A continuación, se muestra el diagrama de cuerpo libre de la zona del panel.

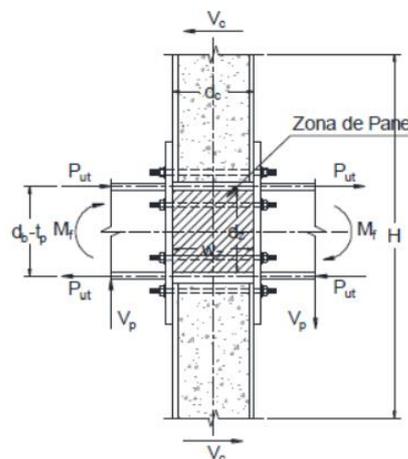


Ilustración 46: Diagrama de cuerpo libre de la zona del panel.

Para que el diseño sea óptimo debe cumplir con lo siguiente:

$$R_u \leq \phi R_n$$

A continuación, se muestra cómo se calcula R_n , para ello se tiene en cuenta que es una columna con una sección tipo cajón, con dos almas, por lo que se debe multiplicar por dos la resistencia de cada zona de panel.

- En el caso de $P_u \leq 0.75 P_y$ se utiliza la siguiente ecuación:

$$R_n = 2 \left(0.6 F_y d c t_{pz} \left[1 + \frac{3 b_c t_c^2}{d_b d_c t_{pz}} \right] \right)$$

- En el caso de $P_u \geq 0.75 P_y$ se utiliza la siguiente ecuación:

$$R_n = 2 \left(0.6 F_y d c t_{pz} \left[1 + \frac{3 b_c t_c^2}{d_b d_c t_{pz}} \right] \left[1.9 - \frac{1.2 P_u}{P_y} \right] \right)$$

A continuación, se muestra la nomenclatura y unidades de las ecuaciones:

A = Área de la sección transversal de la columna, (mm²).

ϕ = Coeficiente de resistencia, 0.90.

t_c = Espesor del perfil columna, (mm).

t_d = Espesor de la placa de enchape de la zona de panel, (mm).

t_{pz} = Espesor total de la zona de panel Incluye las placas de enchape.

Si se requieren ($t_{pz} = t_c + t_d$). Si no se requieren $t_{pz} = t_c$, (mm).

d_c = Ancho de la columna en el sentido paralelo de la conexión, (mm).

b_c = Ancho de la columna en el sentido perpendicular de la conexión, (mm).

d_b = Altura perfil viga, (mm).

F_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero en la zona de panel, (Kg/cm²).

P_u = Resistencia requerida para la combinación 1.2D+0.5L, (Ton).

$P_y = F_y A$, resistencia de la columna metálica a la fluencia bajo carga axial, (Ton).

$$V_c = \frac{44.57 * 2}{2.88} = 30.95 \text{ Ton}$$

$$R_u = \frac{44.57 * 2}{0.35 - 0.0107} - 30.95 = 231.77 \text{ Ton}$$

$$P_y = 3515 * 231.77 = 814.66 \text{ Ton}$$

$$P_u = 53.90 \text{ Ton} < P_y$$

Nota: No se coloca Placa de Enchape, td=0

$$\therefore R_n = 2 \left(0.6 * 3515 * 35 * 1.2 \left[1 + \frac{3 * 35 * 1.1^2}{30 * 35 * 1.1} \right] \right) = 196.64 \text{ Ton}$$

$$R_u = 231.77 \text{ Ton} \leq \phi R_n = 176.97 \text{ Ton}$$

∴ OK

- El espesor de las placas debe ser menor al espesor de la columna, por lo que se hace el siguiente chequeo.

$$t_c \geq \frac{d_z + w_z}{90} = \frac{d_b + d_c}{90}$$

t_c = Espesor de la columna, (mm).

td = Espesor de la placa de enchape, (mm).

d_e = Altura de la zona de panel.

Corresponde a d_b , (mm).

W_z = Ancho de la zona de panel. Corresponde a d_c , (mm).

Se debe tomar en cuenta que para que la placa de enchape desarrolle su resistencia de diseño al corte de mejor manera, de conectarán a la cara de la columna mediante soldadura filete en los cuatro lados.

$$t_c = \frac{300 + 350}{90} = 7.78 \text{ mm}$$

$$11 \text{ mm} > 7.78 \text{ mm}$$

∴ OK

Diseño de placas base

A continuación, se realiza el diseño de las placas base. La columna utilizada es de 35cm x 35cm, con espesor de 1.1 cm. La resistencia del hormigón es de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Suponiendo que las dimensiones del pedestal son iguales a las dimensiones del área máxima donde se colocará la base (pedestal), el cálculo se realiza de la siguiente manera:

El esfuerzo de fluencia de la placa es de 2500 kg/cm^2 . La sollicitación de carga axial P_u a utilizar es de 32.174 ton. Así, se despeja el área necesaria de la placa base:

$$A_1 (req) = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'c}$$

$$A_1 (req) = \frac{32174 \text{ kg}}{(0.65) 0.85 (210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 116.025 \text{ cm}^2$$

Como se observa, el área requerida de la placa es de 116 cm^2 . Con esta área se requiere una placa de dimensiones 11cm x 11cm. Como la columna se encuentra sobredimensionada, la carga P_u es baja. Al no poder tener una placa base de dimensiones menores a la columna, se estiman valores reales. Se parte de una placa base de 50cm x 50cm. Así, se supone un área de 2500 cm^2 . Así, se tiene un valor de N y B de 50 cm cada uno, por lo que se obvia el paso de recalcularlos. A continuación, se compara la carga actuante P_u con la carga nominal P_p , considerando que A_1 es igual a A_2 (área de la placa va a ser igual al área del pedestal).

$$P_u \leq \phi P_p = \phi 0.85 f'c * A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$32174 \text{ kg} \leq \phi P_p = 0.65 * 0.85 \left(210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) * 2500 \text{ cm}^2 \sqrt{\frac{2500 \text{ cm}^2}{2500 \text{ cm}^2}} = 290000 \text{ kg}$$

Finalmente, para determinar el espesor de la placa, se requiere el valor máximo entre m , n y $\lambda n'$ que se calculan a continuación.

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$m = \frac{50cm - 0.95(35cm)}{2} = 8.375cm$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2}$$

$$n = \frac{50 - 0.8(35cm)}{2} = 11cm$$

Para $\lambda n'$ se determina el valor de X y λ .

$$X = \left\{ \frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right\} \frac{P_u}{\phi P_p}$$

$$X = \left\{ \frac{4(35cm)(35cm)}{(35cm + 35cm)^2} \right\} \frac{32174kg}{290000kg} = 0.11$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1.0$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{0.11}}{1 + \sqrt{1 - 0.11}} \leq 1.0$$

$$0.17 \leq 1.0$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4}$$

$$\lambda n' = 0.17 \frac{\sqrt{(35cm * 35cm)}}{4} = 1.4875cm$$

$$l = \max (m, n, \lambda n') = 11cm$$

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi f_y B N}}$$

$$t_{min} = 11cm \sqrt{\frac{2(32174kg)}{0.9 * 3515 \frac{kg}{cm^2} (50cm)(50cm)}} = 1cm$$

La sección final de la placa base es: 50cm X 50cm X 1cm.

Análisis y Diseño Estructural en el Programa Etabs

Material

Una vez realizado el predimensionamiento de la estructura, se procede a realizar el modelo en Etabs, con la finalidad de realizar un análisis estructural de la estructura y ver como soportaría con las distintas cargas impuestas.

Primero se definen los materiales usar para el diseño de todos los elementos estructurales. En esta estructura se usó tres tipos de acero y hormigón para las columnas rellenas. Principalmente para los elementos tipo placas, vigas y columnas se usó el acero Gr50.

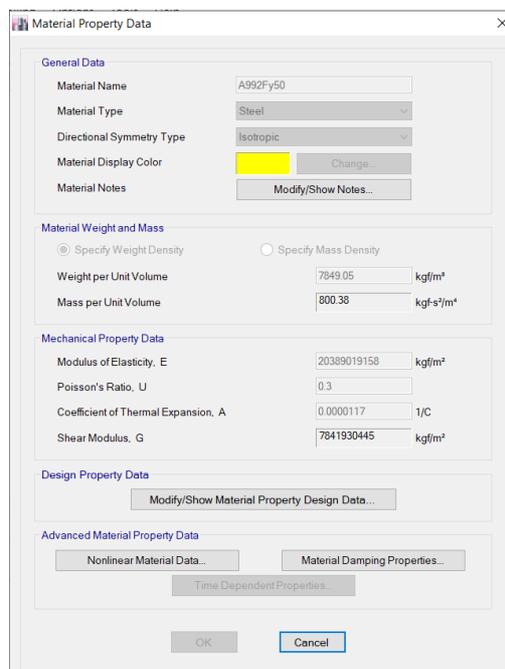


Ilustración 47: Acero Gr50 Etabs.

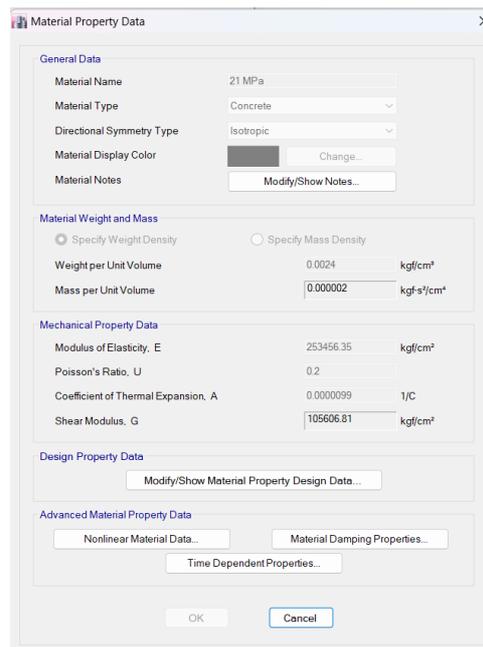


Ilustración 48: Hormigón 21MPa.

Sección transversal

A continuación, se muestran las secciones utilizadas en el modelo. La sección transversal para las vigas principales es un perfil tipo “I” IPE300.

IPE300

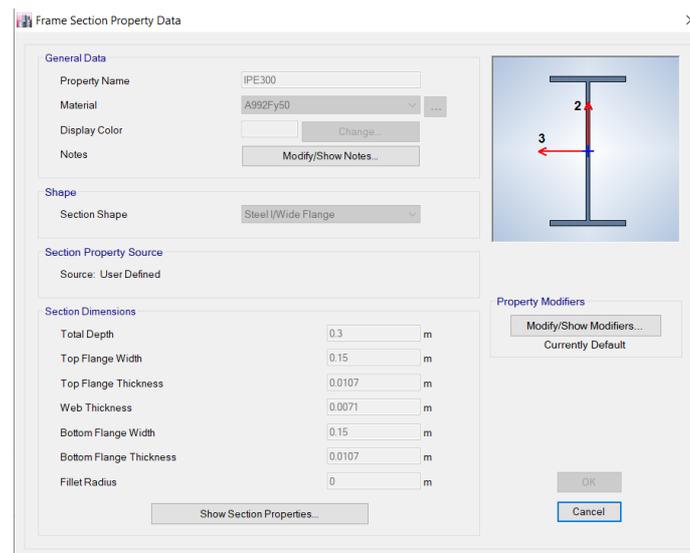


Ilustración 49: Sección transversal de las vigas IPE300.

Para las viguetas se utilizó un perfil más pequeño tipo “I” IPE240.

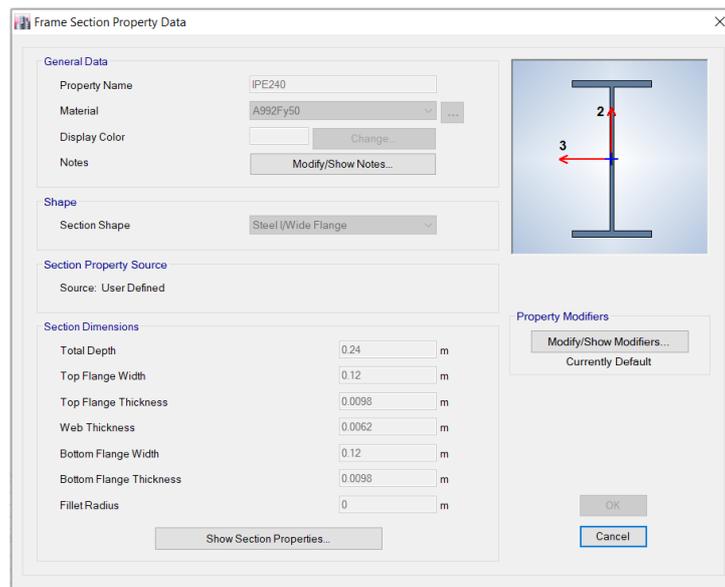
IPE240

Ilustración 50: Sección transversal de las viguetas IPE300.

Para las columnas se eligió secciones tubulares rellenas de hormigón de 21 MPa, las cuales fueron diseñadas para resistir el sismo de diseño y las cargas gravitacionales.

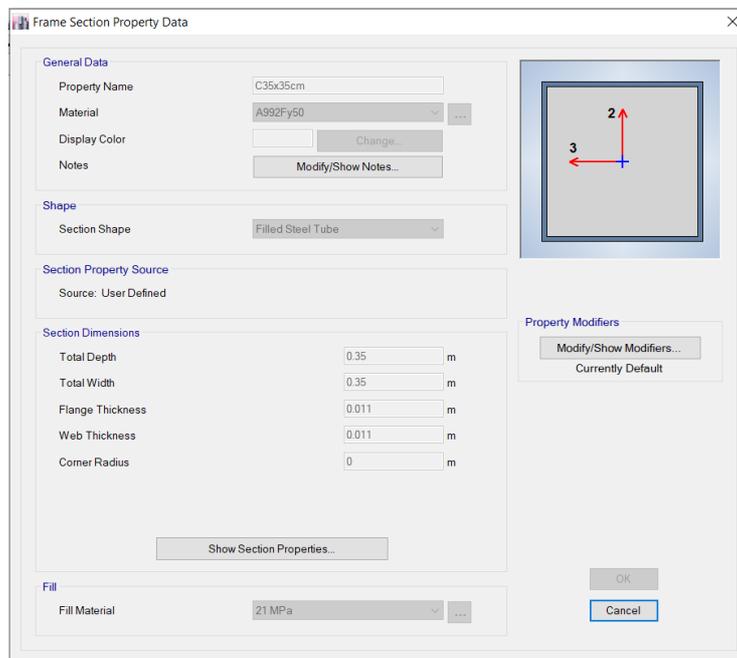
HSS35x35x1.1

Ilustración 51: Sección transversal de las columnas HSS35x35x1.1

Finalmente, la losa fue creada como una sección tipo membrana, donde se colocaron las distintas cargas (muerta y viva) según especificaciones de la normativa.

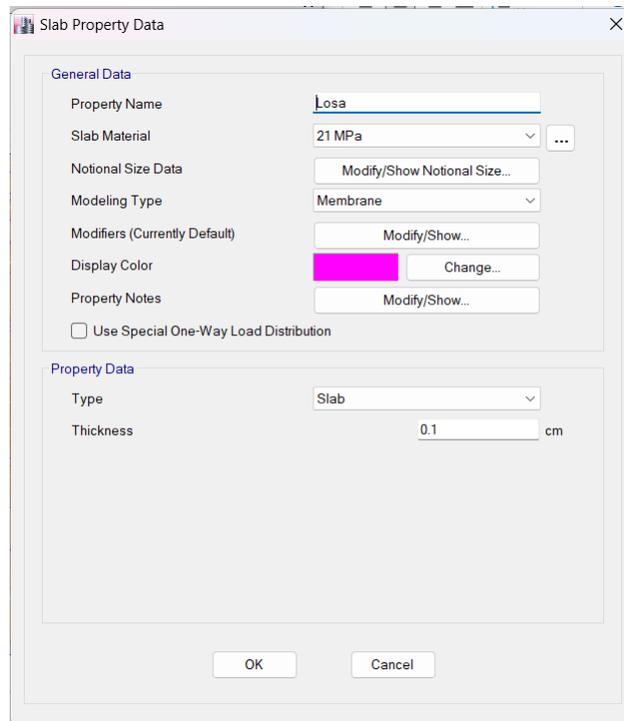


Ilustración 52: Sección losa tipo membrana.

Modelo etabs

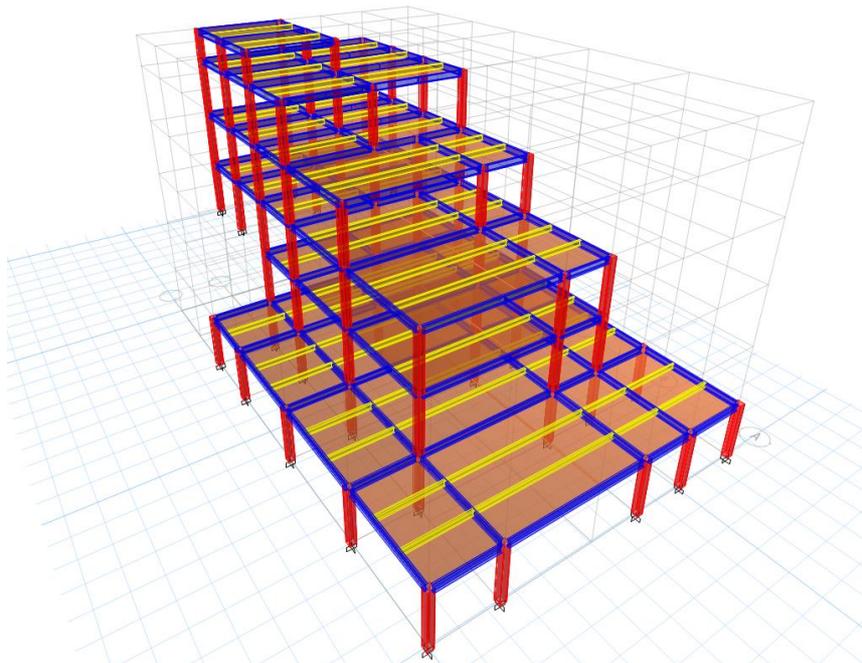


Ilustración 53: Modelado estructural del edificio.

Casos de carga

Se crean los distintos patrones y casos de carga: viva, muerta, sísmica.

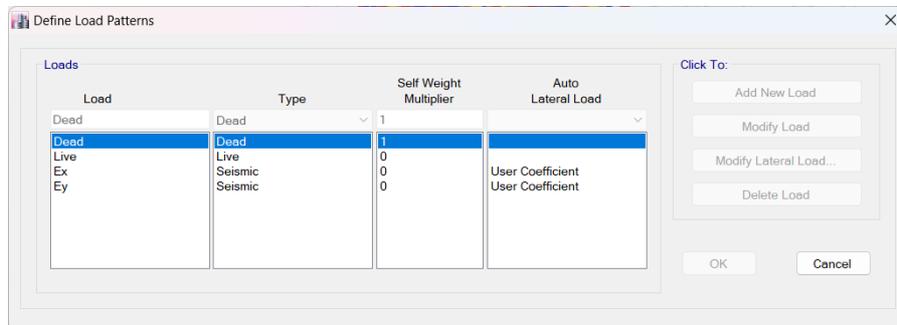


Ilustración 54: Patrones de carga.

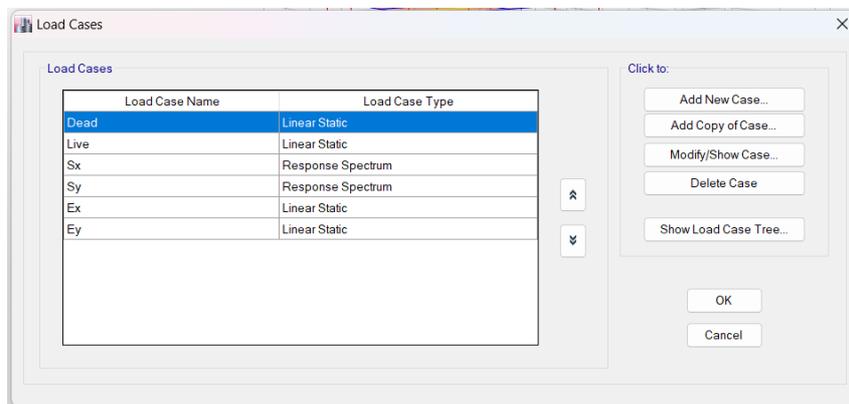


Ilustración 55: Casos de carga.

Combinaciones de carga

Se utilizaron las distintas combinaciones de carga propuestas en la NEC, donde se considera también la carga sísmica.

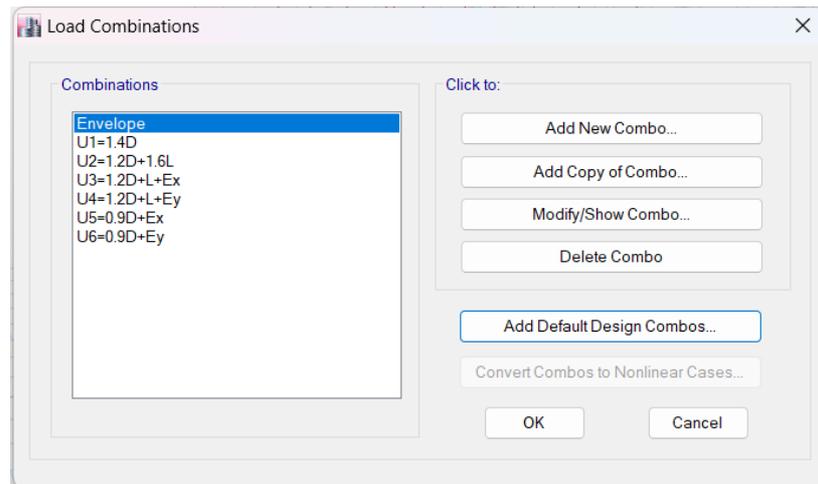


Ilustración 56: Combinaciones de carga.

Diseño estructural

Una vez finalizado el modelado, se corre el programa y se obtienen los resultados respectivos, donde se observa que todos los elementos cumplen.

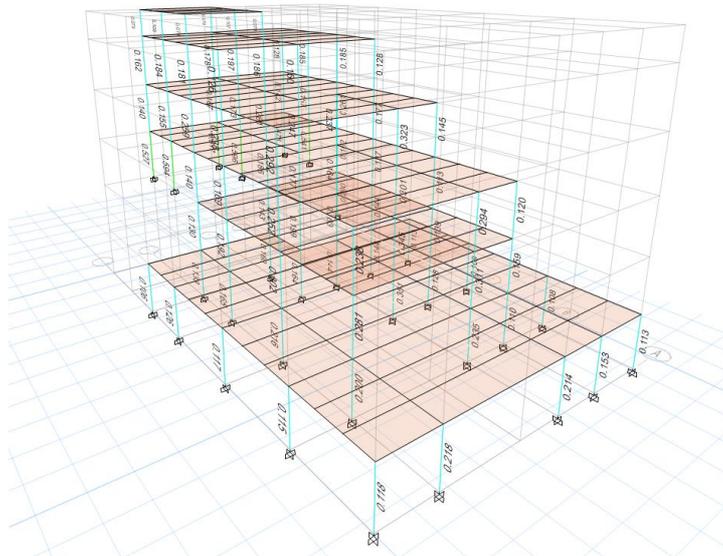


Ilustración 57: Resultados del análisis.

CONCLUSIONES

Se logró diseñar el edificio de acero a partir de los planos arquitectónicos entregados. En el diseño de estructura de acero es importante utilizar una normativa internacional complementaria para complementar a la NEC, la cual no se encuentra muy desarrollada en este campo. Como resultado se tiene una memoria de cálculo, paso a paso, del diseño de un edificio de mediana altura a partir de planos arquitectónicos.

Por motivos de tiempo y falta de datos, la cimentación no formó parte del diseño. Se logró realizar un diseño que cumpla con todos los requerimientos según las normativas vigentes nacionales e internacionales. Además, se puso énfasis en el diseño sísmico, al utilizar pórticos especiales resistentes a momentos considerando la alta sismicidad del país. Para completar el trabajo se podría optimizar las secciones del diseño y finalizar con el diseño de cimentaciones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- A. (2008). *Aisc Seismic Design Manual* (Illustrated ed.). American Institute of Steel Construction.
- AISC (American Institute of Steel Construction). (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frame for Seismic Applications*. AISC 360–16.
- Boracchini, A. (2018). *Design and Analysis of Connections in Steel Structures: Fundamentals and Examples*. Ernst & Sohn.
- Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. (2012, 12 marzo). Issuu.
<https://issuu.com/herrcarlo2009/docs/namee51774/34>
- Fuentes-Sánchez, S. (2018, 26 noviembre). *CONSIDERACIONES ACERCA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO EN CUBA*. Consideraciones en Acero. <https://www.redalyc.org/journal/1813/181358509002/html/>
- NEC 2015. (2015a). *NEC-SE-CG-Cargas-Sísmicas*. NEC-SE-CG-Cargas No Sísmicas.
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wpcontent/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-CG-CargasS%C3%ADsmicas.pdf>
- NEC 2015. (2015b, enero 10). *Normativa Ecuatoriana de la Construcción*.
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wpcontent/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmicoparte-1.pdf> NEC-SE-AC: Estructuras de Acero. (2015).
- NEC-SE-AC: Estructuras de Acero. NEC 2015.
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wpcontent/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-AC-Estructuras-de-Acero.pdf>
- Pannillo, G. (2018). *Desarrollo y programación de conexiones sismorresistentes tipo BFP y RBS conforme a la normativa Ansi/Aisc 358–16*. Desarrollo y programación de

conexiones sismorresistentes.

<https://www.redalyc.org/journal/5703/570360789006/html/>

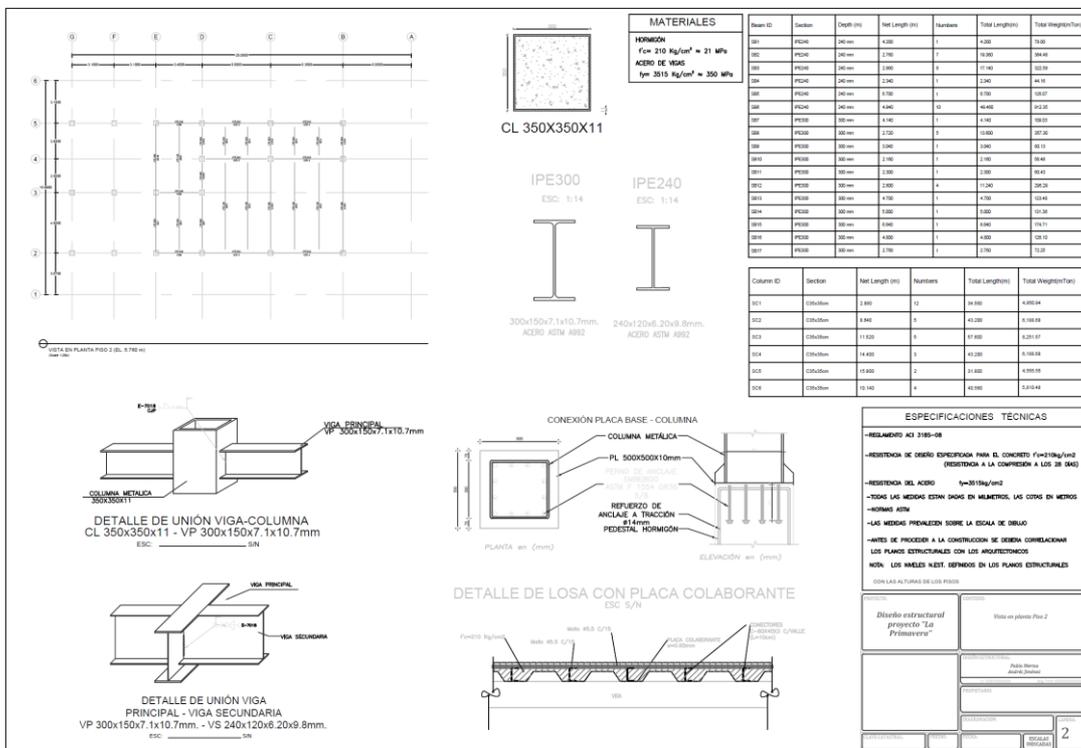
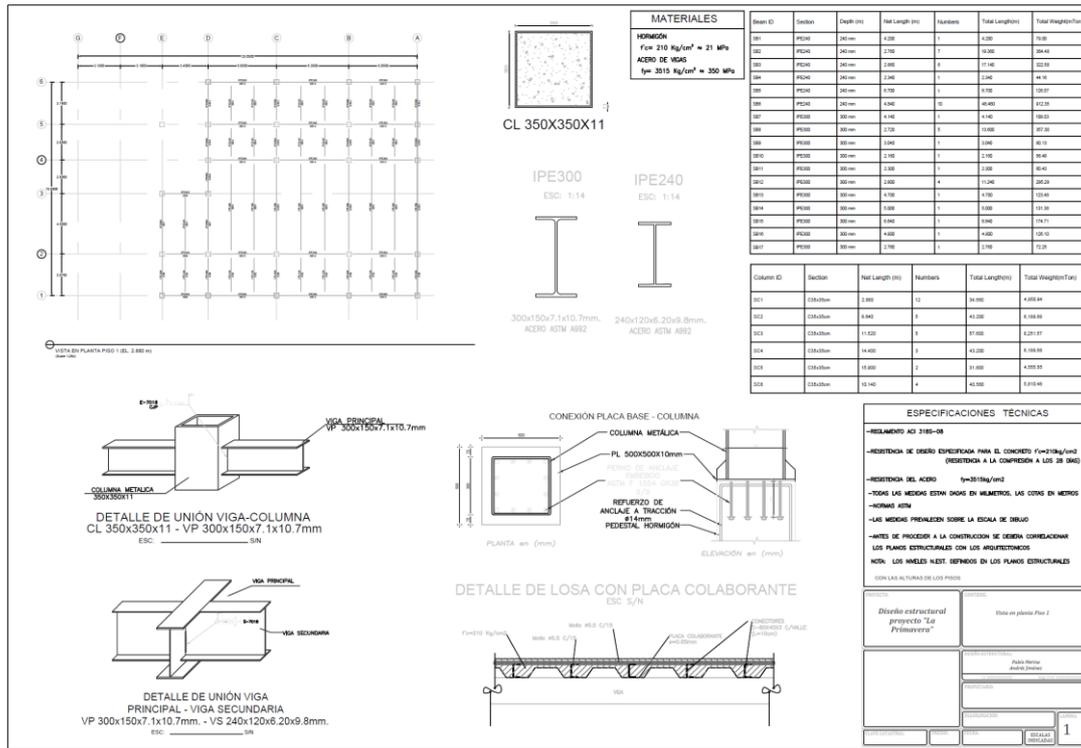
ANEXO A: HOJA DE CALCULOS PRELIMINARES DE LA ESTRUCTURA

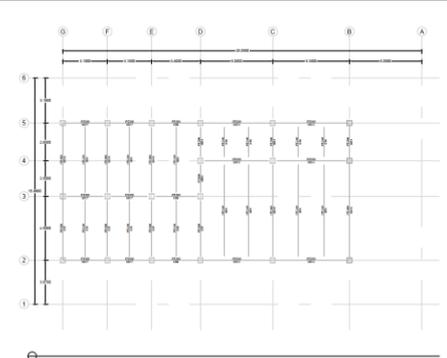
ESTR				
DATOS			CALCULOS VIGUETA	
Longitud Viga 1	7.00	m	Longitud de Vigu	4.35 m
Longitud Viga 2	2.65	m	Número de Vigue	4 u
Longitud Viga 3	5.05	m	Ancho Tributari	1.40 m
Longitud Viga 4	5.35	m	OK	
Pisos	3	u	Carga	5.76 tonnef
Altura Entrepis	2.88	m	Carga Lineal	1.32 tonnef/m
Módulo Elástico	2100000	kg/cm ²	Momento Últim	3.13 tonnef*m
CALCULO PESO			DATOS VIGUETA	
Paredes	Pesadas		A	50 ksi
Carga Muerta (C	0.50	ton/m ²	bf	12.00 SISMICO
Carga Viva (Cv	0.20	ton/m ²	tf	0.98 cm
Carga última (C	0.92	ton/m²	h	24.00 SISMICO
CALCULO AISC 360-16 VIGUETA			tw	0.62 cm

Tabla 24: cálculos realizados en Excel.

Se adjunta la presente tabla con los cálculos realizados, para el diseño de la estructura.

ANEXO B: PLANOS ESTRUCTURALES





CL 350X350X11

IPE300 ESC: 1:14

IPE240 ESC: 1:14

300x150x7.1x10.7mm. ACERO ASTM A992

240x120x6.20x9.8mm. ACERO ASTM A992

DETALLE DE UNIÓN VIGA-COLUMNA CL 350x350x11 - VP 300x150x7.1x10.7mm. ESC: 5/8

DETALLE DE UNIÓN VIGA PRINCIPAL - VIGA SECUNDARIA VP 300x150x7.1x10.7mm. - VS 240x120x6.20x9.8mm. ESC: 5/8

MATERIALES

HORMIGÓN
f'c = 210 Kg/cm² = 21 MPa

ACERO DE VIGAS
fy = 3515 Kg/cm² = 350 MPa

Beam ID	Section	Depth (m)	Net Length (m)	Numbers	Total Length(m)	Total Weight(Ton)
B01	PE300	300 mm	4.200	1	4.200	10.00
B02	PE300	300 mm	2.700	7	18.900	39.49
B03	PE300	240 mm	2.850	8	17.140	32.33
B04	PE300	240 mm	2.340	3	2.340	46.41
B05	PE300	240 mm	2.700	7	18.900	39.49
B06	PE300	300 mm	4.140	1	4.140	10.03
B07	PE300	300 mm	3.750	2	15.000	37.49
B08	PE300	300 mm	3.040	1	3.040	66.02
B09	PE300	300 mm	2.100	1	2.100	36.46
B10	PE300	300 mm	2.100	1	2.100	36.46
B11	PE300	300 mm	2.300	1	2.300	46.41
B12	PE300	300 mm	2.800	4	11.200	246.20
B13	PE300	300 mm	4.700	1	4.700	10.44
B14	PE300	300 mm	5.000	1	5.000	10.38
B15	PE300	300 mm	5.000	1	5.000	10.37
B16	PE300	300 mm	4.800	1	4.800	10.12
B17	PE300	300 mm	2.700	1	2.700	12.28

Column ID	Section	Net Length (m)	Numbers	Total Length(m)	Total Weight(Ton)
C01	C350x350	2.800	12	34.000	4.902.04
C02	C350x350	8.940	5	44.700	6.188.88
C03	C350x350	11.020	5	55.100	8.221.87
C04	C350x350	14.400	3	43.200	6.188.88
C05	C350x350	15.800	2	31.600	4.902.04
C06	C350x350	18.140	4	72.560	10.102.48

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

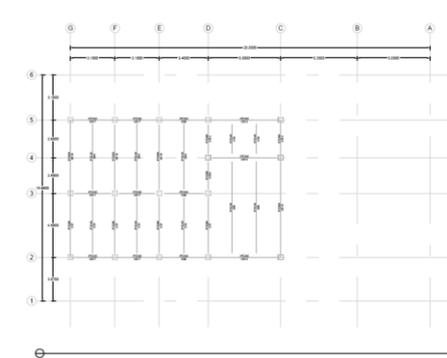
- REGLAMENTO ACI 318S-08
- RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECÍFICA PARA EL CONCRETO f'c=210kg/cm² (RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS)
- RESISTENCIA DEL ACERO fy=3515kg/cm²
- TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN DADAS EN MILÍMETROS, LAS COTAS EN METROS
- NORMAS AEM
- LAS MEDIDAS PREVALEN SOBRE LA ESCALA DE DIBUJO
- ANTES DE PROCEDER A LA CONSTRUCCIÓN SE DEBERÁ CONECCIONAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON LOS ARQUITECTÓNICOS
- NOTA: LOS ANELES NEST, DEBERÁN EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON LAS ALTURAS DE LOS PISOS

Diseno estructural proyecto "La Primavera"

Visor en planta Piso 3

Auto Nuevo Auto Nuevo

3



CL 350X350X11

IPE300 ESC: 1:14

IPE240 ESC: 1:14

300x150x7.1x10.7mm. ACERO ASTM A992

240x120x6.20x9.8mm. ACERO ASTM A992

DETALLE DE UNIÓN VIGA-COLUMNA CL 350x350x11 - VP 300x150x7.1x10.7mm. ESC: 5/8

DETALLE DE UNIÓN VIGA PRINCIPAL - VIGA SECUNDARIA VP 300x150x7.1x10.7mm. - VS 240x120x6.20x9.8mm. ESC: 5/8

MATERIALES

HORMIGÓN
f'c = 210 Kg/cm² = 21 MPa

ACERO DE VIGAS
fy = 3515 Kg/cm² = 350 MPa

Beam ID	Section	Depth (m)	Net Length (m)	Numbers	Total Length(m)	Total Weight(Ton)
B01	PE300	300 mm	4.200	1	4.200	10.00
B02	PE300	240 mm	2.700	7	18.900	39.49
B03	PE300	240 mm	2.850	8	17.140	32.33
B04	PE300	240 mm	2.340	3	2.340	46.41
B05	PE300	240 mm	2.700	7	18.900	39.49
B06	PE300	300 mm	4.140	1	4.140	10.03
B07	PE300	300 mm	3.750	2	15.000	37.49
B08	PE300	300 mm	3.040	1	3.040	66.02
B09	PE300	300 mm	2.100	1	2.100	36.46
B10	PE300	300 mm	2.100	1	2.100	36.46
B11	PE300	300 mm	2.300	1	2.300	46.41
B12	PE300	300 mm	2.800	4	11.200	246.20
B13	PE300	300 mm	4.700	1	4.700	10.44
B14	PE300	300 mm	5.000	1	5.000	10.38
B15	PE300	300 mm	5.000	1	5.000	10.37
B16	PE300	300 mm	4.800	1	4.800	10.12
B17	PE300	300 mm	2.700	1	2.700	12.28

Column ID	Section	Net Length (m)	Numbers	Total Length(m)	Total Weight(Ton)
C01	C350x350	2.800	12	34.000	4.902.04
C02	C350x350	8.940	5	44.700	6.188.88
C03	C350x350	11.020	5	55.100	8.221.87
C04	C350x350	14.400	3	43.200	6.188.88
C05	C350x350	15.800	2	31.600	4.902.04
C06	C350x350	18.140	4	72.560	10.102.48

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- REGLAMENTO ACI 318S-08
- RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECÍFICA PARA EL CONCRETO f'c=210kg/cm² (RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS)
- RESISTENCIA DEL ACERO fy=3515kg/cm²
- TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN DADAS EN MILÍMETROS, LAS COTAS EN METROS
- NORMAS AEM
- LAS MEDIDAS PREVALEN SOBRE LA ESCALA DE DIBUJO
- ANTES DE PROCEDER A LA CONSTRUCCIÓN SE DEBERÁ CONECCIONAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON LOS ARQUITECTÓNICOS
- NOTA: LOS ANELES NEST, DEBERÁN EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON LAS ALTURAS DE LOS PISOS

Diseno estructural proyecto "La Primavera"

Visor en planta Piso 4

Auto Nuevo Auto Nuevo

4

PLANTA EN PLANTA PISO 5 (SL: 14.400 m)

MATERIALES

HORMIGÓN
 $f_{cm} = 210 \text{ Kg/cm}^2 \approx 21 \text{ MPa}$

ACERO DE VIGAS
 $f_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2 \approx 350 \text{ MPa}$

CL 350X350X11

IPE300
 ESC: 1:14

IPE240
 ESC: 1:14

300x150x7.1x10.7mm. ACERO ASTM A992

240x120x6.20x9.8mm. ACERO ASTM A992

DETALLE DE UNIÓN VIGA-COLUMNA
 CL 350x350x11 - VP 300x150x7.1x10.7mm
 ESC: 1:14

DETALLE DE UNIÓN VIGA
 PRINCIPAL - VIGA SECUNDARIA
 VP 300x150x7.1x10.7mm. - VS 240x120x6.20x9.8mm.
 ESC: 1:14

CONEXIÓN PLACA BASE - COLUMNA

COLUMNA METÁLICA
 PL. 500X500X10mm
 PERNO DE ANCLAJE
 (Módulo 45.5 G/15)
 ANCHA 51.5x4.05mm
 REFUERZO DE ANCLAJE A TRACCIÓN
 #14mm
 PEDESTAL HORMIGÓN

PLANTA en (mm)

ELEVACIÓN en (mm)

DETALLE DE LOSA CON PLACA COLABORANTE
 ESC: 5/8

$f_{cm} = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo 45.5 G/15

PLACA COLABORANTE
 (Módulo 45.5 G/15)

CONEXIONES
 (Módulo 45.5 G/15)

VIGA

Beam ID	Section	Depth (m)	Net Length (m)	Numbers	Total Length(m)	Total Weight(Ton)
B01	PE240	240 mm	4.200	1	4.200	10.00
B02	PE240	240 mm	2.700	7	18.200	28.44
B03	PE240	240 mm	2.800	8	17.140	32.29
B04	PE240	240 mm	2.200	3	2.200	44.19
B05	PE240	240 mm	2.700	2	4.700	12.07
B06	PE240	240 mm	4.940	10	48.400	112.39
B07	PE240	240 mm	4.140	1	4.140	10.02
B08	PE300	300 mm	2.700	8	18.800	37.28
B09	PE300	300 mm	3.040	1	3.040	35.21
B10	PE300	300 mm	2.100	1	2.100	34.46
B11	PE300	300 mm	2.300	1	2.300	45.45
B12	PE300	300 mm	2.000	4	11.240	34.28
B13	PE300	300 mm	4.700	1	4.700	105.49
B14	PE300	300 mm	5.000	1	5.000	101.38
B15	PE300	300 mm	6.040	1	6.040	174.71
B16	PE300	300 mm	4.800	1	4.800	124.10
B17	PE300	300 mm	2.700	1	2.700	72.29

Column ID	Section	Net Length (m)	Numbers	Total Length(m)	Total Weight(Ton)
C01	C350x350	2.800	10	28.000	4.802.04
C02	C350x350	8.940	5	44.200	6.188.68
C03	C350x350	11.020	5	55.100	6.291.07
C04	C350x350	14.420	3	43.200	6.188.68
C05	C350x350	18.800	2	37.600	4.992.00
C06	C350x350	19.140	4	76.560	5.910.40

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- REGLAMENTO ACI 318S-08
- RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECIFICADA PARA EL CONCRETO $f_{cm} = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS)
- RESISTENCIA DEL ACERO $f_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$
- TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN DADAS EN MILÍMETROS, LAS COTAS EN METROS
- NORMAS ASTM
- LAS MEDIDAS PREVALEZAN SOBRE LA ESCALA DE DIBUJO
- ANTES DE PROCEDER A LA CONSTRUCCIÓN SE DEBERÁ CORRELACIONAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON LOS ARQUITECTÓNICOS
- NOTA: LOS NÚMEROS NEST. DEFINIDOS EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON LAS ALTURAS DE LOS PISOS

Diseno estructural
 proyecto "La Primavera"

Vista en planta Piso 5

Auto: Pablo Nemea
 Auto: Andrés Domínguez

5

PLANTA EN PLANTA PISO 6 (SL: 16.800 m)

MATERIALES

HORMIGÓN
 $f_{cm} = 210 \text{ Kg/cm}^2 \approx 21 \text{ MPa}$

ACERO DE VIGAS
 $f_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2 \approx 350 \text{ MPa}$

CL 350X350X11

IPE300
 ESC: 1:14

IPE240
 ESC: 1:14

300x150x7.1x10.7mm. ACERO ASTM A992

240x120x6.20x9.8mm. ACERO ASTM A992

DETALLE DE UNIÓN VIGA-COLUMNA
 CL 350x350x11 - VP 300x150x7.1x10.7mm
 ESC: 1:14

DETALLE DE UNIÓN VIGA
 PRINCIPAL - VIGA SECUNDARIA
 VP 300x150x7.1x10.7mm. - VS 240x120x6.20x9.8mm.
 ESC: 1:14

CONEXIÓN PLACA BASE - COLUMNA

COLUMNA METÁLICA
 PL. 500X500X10mm
 PERNO DE ANCLAJE
 (Módulo 45.5 G/15)
 ANCHA 51.5x4.05mm
 REFUERZO DE ANCLAJE A TRACCIÓN
 #14mm
 PEDESTAL HORMIGÓN

PLANTA en (mm)

ELEVACIÓN en (mm)

DETALLE DE LOSA CON PLACA COLABORANTE
 ESC: 5/8

$f_{cm} = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo 45.5 G/15

PLACA COLABORANTE
 (Módulo 45.5 G/15)

CONEXIONES
 (Módulo 45.5 G/15)

VIGA

Beam ID	Section	Depth (m)	Net Length (m)	Numbers	Total Length(m)	Total Weight(Ton)
B01	PE240	240 mm	4.200	1	4.200	10.00
B02	PE240	240 mm	2.700	7	18.200	28.44
B03	PE240	240 mm	2.800	8	17.140	32.29
B04	PE240	240 mm	2.200	3	2.200	44.19
B05	PE240	240 mm	2.700	2	4.700	12.07
B06	PE240	240 mm	4.940	10	48.400	112.39
B07	PE240	240 mm	4.140	1	4.140	10.02
B08	PE300	300 mm	2.700	8	18.800	37.28
B09	PE300	300 mm	3.040	1	3.040	35.21
B10	PE300	300 mm	2.100	1	2.100	34.46
B11	PE300	300 mm	2.300	1	2.300	45.45
B12	PE300	300 mm	2.000	4	11.240	34.28
B13	PE300	300 mm	4.700	1	4.700	105.49
B14	PE300	300 mm	5.000	1	5.000	101.38
B15	PE300	300 mm	6.040	1	6.040	174.71
B16	PE300	300 mm	4.800	1	4.800	124.10
B17	PE300	300 mm	2.700	1	2.700	72.29

Column ID	Section	Net Length (m)	Numbers	Total Length(m)	Total Weight(Ton)
C01	C350x350	2.800	10	28.000	4.802.04
C02	C350x350	8.940	5	44.200	6.188.68
C03	C350x350	11.020	5	55.100	6.291.07
C04	C350x350	14.420	3	43.200	6.188.68
C05	C350x350	18.800	2	37.600	4.992.00
C06	C350x350	19.140	4	76.560	5.910.40

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- REGLAMENTO ACI 318S-08
- RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECIFICADA PARA EL CONCRETO $f_{cm} = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS)
- RESISTENCIA DEL ACERO $f_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$
- TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN DADAS EN MILÍMETROS, LAS COTAS EN METROS
- NORMAS ASTM
- LAS MEDIDAS PREVALEZAN SOBRE LA ESCALA DE DIBUJO
- ANTES DE PROCEDER A LA CONSTRUCCIÓN SE DEBERÁ CORRELACIONAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON LOS ARQUITECTÓNICOS
- NOTA: LOS NÚMEROS NEST. DEFINIDOS EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON LAS ALTURAS DE LOS PISOS

Diseno estructural
 proyecto "La Primavera"

Vista en planta Piso 6

Auto: Pablo Nemea
 Auto: Andrés Domínguez

6