

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

Diseño de un edificio de acero estructural con sistema sísmico y gravitacional en la Provincia de Loja

Julio Cesar Loaiza Vega

Carlos José Calderón Cabezas

Ingeniería Civil

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito
para la obtención del título de
INGENIERO CIVIL

Quito, 08 de mayo de 2021

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

Diseño de un edificio de acero estructural con sistema sísmico y gravitacional en la Provincia de Loja

Julio Cesar Loaiza Vega

Carlos José Calderón Cabezas

Nombre del profesor, Título académico

Pablo Torres Rodas, PhD

Quito, 08 de mayo de 2021

© 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: Julio Cesar Loaiza Vega y Carlos José Calderón Cabezas

Código: 00118090, 00130144

Cédula de identidad: 1900539584, 1725504490

Lugar y fecha: Quito, 08 de mayo de 2021

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UNPUBLISHED DOCUMENT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>.

AGRADECIMIENTOS

Es un honor de corazón permitirme agradecer y dedicar este proyecto final a todas las grandes personas que siempre brindaron apoyo y confianza constante durante todo el transcurso de mi carrera académica, como las son mis familiares, mis amigos, mi novia Arianna, pero sobre todo a mis amados padres, Julio Loaiza Herrera y Aida Vega Aguilar, que siempre han sido mi apoyo fundamental e irremplazable para permanecer perseverante y dichoso. La sumatoria de los pequeños y grandes esfuerzos de cada día, generan alegrías y recompensas para toda la vida. Gracias DIOS.

RESUMEN

La presencia de una amenaza sísmica constante en el Ecuador crea la necesidad de construir estructuras que puedan soportar dichas amenazas naturales, a la vez que preservar la vida humana. Con dicha consideración, el presente trabajo está orientado a la construcción de un edificio sismorresistente de acero, mismo que tiene diferentes sistemas de pórticos diseñados específicamente para soportar cargas tanto gravitacionales como sísmicas.

Para el diseño se ocupan normas tanto locales como internacionales para satisfacer todos los requerimientos de diseño. Adicionalmente, se realizan cálculos mediante Microsoft Excel además de la modelación computarizada de la estructura con la ayuda de programas de diseño asistido por computadora, en este caso CSI ETABS.

Palabras clave: Columna compuesta, conectores de corte, conexión KBB, cubierta de acero, marco especial de momento, placa colaborante, placa de anclaje, diseño de ductilidad.

ABSTRACT

The presence of a constant seismic threat in Ecuador creates the need to build structures that can withstand such natural threats, while preserving human life. With this consideration, the present work is oriented to the construction of an earthquake-resistant steel building, which has different frame systems specifically designed to withstand both gravitational and seismic loads.

Both local and international standards are considered to satisfy all design requirements. Additionally, calculations are performed using Microsoft Excel in addition to the computerized modeling of the structure with the help of computer-aided design programs, which in this case is CSI ETABS.

Key words: Composite column, shear connectors, KBB connection, steel cover, special moment frame, collaborating plate, anchor plate, ductility design.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	13
Antecedentes.....	13
Teoría de Terremotos.....	13
Problemática.....	16
Riesgo sísmico debido a actividad tectónica en Ecuador.....	17
Riesgo sísmico debido a actividad volcánica en Ecuador.....	18
Mega falla Guayaquil-Caracas.....	19
Estructuras de acero sismo-resistente.....	20
DESARROLLO DEL TEMA.....	22
Planteamiento del problema.....	22
Geometría de la estructura y cargas establecidas.....	23
Peligro sísmico - NEC 15 y cortante basal (cargas sísmicas).....	25
Cargas no sísmicas y combinaciones de carga.....	31
Carga muerta.....	31
Carga viva.....	31
Combinaciones de carga.....	31
Filosofía de Marcos Resistentes a Momento SMF (Special Moment Frame).....	32
Fuerzas internas durante una respuesta sísmica.....	33
Filosofía columna fuerte-viga débil.....	35
Criterio de conexión KBB (Kaiser Bolted Bracket).....	36
Diseño de elementos y conexión KBB (Kaiser Bolted Bracket), Sistema Sismo-resistente.....	37
Diseño de columna (SMF).....	37
Diseño de viga (SMF).....	41
Diseño de conexión KBB (SMF).....	43
Diseño de placa de anclaje.....	51
Diseño de elementos del sistema de gravedad.....	58
Diseño de columna compuesta (gravedad).....	58
Diseño de viga compuesta (gravedad).....	61
Diseño de conexión simple empernada (gravedad).....	66
Modelado y análisis de la estructura en ETABS 2018.....	71
RESULTADOS.....	80
Conclusiones.....	88
Referencias bibliográficas.....	90
Anexo A: Diseño de columna (SMF).....	91
Anexo B: Diseño de viga (SMF).....	92
Anexo C: Diseño de conexión Kbb (Kaiser bolted bracked).....	93
Anexo D: diseño de la placa de anclaje.....	96
Anexo E: diseño de columna compuesta (sistema de gravedad).....	98
Anexo F: diseño de viga compuesta, perfil w + losa colaborante (sistema de gravedad).....	100
Anexo G: diseño de conexión simple viga W - columna W (sistema de gravedad).....	103

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla # 1: Resumen general de materiales a utilizarse	24
Tabla # 2: Características generales del edificio.....	24
Tabla # 3: Cargas globales de la estructura	24
Tabla # 4: Vigas y columnas más críticas a analizarse	24
Tabla # 5: Coeficiente de amplificación de suelo en zona de periodo corto, Fa	26
Tabla # 6: Coeficiente de desplazamientos para diseño en roca, Fd	26
Tabla # 7: Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos, Fs.....	27
Tabla # 8: Cálculo del cortante basal estático.....	29
Tabla # 9: Chequeos globales de la estructura.....	30
Tabla # 10: Distribución del cortante basal en la altura.....	31
Tabla # 11: Propiedades geométricas de columna típica sismorresistente.	37
Tabla # 12: Datos iniciales de la columna escogida	37
Tabla # 13: Combinaciones de carga para columnas.....	38
Tabla # 14: Verificación esbeltez patín (columna SMF).....	38
Tabla # 15: Verificación esbeltez alma (columna SMF).....	39
Tabla # 16: Verificaciones requisitos AISC 358-16 y KBB (Columna SMF).....	39
Tabla # 17: Verificación de pandeo lateral torsional (columna SMF).....	39
Tabla # 18: Verificación de cargas de servicio (Columna SMF).....	40
Tabla # 19: Propiedades generales (viga SMF).....	41
Tabla # 20: Combinaciones de carga aplicadas (viga SMF).....	41
Tabla # 21: Verificación de condiciones de diseño según KBB (viga SMF).....	42
Tabla # 22: Verificación de pandeo lateral torsional (viga SMF).....	43
Tabla # 23: Verificación de relación demanda/capacidad (viga SMF).....	43
Tabla # 24: Momento máximo probable para conexión KBB.....	44
Tabla # 25: Proporciones de soportes para conexión KBB.....	44
Tabla # 26: Verificación de resistencia a tensión del perno para soporte de la columna.....	45
Tabla # 27: Chequeo del ancho mínimo del patín de la columna.....	45
Tabla # 28: Chequeo de espesor mínimo del patín de la columna para acción de palanca.....	46
Tabla # 29: Espesor mínimo de patín para placas de continuidad.....	46
Tabla # 30: Espesor mínimo del patín para conexión KBB.....	47
Tabla # 31: Verificación de esfuerzo cortante en los pernos de la viga.....	48
Tabla # 32: Verificación del bloque de cortante del patín de la viga.....	49
Tabla # 33: Esfuerzo cortante requerido de la viga y la conexión viga-columna.....	50
Tabla # 34: Datos de la columna W12X152 (SMF).....	51
Tabla # 35: Dimensiones de zapata de hormigón.....	51
Tabla # 36: Factor de sobreesfuerzo y cargas aplicadas sobre la columna (SMF).....	52
Tabla # 37: Cargas admisibles del sistema	52
Tabla # 38: Dimensiones de la placa base	53
Tabla # 39: Verificación de dimensiones de placa de anclaje	53
Tabla # 40: Determinación de la longitud de rodamiento.....	53
Tabla # 41: Determinación del diámetro y profundidad de varillas de anclaje	54
Tabla # 42: Resistencias de varilla de anclaje según diámetro (Acero G55).....	55
Tabla # 43: Resistencia a la extracción del hormigón según diámetro de varilla de anclaje.....	55
Tabla # 44: Determinación del espesor de la placa base	57
Tabla # 45: Determinación del cortante por fricción y cortante nominal	57
Tabla # 46: Datos generales de columna a gravedad.....	58

Tabla # 47: Áreas e inercias de componentes de sección de columna a gravedad compuesta.	58
Tabla # 48: Cálculo de efectos de pandeo en columna a gravedad.	59
Tabla # 49: Propiedades geométricas de viga para sistema de gravedad	61
Tabla # 50: Propiedades y dimensiones de los materiales	61
Tabla # 51: Cargas vivas y muertas utilizadas	62
Tabla # 52: Chequeo de resistencia a flexión de sección	63
Tabla # 53: Verificación de estados límite por tipo de sección	63
Tabla # 54: Determinación del momento de capacidad de la losa colaborante	64
Tabla # 55: Cálculo del cortante nominal o de capacidad	64
Tabla # 56: Factor demanda/capacidad	64
Tabla # 57: Diseño de conectores de corte	65
Tabla # 58: Control de deflexiones	66
Tabla # 59: Propiedades geométricas de columna para conexión simple	66
Tabla # 60: Propiedades geométricas de viga para conexión simple	67
Tabla # 61: Propiedades geométricas de placa WT para conexión simple	67
Tabla # 62: Datos iniciales globales	67
Tabla # 63: Datos iniciales usados para diseño conector-columna	67
Tabla # 64: Cálculo de resistencias al corte y al rodamiento de los elementos	68
Tabla # 65: Determinación de cargas factoradas	68
Tabla # 66: Cálculo de fuerza de tensión por perno y chequeo de interacción cortante-tensión	69
Tabla # 67: Chequeo de la resistencia por tensión de diseño	69
Tabla # 68: Datos iniciales usados para diseño conector-viga	69
Tabla # 69: Determinación de la resistencia de los pernos	70
Tabla # 70: Cálculo de la resistencia a tensión y corte de la viga	71
Tabla # 71: Lista de materiales por sección y peso de la estructura	82
Tabla # 72: Participación modal de masa de la estructura	84
Tabla # 73: Cortante basal estático y dinámico calculados	84
Tabla # 74: Resumen de desplazamientos máximos	86
Tabla # 75: Control de derivas máximas inelásticas de la estructura	87

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura # 1: Fenómeno de convección por temperatura de la Tierra	14
Figura # 2: Vectores de velocidad de placas tectónicas.....	15
Figura # 3: Tipos de contacto entre placas tectónicas (tres)	16
Figura # 4: Distribución espacial de sismos superficiales y profundos en Ecuador	17
Figura # 5: Volcanes en Ecuador continental	18
<i>Figura # 6: Mega-falla Guayaquil-Caracas a lo largo del Ecuador.</i>	19
Figura # 7: Diseño arquitectónico del proyecto.....	22
Figura # 8: Diseño digital de la estructura en 3D mediante ETABS.	23
Figura # 9: Ecuación del cortante basal	25
Figura # 10: Ecuación del periodo de vibración	25
Figura # 11: Mapa de zonificación sísmica (factor de zona Z).....	26
Figura # 12: Espectro elástico de diseño en aceleración.....	27
Figura # 13: Relación de amplificación espectral según región	28
Figura # 14: Valores para irregularidad en planta y en elevación	28
Figura # 15: Espectro elástico de aceleración.....	29
Figura # 16: Espectro elástico de desplazamiento	30
Figura # 17: Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura	30
Figura # 18: Geometría de marco resistente a momento	33
Figura # 19: Fuerzas correspondientes sobre vigas, columnas y conexiones (panel zones).....	34
Figura # 20: Concepto analítico columna fuerte-viga débil (AISC).....	35
Figura # 21: Conexión Kaiser Bolted Bracket emperrada (B-series).....	36
Figura # 22: Secciones W autoseleccionables en ETABS.....	72
Figura # 23: Datos de columna embebida en ETABS.	72
Figura # 24: Definición de placa colaborante.	73
Figura # 25: Definición del hormigón $f'c' = 240 \text{ kgf/cm}^2$	73
Figura # 26: Definición de acero ASTM-A992 Gr.50.....	74
Figura # 27: Definición de grilla en ETABS.	74
Figura # 28: Definición de pisos en ETABS.	75
Figura # 29: Patrones de carga en ETABS.	75
Figura # 30: Patrón de carga sísmica estática.	76
Figura # 31: Casos de carga definidos en ETABS.....	76
Figura # 32: Definición de caso de carga sísmico.	77
Figura # 33: Combinaciones de carga del edificio.....	77
Figura # 34: Dibujado "rápido" de vigas y columnas.	78
Figura # 35: Asignación de releases en ciertas vigas y columnas.	78
Figura # 36: Dibujado "rápido" de losa colaborante.....	78
Figura # 37: Definición de composite beam design.....	79
Figura # 38: Modelo del edificio en 3D.....	79
Figura # 39: Definición de función de espectro de respuesta.	80
Figura # 40: Vista en planta de la estructura con detalle de sección (quinto piso).....	80
Figura # 41: Vista en elevación de la estructura con detalle de sección (pórtico 1).....	81
Figura # 42: Vista en 3D de la estructura con detalle de secciones.....	81
Figura # 43: Modo 1 traslacional en Y con periodo de vibración 0,546 segundos.....	82
Figura # 44: Modo 2 traslacional en X con periodo de vibración 0,444 segundos.....	83
Figura # 45: Modo 3 rotacional con periodo de vibración 0,332 segundos.....	83
Figura # 46: Estructura deformada por combinación de carga 1.2D+1.6L	85
Figura # 47: Desplazamiento máximo de la estructura en sentido X	85

Figura # 48: Desplazamiento máximo de la estructura en sentido Y	86
Figura # 49: Deriva máxima elástica en sentido X (ocurre en la planta 2).....	86
Figura # 50: Deriva máxima elástica en sentido Y (ocurre en la planta 2).....	87
Figura # 51: Desplazamientos en los nodos (Sismo en dirección X).	87
Figura # 52: Desplazamientos en los nodos (Sismo en dirección Y).	88

INTRODUCCIÓN

Uno de los desastres naturales más graves e impactantes con los que tiene que lidiar la humanidad son los terremotos, y el Ecuador no es la excepción ya que se encuentra en una zona altamente sísmica debido a la alta actividad tectónica y volcánica. Si bien no se puede evitar que estos ocurran, lo la mejor opción es construir estructuras que los resistan sin colapsar ni comprometer vidas humanas. En otras palabras, la idea principal trata de poner en práctica la ingeniería sismorresistente aplicando métodos constructivos con certificación a partir de un exhaustivo estudio de peligro sísmico respaldado por una serie de parámetros indispensables como la detección de fuentes generadoras de terremotos cercanas al proyecto a partir de la geofísica (zona sismo-genética), así como también el análisis de potencial sísmico por medio de catálogos sísmicos de donde se genera una ley de recurrencia para cada falla (Yépez, 2020). El producto de toda la información adquirida da como resultado una curva de peligro sísmico que es una herramienta fundamental para la idealización y diseño de un proyecto que cumpla con los requisitos sísmicos, económicos, y, sobre todo, que garantice extrema seguridad a los usuarios ante una inminente amenaza.

Antecedentes

Teoría de Terremotos.

Un terremoto es un movimiento de la tierra producido por un desplazamiento súbito de las rocas de la corteza terrestre el cual libera una amplia cantidad de energía en un corto intervalo de tiempo, y es producto de choques o subducciones de las placas tectónicas, deslizamientos de tierra, actividad volcánica, colapso de cavernas, entre otros.

Los terremotos ocupan el primer lugar en el ranking de catástrofes naturales debido a sus efectos principales y colaterales; desde el terremoto de Lisboa ocurrido en 1755 hasta la actualidad, se han registrado más de 16 millones de víctimas. Por ejemplo, el terremoto

ocurrido en Haití en 2010 cobró la vida de 316.000 personas; en 1976, el terremoto de Tangshan mató a 242.769 personas (Yépez, 2020). Según estadísticas y registros sísmicos históricos se ha llegado a la conclusión de que un terremoto con una magnitud superior a 5 (escala Richter) causa daños estructurales severos y por ende la pérdida de vidas humanas.

El científico alemán Alfred Wegener en 1912 propuso la teoría de la tectónica de planos y deriva continental, la cual fue aceptada posteriormente en 1967. Explica la existencia de un supercontinente rodeado de océano llamado Pangea (entre el Precámbrico y Pregeológico) a partir del cual surgieron dos subcontinentes llamados Laurasia y Gonwana (a finales del Paleozoico), que finalmente (a finales del Mesozoico) dieron lugar a los continentes actuales. Debido a la lógica de los supuestos acontecimientos se llegó a la conclusión de que la Tierra está compuesta de placas tectónicas que están en constante movimiento y la presión de contacto liberada entre éstas dan origen a los terremotos. Ya en la década de los 60s, estudios oficiales demostraron que el movimiento de placas tectónicas dependía de las diferentes densidades y gradientes de temperatura, formando así un sistema de celdas convectivas que daban origen al movimiento de masas. A este hecho le dieron el nombre de “fenómeno de convección por temperatura”. Dicho fenómeno generado en el manto terrestre es el responsable de la creación de las zonas dorsales y las zonas de subducción, como se indica en la figura #1 (Yépez, 2020).

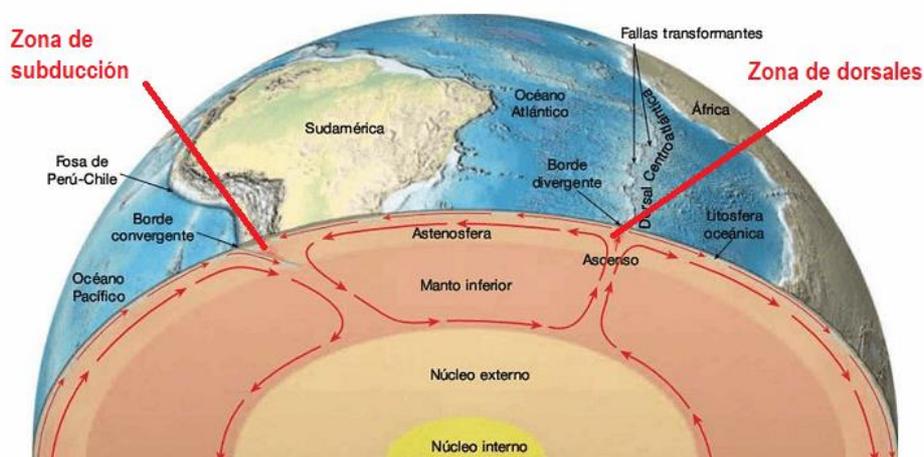


Figura # 1: Fenómeno de convección por temperatura de la Tierra
Fuente: Portillo, Corrientes de convección (s.f.). Vía Web

En la siguiente figura se muestra la distribución de las placas tectónicas a lo largo y ancho del planeta Tierra junto con sus vectores de velocidad que indican el sentido del movimiento relativo de cada una de ellas.



Figura # 2: Vectores de velocidad de placas tectónicas
Fuente: Yépez, Notas del curso Ingeniería Sismo-resistente. 2020. USFQ

De la figura #2, es importante mencionar que la placa de Nazca está en subducción con la placa Sudamericana. Esto indica que todo el territorio correspondiente a la costa sudamericana del Pacífico es una zona altamente sísmica, es decir, existe una amenaza latente que se podría desatar en cualquier instante.

A continuación, se dan a conocer algunas definiciones importantes sobre teoría de terremotos:

- Foco sísmico o hipocentro: punto donde inicia la fractura por placas, es donde se genera el terremoto.
- Epicentro: lugar de mayor intensidad del terremoto en superficie, normalmente sobre la perpendicular del hipocentro.

- Terremotos según su profundidad focal: superficiales entre 5-70 Km, intermedios entre 70-300 Km, y profundos entre 300-700 Km.
- Terremotos según su ubicación geográfica: interplaca (en los límites de placas tectónicas), intraplaca (a miles de km de los límites de placas tectónicas).
- Falla: discontinuidad de la corteza terrestre. Se clasifican en fallas activas y no activas.
- Fallas corticales: son fracturas de la corteza terrestre que se dan debido a la presión de las placas por subducción. Aquí se generan esfuerzos axiales y de fricción. Estas fallas pueden ser de tipo inverso, normal o lateral.
- Tipos de contacto o fallas entre placas tectónicas: tipo convergente (falla de subducción), tipo divergente (en dorsales), falla por transformación o deslizamiento.

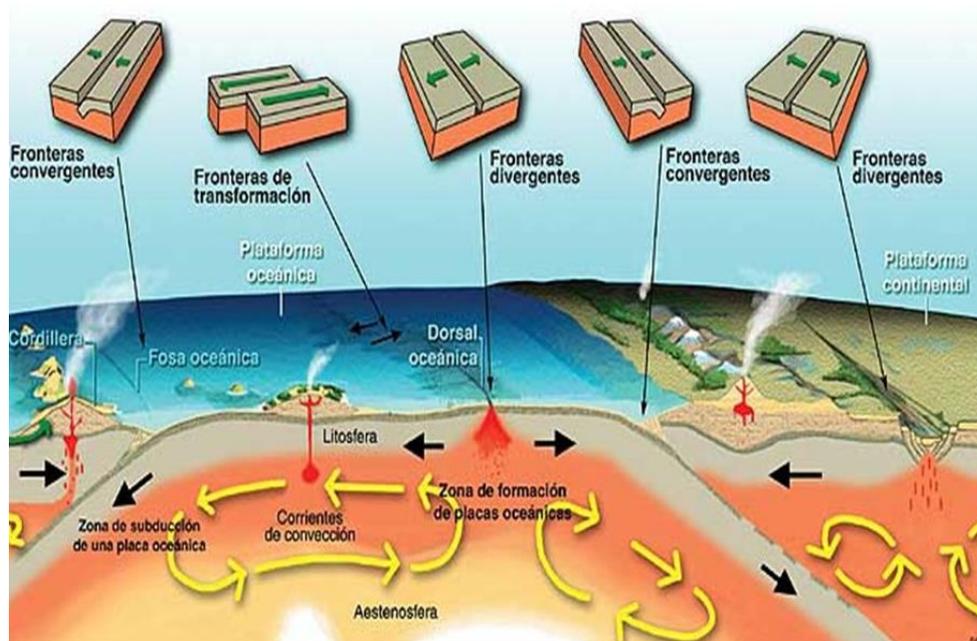
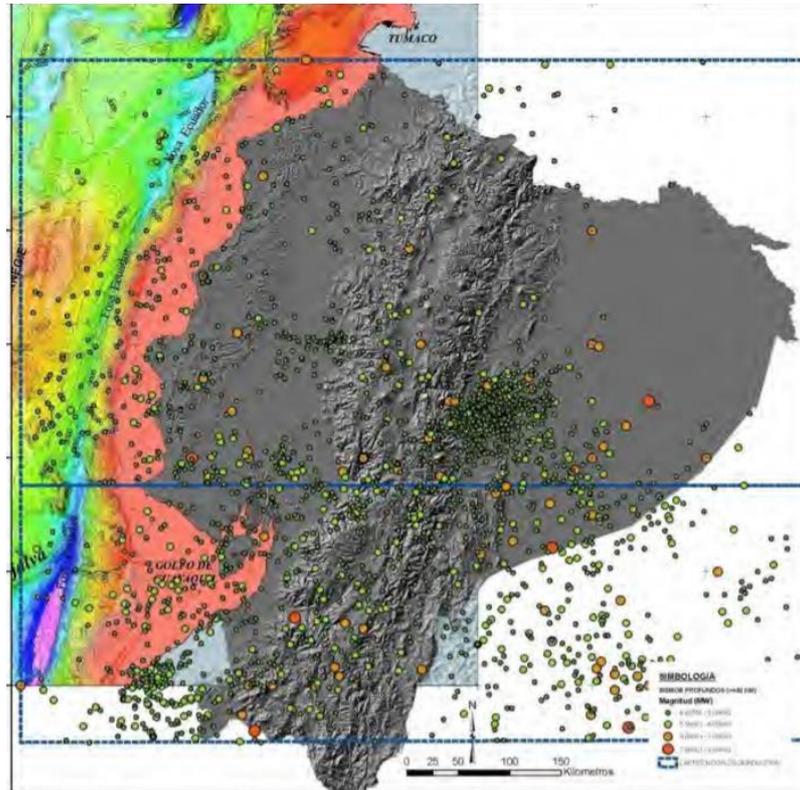


Figura # 3: Tipos de contacto entre placas tectónicas (tres)
Fuente: Yépez, Notas del curso Ingeniería Sismo-resistente. 2020. USFQ

Problemática

La primera fuente generadora de terremotos en el Ecuador se da por subducción de placas tectónicas, la segunda es debido a fallas corticales que son un producto de la presión entre placas tectónicas, y la tercera fuente es la de origen volcánico. Debido a esto Ecuador dispone de una gran Red Nacional de Acelerógrafos (RENAC) dispersos por todo el territorio.



Riesgo sísmico debido a actividad volcánica en Ecuador.

En Ecuador, los volcanes activos pueden causar impactos sísmicos significativos que podrían afectar cualquier estructura cercana. El monitoreo de cada volcán se lleva a cabo con instrumentos de alta tecnología, entre ellos están los sismómetros que detectan sobrepresiones internas y movimiento de fluidos, los sensores infracústicos que miden las mismas sobrepresiones, pero en la atmósfera, dispositivos GPS inclinómetros que detectan hinchamiento o deflación en los flancos en donde se da expulsión de magma, detectores de gases volcánicos, entre otros. El nivel de instrumentación impuesto a cada volcán depende de la amenaza que estos signifiquen para las poblaciones cercanas. Cabe recalcar que un volcán considerado como activo es aquel que erupcionó durante el periodo histórico (desde 1532 AD), por otro lado, están los volcanes en erupción que representan una importante amenaza como por ejemplo el volcán Sangay que ha estado en erupción desde el 2019 (Instituto Geofísico, 2021). A pesar de que la actividad volcánica representa un riesgo sísmico bajo en Ecuador, estos fenómenos siempre deberán ser tomados en cuenta para el diseño sismo-resistente a partir de un estudio de peligro sísmico.

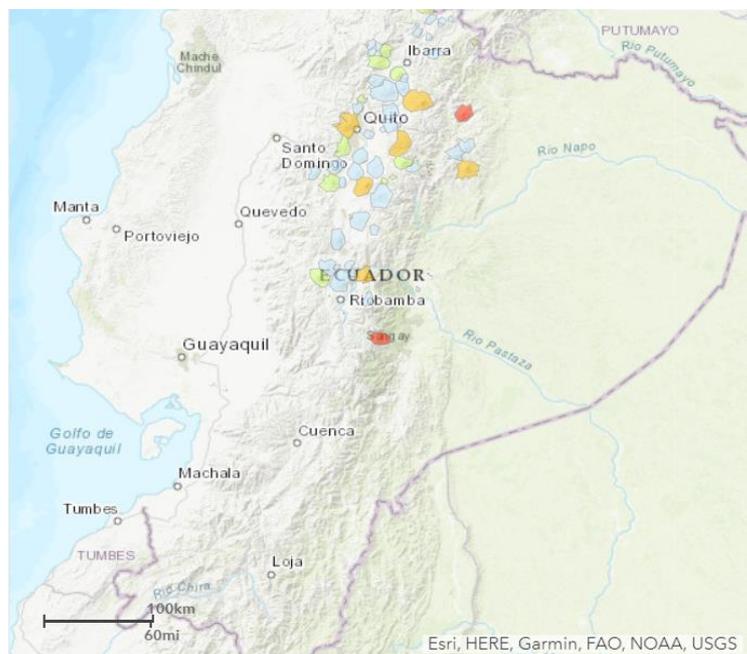


Figura # 5: Volcanes en Ecuador continental

Fuente: Instituto Geofísico, Escuela Politécnica Nacional, (2021)

Mega falla Guayaquil-Caracas.

Una de las grandes problemáticas que demandan la urgencia de la construcción sismo-resistente en Ecuador es sin duda la mega falla geológica denominada “Guayaquil-Caracas”, la cual es causante de fallas de segundo y tercer orden que pueden afectar la mayor parte del territorio ecuatoriano. Esta gran falla de tipo transcurrente (acomodan movimiento horizontal de los bloques adyacentes) genera una subplaca tectónica que empieza en el Golfo de Guayaquil y se extiende hacia el norte, atravesando Colombia y Venezuela hasta llegar a las costas orientales del Mar Caribe, tal como se puede ver en la figura a continuación.

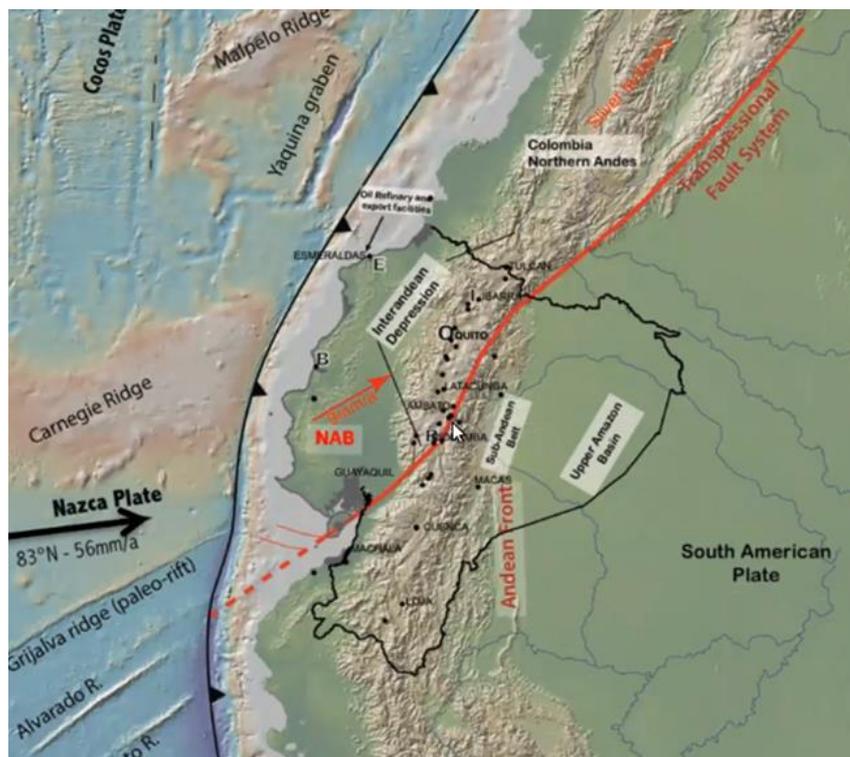


Figura # 6: Mega-falla Guayaquil-Caracas a lo largo del Ecuador.
Fuente: Yépez, Notas del curso Ingeniería Sismo-resistente. 2020. USFQ

Como se puede apreciar en la imagen anterior, la Cordillera de Carnegie golpea de frente al bloque norandino y sus estribaciones (empieza a la derecha de la línea de color rojo), generando compresión a lo largo de la línea roja (Yépez, 2020). Si se realiza un corte transversal este-oeste en el centro de territorio ecuatoriano, se podrán apreciar plegamientos en la costa de bajo relieve que van aumentando hasta llegar a la cordillera de los andes (fallas corticales verticales

e inclinadas). Esto es un producto en su mayoría de la subducción de la Placa de Nazca debajo de la Placa Sudamericana, en donde también interviene directamente la mega-falla Guayaquil-Caracas. Cabe recalcar que, aunque la falla se extienda hacia el norte, no deja de ser inevitable que un movimiento telúrico de gran magnitud llegue a afectar a la zona sur del país, especialmente al Austro ecuatoriano.

Estructuras de acero sismo-resistente.

El análisis plástico y los métodos de diseño basados en ingeniería constructiva resistente a fuerzas sísmicas fue desarrollado principalmente entre los años 1960s y 1970s. Con el gran avance tecnológico de la época, y la aparición de softwares informáticos de análisis estructural se hizo posible el estudio detallado y desarrollo del funcionamiento lineal elástico de grandes estructuras. Y fue en esta misma época que Estados Unidos inició un enfoque de investigación unificado entre ingeniería de terremotos y el diseño sísmico. A pesar de que el diseño plástico no había sido ampliamente aceptado en el diseño rutinario, la comunidad dedicada al diseño sísmico luego cayó en cuenta de que aquello era algo inevitable, pero sumamente beneficioso ya que una respuesta estructural dentro del rango inelástico aportaría con la formación de mecanismos plásticos que disiparían la energía impartida por la acción sísmica sobre la edificación (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

Los códigos modernos de diseño sísmico son producto de décadas de investigación y observaciones de campo luego de un terremoto. Y a pesar de que dichos códigos no usen explícitamente el método de diseño plástico, el concepto clave fundamental de se centra en la formación de mecanismos plásticos dúctiles. La comunidad de diseño sismo-resistente ha dado pasos agigantados gracias a la aplicación en conjunto del diseño por capacidad y el diseño por ductilidad. Estos dos conceptos esenciales son la base del diseño sísmico para todo tipo de estructuras, ya sean estas de hormigón armado, de acero estructural, o una mezcla de ambos.

Para el presente reporte que trata del diseño de una edificación compuesta de acero en su totalidad, se han puesto en rigurosa práctica los procedimientos impartidos tanto por asociaciones internacionales como nacionales. En este caso se utilizan los códigos de diseño de la AISC (Instituto Americano de Construcción en Acero) ya que son los que ofrecen mayor confiabilidad y están en constante actualización. Por otro lado, el código que rige la construcción en nuestro país, la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción), se ha tomado en cuenta ya que aparte de ofrecer un importante contenido acerca de cargas, combinaciones de carga, diseño sismo-resistente por zonificación, brinda un indispensable capítulo de diseño en acero. La aplicación de dichas normas estará presente a lo largo del desarrollo posterior.

DESARROLLO DEL TEMA

Planteamiento del problema

Se planea construir un edificio sismo-resistente de acero en la ciudad de Catamayo, Provincia de Loja (suelo tipo D), que sea capaz de soportar el máximo sismo probable con el periodo de retorno estándar de la NEC, que es de 475 años. Dicha estructura no es esencial y será para uso de departamentos. Para ello, se propone realizar la construcción usando tanto pórticos capaces de resistir la carga sísmica, así como pórticos diseñados específicamente para poder soportar cargas gravitatorias. Si bien se podrían hacer todos los marcos con diseño sismorresistente, esto resulta económicamente inviable, además, como se va a demostrar más adelante, los desplazamientos y derivas de piso finales son muy bajas en comparación con los requisitos de diseño como para que se justifique hacerlo. A continuación, se muestra un esquema de la fachada frontal del edificio a construirse.

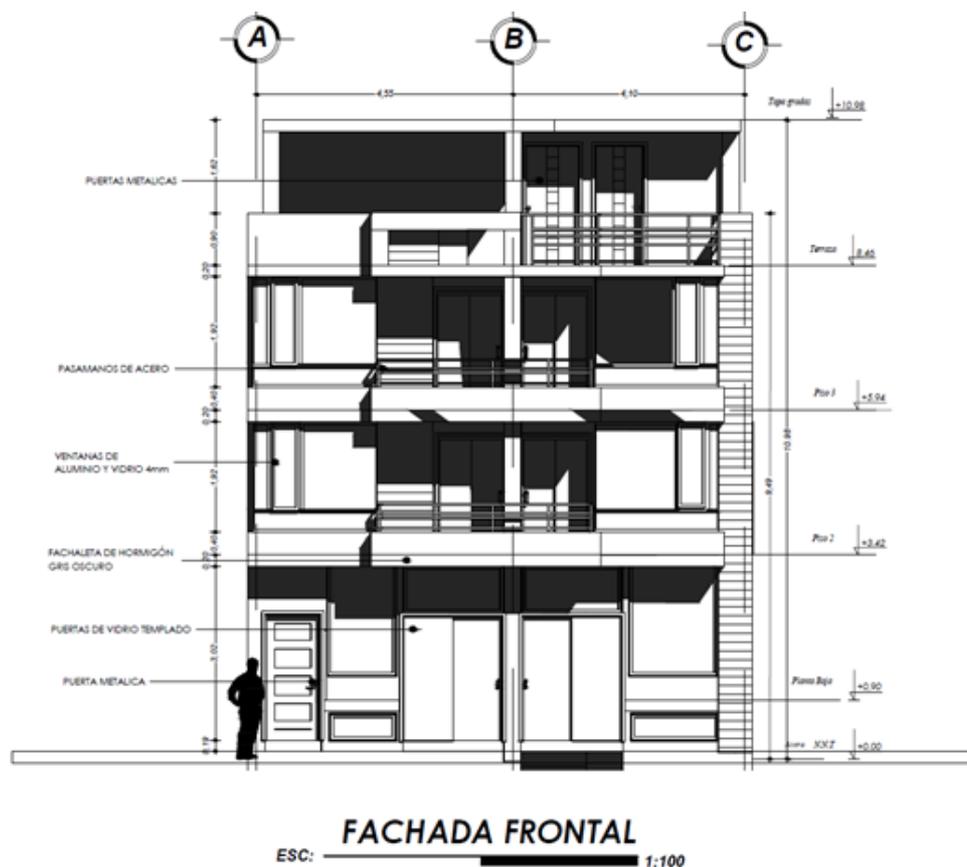


Figura # 7: Diseño arquitectónico del proyecto.

De igual manera se presenta el modelo tridimensional de la estructura del edificio a construirse realizado mediante ETABS, en donde pueden divisarse las vigas, columnas, viguetas, losas, y por supuesto, los marcos sismo-resistentes (de rojo) y gravitacionales (de celeste)

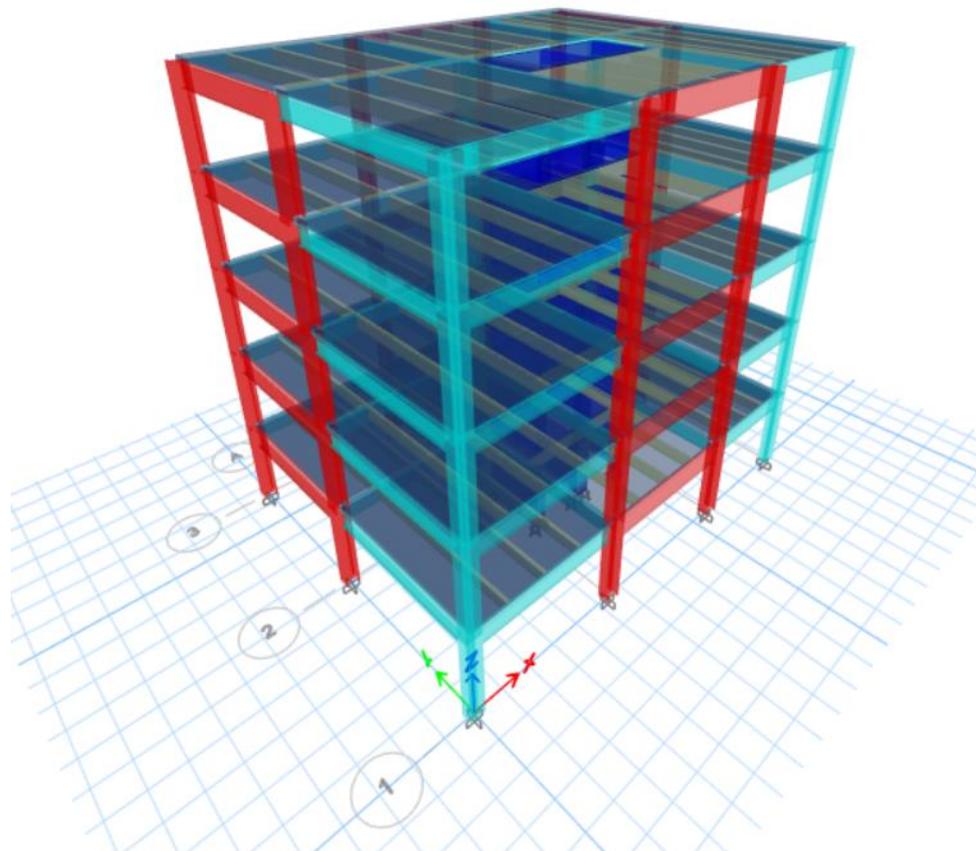


Figura # 8: Diseño digital de la estructura en 3D mediante ETABS.

Geometría de la estructura y cargas establecidas

Para elaborar la estructura sismo-resistente se usan materiales principalmente de acero y hormigón. La estructura tiene 5 pisos en total, con altura similar en cada piso de 2.32 metros y una altura total de 11.6 metros. Además, se emplean perfiles W para vigas y columnas que trabajan en el sistema sismorresistente, así como vigas con perfil W más placa colaborante (Steel Deck) y columna de hormigón rectangular con perfil W embebido dentro de esta (vigas y columnas compuestas). Se muestra en la siguiente tabla un resumen con los materiales que se van a emplear en la construcción del edificio tanto para vigas como para columnas.

Tabla # 1: Resumen general de materiales a utilizarse

Datos sobre Materiales			
Sistema Sismorresistente		Sistema a gravedad	
Vigas	Vigas W simples de acero ASTM A992	Vigas	Vigas W con placa colaborante de hormigón $f'_c=240 \text{ kgf/cm}^2$
Columnas	Columnas W simples de acero ASTM A992	Columnas	Columnas de hormigón rectangulares con perfil W embebido

Se muestra a continuación en forma tabulada la información ya descrita además de las cargas aplicadas y las secciones de vigas y columnas consideradas más críticas que serán analizadas dentro de este documento.

Tabla # 2: Características generales del edificio

Características generales del edificio		
# pisos	5	
Ubicación	Catamayo, Loja	
Uso del edificio	Departamentos	
Altura de Piso	2.32	m
Altura Total Edificio	11.6	m

Tabla # 3: Cargas globales de la estructura

Cargas Globales (ETABS)						
CARGAS	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
1.2D+1.6L	0	0	605.1606	2624.3971	-3378.89	0
1.2D+1.0L+(Ex+0.3Ey)	-36.9631	-11.0889	533.0011	2405.862	-3291.09	98.4038
1.2D+1.0L+(Ey+0.3Ex)	-11.0889	-36.9631	533.0011	2624.9978	-3071.95	-158.604

Tabla # 4: Vigas y columnas más críticas a analizarse

Secciones más críticas elegidas para el análisis				
Combinación (1.2D+1.0L+1.0S)	Código ETABS	Carga axial máxima	Momento máximo	Cortante máximo
		tonf	tonf-m	tonf
Viga sismorresistente	B10-44	N/A	2.12	-0.23
Viga a gravedad	B12-29	N/A	0	6.76
Columna sismorresistente	C7-121	57.99	9.91	8.50
Columna a gravedad	C5-107	92.09	3.04	0.9854

Peligro sísmico - NEC 15 y cortante basal (cargas sísmicas)

Para entender el posible comportamiento sísmico que pudiera experimentar la estructura, se realiza una estimación del cortante basal estático (método 1) según la ubicación, el tipo de suelo, la importancia y tipo de estructura según el material empleado, entre otros factores que indica la NEC. Por lo tanto, el cortante basal se calcula con la ecuación a continuación:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$$

Dónde

$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección [3.3.2]
ϕ_P y ϕ_E	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_a	Período de vibración; véase en la sección [6.3.3]

Figura # 9: Ecuación del cortante basal

Fuente: Norma ecuatoriana de la construcción (NEC) 2015

Según la NEC 15, el coeficiente de importancia correspondiente a una estructura no esencial es $I=1$. Por otra parte, el factor de reducción de resistencia sísmica es $R=8$ ya que se trata de un “pórtico especial sismo-resistente de acero laminado en caliente y con elementos armados de placas (Pórtico resistente a momentos - Estructura dúctil)”.

Para determinar el periodo de vibración de la estructura T se utilizará la siguiente fórmula:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

C_t	Coefficiente 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	Período de vibración

Figura # 10: Ecuación del periodo de vibración

Fuente: Norma ecuatoriana de la construcción (NEC) 2015

Para este proyecto se diseñará una “Estructura de acero sin arriostramientos”, con lo que el valor del coeficiente dependiente del tipo de edificio, $C_1=0.072$, y el valor de alfa será $\alpha=0.8$.

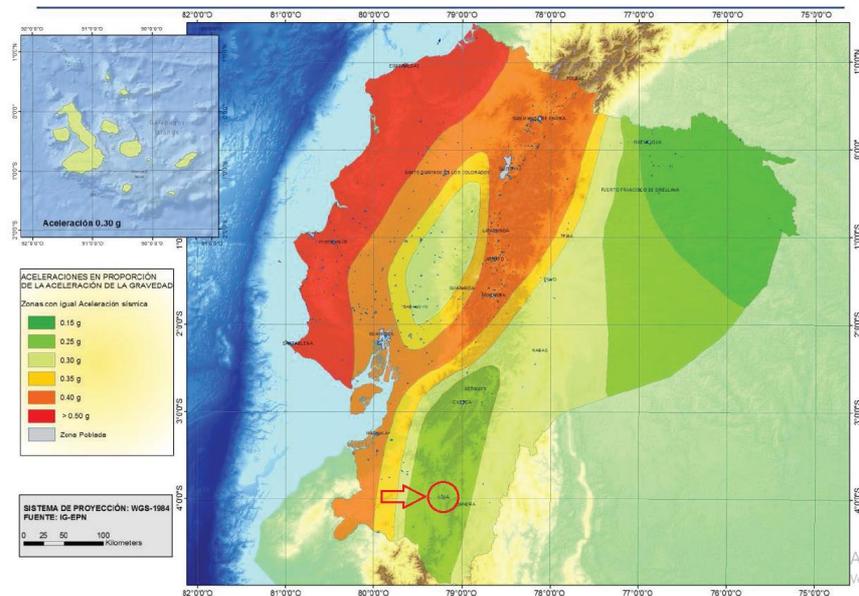


Figura # 11: Mapa de zonificación sísmica (factor de zona Z)
Fuente: Norma ecuatoriana de la construcción (NEC) 2015

De acuerdo con el mapa de zonificación sísmica el factor de zona Z (aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño) para un suelo tipo D (suelos rígidos) es de 0,25g para la ciudad de Loja. A partir de esta información se toman los coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s .

Tabla # 5: Coeficiente de amplificación de suelo en zona de periodo corto, F_a

Tipo de suelo y factores de sitio, F_a							
TIPO DE SUELO	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Z	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	0,85

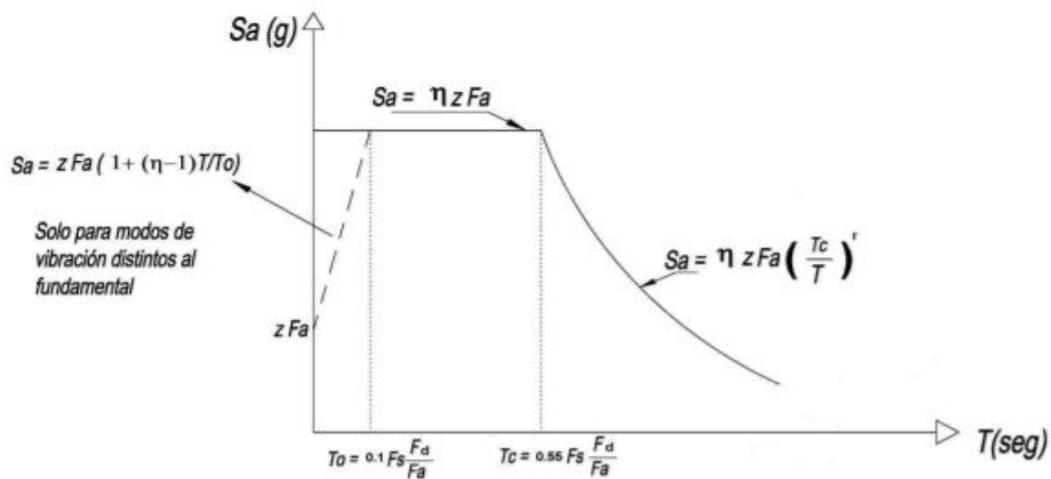
Tabla # 6: Coeficiente de desplazamientos para diseño en roca, F_d

Tipo de suelo y factores de sitio, F_d							
TIPO DE SUELO	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Z	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

Tabla # 7: Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos, F_s

Tipo de suelo y factores de sitio, F_s							
TIPO DE SUELO	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Z	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	1,4
E		1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2

Con los coeficientes anteriores se procede a calcular el espectro de respuesta elástico en aceleraciones S_a , expresado en función de la gravedad en el rango del sismo de diseño.



Dónde:

- η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.
- F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- F_d Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- F_s Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
- S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura
- T Periodo fundamental de vibración de la estructura
- T_0 Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- T_c Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Figura # 12: Espectro elástico de diseño en aceleración
Fuente: Norma ecuatoriana de la construcción (NEC) 2015

El factor usado en el espectro de diseño elástico (r), cuyo valor depende de la ubicación geográfica del proyecto es $r=1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E. Así mismo, el valor de la relación de amplificación espectral correspondiente a la región Sierra, Esmeraldas y Galápagos se obtiene de la siguiente figura:

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

Figura # 13: Relación de amplificación espectral según región
Fuente: Norma ecuatoriana de la construcción (NEC) 2015

Debido a que la estructura en cuestión presenta un centro de rigidez igual al centro de masa en planta (simetría) y la configuración de todos los niveles en elevación es constante, el sistema no presenta irregularidades. Por tanto, los factores ϕ_p y ϕ_E son ambos iguales a 1, pues como puede verse en la figura # 14.

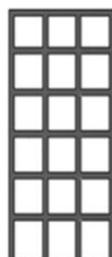
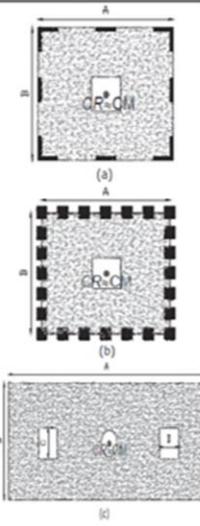
Irregularidades	
Irregularidades en elevación ϕ_E	Irregularidades en planta ϕ_p
<p>CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_E=1$</p> <p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_E=1$</p> 	<p>CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_p=1$</p> <p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_p=1$</p> 
<p>No se presentan irregularidades en elevación!</p> <p>$\phi_E=1.0$</p>	<p>¡No se presentan irregularidades en planta!</p> <p>$\phi_p=1.0$</p>

Figura # 14: Valores para irregularidad en planta y en elevación
Fuente: Norma ecuatoriana de la construcción (NEC) 2015

A partir de los valores obtenidos anteriormente, se calcula de manera aproximada el cortante basal estático que va a experimentar la estructura ante un posible evento sísmico tal y como puede verse en la siguiente tabla:

Tabla # 8: Cálculo del cortante basal estático

RESUMEN DE ESPECIFICACIONES NEC 2015			
Tipo de Suelo	D	T_o	0,11
F_a	1,40	T	0,51
F_d	1,45	T_c	0,60
F_s	1,06	n	2,48
Z	0,25	T_c	0,60
r	1	T_L	3,48
I	1	S_a	0,87
R	8	k	1,01
ϕ_p	1	W	347,71
ϕ_E	1	V (%)	10.85% W
h_n	11,6	V (ton)	37,73
C_t	0,072	DERIVA MAXIMA PERMISIBLE	2,00%
α	0,80		

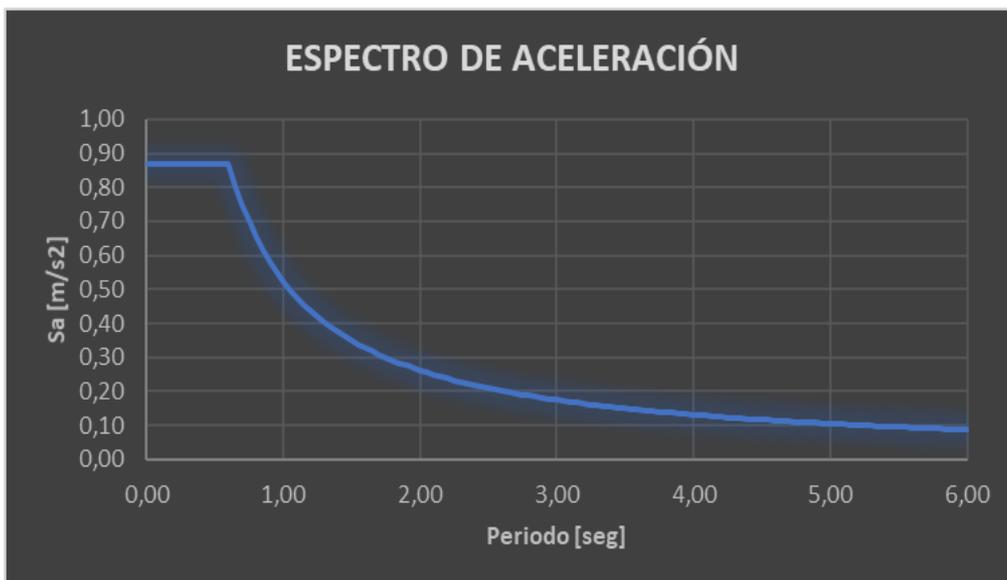


Figura # 15: Espectro elástico de aceleración
Fuente: Propia

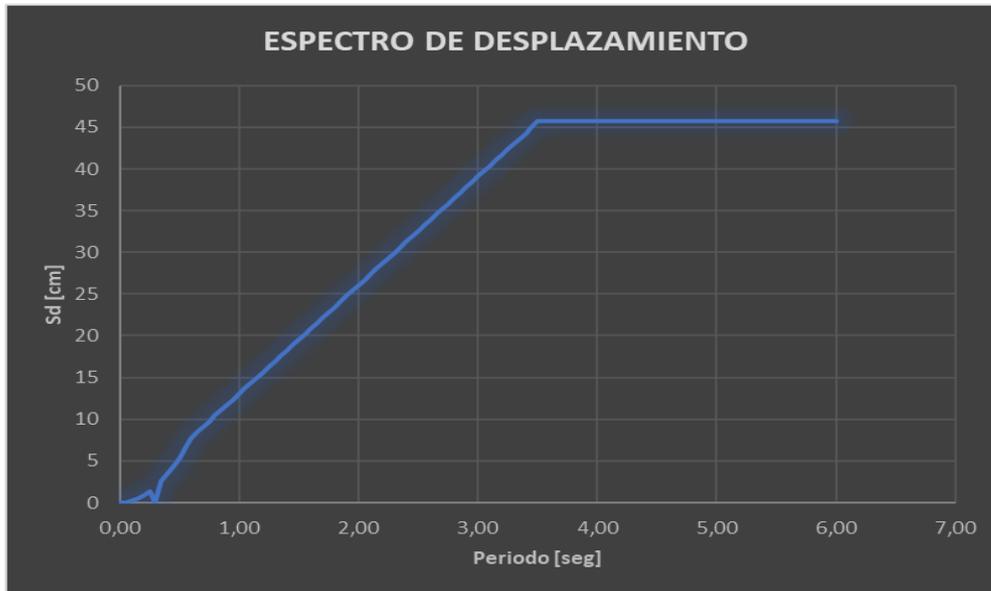


Figura # 16: Espectro elástico de desplazamiento
Fuente: Propia

Además, se muestran los valores de derivas calculadas para cada piso y se evidencia que no exceden el máximo permisible según la tabla # 9.

Tabla # 9: Chequeos globales de la estructura.

2. Chequeos globales		
2.1. Derivas de piso		
Piso #	Valor	Menor a 2.0%?
1	0.14%	SI
2	0.22%	SI
3	0.21%	SI
4	0.17%	SI
5	0.11%	SI
2.2 Irregularidades		
En planta	NO	$\phi_p=1$
En elevación	NO	$\phi_e=1$

Se muestra por último la distribución del cortante basal en la altura del edificio (distribución vertical de cortante), aplicando la siguiente ecuación:

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

Figura # 17: Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura
Fuente: Norma ecuatoriana de la construcción (NEC) 2015

Tabla # 10: Distribución del cortante basal en la altura

Distribución del Cortante Basal en la altura					
Piso	h_i (m)	Δh_i (m)	w_i (ton)	$w_i * h_i^k$	F_x (ton)
5	11,6	2,32	69,54218	818,20	12,60
4	9,28	2,32	69,54218	653,72	10,07
3	6,96	2,32	69,54218	489,47	7,54
2	4,64	2,32	69,54218	325,55	5,01
1	2,32	0	69,54218	162,12	2,50
SUMATORIA Σ			347,7109	2449,07	37,73

Cargas no sísmicas y combinaciones de carga

La NEC 15 en su capítulo de cargas no sísmicas, establece dos tipos de cargas: las cargas permanentes o muertas (principalmente debido al peso propio) y cargas variables (vivas y climáticas).

Carga muerta.

Este tipo de carga está constituida de todos los pesos de los elementos estructurales y no estructurales que permanecen fijos (anclados) en el tiempo sobre la estructura. Se asignará una sobrecarga uniforme de **300 kgf/m²** para todos los niveles.

Carga viva.

Este tipo de carga está constituido por los pesos temporales que no están anclados a la estructura, estos pueden ser personas, muebles, equipos, accesorios móviles, etc. Se asignará una carga viva de servicio de **250 kgf/m²** para todos los niveles.

Combinaciones de carga.

Para el conjunto de combinaciones exigidas por la NEC, solamente se utilizarán las siguientes combinaciones de carga por haber sido consideradas como las más críticas:

$$1,2D + 1,6L$$

$$1,2D + 1,0L + 1,0S$$

$$1,2D + 1,0L + (Ex + 0,3Ey)$$

$$1,2D + 1,0L + (Ey + 0,3Ex)$$

Donde D representa la carga muerta, L es la carga viva, S es la carga por granizo (para nuestro país), y E representa la carga sísmica.

Filosofía de Marcos Resistentes a Momento SMF (Special Moment Frame)

El uso de los pórticos de acero resistentes a momentos se remonta a los años 1880s empezando con la naciente construcción en aumento de altura en las grandes ciudades de Chicago y New York. Sin embargo, los conceptos de diseño de ese entonces estaban orientados para soportar cargas gravitacionales, incluyendo los elementos no estructurales como las masivas paredes de mampostería. Las pobres condiciones existentes sobre el diseño de conexiones viga-columna carecían de un análisis estructural capaz de soportar cargas laterales de viento, y peor aún, cargas sísmicas. Por ejemplo, el código de construcción de San Francisco incluyó las fuerzas de viento por primera vez a partir del gran terremoto de San Francisco ocurrido en 1906, en donde, paradójicamente el diseño sísmico básico no fue requerido sino hasta el año 1948.

La mayoría de las estrategias de construcción de conexiones precalificadas resistentes a momento tuvieron gran desarrollo a partir del terremoto de Northridge de 1994 (Los Ángeles, USA) y del terremoto de Hyogo-ken Nanbu de 1995 (Kobe, Japón), junto con la información detallada sobre conexiones precalificadas ya usadas en los marcos resistentes a momento. Pues, luego de cada catástrofe se observaron fallas frágiles en conexiones viga-columna de estructuras modernas de acero, lo que demostró que el conocimiento sobre marcos resistentes a momento estaba incompleto. Desde este punto de la historia, la suposición del óptimo funcionamiento estructural por alta ductilidad fue desafiada (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011). Los marcos o pórticos resistentes a momento consisten en estructuras de alta ductilidad cuyas conexiones son rígidas, con lo cual son capaces de resistir fuerzas laterales, es decir, desarrollan momentos flectores y fuerzas cortantes en los miembros del marco y en sus conexiones o

odos. Además de ser el más dúctil de todos los sistemas existentes (capaz de desarrollar un mecanismo plástico de balanceo), otorga gran versatilidad arquitectónica ya que no hay elementos de refuerzo presentes que bloqueen las aberturas de las paredes, proporcionando la máxima ocupación del espacio.

Fuerzas internas durante una respuesta sísmica.

Un marco resistente a momento está compuesto por tres componentes fundamentales: vigas, columnas y zona de panel viga-columna (porción contenida de la columna dentro de la región del nodo en la intersección viga-columna). Para un marco simple de dos plantas, se tiene que L_b es la distancia libre que abarca una viga de cara a cara de columna, las columnas abarcan distancias libres h_{ci} , y la altura de zona de panel viga-columna se etiqueta como h_{pzi} (obsérvese figura # 18).

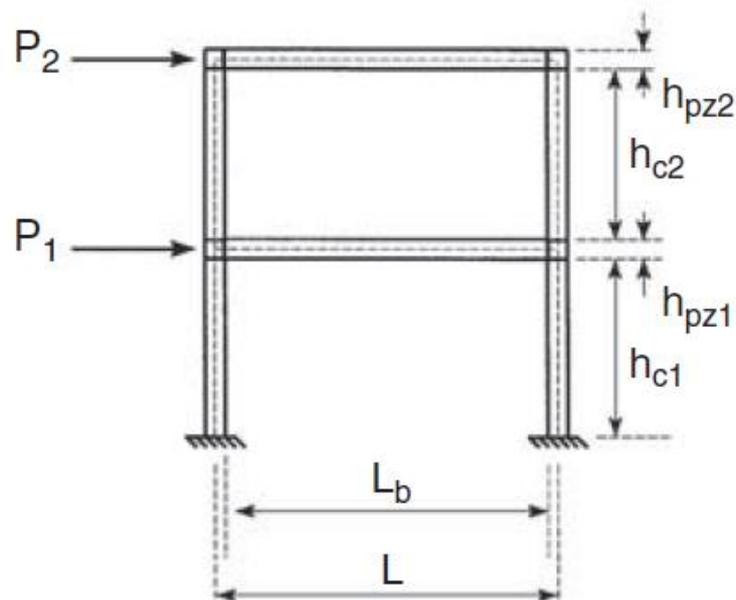


Figura # 18: Geometría de marco resistente a momento

Fuente: Bruneau M., Uang C. & Sabelli R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures. Second Edition. Mc Graw Hill.*

La distribución de esfuerzos en un marco resistente a momento ante cargas laterales se ve intervenido por momentos por flexión, fuerzas axiales y fuerzas cortantes. En este caso no se incluyen los efectos producidos por cargas de gravedad. Como se observa

en la figura # 19 a continuación, las vigas presentan altos momentos por flexión bajo curvatura inversa con momentos máximos en sus extremos. Las fuerzas axiales y cortantes en las vigas generalmente son insignificantes en comparación a sus momentos por flexión presentes, pero deben ser considerados en el diseño. Así mismo, las porciones libres de las columnas típicamente están sometidas a momentos considerables, y las fuerzas compresivas y tensionantes sobre estos elementos son generadas por los momentos de volcamiento en el marco. Por último, las zonas de panel de columnas presentan grandes momentos, cortantes y posiblemente, grandes esfuerzos axiales.

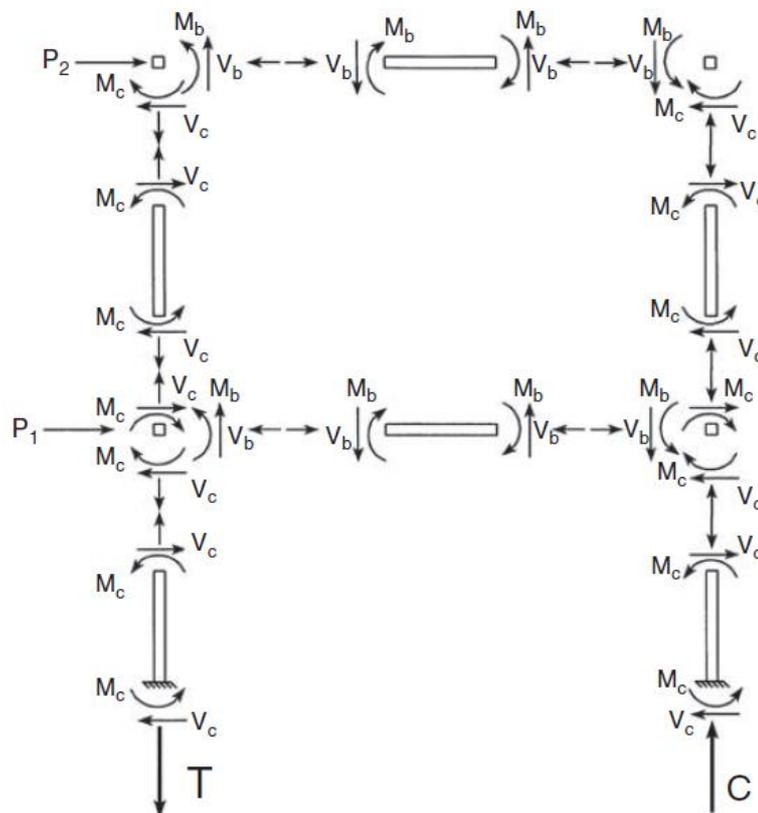
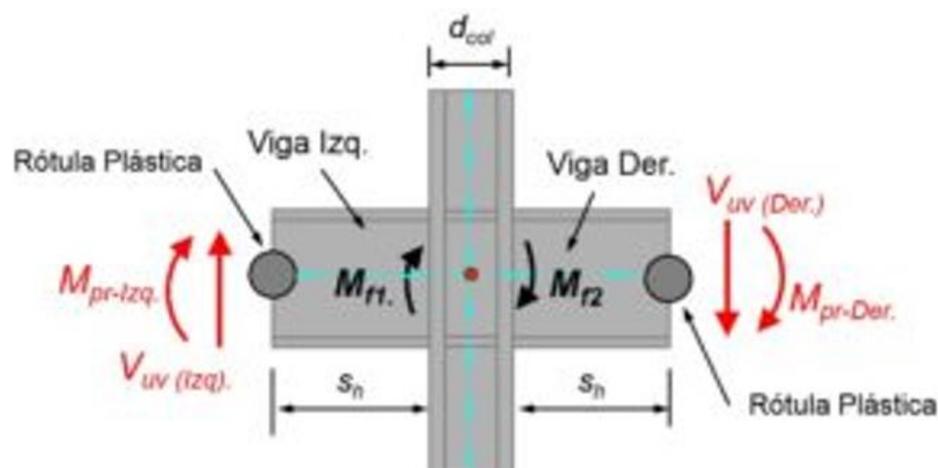


Figura # 19: Fuerzas correspondientes sobre vigas, columnas y conexiones (panel zones)

Fuente: Bruneau M., Uang C. & Sabelli R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. Second Edition. Mc Graw Hill.

Filosofía columna fuerte-viga débil.

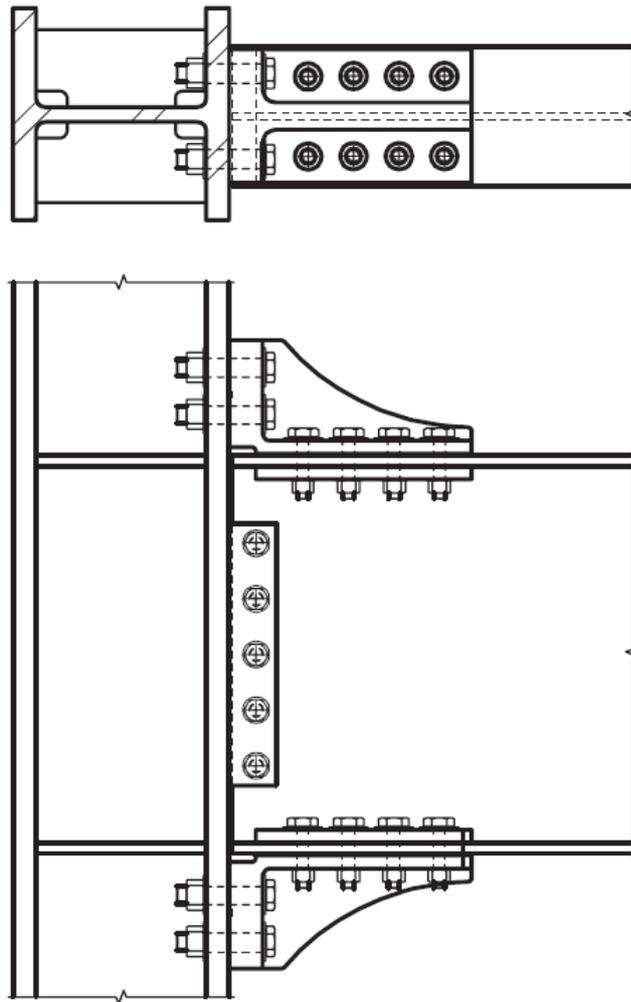
Como se había mencionado antes, se desea obtener un mecanismo plástico de respuesta para todo tipo de estructura ante una amenaza sísmica, y para ello, se debe realizar un diseño riguroso basado en los códigos existentes de manera que se obtenga la famosa premisa “columna fuerte-viga débil” con el único objetivo de generar rótulas plásticas en las vigas para mantener la estabilidad de la estructura, evitando un colapso total por falla en columnas (pisos blandos). Pues estos componentes estarán debidamente diseñados para disipar la energía destructiva durante un terremoto mediante dichas rotaciones plásticas, sin pérdidas significativas de resistencia. La filosofía de “columna fuerte-viga débil” para acero (AISC) radica en que la relación entre la sumatoria de momentos nominales en las columnas y la sumatoria de momentos nominales en vigas sea mayor que a 1 (obsérvese figura #20).



$$\frac{\sum Mn_{columnas}}{\sum Mn_{vigas}} > 1$$

Figura # 20: Concepto analítico columna fuerte-viga débil (AISC)
Fuente: Yépez, Notas del curso Ingeniería Sismo-resistente. 2020. USFQ

Criterio de conexión KBB (Kaiser Bolted Bracket).



*Figura # 21: Conexión Kaiser Bolted Bracket emperrada (B-series)
Fuente: AISC 358. (2016). Capítulo 9*

La conexión precalificada Kaiser Bolted Bracket (KBB) está diseñada para eliminar campos de soldadura y facilitar la construcción del marco. Dependiendo de la fabricación, los soportes pueden ser soldados en ángulo (W-series) o bien emperrados (B-series). En este caso se trabajará con la segunda alternativa como se indica en la figura # 21. Cabe recalcar que la opción emperrada también se puede aplicar para mejorar la resistencia de una conexión dañada o debilitada. La precalificación de esta conexión está basada en 21 pruebas de soporte atornillado a escala real, en donde las deformaciones inelásticas se consiguieron primordialmente en las vigas a través de

rótulas plásticas. La resistencia máxima se produjo en un ángulo de desviación de pisos entre 0,025 y 0,045 rad. A partir de este valor, la resistencia disminuyó gradualmente con fluencia y deformación adicional. Sin embargo, en el 2009 en las pruebas de Adan y Gibb, el ángulo de deriva entre pisos máximo promedio excedió los 0,055 rad (AISC 358, 2016).

Diseño de elementos y conexión KBB (Kaiser Bolted Bracket), Sistema Sismo-resistente

Diseño de columna (SMF).

Para diseñar la columna se debe realizar un proceso iterativo entre las secciones disponibles para lo cual se deben considerar las combinaciones de carga que va a soportar. A su vez, se deben chequear los requisitos de la AISC 358-16 para columnas SMF en general, así como las provisiones específicas para la conexión de tipo KBB, tales como la geometría transversal de la sección o el peso de la sección. Se muestran en primer lugar las propiedades de la sección transversal final usadas para todas las columnas del marco sismorresistente.

Tabla # 11: Propiedades geométricas de columna típica sismorresistente.

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN ELEGIDA							
Figura	A (cm ²)	d (cm)	t _w (cm)	b _f (cm)	t _f (cm)	b _f /(2*t _f)	h/t _w
W12X152	288.39	34.80	2.21	31.75	3.56	4.46	11.20
	I _x [cm ⁴]	S _x [cm ³]	r _x [cm]	Z _x [cm ³]	I _y [cm ⁴]	S _y [cm ³]	r _y [cm]
	59521.09	3424.90	14.38	3982.06	18896.91	1192.98	8.10
	Z _y [cm ³]	r _{ts} [cm]	h _o [cm]	J [cm ⁴]	C _w [cm ⁶]	h [cm]	w (kg)
1818.96	9.30	31.24	1073.88	4618816.90	24.75	226.36	

Se muestran los datos generales y cargas de servicio que soporta la columna escogida para el análisis.

Tabla # 12: Datos iniciales de la columna escogida

1. Datos Iniciales y Materiales		
f _y	3515.35	kg/cm ²
f _u	4569.95	kg/cm ²

E	2.04E+06	kg/cm ²
Long. Col.	2.32	m
C_d	1.0	
R_y	1.1	

En donde el factor R_y (el cual relaciona el esfuerzo de fluencia esperado con el esfuerzo de fluencia especificado mínimo) acorde con la tabla A3.1 del AISC 341-16 tiene un valor de 1.1 para el acero ASTM A992 Gr. 50 que se pretende usar para esta columna. Del mismo modo se muestran las cargas factoradas que se obtuvieron mediante ETABS, tanto para carga axial, como para cortante y momento flector, mismas con las que se realizará el análisis.

Tabla # 13: Combinaciones de carga para columnas.

Combinaciones de Carga		
P_{D+L}	40288.2	kgf
M_{D+L}	132520	kg-cm
V_{D+L}	1287.00	kgf
P_{D+L+E}	57992	kgf
M_{D+L+E}	991000	kg-cm
V_{D+L+E}	8498.9	kgf

Una vez definidas cargas y factores iniciales se proceden a verificar los requerimientos de diseño como tal, para lo cual lo primero que se verifica es que tanto el patín como el alma sean compactos y no tengan por ende problemas de falta de ductilidad. Se chequean además el peralte total de la sección, y las dimensiones de su patín que cumplan con los requisitos del AISC 358.

Tabla # 14: Verificación esbeltez patín (columna SMF).

$b_f/2t_f$	4.46
λ_p	7.35
La sección es compacta	

Tabla # 15: Verificación esbeltez alma (columna SMF).

h/t_w	11.2	
P_y	1.01E+06	kgf
ϕ	0.9	
C_a	0.06	
λ_p	55.1	
La sección es compacta y dúctil		

Tabla # 16: Verificaciones requisitos AISC 358-16 y KBB (Columna SMF).

Chequeos AISC 358		
1. $d < 92$ cm?		
d (cm)	92 cm	Check?
34.80	92	OK
2. Peso (sin restricciones)		
peso (kg/m)		Check?
226.36		OK
3. ancho patín > 30 cm?		
b_f (cm)	30 cm	Check?
31.75	30.00	OK
3. $t_f < 4.6$ cm?		
t_f (cm)	4.6 cm	Check?
3.56	4.6	OK

Se realizan también verificaciones sobre pandeo lateral torsional, para por último analizar su comportamiento frente a las posibles cargas de servicio que la sección va a soportar para saber si es apta o no.

Tabla # 17: Verificación de pandeo lateral torsional (columna SMF).

L_p	3.43	m
L_b	2.32	m
L_r	21.53	m
No hay pandeo lateral torsional		

Para calcular la capacidad admisible de la columna a compresión, se multiplica el esfuerzo admisible por el área de sección transversal de la columna por un factor ϕ de 0.90 de esta manera:

$$P_c = f_y * A_g * \phi = 3515 \frac{kgf}{cm^2} * 288.39 cm^2 * 0.9 = 9.12 \times 10^5 kgf$$

El momento máximo admisible se obtiene como sigue:

$$M_c = f_y * \frac{I_x}{\frac{d}{2}} = 3515 * \frac{59521.1}{\frac{34.80}{2}} = 1.20 \times 10^7 kgf * cm$$

Mientras que el cortante máximo admisible se calcula así:

$$V_n = 0.6 * f_y * A_w * C_{v1} = 0.6 * 3515 * 76.90 * 1 = 8498.9 kgf$$

Tabla # 18: Verificación de cargas de servicio (Columna SMF).

Carga Axial		
P_r	4.03E+04	kgf
P_c	9.12E+05	kgf
D/C < 20%?	4.42%	OK
Flexo-compresión		
M_r	9.91E+05	kg-cm
M_c	1.20E+07	kg-cm
$P_r/P_c + M_r/2M_c < 100\%$?	11%	OK
Capacidad Cortante		
C_v	1.0	
ϕV_n	162191	kgf
V_u	8498.9	kgf
D/C	5.24%	

En donde las relaciones de demanda/capacidad para todos los casos cumplen con los máximos establecidos. Sin embargo, estos porcentajes son bajos debido a que los requisitos tanto para marcos sísmicos, como para la conexión KBB son altamente estrictos, a pesar de que el edificio tiene únicamente 5 plantas y no tiene demasiada carga. Finalmente, la sección W12X152 es apta para columnas sismorresistentes.

Para mayor detalle, revisar ANEXO A.

Diseño de viga (SMF).

Para el diseño de la viga se va a usar un perfil tipo W27X84, para lo cual se definen en primer lugar los materiales y combinaciones de carga que la viga seleccionada va a soportar. Además, se verifica la esbeltez del patín y alma de la sección elegida.

Tabla # 19: Propiedades generales (viga SMF).

Datos del perfil elegido		
f_y	3515	kg/cm ²
f_u	4570	kg/cm ²
E	2.04E+06	kg/cm ²
Long viga	4.56	m
C_d	1.0	
R_y	1.1	

Tabla # 20: Combinaciones de carga aplicadas (viga SMF).

Combinaciones de carga		
M_{D+L}	266540	kg-cm
V_{D+L}	4098.70	kgf
M_{D+L+E}	1579320	kg-cm
V_{D+L+E}	10960.1	kgf

Esbeltez del patín		Esbeltez del alma	
$b_f/2t_f$	7.78	h/t_w	52.7
λ_p	7.81	λ_p	59.0
La sección es compacta		La sección es compacta	

Se verifican posteriormente los valores máximos y mínimos, según corresponda en cada caso de factores como: peralte, peso, ancho y espesor del patín, y la relación de longitud del claro libre vs. Profundidad de la sección.

Tabla # 21: Verificación de condiciones de diseño según KBB (viga SMF).

6. Chequeos específicos KBB		
1. d < 83.82 cm?		
d (cm)	83.82 cm	Check?
67.82	83.82	OK
2. peso < 195 kg/m?		
peso (kg/m)	195 kg/m	Check?
126	195	OK
3. t_f < 2.54 cm?		
t_f (cm)	2.54 cm	Check?
1.63	2.54	OK
4. b_f > 15 cm?		
b_f (cm)	15 cm	Check?
25.40	15.00	OK
5. span to depth ratio < 7.0?		
7.1	7.0	OK

Se verifica por último la posibilidad de que exista pandeo lateral torsional en la viga, dado que se podría penalizar su resistencia máxima según sea el caso. Para ello se procede calcular L_p y L_r , y compararlo con el valor de L_b .

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

$$L_p = 1.76 * 5.26 * \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 2.23 [m]$$

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

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{2.04 \times 10^6}{0.7 * 3515} \sqrt{\frac{116.96}{3490 * 66.3} + \sqrt{\left(\frac{116.96}{3490 * 66.3}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 3515}{2.04 \times 10^6}\right)^2}}$$

$$L_r = 6.33 [m]$$

Tabla # 22: Verificación de pandeo lateral torsional (viga SMF).

7. Chequeo pandeo lateral torsional		
L_p	2.23	m
L_b	4.56	m
L_r	6.33	m
Pandeo lateral torsional inelástico		
C_b	1.0	
M_p	1.41E+07	kgf-cm
M_n	1.09E+07	kgf-cm

Con dichos valores se verifica la relación demanda/capacidad tanto para momento como cortante de la viga, considerando la existencia de pandeo lateral torsional inelástico, y se obtienen los siguientes valores.

Tabla # 23: Verificación de relación demanda/capacidad (viga SMF).

Relaciones de demanda/capacidad					
Momento			Cortante		
M_u	1.27E+07	kg-cm	V_n	3.37E+05	kgf
D	1.58E+06	kg-cm	D	1.10E+04	kgf
C	1.09E+07	kg-cm	C	3.37E+05	kgf
D/C	14.43%		D/C	3.25%	

Al igual que en la columna se puede ver que estas relaciones son bajas, lo cual nuevamente se debe a que los requisitos necesarios para formar conexiones KBB son altos, por lo cual se requiere necesariamente usar perfiles tipo W más grandes.

Para mayor detalle, revisar ANEXO B.

Diseño de conexión KBB (SMF).

Para el diseño de la conexión KBB se van a ocupar las secciones de viga y columna elegidas previamente, es decir las columnas con sección W12X152 y las vigas con sección W27X84. A continuación se calcula el momento máximo probable para la conexión de la siguiente manera:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{(3515 + 4570) \frac{kgf}{cm^2}}{2 * 3515 \frac{kgf}{cm^2}} = 1.15$$

$$M_{pr} = 1.15 * 1.5 * 3515 \frac{kgf}{cm^2} * 544 cm^3 = 3.30 \times 10^6 [kgf \cdot cm]$$

Tabla # 24: Momento máximo probable para conexión KBB.

Cálculo Momento máximo probable		
C_{pr}	1.15	OK
R_y	1.5	
F_y	3515	kg/cm ²
F_u	4570	kg/cm ²
Z_e	544	cm ³
M_{pr}	3299109	Kgf-cm

De igual manera se debe analizar en máximo momento probable en la cara de la columna.

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

$$M_f = 3.30 \times 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{cm} + 10958.6 \text{ kgf} * 40 \text{ cm}$$

$$M_f = 3.73 \times 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Posteriormente se selecciona uno de los soportes disponibles en la tabla 9.1 del AISC 358-16, en este caso el W3.0, con una longitud de 400 milímetros.

Tabla # 25: Proporciones de soportes para conexión KBB.

TABLE 9.1 Kaiser Bolted Bracket Proportions						
Bracket Designation	Bracket Length, L_{bb} in. (mm)	Bracket Height, h_{bb} in. (mm)	Bracket Width, b_{bb} in. (mm)	Number of Column Bolts, n_{cb}	Column Bolt Gage, g in. (mm)	Column Bolt Diameter in. (mm)
W3.0	16 (400)	5½ (140)	9 (229)	2	5½ (140)	1¾ (35)
W3.1	16 (400)	5½ (140)	9 (229)	2	5½ (140)	1½ (38)
W2.0	16 (400)	8¾ (222)	9½ (241)	4	6 (152)	1¾ (35)
W2.1	18 (450)	8¾ (222)	9½ (241)	4	6½ (165)	1½ (38)
W1.0	25½ (648)	12 (305)	9½ (241)	6	6½ (165)	1½ (38)
B2.1	18 (450)	8¾ (222)	10 (250)	4	6½ (165)	1½ (38)
B1.0	25½ (648)	12 (305)	10 (250)	6	6½ (165)	1½ (38)

Fuente: AISC 358 (2016).

Se escoge a continuación el perno de soporte para la columna, el cual tiene como material acero ASTM-A325, tal como se ve en la siguiente tabla.

Tabla # 26: Verificación de resistencia a tensión del perno para soporte de la columna.

material de perno:	ASTM A325	
A_b	9.62	cm ²
F_{nt}	6328	kg/cm ²
d_{eff}	68	cm
n_{cb}	2	
r_{ut}	27555	kgf

En donde A_b es el área transversal nominal del perno, F_{nt} es el esfuerzo nominal a tensión basado en las especificaciones de la AISC, d_{eff} es la profundidad efectiva de la viga, n_{cb} es el número de pernos de la columna acorde con la tabla 9.1, y r_{ut} es la relación inversa entre el momento máximo probable y la profundidad efectiva de la viga multiplicada por el número de pernos. Posteriormente se calcula el ancho mínimo del patín de la columna para evitar ruptura por tensión.

Tabla # 27: Chequeo del ancho mínimo del patín de la columna.

Ancho mínimo del patín de la columna (para prevenir ruptura por tensión)		
F_{yf}	2549	kg/cm ²
F_{uf}	4589	kg/cm ²
R_y	1.5	
R_t	1.2	
b_{cf}	317.5	mm
d_b	35	mm
b_{cf} (condición)	248.7	mm

En donde la siguiente ecuación debe ser verdadera:

$$b_{cf} \geq \frac{2[d_b + 3 \text{ mm}]}{\left(1 - \frac{R_y F_{yf}}{R_t F_{uf}}\right)}$$

$$317.5 \text{ mm} > 248.7 \text{ mm} \rightarrow OK$$

Se verifica ahora el espesor mínimo del patín de la columna para eliminar acción de la palanca:

Tabla # 28: Chequeo de espesor mínimo del patín de la columna para acción de palanca.

Chequeo del espesor mínimo del patín de la columna para eliminar la acción de palanca		
r_{ut}	27555	kgf
g	140	mm
k_1	11	mm
t_{cw}	22	mm
b'	41.45	mm
ϕ_d	0.9	
ρ	125	mm
F_y	3515	kg/cm ²
t_{cf}	35.56	mm
t_{cf} (condición)	33.00	mm

En donde $b' = 0.5(g - k_1 - 0.5t_{cw} - d_b)$, g es el largo del perno de la columna, k_1 es la distancia del centro del alma de la columna hasta el pie del patín del empalme, p es la longitud tributaria perpendicular por perno de acuerdo con el soporte elegido, y t_{cw} es el espesor del alma de la columna. Además, con el espesor del patín de la columna, se debe verificar la posibilidad de eliminar placas de continuidad.

Tabla # 29: Espesor mínimo de patín para placas de continuidad.

Chequeo del espesor mínimo del patín de columna para eliminar placas de continuidad		
M_f	3737453	Kgf-cm
ϕ_d	0.9	
F_{yf}	3515	kgf/cm ²
d_{eff}	68	cm
Y_m	5.9	
t_f	35.56	mm
t_{cf} (condición)	17.18	mm

En donde Y_m es el parámetro simplificado del mecanismo de línea de fluencia del patín de la columna, que para el caso del soporte W3.0 elegido tiene un valor de 5.9 adimensional y la condición del t_{cf} que debe cumplirse es la siguiente:

$$t_{cf} \geq \sqrt{\frac{M_f}{\phi_d F_{yf} d_{eff} Y_m}}$$

$$t_{cf} \geq \sqrt{\frac{3.73 \times 10^6 \text{ kgf.cm}}{0.9 * 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 68 \text{ cm} * 5.9}}$$

$$35.56 \text{ mm} > 17.18 \text{ mm} \rightarrow OK$$

Por ende, además de que la sección elegida es inferior a las de tipo “W14”, no se necesitan placas de continuidad. Dado que el soporte entre el patín y la viga se va a emperrar, entonces es necesario calcular el espesor mínimo del patín de la viga con el fin de prevenir ruptura por tensión acorde con los requisitos del AISC 358-16 para conexiones KBB.

Tabla # 30: Espesor mínimo del patín para conexión KBB.

Espesor mínimo del patín de la viga (para prevenir ruptura por tensión)		
F_{yf}	2549.290532	kg/cm ²
F_{uf}	4588.722958	kg/cm ²
R_y	1.5	
R_t	1.2	
b_{bf}	254.00	mm
d_b	35	mm
b_{bf} (condición)	235.00	mm

En donde la siguiente inecuación debe ser verdadera:

$$b_{bf} \geq \frac{2[d_b + 1 \text{ mm}]}{\left(1 - \frac{R_y F_{yf}}{R_t F_{uf}}\right)}$$

$$254 \text{ mm} \geq \frac{2 * [254 \text{ mm} + 1 \text{ mm}]}{\left(1 - \frac{1.5 * 2549 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{1.2 * 4589 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}\right)}$$

$$254 \text{ mm} \geq 235 \text{ mm} \rightarrow OK$$

Después se verifica que el esfuerzo cortante resistente en los pernos de la viga se menor a 1.0, como se ve en la tabla abajo:

Tabla # 31: Verificación de esfuerzo cortante en los pernos de la viga.

Verificación del esfuerzo cortante resistente en los pernos de la viga (la relación debe ser menor que 1)		
Elija tipo de soporte:	B2.1	
ϕ_n	0.75	
M_f	3737453	kgf-cm
A_b	9.62	cm^2
d_{eff}	68	cm
n_{bb}	10	número de pernos en viga
F_{nv}	3164	kgf/cm ²
Relación	0.24	¡Cumple! relación menor a 1

En donde la siguiente inecuación presentada debe cumplirse:

$$\frac{M_f}{\phi_n F_{nv} A_b d_{eff} n_{bb}} < 1.0$$

En donde F_{nv} es el esfuerzo nominal a cortante del perno de acuerdo con las especificaciones del AISC, y n_{bb} es el número de pernos por viga según la tabla 9.3.

$$\frac{3.73 \times 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}}{0.75 * 3164 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 9.62 \text{ cm}^2 * 68 \text{ cm} * 10} < 1.0$$

$$0.24 < 1.0 \rightarrow OK$$

Se realiza la verificación del bloque de cortante del patín de la viga de la siguiente tal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla # 32: Verificación del bloque de cortante del patín de la viga.

Verificación del bloque de cortante para el patín de la viga		
ϕ_n	0.75	
M_f	3737453	kgf-cm
d_{eff}	68	cm
F_{yf}	2549	kg/cm ²
F_{uf}	4589	kg/cm ²
A_{nv}	22.11	cm ²
A_{nt}	121.80	cm ²
A_{gv}	146.30	cm ²
U_{bs}	0.5	
R_n	340315	kgf
$\phi_n R_n$	255236	¡Cumple!
M_f/d_{eff}	55110	

Donde la siguiente inecuación debe cumplirse:

$$\frac{M_f}{d_{eff}} \leq \phi_n R_n$$

En donde $R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt}$, $\phi = 0.75$ y A_{nt} es el área neta sujeta a tensión. Realizando los cálculos:

$$R_{n1} = 0.60 * 4589 \frac{kgf}{cm^2} * 22.11 cm^2 + 0.5 * 4589 \frac{kgf}{cm^2} * 121.8 cm^2$$

$$R_{n1} = 340315 kgf$$

$$R_{n2} = 0.60 * 2549 \frac{kgf}{cm^2} * 146.3 cm^2 + 0.5 * 4589 \frac{kgf}{cm^2} * 121.8 cm^2$$

$$R_{n2} = 503229 kgf$$

$$R_n = \min(R_{n1}, R_{n2}) = 340315 kgf$$

$$\phi_n R_n = 0.75 * R_n = 255236 kgf$$

$$\frac{M_f}{d_{eff}} = \frac{3.73 \times 10^6 kgf \cdot cm}{68 cm} = 55110 kgf$$

$$\phi_n R_n > \frac{M_f}{d_{eff}} \rightarrow OK$$

Por lo tanto, se cumple la condición necesaria para el bloque de cortante. Finalmente, se determina el esfuerzo cortante requerido V_u de la viga y la conexión del alma entre viga y columna.

Tabla # 33: Esfuerzo cortante requerido de la viga y la conexión viga-columna.

Determinación del esfuerzo cortante requerido, V_u, de la viga y de la conexión alma de viga-columna		
M_{pr}	3.30E+07	kgf-mm
L_h	4000	mm
$V_{gravity}$	10959	Kgf
V_u	27454	kgf
V_n	162191	kgf
Chequeo condición	OK	

En donde,

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravedad}$$

$$V_u = \frac{2 * 3.30 \times 10^7 \text{ kgf} \cdot \text{cm}}{400 \text{ cm}} + 10959 \text{ kgf} = 27454 \text{ kgf}$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1}$$

$$V_n = 0.6 * 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 76.9 \text{ cm}^2 * 1.0 = 162191 \text{ kgf}$$

Con lo cual se concluye y verifica que todas las condiciones para conexión KBB de los perfiles de viga seleccionados, es decir, vigas de tipo **W27X84** y **W12X152** son apropiadas y pueden usarse para construir el edificio.

Para mayor detalle, revisar ANEXO C.

Diseño de placa de anclaje.

Para cumplir con todas las exigencias de la placa de anclaje se han seguido los lineamientos de la guía de diseño en acero “Base Plate and Anchor Rod Design”. En este caso se optó por diseñar una placa de anclaje estándar con 8 varillas de anclaje (tres pernos o varillas de anclaje en cada cara de la columna) capaz de resistir la demanda de la columna crítica correspondiente al sistema sismo-resistente especificada anteriormente, es decir, el perfil W12X152 cuyas propiedades geométricas se presentan a continuación:

Tabla # 34: Datos de la columna W12X152 (SMF).

1. Datos de la columna		
A	28839	mm ²
d	348	mm
t_w	22	mm
b_f	318	mm
t_f	36	mm
Z_x	3,98E+06	mm ³
d_b	600	mm

Así mismo, se presentan las dimensiones de la zapata de hormigón ($f'_c=28$ MPa) sobre la cual descansarán las columnas de la estructura y que deberán soportar toda la fuerza compresiva transferida.

Tabla # 35: Dimensiones de zapata de hormigón.

2. Datos de la zapata de hormigón		
H	1200	mm
L	1200	mm

El factor de sobreesfuerzo utilizado para el diseño de este elemento fue de 3,00 siendo conservadores; las cargas establecidas a continuación se han tomado de la columna del sistema sismorresistente con mayor demanda desde ETABS:

Tabla # 36: Factor de sobreesfuerzo y cargas aplicadas sobre la columna (SMF)

3. Factor de sobreesfuerzo		
Ω_u	3,00	
4. Cargas columna seleccionada		
M_D	15,6	kgf-m
M_L	6,3	kgf-m
M_S	3037,4	kgf-m
V_D	5,4	kgf
V_L	2,1	kgf
V_S	973,5	kgf
P_D	58442	kgf
P_L	21963	kgf
P_S	0	kgf

Las cargas admisibles generadas se traducen a las fuerzas y momentos presentados (obsérvese Tabla # 37), las cuales serán las demandas mínimas que deberá soportar la placa de anclaje.

Tabla # 37: Cargas admisibles del sistema

5. Cargas Admisibles (fuerzas y momentos)		
P_u	40909,61	kgf
LH	2020	mm
E	152457	kgf
V_u	152461	kgf
M_u	9123,12	kgf*m

Por otra parte, se han determinado ya las dimensiones de la placa base las cuales cumplen con los requisitos impuestos: $A_1 < A_2$, donde A_1 corresponde al área de la placa y A_2 al área de la zapata (obsérvese tabla #38), así como también se ha determinado que se necesitan varillas de anclaje a partir de la resistencia de carga del hormigón y las cargas actuantes para cada una de las dimensiones seleccionadas puesto que la excentricidad crítica es menor a la excentricidad, es decir, que el momento de equilibrio generado no puede ser mantenido por la capacidad de soporte del hormigón solamente (obsérvese tabla # 39).

Tabla # 38: Dimensiones de la placa base

6. Dimensiones iniciales de placa base		
Longitud N	748	mm
Ancho B	718	mm
f'_c	2,80	kg/mm ²
ϕ_c	0,65	
A_1	537064	mm ²
A_2	1440000	mm ²

Tabla # 39: Verificación de dimensiones de placa de anclaje

7. Verificación de dichas dimensiones		
$f_{p,max}$	2,53	kg/mm ²
q_{max}	1818,79	kg-mm
M_u	9,12E+06	kg-mm
e	223,01	mm
$e_{critico}$	362,75	mm
$e_{critico} < e$	Usar varillas de anclaje	
f	274,00	mm
$(f+N/2)^2$	4,20E+05	mm ²
$2(M_u+P_{uf})/q_{max}$	2,24E+04	mm ²
Verificación?	OK	

$$La\ condición:\ (f + \frac{N}{2})^2 > \frac{2(M_u + P_{uf})}{q_{max}}\ se\ cumple$$

Por tanto, las dimensiones previamente escogidas para la placa son adecuadas.

Seguidamente, en la sección 8 se tiene que la longitud de rodamiento Y es de 17 mm con se observa en la siguiente tabla:

Tabla # 40: Determinación de la longitud de rodamiento

8. Longitud de rodamiento		
f	274	mm
N	748	mm
Y_1	1279	mm
Y_2	17	mm
$Y=\min(Y_1, Y_2)$	17	mm

En la tabla a continuación se presenta el procedimiento para determinar el diámetro de las varillas de anclaje y su profundidad de empotramiento a partir de la carga tensionante última T_u aplicada.

Tabla # 41: Determinación del diámetro y profundidad de varillas de anclaje

9. Determinación de tensión en varillas de anclaje			
T_u	9103	kgf	
9.1. Determinación del diámetro de la varilla de anclaje			
# total de pernos	8	ingresar	
# Pernos por cara de columna	3		
Resistencia en cada perno	3034	kgf	
Resistencia disponible	5851	kgf	CUMPLE
Resistencia a la extracción del hormigón	6985	kgf	CUMPLE
Diámetro de varilla	15,88	mm	
	5/8	in	
9.2 Determinación de la profundidad de empotramiento de las varillas			
Profundidad hef	18	in	
Separación de varillas	6	in	
ϕ	0,70		
ψ	1,25		
A_{neta}	2592	in ²	
A_{neta_o}	972	in ²	
ϕN_{cbg}	270	kips	
WL	200	kips	
DL	129	kips	
Upflit/edificación	204	kips	
Esfuerzo de ruptura de hormigón adecuada			

En la sección 9.1 se ha elegido un total de 8 pernos o varillas de anclaje, lo que resulta en 3 pernos en cada cara de la columna por lo que la carga tensionante última T_u aplicada se divide para 3. Esta resistencia en cada perno es menor a la resistencia otorgada para una varilla de diámetro de 5/8 de pulgada para un acero G55, por lo tanto, cumple (obsérvese tabla #42). Así mismo, la resistencia a la extracción del hormigón (tomada de la tabla #43) supera a la resistencia presente en cada perno, cumpliendo en capacidad nuevamente.

En la sección 9.2 se ha determinado que basta una profundidad de empotramiento de 18 pulgadas con un espaciamiento entre varillas de 6 pulgadas para que la resistencia de ruptura del hormigón de diseño según el ACI ($f'_c=28$ MPa) generada por el cono de

área del grupo de varillas de anclaje sea superior a la fuerza de suspensión de la edificación (para cada columna) debida a las cargas muertas y vivas aplicadas.

Tabla # 42: Resistencias de varilla de anclaje según diámetro (Acero G55)

Tabla 3.1. Anchor Rod (Rod Only) Available Strength			
Resistencia del Acero G55		Diametro de varilla	
kgf	kips	mm	in
5851	12,9	15,88	5/8
8437	18,6	19,05	3/4
11521	25,4	22,23	7/8
15014	33,1	25,40	1
19006	41,9	28,58	1 1/8
23496	51,8	31,75	1 1/4
33838	74,6	38,10	1 1/2
46266	102	44,45	1 3/4
60328	133	50,80	2
76204	168	57,15	2 1/4
93894	207	63,50	2 1/2
113852	251	69,85	2 3/4
135171	298	76,20	3
158757	350	82,55	3 1/4
184159	406	88,90	3 1/2
211374	466	95,25	3 3/4
240404	530	101,60	4

Tabla # 43: Resistencia a la extracción del hormigón según diámetro de varilla de anclaje

Tabla 3.2. Anchor Rod Concrete pullout Strength						
Resistencia del Acero G55		Diametro de varilla		Area de varilla	Area de rodamiento	
kgf	kips	mm	in	mm2	in2	mm2
6985	15,4	15,88	5/8	197,93	0,689	17,50
9208	20,3	19,05	3/4	285,02	0,906	23,01
12383	27,3	22,23	7/8	387,95	1,22	30,99
15241	33,6	25,40	1,00	506,71	1,50	38,10
18370	40,5	28,58	1 1/8	641,30	1,81	45,97
22770	50,2	31,75	1 1/4	791,73	2,24	56,90
31797	70,1	38,10	1 1/2	1140,09	3,13	79,50
42366	93,4	44,45	1 3/4	1551,79	4,17	105,92
54431	120	50,80	2	2026,83	5,35	135,89
68039	150	57,15	2 1/4	2565,21	6,69	169,93
83007	183	63,50	2 1/2	3166,92	8,17	207,52
99790	220	69,85	2 3/4	3831,98	9,80	248,92
115212	254	76,20	3	4560,37	11,40	289,56
134717	297	82,55	3 1/4	5352,10	13,30	337,82
155582	343	88,90	3 1/2	6207,17	15,30	388,62
178262	393	95,25	3 3/4	7125,57	17,50	444,50
201849	445	101,60	4	8107,32	19,90	505,46

En la sección 10, se realiza la verificación del espesor mínimo de la placa base tomando en cuenta la carga factorada P_u . Primero, se realiza un chequeo por compresión en donde se cumple que el área requerida de placa es menor al área de placa A_1 ya establecida. Luego, se realiza un chequeo por deformación para determinar el espesor requerido que en este caso es de $t_{p,req}=35,4$ mm (sección 10,2). Finalmente, en la sección 10.3 se realiza el cálculo de la dimensión crítica del voladizo de la placa con el cual se obtiene un espesor mínimo para la placa $t_{mín}=36,09$ mm. Siendo este el espesor definitivo para el diseño (obsérvese tabla #44).

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{2\phi 0.85 f'_c} \quad (\text{LRFD})$$

For $Y < m$:

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{f_p Y \left(m - \frac{Y}{2} \right)}{F_y}} \quad (\text{LRFD})$$

For $Y \geq m$:

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \left[f_p \left(\frac{m^2}{2} \right) \right]}{0.90 F_y}} = 1.5m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \quad (1)$$

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

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

Find $l_{max}(m, n, \lambda n')$

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi F_y BN}} \quad (\text{LRFD})$$

Tabla # 44: Determinación del espesor de la placa base

10. Verificación del espesor mínimo de la placa base		
P_u	105271,56	kgf
10.1. Chequeo por compresión		
ϕ	0,65	
$A_{requerida}$	34024	mm ²
A_1	537064	mm ²
Chequeo $A_1 > A_{reqd}$?		OK
10.2. Chequeo por deformación		
m	208,7	mm
n	232,0	mm
Max (m,n)	232,0	mm
$t_{p,reqd}$	35,4	mm
f_{pu}	0,20	kg/mm ²
f_y	35,15	kg/mm ²
10.3. Dimensión crítica del voladizo de la placa		
χ	0,08	
l	0,28	
m	208,71	mm
n	232,00	mm
$l_{n'}$	23,56	mm
max(m,n,l_{n'})	232,00	mm
esp mín compr $t_{mín,2}$	36,09	mm
esp mín base placa $t_{mín}$	36,09	mm

Para finalizar el diseño, se determina la resistencia al corte por fricción y el cortante nominal final, como se observa en la tabla a continuación:

Tabla # 45: Determinación del cortante por fricción y cortante nominal

11. Resistencia al corte por fricción		
P_u	245965	kgf
μ	0,55	
ϕ	0,75	
V_n	101460	kgf
11.1. Cortante nominal		
A_c	12556	mm ²
$V_{n,máx}$	5273,55	kgf
V_n	5273,55	kgf
$V_{u,final}$	147187,11	kgf

Para mayor detalle, revisar ANEXO D.

Diseño de elementos del sistema de gravedad

Diseño de columna compuesta (gravedad).

Para el sistema de pórticos del edificio diseñados específicamente para soportar cargas gravitatorias, se va a usar una columna compuesta de tipo perfil W de acero embebido o encapsulado dentro de una columna rectangular de hormigón.

La sección W elegida para esta sección compuesta es una W6X12, la cual está encapsulada dentro de una sección de hormigón de (40 x 25) cm, con las propiedades que se muestran en la tabla de abajo.

Tabla # 46: Datos generales de columna a gravedad.

Datos de la sección de hormigón		
b	400	Mm
h	250	Mm
recubrimiento	40	mm
ϕ_c	0.75	
ϕ_{varillas}	14	mm
$\#_{\text{varillas}}$	4	
f'_c	3.515	kgf/mm ²
f_y	35.15	kgf/mm ²
f_{ysr}	35.15	kgf/mm ²

Como puede verse, al existir también una sección de hormigón, es necesario ocupar, en este caso, 4 varillas de refuerzo de acero con diámetro de 14 mm. A continuación, se calcula el área, inercia y módulo de elasticidad de cada uno de los materiales que forman esta sección compuesta:

Tabla # 47: Áreas e inercias de componentes de sección de columna a gravedad compuesta.

Cálculos de área e inercia		
2.1. Perfil tipo "W"		
A_s	2290.3	mm ²
I_s	1.24E+06	mm ⁴
E_s	20389	kgf/mm ²
2.2. Acero de refuerzo		
$\text{Área}_{\text{varillas}}$	153.9	mm ²

A_{sr}	615.6	mm^2
I_{sr}	4.45E+06	mm^4
2.3. Hormigón		
A_g	100000	mm^2
A_c	97094	mm^2
E_c	2831	kgf/mm^2
I_c	5.21E+08	mm^4

Donde para el caso del área efectiva del hormigón se debe restar el área tanto del perfil W de acero, así como del acero de refuerzo. A continuación, se realiza el cálculo del esfuerzo admisible de la sección compuesta, la cual considera todos sus elementos en base a la siguiente ecuación:

$$P_{no} = f_y A_s + f_{ysr} A_{sr} + 0.85 f'_c A_c$$

$$P_{no} = 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 22.9 \text{ cm}^2 + 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 6.2 \text{ cm}^2 + 0.85 * 352 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 971 \text{ cm}^2$$

$$P_{no} = 3.92 \times 10^5 \text{ kgf}$$

A continuación, se calcula la capacidad combinada que tiene la columna de resistencia, es decir, a flexo-compresión el cual involucra carga axial y pandeo.

Tabla # 48: Cálculo de efectos de pandeo en columna a gravedad.

Cálculo efectos de pandeo		
C_1	0.3372	
$(EI)_{\text{eff}}$	5.68E+11	$\text{kgf}\cdot\text{mm}^2$
P_e	1.04E+06	kgf
P_{no}/P_e	1.6645	
P_n	3.35E+05	kgf
$\phi_c P_n$	1.47E+05	kgf
$\phi_c P_n$ (tonf)	146.58	tonf

En donde,

$$C_1 = 0.25 + 3 * \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) < 0.7$$

$$C_1 = 0.25 + 3 * \left(\frac{22.9 \text{ cm}^2 + 6.15 \text{ cm}^2}{1000 \text{ cm}^2} \right)$$

$$C_1 = 0.3372$$

A su vez se obtiene el producto de elasticidad por inercia:

$$(EI)_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

$$(EI)_{eff}$$

$$= 203.9 \frac{kgf}{cm^2} * 124.5 cm^2 + 0.5 * 203.9 \frac{kgf}{cm^2} * 445 cm^2 + 0.3372 * 28.3 \frac{kgf}{cm^2} * 52083 cm^4$$

$$(EI)_{eff} = 5.68x10^9 kgf \cdot mm^2$$

$$P_e = \frac{\pi^2 * (EI)_{eff}}{L_c^2} = \frac{\pi^2 * 5.68x10^9 kgf \cdot mm^2}{(2320 mm)^2}$$

$$P_e = 1.04x10^6 kgf$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} = \frac{3.92x10^5 kgf}{1.04x10^6 kgf} = 0.3767$$

Dado que P_{no}/P_e es menor que 2.25, entonces el cálculo de la resistencia nominal, P_n se lo realiza de la siguiente manera:

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

$$P_n = 3.92x10^5 kgf * \left(0.658^{\left(\frac{3.92x10^5 kgf}{1.04x10^6 kgf} \right)} \right) = 3.35x10^5 kgf$$

$$\varphi_c P_n = 0.75 * 3.35x10^5 kgf = 2.51x10^5 kgf$$

$$\varphi_c P_n = 251.29 tonf$$

Por último, se realiza comparación con la carga que va a soportar la columna escogida para el diseño, el cual tiene una carga última $P_u = 92.09 tonf$, con lo cual se obtiene una relación demanda/capacidad de:

$$\frac{P_u}{\varphi P_n} = \frac{92.09 tonf}{251.3 tonf} * 100\% = 36.65 \%$$

Para mayor detalle, revisar ANEXO E.

Diseño de viga compuesta (gravedad).

Para el diseño de gravedad de la estructura se ha optado por utilizar una viga compuesta. En este caso se trata de un perfil W16x26 con una placa colaborante de Steel Deck de Novalosa 55 (con recubrimiento galvanizado G90), la cual se rige por las normas técnicas NTE INEN 2397, ASTM A653 y ASCE 3-91. El criterio de este método constructivo establece que la viga y la losa o placa colaborante trabajen como un solo cuerpo. Esto se hace posible gracias a que los conectores de cortante necesarios se sueldan a la viga principal y los conectores en sí se fusionan con el hormigón de la placa colaborante que se coloca perpendicular a dicha viga, generando así un solo elemento capaz de soportar grandes cargas y limitando deflexiones al nivel más óptimo.

Tabla # 49: Propiedades geométricas de viga para sistema de gravedad

Shape	A (cm ²)	d (cm)	t _w (cm)	b _f (cm)	t _f (cm)	b _f /(2*t _f)	h/t _w
W16X26	49,55	39,88	0,64	13,97	0,88	7,97	56,80
	I _x [cm ⁴]	S _x [cm ³]	r _x [cm]	Z _x [cm ³]	I _y [cm ⁴]	S _y [cm ³]	r _y [cm]
	12528,57	629,26	15,90	724,31	399,17	57,19	2,84
	Z _y [cm ³]	r _{ts} [cm]	h _o [cm]	J [cm ⁴]	C _w [cm ⁶]	h [cm]	w (kg)
89,80	3,51	38,86	10,91	151723	36,07	38,89	

A continuación, se presentan las propiedades de los materiales y geometrías de los elementos utilizados para el diseño, es decir, de la viga y Steel deck o placa colaborante:

Tabla # 50: Propiedades y dimensiones de los materiales

1. Datos iniciales		
Material	A992 Gr. 50	
F _y	3515	kgf/cm ²
E _s	2000000	kgf/cm ²
f' _c	240	kgf/cm ²
L (longitud)	4,11	m
t (espesor losa)	10	cm
s(espaciamento vigas)	1	m
φb	0,9	
Steel deck especificaciones (Novalosa 55)		
Altura onda	5,5	cm
Ancho de fibra	5,7	cm
F _u	4570	kgf/cm ²
Espaciamento fibras	15,24	cm

Para la definición de las cargas gravitacionales, se han tomado en cuenta cargas antes y después del curado de hormigón. Inicialmente se tiene una carga muerta de la losa colaborante + viga y una carga viva de construcción (338,69 kgf/m² en total). Posteriormente, luego de que la losa se ha curado y su efecto entra en funcionamiento, se le aplica una carga muerta de 338,69 kgf/m² (peso losa colaborante + carga de partición + peso viga) y una carga viva de 250 kgf/m² (obsérvese tabla #51). Para el primer caso se realiza un chequeo previo de la resistencia a flexión por plastificación de la sección transversal M_p respecto al $M_u_{inicial}$, como se observa en la tabla #52.

Tabla # 51: Cargas vivas y muertas utilizadas

2. Definición de cargas de servicio de la estructura		
Peso de losa colaborante	200	kgf/m²
Carga viva	250	kgf/m²
Carga de partición	100	kgf/m²
Carga de construcción	100	kgf/m²
W_{viga}	38,69	kgf/m
Resistencia a la flexión antes del curado		
$W_{u_{inicial}}$	446	kgf/m
$M_{u_{inicial}}$	943	kgf.m
Resistencia a la flexión después del curado		
$W_{u_{final}}$	846,428	kgf/m
$M_{u_{final}}$	1787	kgf.m
V_u	1739	kgf

Ahora, se verifica si la sección es compacta o no como se observa en la siguiente tabla. Se tiene que tanto el patín como el alma son compactos, por tanto, no hay pandeo lateral torsional que afecte el procedimiento. Por otro lado, como la placa colaborante junto con sus conectores de corte trabajan como un soporte lateral continuo, el momento de plastificación calculado anteriormente M_p es igual al momento nominal por capacidad M_n generado por la viga. Obteniendo así un momento nominal de diseño ϕM_n de 22913 kgf.m (obsérvese tabla #52).

Tabla # 52: Chequeo de resistencia a flexión de sección

Verificación de la resistencia a flexión por plastificación de la Sección Transversal		
M_p	25459	kgf.m
M_n	25459	kgf.m
$\phi_b M_n$	22913	kgf.m
OK, $\phi_b M_n > M_u_{inicial}$		

Tabla # 53: Verificación de estados límite por tipo de sección

3. Verificamos si la sección es compacta, no compacta o esbelta			
Patín	λ	7,97	COMPACTO
	λ_p	9,06	
	λ_r	23,85	
Alma	λ	56,80	COMPACTO
	λ_p	89,69	
	λ_r	135,97	
La sección es:	COMPACTA		
L_b	0	m	
L_p	1,19	m	
NO HAY PANDEO LATERAL TORSIONAL			

Por otro lado, se calcula el momento nominal por capacidad de la losa colaborante, en donde se obtuvo un ancho efectivo de losa de 100 cm, una fuerza compresiva $C=91800$ kgf, y una distancia al centroide de la sección Y de 27,69 cm. Por lo tanto, se obtuvo un momento nominal de diseño ϕM_n de 22877 kgf.m. Estos momentos nominales calculados son mucho mayores al momento final de carga M_{u_final} , y por ello, se cumple con amplia diferencia. El procedimiento antes mencionado se indica a continuación.

Tabla # 54: Determinación del momento de capacidad de la losa colaborante

4. Cálculo del Momento nominal M_n			
4.1 Determinación del ancho efectivo de la losa de sección compuesta			
Menor entre:	L/4	1,0275	m
	s(espaciamiento vigas)	1	m
Ancho efectivo losa: b		100	cm
4.2 Determinación de la fuerza compresiva del concreto			
Menor entre:	$A_s * F_y$	174162	kgf
	$0,85 * F'_c * A_c$	91800	kgf
Fuerza compresiva: C		91800	kgf
Profundidad de la distribución de C: a		4,50	cm
brazo de Momento de inercia: Y		27,69	cm
$\phi M_n = \phi b * C * y$		22877	kgf.m
¡OK! M_n supera a M_u_final			

También se verifica que el cortante nominal V_n sea mayor al cortante generado V_n :

Tabla # 55: Cálculo del cortante nominal o de capacidad

5. Cálculo del esfuerzo cortante nominal V_n			
h/tw	56,80		
ϕ_v	0,90		
F_y	3515	kgf/cm ²	
C_{v1}	0,46		
Área alma: A_w	25,32	cm ²	
$\phi V_n = \phi_v * 0,6 * F_y * A_w * C_{v1}$		22204	kgf
¡OK! V_n supera a V_u_final			

Ahora, se presenta el factor de demanda/capacidad (tabla #56), el cual es muy bajo tanto para momento como para cortante, y, por tanto, cumple con el diseño. Cabe recalcar que este factor es sumamente bajo debido a que la viga compuesta aporta gran capacidad y la carga viva de servicio es relativamente baja. Sin embargo, a pesar de tener un diseño super resistente, no se deber descuidar las deflexiones generadas.

Tabla # 56: Factor demanda/capacidad

FACTOR DEMANDA/CAPACIDAD <1		
TIPO ESFUERZO	FACTOR	EFICIENCIA
MOMENTO	0,08	7,81%
CORTANTE	0,08	7,83%

A continuación, se presenta el diseño de conectores de corte. Debido a que el factor demanda/capacidad no supera el 50%, solamente se colocará la mitad de lo que las

dimensiones permiten. Un total de 13 conectores de corte cada 30,48 cm serán necesarios (ver Tabla #57).

Tabla # 57: Diseño de conectores de corte

1. Requerimientos de conectores de corte y determinación de la cantidad de conectores		
$C=V'$	91800	kgf
Número de conectores por fibra	1	ingresar
Diámetro de conector, menor entre:	2,19	cm
	1,91	cm
Diámetro seleccionado: D	1,91	cm
Altura conector: L	7,62	cm
Área transversal conector: A_{sa}	2,85	cm ²
f'_c	240	kgf/cm ²
E_c	233928	kgf/cm ²
F_u	4570	kgf/cm ²
R_g	1	
R_p	0,6	
Esfuerzo de corte conector: Q_n	10678	kgf
$R_g * R_p * A_{sa} * F_u$	7815	kgf
Control: Q_n	7815	kgf
Conectores requeridos a lo largo de la viga	23	
Conectores requeridos a lo largo de la viga por espaciamiento	27	
# de conectores por viga a usar: N1	13	
Sumatoria Q_n	105384	kgf
Espaciamiento de conectores en cm	30,48	

Finalmente, con lo que respecta al control de deflexiones, se obtuvo una deflexión total (carga muerta + carga viva) inferior a la permitida igual a 0,16 cm. Cabe recalcar que para el control de deflexiones se exige tomar en cuenta únicamente los efectos por carga viva (ver Tabla #58).

La viga compuesta seleccionada es adecuada para los controles de momentos, cortante y deflexión.

Tabla # 58: Control de deflexiones

Nueva fuerza compresiva	C	105384	kgf
Profundidad de distribución de C	a	5,17	cm
Momento de inercia en X	I_x	0,00012529	m4
Módulo del acero	E_s	2E+10	kgf/m2
Deflexión antes del curado del concreto			
Deflexión por peso losa+viga	Δ_1	0,04	cm
Deflexión por carga construcción	Δ_2	0,02	cm
Deflexión= $\Delta_1+\Delta_2$		0,07	cm2
Deflexión después del curado del concreto			
Area de concreto	A_c	29,98	cm2
Area de sección transversal	A_s	49,55	cm2
Distancia al Centroide concreto	Y_c	42,80	cm
Distancia al Centroide viga	Y_s	19,939	cm
A_c*Y_c		1283,05	cm3
A_s*Y_s		987,94	cm3
Centroide de sección compuesta	Y_{barra}	28,56	cm
Distancia entre centroides	d_c	14,24	cm
Distancia entre centroides	d_s	8,62	cm
$I_c+A_c*d_c^2$		6079,29	cm4
$I_s+A_s*d_s^2$		16207,08	cm4
Sumatoria inercias: ILB		0,00022286	m4
Deflexión por carga viva	Δ_3	0,09	cm
Deflexión máxima permisible por carga viva	$\Delta_{m\acute{a}x}$	1,14	cm
Ok, deflexión permitida			
Deflexión por carga de partición	Δ_4	0,03	cm
Deflexión total	Δ_{total}	0,16	cm

Para mayor detalle, revisar ANEXO F.

Diseño de conexión simple empernada (gravedad).

Para el diseño de esta conexión se siguen los lineamientos de los códigos “Specification for Structural Joints using High-Strength Bolts” y la “AISC 360-16”. Se usa la columna W12X152, la viga W16X26 y la placa de conexión WT9X17.5. A continuación se presentan las propiedades geométricas de cada elemento.

Tabla # 59: Propiedades geométricas de columna para conexión simple

Figura	A [cm ²]	d [cm]	tw [cm]	bf [cm]	tf [cm]	bf/(2*tf)	h/tw
W12X152	288,39	34,80	2,21	31,75	3,56	4,46	11,20
	I_x [cm ⁴]	S_x [cm ³]	r_x [cm]	Z_x [cm ³]	I_y [cm ⁴]	S_y [cm ³]	r_y [cm]
	59521,09	3424,90	14,38	3982,06	18896,91	1192,98	8,10
	Z_y [cm ³]	rts [cm]	ho [cm]	J [cm ⁴]	Cw [cm ⁶]	h [cm]	w (kg)
1818,96	9,30	31,24	1073,88	4618817	24,75	226,36	

Tabla # 60: Propiedades geométricas de viga para conexión simple

Figura	A [cm ²]	d [cm]	tw [cm]	bf [cm]	tf [cm]	bf/(2*tf)	h/tw
W16X26	288,39	34,80	2,21	31,75	3,56	4,46	11,20
	lx [cm ⁴]	Sx [cm ³]	rx [cm]	Zx [cm ³]	ly [cm ⁴]	Sy [cm ³]	ry[cm]
	59521,09	3424,90	14,38	3982,06	18896,91	1192,98	8,10
	Zy [cm ³]	rts [cm]	ho [cm]	J [cm ⁴]	Cw [cm ⁶]	h [cm]	w (kg)
1818,96	9,30	31,24	1073,88	4618817	24,75	226,36	

Tabla # 61: Propiedades geométricas de placa WT para conexión simple

Figura	A (cm ²)	d (cm)	t _w (cm)	b _f (cm)	t _f (cm)	k(des) (cm)	k(det) (cm)
WT9X17.5	33,23	22,48	0,76	15,24	1,08	2,10	2,86
	gage (cm)	wt./ft. (kg/m)	b _f /(2*t _f)	d/t _w	I _x (cm ⁴)	S _x (cm ³)	r _x (cm)
	8,89	26,04	7,06	29,50	1669,09	101,76	7,09
	y(bar) (cm)	Z _x (cm ³)	y _p (cm)	I _y (cm ⁴)	S _y (cm ³)	r _y (cm)	Z _y (cm ³)
6,07	183,54	1,14	319,25	42	3,10	65,88	

Tabla # 62: Datos iniciales globales

Datos iniciales generales			
Seleccione Material de perfiles y placa		A992 Gr. 50	
F _y	3515	kgf/cm ²	
F _u	4570	kgf/cm ²	
E _s	2000000	kgf/cm ²	
Ingrese carga viva de servicio	PL	3208	Kgf
Ingrese carga muerta de servicio	PD	2200	Kgf
Excentricidad	e	4	cm

Para la tabla anterior, se presentan las propiedades del acero A992 G50, se ha escogido una excentricidad conservadora de 4 cm, y los valores de la carga muerta y viva se han tomado del modelo generado en ETABS.

Diseño de conector – columna:

Tabla # 63: Datos iniciales usados para diseño conector-columna

Datos para diseño conector-columna			
Seleccione el tipo de perno		A307 bolts	
Esfuerzo nominal a tensión	F _{nt}	3161	Kgf/cm ²
Esfuerzo nominal a corte	F _{nv}	1917	Kgf/cm ²
Seleccione número de pernos para conexión		8	
Seleccione el diámetro de perno (en pulgadas)		5/8	
Área de sección transversal	Ab	1,98	cm ²
Resistencia a corte permisible	φ _{r_n}	2826	kgf
Seleccione el tipo de agujero (Placa Fu=65 ksi)		Standard STD	
Seleccione el espaciamiento para los pernos según (en pulgadas)		3"	in
Seleccione el espaciamiento nuevamente		3	in
Resistencia rodamiento permisible agujero	φ _{r_n}	13054	kgf/cm
Seleccione la distancia al borde desde los pernos de borde según (en pulgadas)		1 1/4"	in
Resistencia rodamiento permisible agujero	φ _{r_n}	9465	kgf/cm
Factor de reducción de resistencia	φ	0,75	

Para esta conexión fue necesario usar 8 pernos Standard STD en series (A307) de 5/8 de pulgada con un espaciado recomendado de 3 pulgadas y una distancia al borde de pernos para pernos de borde de 1 ¼ pulgadas. Se usa un factor de reducción de resistencia de 0,75 (obsérvese Tabla #63).

En la siguiente tabla se presentan los valores de la resistencia al corte y al rodamiento de los elementos involucrados, en donde controla el valor más bajo que corresponde a la resistencia cortante permisible en cada perno $\phi_{r_n} = 2826$ kgf/perno.

Tabla # 64: Cálculo de resistencias al corte y al rodamiento de los elementos

1. Determinación de resistencias al corte y al rodamiento			
Esesor del patín de la columna	t	3,56	cm
Resistencia cortante permisible en cada perno	ϕ_{r_n}	2826	kgf/perno
Resistencia al rodamiento permisible del agujero para pernos interiores	ϕ_{r_n}	46420	kgf/perno
Resistencia al rodamiento permisible del agujero para pernos de borde	ϕ_{r_n}	33656	kgf/perno
Mímimo valor controla	ϕ_{r_n}	2826	kgf/perno

De la tabla #65 se tiene una carga última factorada $P_u = 7773$ kgf y una resistencia última para cada perno de 971,6 kgf. Para este último valor se cumple con el diseño respecto a la resistencia cortante permisible en cada perno ya determinada.

Tabla # 65: Determinación de cargas factoradas

2. Determinación de la carga factorada			
$P_u = 1.2(PD) + 1.6(PL)$	P_u	7773	kgf
Resistencia última por perno	P_u/perno	971,6	kgf
Chequeo de resistencia de diseño:	OK! $\phi_{r_n} > P_u/\text{perno}$		

Además, se calcula la fuerza de tensión por perno y se chequea la interacción cortante-tensión en donde se tiene un momento aplicado M_u de 31091,2 kgf.cm. Como se puede observar en la tabla #66 la resistencia nominal por tensión es mayor que el esfuerzo nominal tensionante ejercido, y, por tanto, esta parte del diseño es adecuada.

Tabla # 66: Cálculo de fuerza de tensión por perno y chequeo de interacción cortante-tensión

3. Cálculo de la fuerza de tensión por perno y chequeo de la interacción cortante-tensión			
Momento aplicado	Mu	31091,2	kgf.cm
Espaciamiento entre pernos	s	7,62	cm
Distancia entre centroides de pernos a tensión y a compresión	d	15,24	cm
Número de pernos sobre el eje neutro	n	4	
Fuerza tensionante en cada perno	r _t	510	kgf
Esfuerzo cortante de la carga factorada	f _{rv}	491	Kgf/cm ²
Resistencia nominal a tensión	F _{nt}	3161	Kgf/cm ²
Efuerzo nominal tensionante ejercido	F' _{nt}	3030	Kgf/cm ²
Chequeo del esfuerzo nominal tensionante	Ok! F' _{nt} < F _{nt}		

Por último, se tiene que la resistencia a tensión de diseño calculada supera a la fuerza tensionante en cada perno, por tanto, se cumple el diseño de la conexión placa WT-Columna W (obsérvese tabla #67).

Tabla # 67: Chequeo de la resistencia por tensión de diseño

4. Cálculo de la resistencia a tensión de diseño			
Resistencia a tensión de diseño	ϕR_n	4498	Kgf/cm ²
Ok, el diseño de la conexión placa WT-columna W es adecuado			

Diseño de conector – viga:

Tabla # 68: Datos iniciales usados para diseño conector-viga

Datos para diseño conector-viga			
Seleccione el tipo de perno		Group A bolts	
Esfuerzo nominal a tensión	F _{nt}	6322	Kgf/cm ²
Esfuerzo nominal a corte	F _{nv}	3793	Kgf/cm ²
Seleccione número de pernos para conexión		4	
Seleccione el diámetro de perno (en pulgadas)		3/4	
Área de sección transversal	Ab	2,85	cm ²
Resistencia a corte permisible	ϕr_n	8119	kgf
Seleccione el espaciamento para los pernos según (en pulgadas)		3"	in
Seleccione el espaciamento nuevamente		3	in
Seleccione la distancia al borde desde los pernos de borde según (en pulgadas)		1 1/4"	in
Seleccione el espaciamento nuevamente		1 1/4	in
Espaciamento de pernos		7,62	cm
Distancia al borde (Le)		3	cm

Para esta conexión fue necesario usar 4 pernos Standard STD de 3/4 de pulgada con un espaciamento recomendado de 3 pulgadas y una distancia al borde de pernos para

pernos de borde de 1 ¼ pulgadas. Se usa un factor de reducción de resistencia de 0,75 (obsérvese Tabla # 68).

En la tabla a continuación se determina que la resistencia que controla este sistema es la resistencia de desgarro para los pernos que se encuentran en los bordes (8953 kgf/perno) el cual es multiplicados por el factor de reducción respectivo dando un valor nominal $\phi R_n=6715$ kgf/perno. Este valor es mayor a la resistencia última en cada perno $P_u=971,6$ kgf/perno, por lo que se cumple la condición.

Tabla # 69: Determinación de la resistencia de los pernos

1. Determinación de la resistencia al corte de pernos			
Resistencia al corte en cada perno	Rn	10811	kgf/perno
1.1 Resistencia al deslizamiento crítico			
Resistencia a tensión mínima del perno	Tb	12700	kgf
Coefficiente de fricción estático	u	0,30	
Relación de la pretensión real media del perno	Du	1,13	
Factor de placa (una placa)	hf	1,00	
Número de planos de deslizamiento	ns	1,00	
Número de pernos	n	4	
Resistencia al deslizamiento	Rn	17221	kgf
1.2. Fuerza de carga			
Espesor del alma de la viga	t	2,21	cm
Espesor de la placa	t	0,76	cm
Diámetro del perno	dp	1,91	cm
Resistencia de carga/deformación de agujeros	Rn	15921	kgf
Diámetro de agujeros de placa	h	2,07	cm
Distancia de borde	Lc	2,14	cm
Resistencia de desgarro para perno de borde	Rn	8953	kgf/perno
Distancia de borde	Lc	5,56	cm
Resistencia de desgarro para pernos internos	Rn	23213	kgf
Resistencia nominal basada en corte y soporte	ϕR_n	6715	kgf/perno
Chequeo de resistencia de diseño ϕR_n :	OK! $R_n > P_u$ /perno		

En la tabla #70 posterior se determina la resistencia del elemento a tensión (viga), en donde se analiza la resistencia a tensión del área bruta, la resistencia a tensión del área neta y la resistencia del bloque de cortante. En este caso la resistencia del bloque de cortante es el valor mínimo y por tanto es la que controla ($\phi R_n=37463$ kgf), y este valor a la vez es mayor a la carga de servicio factorada $P_u=7773$, cumpliendo con el diseño de la conexión placa WT-viga W.

Tabla # 70: Cálculo de la resistencia a tensión y corte de la viga

2. Determinación de la resistencia del elemento a tensión (viga)			
2.1 Resistencia a tensión del área bruta			
Área bruta de la viga	Ag	288,39	cm ²
Resistencia a tensión de área bruta	ϕP_n	912311	kgf
2.2 Resistencia a tensión del área neta			
Espesor del alma de la viga	t	2,21	cm
Altura del alma de la viga	hw	34,80	
Diámetro de agujeros en alma de viga	h	2,23	cm
Número de agujeros en alma de viga	n	2	cm
Área neta de la viga	An	67,06	cm ²
Resistencia a tensión de área neta	ϕP_n	229858	kgf
2.3 Resistencia del bloque de cortante			
Espesor mínimo existente	t	0,76	cm
Área bruta de planos de falla a corte	Agv	16,45	cm ²
Área neta de planos de falla a corte	Anv	11,37	cm ²
Área neta de plano de falla a tensión	Ant	4,11	cm ²
Factor de concurrencia de plano	Ubs	1,00	
Resistencia del bloque de cortante	ϕR_n	37463	kgf
Límite superior	$\phi UpperLimit$	40113	kgf
Resistencia nominal basada en tensión en áreas y bloque de cortante	ϕR_n	37463	kgf
Chequeo de resistencia de diseño ϕR_n :	OK! $R_n > P_u$		
Ok, el diseño de la conexión placaWT-vigaW es adecuado			

Para mayor detalle, revisar ANEXO G.

Modelado y análisis de la estructura en ETABS 2018

A partir del análisis sísmico realizado, de los criterios establecidos y de los resultados de los elementos estructurales analizados anteriormente, se presenta una idealización integral mediante una breve explicación sobre el procedimiento realizado para obtener un modelo estructural definitivo con la herramienta digital ETABS.

Primero que todo, se definieron los materiales y secciones a utilizarse, para lo cual se importan todos los perfiles de tipo W para irlos seleccionando posteriormente, y de igual forma se define la sección de columna compuesta con perfil W embebido. Adicionalmente, se define la sección de losa colaborante junto con los conectores de corte, misma que va a ser ocupada en todos los pisos del edificio, tal como se ve en las siguientes imágenes:

ET Frame Section Property Import Data

Property File

Name of XML Property File: AISC14

Path of XML Property File: C:\Program Files\Computers and Structur...

Description Item: AISC 14 Section Database

Material

Default Material for Section: A992Fy50

Filter

Section Shape Type: Steel I/Wide Flange

Filter text:

Select Section Properties To Import

- W4X13
- W5X16
- W5X19
- W6X8.5
- W6X9
- W6X12
- W6X15
- W6X16
- W6X20
- W6X25
- W8X10
- W8X13
- W8X15
- W8X18
- W8X21
- W8X24

Figura # 22: Secciones W autoseleccionables en ETABS.

General Data

Property Name: Columna Embebida

Material: A992Fy50

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Encasement Rectangle

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 400 mm

Width: 250 mm

Show Section Properties...

Embedded I-Section

Embedded I-Section: W6X12

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

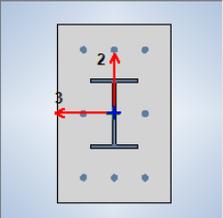


Figura # 23: Datos de columna embebida en ETABS.

ET Deck Property Data

General Data

Property Name:

Type: ⓘ

Slab Material: ...

Deck Material: ...

Modeling Type:

Modifiers (Currently Default):

Display Color:

Property Notes:

Property Data

Slab Depth, t_c: mm

Rib Depth, h_r: mm

Rib Width Top, w_{rt}: mm

Rib Width Bottom, w_{rb}: mm

Rib Spacing, s_r: mm

Deck Shear Thickness: mm

Deck Unit Weight: kgf/m²

Shear Stud Diameter: mm

Shear Stud Height, h_s: mm

Shear Stud Tensile Strength, F_u: kgf/mm²

Figura # 24: Definición de placa colaborante.

Los materiales principales utilizados son acero ASTM A-992 Grado 50, y hormigón de peso normal con $f'_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$.

ET Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/mm²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/mm²

Figura # 25: Definición del hormigón $f'_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$.

Se define también el acero ASTM-A992 Gr. 50, el cual mantiene sus propiedades estándar según ETABS.

ET Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/mm²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/mm²

Figura # 26: Definición de acero ASTM-A992 Gr.50.

Además, se definió y modificó el sistema de coordenadas en base al cual se trabajaría durante todo el modelado se la estructura, con vanos de vigas de entre 3 hasta 4.56 metros, y altura individual en todos los pisos de 2.32 metros.

ET Grid System Data

Grid System Name:

System Origin: Global X: m, Global Y: m, Rotation: deg

Story Range Option: Default - All Stories, User Specified (Top Story:

Click to Modify/Show:

Options: Bubble Size: mm, Grid Color:

Rectangular Grids: Display Grid Data as Ordinates, Display Grid Data as Spacing

X Grid Data

Grid ID	X Spacing (m)	Visible	Bubble Loc
A	4.11	Yes	End
B	4	Yes	End
C	3	Yes	End
D	0	Yes	End

Y Grid Data

Grid ID	Y Spacing (m)	Visible	Bubble Loc
1	4.56	Yes	Start
2	4.1	Yes	Start
3	0	Yes	Start

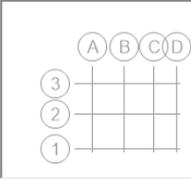


Figura # 27: Definición de grilla en ETABS.

De igual manera se definió al quinto piso como “piso maestro”, por motivos de simplicidad al realizar comandos que sean repetitivos para todos los pisos.

ET Story Data

	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
▶	Story5	2.32	11.6	Yes	None	No	0	Blue
	Story4	2.32	9.28	No	Story5	No	0	Green
	Story3	2.32	6.96	No	Story5	No	0	Cyan
	Story2	2.32	4.64	No	Story5	No	0	Red
	Story1	2.32	2.32	No	Story5	No	0	Magenta
	Base		0					

Figura # 28: Definición de pisos en ETABS.

Se definen los patrones de carga a ocuparse, para el caso de este edificio se va a usar carga muerta por peso propio, carga muerta superimpuesta (sobrecarga), carga viva, y cargas sísmicas estáticas en dirección X e Y.

ET Define Load Patterns

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
MUERTA	Dead	1	
MUERTA	Dead	1	
VIVA	Live	0	
SOBRECARGA	Super Dead	0	
SismoEstatX	Seismic	0	User Coefficient
SismoEstatY	Seismic	0	User Coefficient

Figura # 29: Patrones de carga en ETABS.

Para los patrones de carga sísmica se usan los coeficientes de exposición $C = 0.1085$ y de exposición del edificio $K = 1.01$, mismos que fueron calculados mediante Microsoft Excel en las secciones previas de este documento.

ET Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Figura # 30: Patrón de carga sísmica estática.

Se definen los casos de carga en base a estos patrones, y se añaden además los del sismo en dirección X e Y para el análisis dinámico de espectro de respuesta.

ET Load Cases

Load Cases

Load Case Name	Load Case Type
Dead	Linear Static
Live	Linear Static
SOBRECARGA	Linear Static
SismoEstatX	Linear Static
SismoEstatY	Linear Static
D+SD	Linear Static
DinaX	Response Spectrum
DinaY	Response Spectrum

Figura # 31: Casos de carga definidos en ETABS.

Para los casos dinámicos en ambas direcciones, se considera la aceleración de la gravedad dividida para el factor de reducción de resistencia sísmica R, con lo cual se tiene un factor de escala de 12258.3 mm/s^2 , y el método de análisis modal se lo realiza mediante vectores propios con suma de las raíces de los cuadrados, y un amortiguamiento del 5% para todos los diafragmas.

ET Load Case Data

General

Load Case Name: DinaX Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	EspectroPablito	12258.3

Info Add Delete Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms Modify/Show...

Figura # 32: Definición de caso de carga sísmico.

Se definen además las combinaciones de carga vigentes en la norma ecuatoriana de la construcción, tal como se muestra en la siguiente figura:

ET Load Combinations

Combinations

1.2D+1.0L+(0.3Ex+Ey)
 1.2D+1.0L+(DynaX+0.3DynaY)
 1.2D+1.0L+(DynaY+0.3DynaX)
 1.2D+1.0L+(Ex+0.3Ey)
 1.2D+1.6L
 1.4D

Click to:

Add New Combo...

Add Copy of Combo...

Modify/Show Combo...

Delete Combo

Add Default Design Combos...

Convert Combos to Nonlinear Cases...

OK Cancel

Figura # 33: Combinaciones de carga del edificio.

Una vez realizadas estas definiciones, se procede a dibujar la estructura como tal, para lo cual se sugiere el uso del comando “quick draw beam/columns”, donde se selecciona la sección que se desea dibujar, así como si la conexión es o no continua.

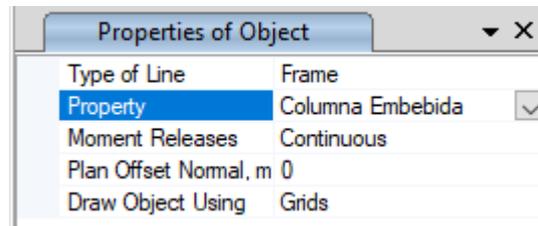


Figura # 34: Dibujado "rápido" de vigas y columnas.

De igual forma, todos los elementos del pórtico sismorresistentes se dibujan como rígidos, sin embargo, a los elementos del sistema de gravedad, y a los de las conexiones entre sistema sísmico y de gravedad se le añaden liberaciones en los momentos, para que las conexiones se vuelvan articuladas y en el caso de un evento sísmico estas se “desconecten”.

Frame Assignment - Releases/Partial Fixity

	Release		Frame Partial Fixity Springs		
	Start	End	Start	End	
Axial Load	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			tonf/mm
Shear Force 2 (Major)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			tonf/mm
Shear Force 3 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			tonf/mm
Torsion	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			tonf-mm/rad
Moment 22 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		0	tonf-mm/rad
Moment 33 (Major)	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		0	tonf-mm/rad

No Releases

Figura # 35: Asignación de releases en ciertas vigas y columnas.

Una vez dibujadas vigas y columnas, se procede a dibujar las losas colaborantes con el comando “Quick Draw Floor”, de manera similar que se lo hizo con la viga, de igual forma considerando la sección de propiedad “placa colaborante”:

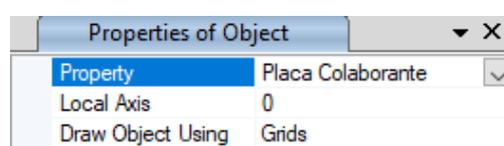


Figura # 36: Dibujado "rápido" de losa colaborante.

Seguidamente, se seleccionan las viguetas y las vigas principales paralelas al eje X (para todas las plantas), las cuales estarán conectadas a la losa colaborante por medio de los conectores de corte y se le indica al programa que aplique el modo de diseño “Composite beam design” para estos elementos, obsérvese figura # 37.

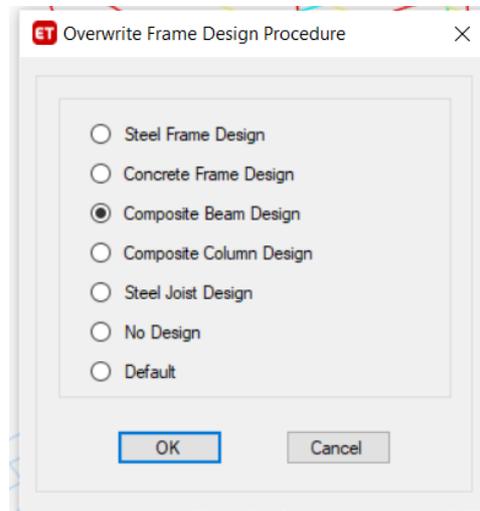


Figura # 37: Definición de composite beam design

Una vez establecidas vigas, viguetas, columnas y la losa colaborante, el modelo definitivo de la estructura se ve de la siguiente manera:

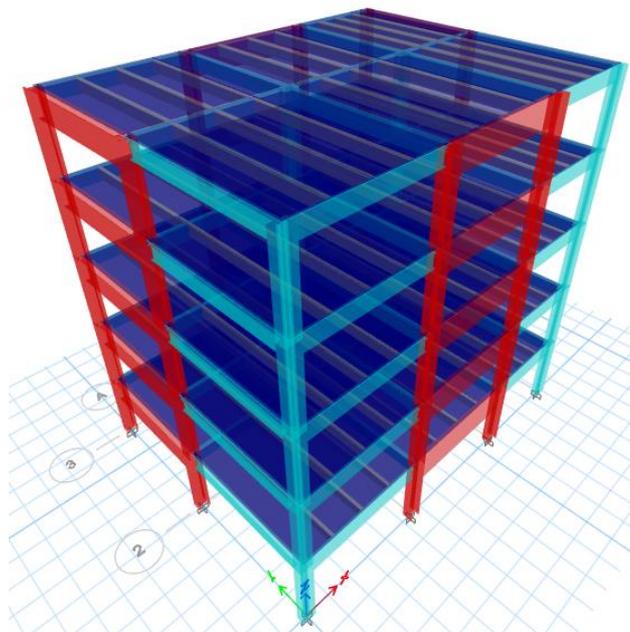


Figura # 38: Modelo del edificio en 3D.

Finalmente, se define la función de espectro de respuesta en base a los parámetros de la NEC como tipo de suelo, factor de zona, etc., tal como se definió en la sección de peligro sísmico.



Figura # 41: Vista en elevación de la estructura con detalle de sección (pórtico 1)

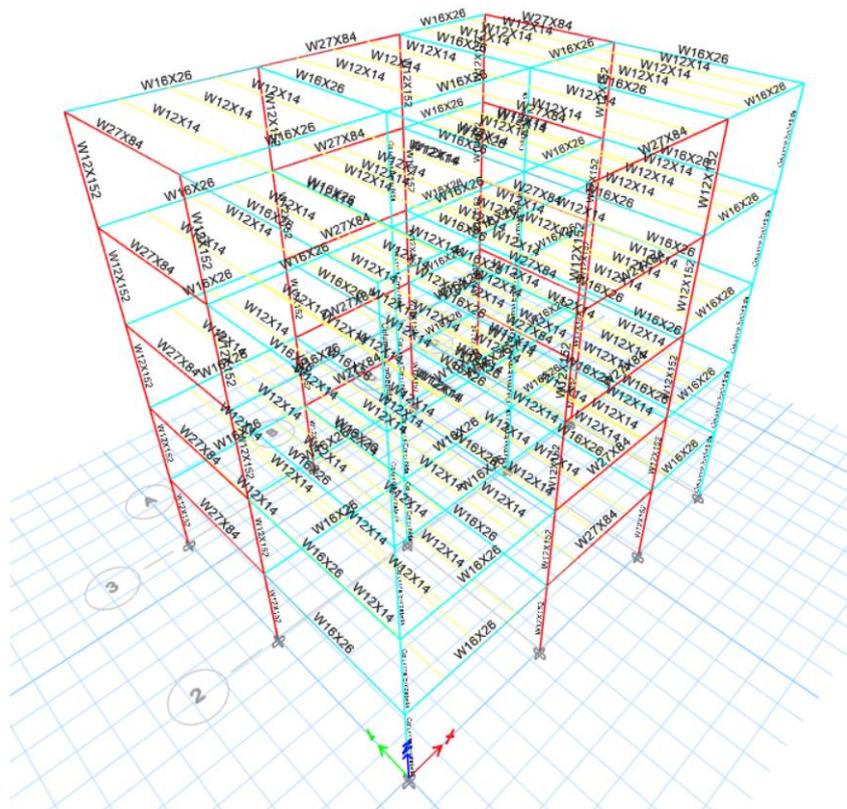


Figura # 42: Vista en 3D de la estructura con detalle de secciones

Además, se presenta la siguiente tabla en donde se especifican todos los materiales utilizados con respecto a al tipo de sección, número de piezas, longitudes, y pesos individuales en toneladas fuerza. El peso total de la estructura es de 203,39 Toneladas.

Tabla # 71: Lista de materiales por sección y peso de la estructura

TABLE: Material List by Section Property				
Section	Object Type	Number Pieces	Length	Weight
			m	tonf
W12X14	Beam	90	389,7	8,20934
W12X152	Column	40	92,8	21,00583
W16X26	Beam	65	258,85	9,23179
W27X84	Beam	20	81	9,29896
Columna Embebida	Column	20	46,4	11,7168
Placa Colaborante	Floor			139,20524
Placa Colaborante	Metal Deck			4,72404
SUMATORIA				203,39

Análisis modal de la estructura:

Una vez corrido el diseño, procedemos a realizar análisis modal de la estructura en donde primero se analizan los tres primeros modos de vibración de la estructura como se indica a continuación:

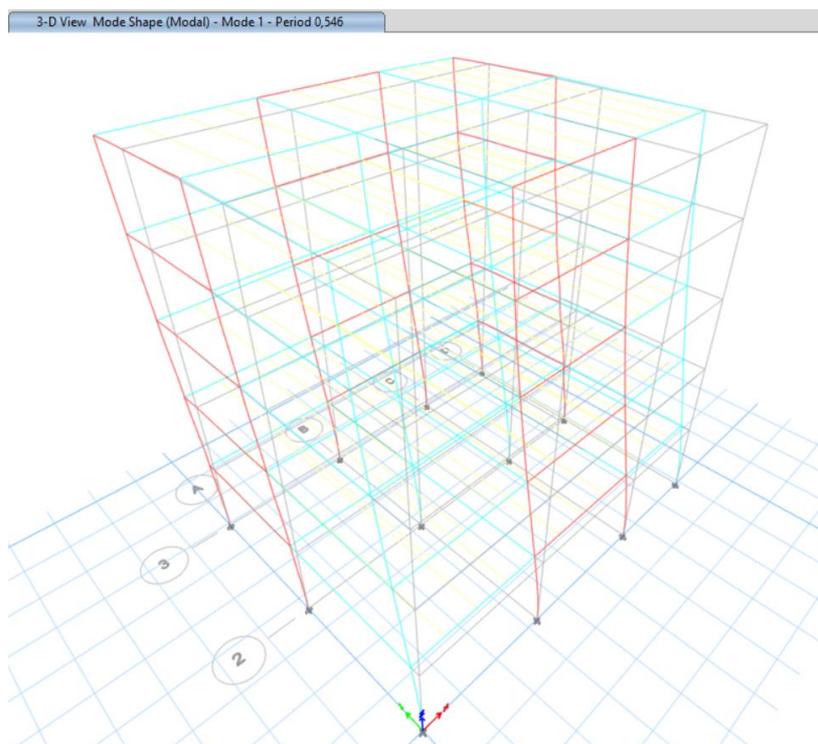


Figura # 43: Modo 1 traslacional en Y con periodo de vibración 0,546 segundos

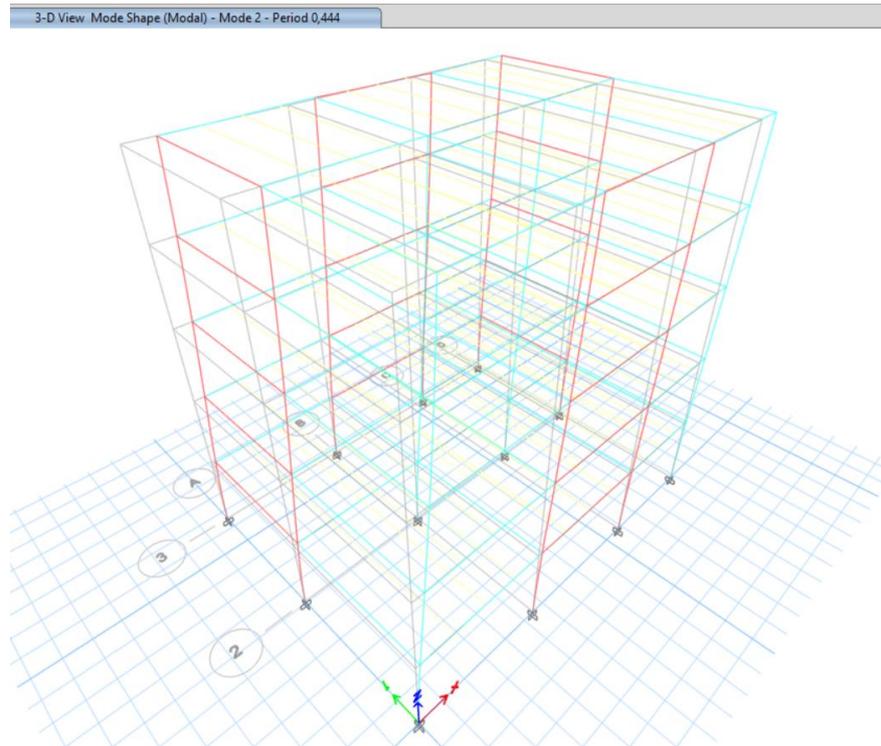


Figura # 44: Modo 2 traslacional en X con periodo de vibración 0,444 segundos

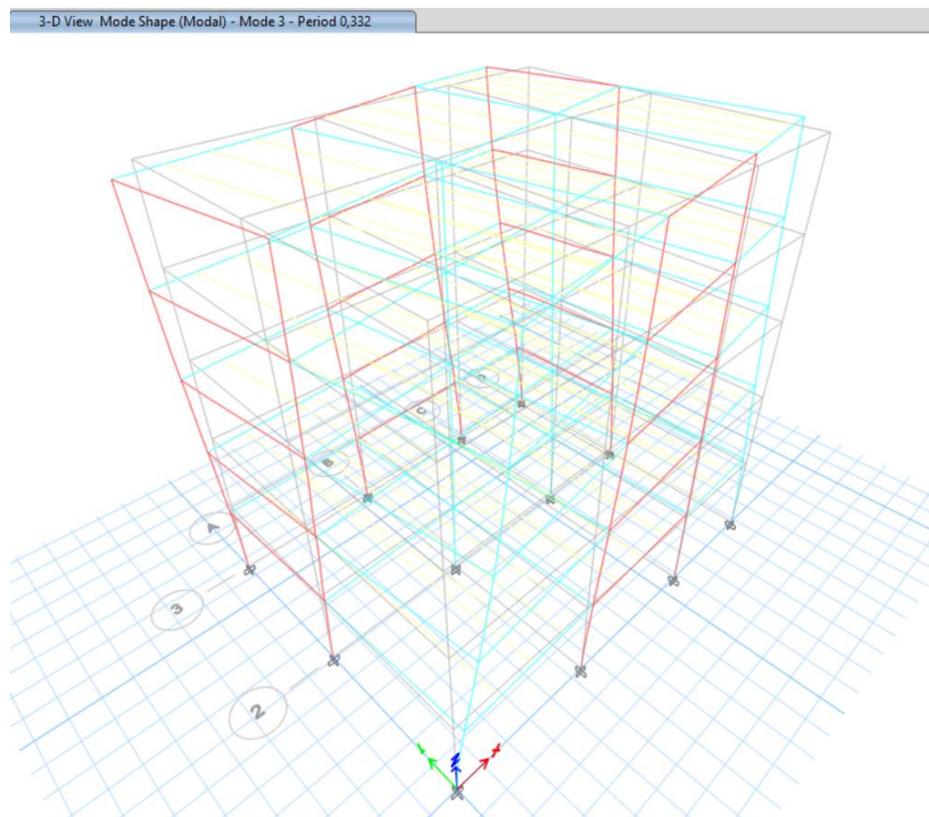


Figura # 45: Modo 3 rotacional con periodo de vibración 0,332 segundos

Como era de esperarse, los dos primeros modos de vibración son traslacionales y el tercero es rotacional, lo que es una buena señal de respuesta dinámica estructural que asegura

un óptimo desempeño de la edificación. Los periodos de vibración obtenidos así mismo son consistentes comparándolos con la geometría de la estructura. Cabe recalcar que este patrón modal se repite muchas veces, pero bastó con 6 modos para acumular el 90% de la participación modal de masa para X, Y y Z, verificando una vez más el buen desempeño de la estructura (obsérvese Tabla # 72).

Tabla # 72: Participación modal de masa de la estructura

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,546	0	0,821	0	0	0,821	0	0,1913	0	0	0,1913	0	0
Modal	2	0,444	0,7953	0	0	0,7953	0,821	0	0	0,2185	0,0007	0,1913	0,2185	0,0007
Modal	3	0,332	0,0004	0,000003846	0	0,7957	0,821	0	0,000001754	0,0004	0,8208	0,1913	0,2189	0,8215
Modal	4	0,173	0	0,1129	0	0,7957	0,934	0	0,6116	5,614E-07	0,00000128	0,8028	0,2189	0,8215
Modal	5	0,132	0,1279	0	0	0,9237	0,934	0	0	0,5565	0,0003	0,8028	0,7754	0,8218
Modal	6	0,104	0,0006	0,0000161	0	0,9243	0,934	0	0,0001	0,0019	0,1162	0,8029	0,7773	0,938
Modal	7	0,095	6,567E-07	0,0397	0	0,9243	0,9737	0	0,0997	0,000001891	0,0001	0,9026	0,7773	0,938
Modal	8	0,067	0,0451	0	0	0,9693	0,9737	0	0	0,1165	0,0009	0,9026	0,8938	0,9389
Modal	9	0,063	0,000005234	0,0196	0	0,9693	0,9932	0	0,0749	0,00001233	0,0000482	0,9775	0,8938	0,9389
Modal	10	0,057	0,0017	0,00003626	0	0,9711	0,9933	0	0,0001	0,0044	0,0382	0,9776	0,8982	0,9771
Modal	11	0,046	0,000001288	0,0066	0	0,9711	0,9999	0	0,0221	0,000004495	0,000009614	0,9997	0,8982	0,9771
Modal	12	0,043	0,018	0,000006376	0	0,989	0,9999	0	0,00002071	0,0647	0,0026	0,9997	0,963	0,9797

Análisis dinámico de la estructura:

A continuación, se presenta el cortante basal estático y dinámico en X y en Y calculado por ETABS. Como se puede observar, no existe diferencia mayor al 20% entre el cortante dinámico y cortante estático (también calculado en detalle en la sección de peligro sísmico de este reporte), por tanto, según la NEC, el análisis dinámico rige el diseño (análisis modal espectral). Este será tomado en cuenta para el análisis de deformaciones.

Tabla # 73: Cortante basal estático y dinámico calculados

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
SismoEstatX	LinStatic	Step By Step	1	-37,3716	0	0	0	-316,5311	162,6687
SismoEstatY	LinStatic	Step By Step	1	0	-37,3716	0	316,5311	0	-209,1122
DinaX	LinRespSpec	Max		37,7453	0,0241	0	0,1103	318,1654	159,4683
DinaY	LinRespSpec	Max		0,0241	38,8172	0	323,2363	0,1053	217,3994

Análisis de deformaciones de la estructura:

En primer lugar, se presenta a la estructura deformada debido a la carga gravitacional más crítica, es decir, la combinación de carga 1.2D+1.6L. Como se puede observar en la figura # 46, la deflexión en los pórticos sismo-resistentes es despreciable (color rojo), lo cual resulta consistente debido a las estrictas exigencias de diseño impuestas para este sistema. En tanto al

sistema gravitacional (color celeste), se tiene una deflexión máxima en los puntos centrales de las vigas de 1.85 mm, similar al valor calculado en la sección de diseño de viga compuesta que fue de 1.6 mm (tabla # 58).

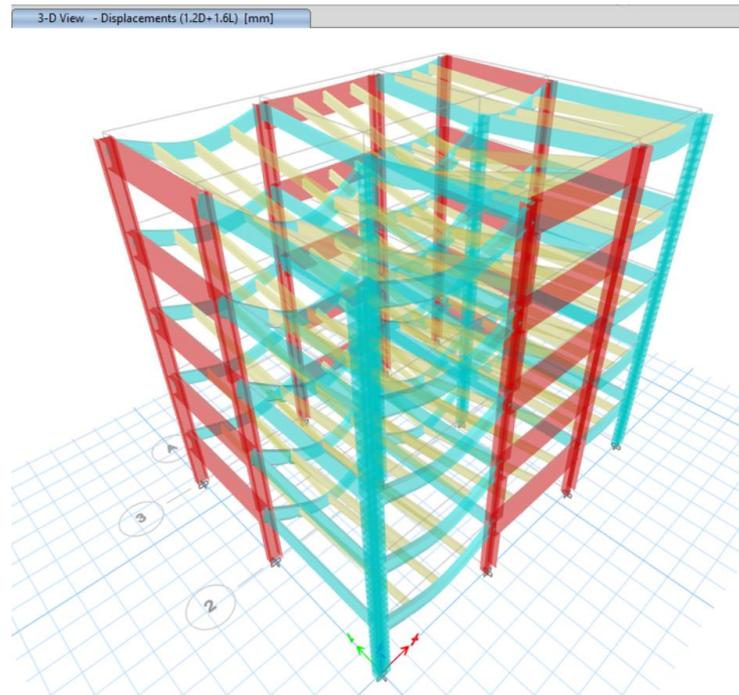


Figura # 46: Estructura deformada por combinación de carga 1.2D+1.6L

A continuación, se presentan los desplazamientos máximos el último nivel de la estructura tanto en X como en Y debido a las cargas sísmicas dinámicas (quinta planta):

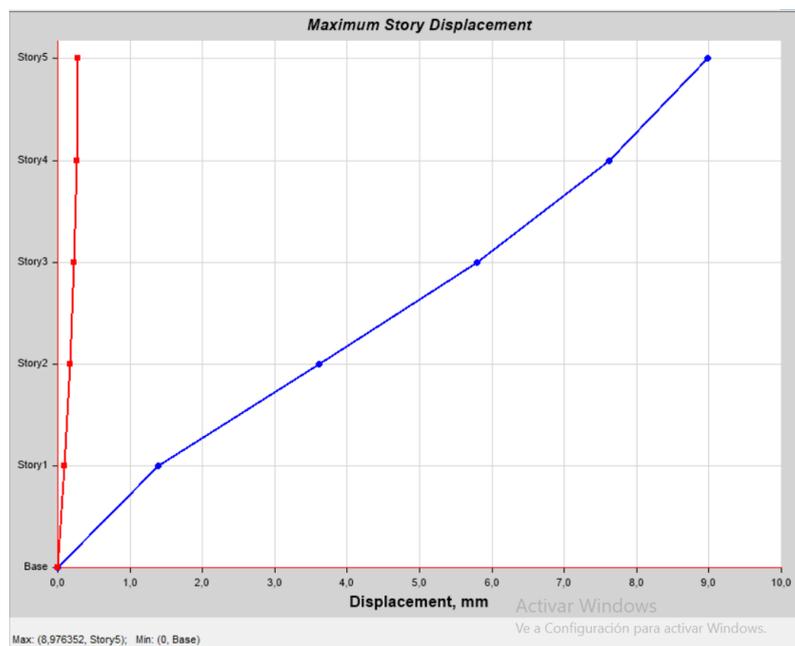


Figura # 47: Desplazamiento máximo de la estructura en sentido X



Figura # 48: Desplazamiento máximo de la estructura en sentido Y

Tabla # 74: Resumen de desplazamientos máximos

Desplazamiento máximo	Sentido	Valor	unidad
	X	8,98	mm
	Y	13,10	mm

Por otra parte, se presentan las derivas máximas elásticas de piso tanto en sentido X como en sentido Y debido a las cargas sísmicas dinámicas. Mas adelante, en la tabla # 75, se comprueba que las derivas máximas inelásticas calculadas son menores a 0,02 (2%), cumpliendo así con los requisitos impuestos por la NEC.

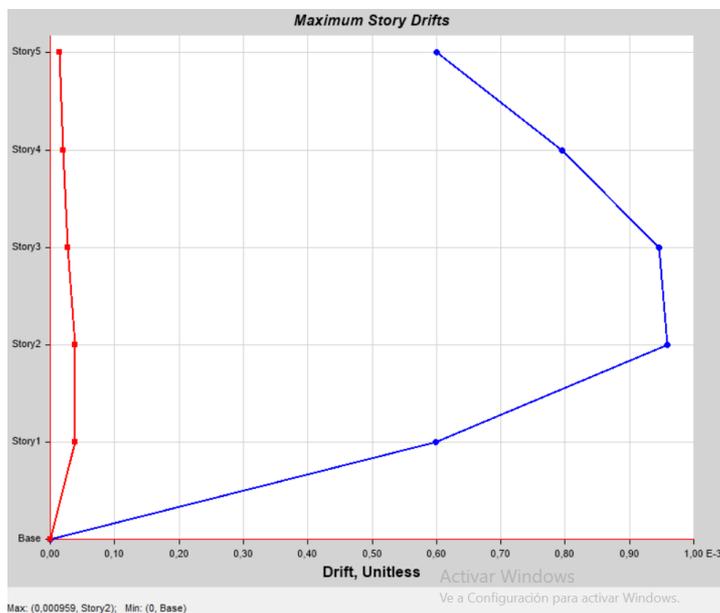


Figura # 49: Deriva máxima elástica en sentido X (ocurre en la planta 2)

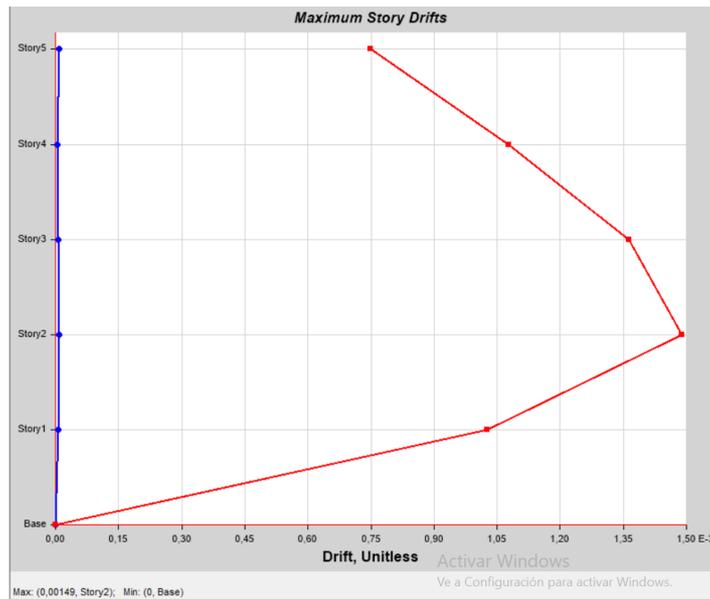


Figura # 50: Deriva máxima elástica en sentido Y (ocurre en la planta 2)

Tabla # 75: Control de derivas máximas inelásticas de la estructura

Control de deformaciones			
deriva máx elástica en X	0,000959	$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$	
deriva máx elástica en Y	0,001490		
deriva máx inelástica en X	0,00575	son menores que 0,02	check
deriva máx inelástica en Y	0,00894		

Por último, se realiza un chequeo de torsión del sistema. Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, la torsión en planta no está permitida y se define “torsión del sistema” cuando el desplazamiento promedio de dos nodos multiplicada por 1.25, es mayor al desplazamiento de cualquiera de los dos nodos. El primer análisis se lo realiza en la dirección del sismo en “x”, para lo que puede seleccionarse, por ejemplo, el nodo 15 y el nodo 24, los cuales son opuestos y cuyos desplazamientos son los siguientes:

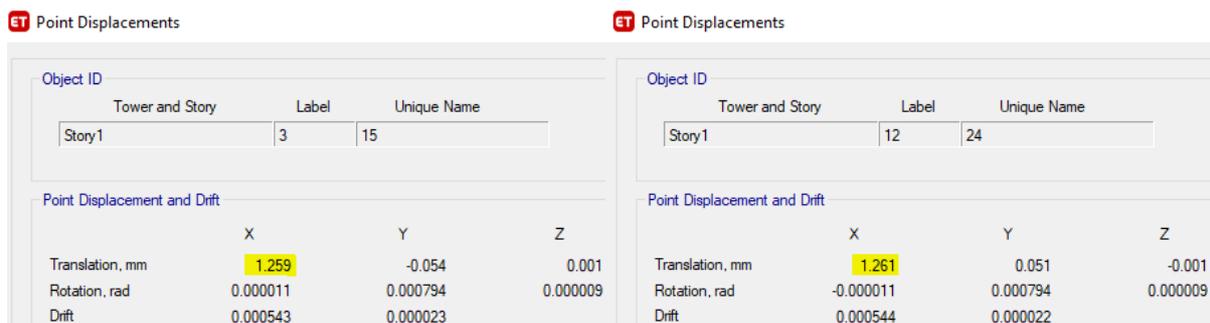


Figura # 51: Desplazamientos en los nodos (Sismo en dirección X).

Entonces el cálculo es realizado de la siguiente manera:

$$\bar{x} = 1.25 * \frac{1.259 + 1.261}{2} = 1.575 [mm]$$

$$1.575 > 1.259 \rightarrow OK$$

$$1.575 > 1.261 \rightarrow OK$$

Se realiza el mismo procedimiento para el sismo en dirección y.

Object ID			
Tower and Story	Label	Unique Name	
Story1	3	15	

Point Displacement and Drift			
	X	Y	Z
Translation, mm	0.015	2.298	-0.158
Rotation, rad	-0.000622	0.000003	0.000001
Drift	0.000007	0.000991	

Object ID			
Tower and Story	Label	Unique Name	
Story1	12	24	

Point Displacement and Drift			
	X	Y	Z
Translation, mm	-0.002	2.277	-0.159
Rotation, rad	-0.000620	0.000001	-0.000002
Drift	0.000001	0.000981	

Figura # 52: Desplazamientos en los nodos (Sismo en dirección Y).

$$\bar{y} = 1.25 * \frac{2.298 + 2.277}{2} = 2.859 [mm]$$

$$2.859 > 2.298 \rightarrow OK$$

$$2.859 > 2.277 \rightarrow OK$$

CONCLUSIONES

En el presente trabajo de fin de carrera, se logró realizar el análisis detallado de cada uno de los elementos estructurales de un edificio de acero, y, además, se obtuvo un modelado integral de un edificio con marcos sismo-resistentes y a gravedad. En este reporte se pueden apreciar claramente los parámetros que indican la resistencia de piso, tales como los valores de fuerza cortante y momento flector en las vigas, además de las deflexiones en los nudos y derivas de piso descritas en las secciones correspondientes. La conexión precalificada KBB (Kaiser Bolted Bracket) utilizada ha demostrado ser altamente resistente para edificios con diseño sísmico, pues esta alternativa garantiza seguridad sin igual que resulta ser económicamente amigable siempre y cuando se realice una óptima distribución tanto de marcos sismo-

resistentes como marcos de gravedad, tal y como se hizo en este proyecto. En general, el presente diseño estructural cumple con todas las exigencias impuestas por los códigos nacionales e internacionales (NEC y AISC), por lo que no cabe duda que este método constructivo resulta ser una alternativa invaluable que debe ser aplicada de forma masiva en países con alta incidencia sísmica como Ecuador.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI (American Concrete Institute). 2014a. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. ACI 318-14.
- AISC (American Institute of Steel Construction). 2016. *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. AISC 358-16.
- AISC (American Institute of Steel Construction). 2016. *Specification for Structural Steel Buildings*. AISC 360-16.
- AISC (American Institute of Steel Construction). 2016. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. AISC 341-16.
- AISC (American Institute of Steel Construction). 2006. *Base plate and anchor rod design*. Second Edition. AISC 321-06.
- AISC (American Institute of Steel Construction). 2014. *Specification for Structural Joint Using High-Strength Bolts*. RCSC. Chicago.
- Bruneau M., Uang C. & Sabelli R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. Second Edition. Mc Graw Hill.
- Chunga K., Martillo C., Pazmiño N., Quiñonez M. & Huamán F. (2013). *Estimación de máximos niveles de sismicidad para el Litoral Ecuatoriano a través de la integración de datos geológicos y sismo tectónicos*. ESPOL. Recuperado el 29 de abril de 2021 desde <https://www.ipgh.gob.ec/imagenes/noticias/pdfs/Estimaci%C3%B3n%20de%20m%C3%A1ximos%20niveles%20de%20sismicidad.pdf>
- Instituto Geofísico. (2021). *Red de Observatorios Vulcanológicos*. Escuela Politécnica Nacional. Desde <https://www.igepn.edu.ec/>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-CG: Cargas (No sísmicas)*. Quito, Ecuador: MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente*. Parte 1-4. Quito, Ecuador: MIDUVI.
- Portillo, G. (s.f.). *Corrientes de convección*. Meteorología en red. Recuperado el 29 de abril del 2021 desde <https://www.meteorologiaenred.com/corrientes-de-conveccion.html>
- Raymond H.R., T. (2010). *Bolt shear design considerations*. American Institute of Steel Construction. Vol. 47.
- Segui, W. (2018). *Steel Design*. 6th Edition. University of Memphis. Cengage Learning. USA.
- Yépez F. (2020). *"Notas del curso Ingeniería Sismo-resistente"*. USFQ.

ANEXO A: DISEÑO DE COLUMNA (SMF)



Diseño de Edificio de Acero en la localidad de Catamayo, Loja 3. Columnas (SMF)

DISEÑO DE COLUMNAS, SISTEMA SISMO-RESISTENTE (SMF)

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN ELEGIDA							
Figura	A [cm ²]	d [cm]	t _w [cm]	b _f [cm]	t _f [cm]	b _f /(2*t _f)	h/t _w
W12X152	288,39	34,80	2,21	31,75	3,56	4,46	11,20
	I _x [cm ⁴]	S _x [cm ³]	r _x [cm]	Z _x [cm ³]	I _y [cm ⁴]	S _y [cm ³]	r _y [cm]
	59521,09	3424,90	14,38	3982,06	18896,91	1192,98	8,10
	Z _y [cm ³]	r _{ts} [cm]	h _o [cm]	J [cm ⁴]	C _w [cm ⁶]	h [cm]	w [kg]
	1818,96	9,30	31,24	1073,88	4618816,90	24,75	226,36



1. Datos Iniciales y Materiales		
f _y	3515,35	kg/cm ²
f _u	4569,95	kg/cm ²
E	2,04E+06	kg/cm ²
Long viga	3,05	m
C _d	1,0	
R _y	1,1	

3. Combinaciones de Carga		
P _{D+L}	4,03E+04	kgf
M _{D+L}	1,33E+05	kg-cm
V _{D+L}	1287,00	kgf
P _{D+L+E}	5,80E+04	kgf
M _{D+L+E}	9,91E+05	kg-cm
V _{D+L+E}	8498,9	kgf

4. Chequeo patin	
b _f /2t _f	4,46
λ _p	7,35
Sección Compacta	

5. Chequeo alma	
h/t _w	11,2
P _y	1,01E+06
φ	0,9
C _s	0,06
λ _p	55,1
Sección dúctil	

6. Chequeos AISC 358		
1. d < 92 cm?		
d [cm]	92	Check?
34,80	92	OK
2. Peso (sin restricciones)		
peso [kg/m]		Check?
226,36		OK
3. ancho patin > 30 cm?		
b _f [cm]	30	Check?
31,75	30,00	OK
3. t _f < 4.6 cm?		
t _f [cm]	4.6	Check?
3,56	4,6	OK

7. Límites de las riostras		
L _p	3,43	m
L _b	2,32	m
L _t	21,53	m
No hay pandeo lateral torsional		

8. Chequeo estabilidad		
1. Axial		
P _r	4,03E+04	kgf
P _c	9,12E+05	kgf
D/C < 20%?	4,42%	OK
2. Flexo-compresión		
M _t	9,91E+05	kg-cm
M _c	1,20E+07	kg-cm
P _r /P _c + M _t /2M _c < 1?	0,11	OK
3. Capacidad Cortante		
C _v	1,0	
φV _n	162191	kgf
V _u	8498,9	kgf
D/C	5,24%	

- (1) Columns shall be any of the rolled shapes or built-up sections permitted in Section 2.3.
- (2) The beam shall be connected to the flange of the column.
- (3) Rolled shape column depth shall be limited to W36 (W920) maximum. The depth of built-up wide-flange columns shall not exceed that for rolled shapes.
- (4) There is no limit on the weight per foot of columns.
- (5) There are no additional requirements for flange thickness.
- (6) Width-to-thickness ratios for the flanges and webs of columns shall conform to the requirements of the AISC *Seismic Provisions*.
- (7) Lateral bracing of columns shall conform to the requirements of the AISC *Seismic Provisions*.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (F2-5)$$

$$L_r = 1.95r_y \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x d_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x d_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \quad (F2-6)$$

(a) When $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

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

(b) When $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

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

For webs of rolled I-shaped members with $h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$

$$\phi_v = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 1.50 \text{ (ASD)}$$

and

$$C_{v1} = 1.0 \quad (G2-2)$$

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v1} \quad (G2-1)$$

where

F_y = specified minimum yield stress of the type of steel being used, ksi (MPa)
 A_w = area of web, the overall depth times the web thickness, $d t_w$, in.² (mm²)

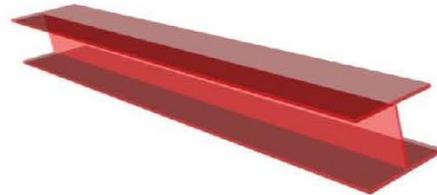
ANEXO B: DISEÑO DE VIGA (SMF)



Diseño de Edificio de Acero en la localidad de Catamayo, Loja 4. Vigas (SMF)

DISEÑO DE VIGAS, SISTEMA SISMO-RESISTENTE (SMF)

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN ELEGIDA							
Shape	A [cm ²]	d [cm]	t _w [cm]	b _f [cm]	t _f [cm]	b _f /(2*t _f)	h/t _w
W27x84	160,00	67,82	1,17	25,40	1,63	7,78	52,70
	I _x [cm ⁴]	S _x [cm ³]	r _x [cm]	Z _x [cm ³]	I _y [cm ⁴]	S _y [cm ³]	r _y [cm]
	118625,96	3490,44	27,18	3998,44	4412,05	347,41	5,26
	Z _y [cm ³]	r _{ts} [cm]	h _o [cm]	J [cm ⁴]	C _w [cm ⁶]	h [cm]	w [kg]
544,05	6,45	66,29	116,96	4806792,01	61,57	125,58	



1. Datos Iniciales y Materiales	
f _y	3515 kg/cm ²
f _u	4570 kg/cm ²
E	2,04E+06 kg/cm ²
Long viga	3,05 m
C _d	1,0
R _y	1,1

3. Combinaciones de Carga	
M _{D+L}	2,67E+05 kg-cm
V _{D+L}	4098,70 kgf
M _{D+L+E}	2,12E+05 kg-cm
V _{D+L+E}	2,326E+02 kgf

4. Chequeo patin	
b _f /2t _f	7,78
λ _p	7,81
Sección Compacta	

5. Chequeo alma	
h/t _w	52,7
λ _p	59,0
Sección dúctil	

8. Chequeo demanda/capacidad					
Momento			Cortante		
M _u	1,27E+07 kg-cm	V _u	3,37E+05 kgf		
D	2,12E+05 kg-cm	D	2,33E+02 kgf		
C	1,09E+07 kg-cm	C	3,37E+05 kgf		
D/C	1,94%	D/C	0,07%		

6. Chequeos específicos KBB		
1. d < 83.82 cm?		
d [cm]	83.82 cm	Check?
67,82	83,82	OK
2. peso < 195 kg/m?		
peso [kg/m]	195 kg/m	Check?
126	195	OK
3. t _f < 2.54 cm?		
t _f [cm]	2.54 cm	Check?
1,63	2,54	OK
4. b _f > 15 cm?		
b _f [cm]	15 cm	Check?
25,40	15,00	OK
5. span to depth ratio?		
6,72	7	OK

7. Chequeo pandeo lateral torsional		
L _p	2,23 m	
L _b	4,56 m	
L _t	6,33 m	
Pandeo lateral torsional inelástico		
C _b	1,0	
M _p	1,41E+07 kgf-cm	
M _n	1,09E+07 kgf-cm	

- (1) Beams shall be rolled wide-flange or built-up I-shaped members conforming to the requirements of Section 2.3.
- (2) Beam depth shall be limited to a maximum of W36 (W920) for rolled shapes. Depth of built-up sections shall not exceed the depth permitted for rolled wide-flange shapes.
- (3) Beam weight shall be limited to a maximum of 302 lb/ft (447 kg/m).
- (4) Beam flange thickness shall be limited to a maximum of 1 3/4 in. (44 mm).
- (5) The clear span-to-depth ratio of the beam shall be limited as follows:
 - (a) For SMF systems, 7 or greater.



$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{F2-5}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \tag{F2-6}$$

ANEXO C: DISEÑO DE CONEXIÓN KBB (KAISER BOLTED BRACKED)

KAISER BOLTED BRACKET (KBB) MOMENT CONNECTION

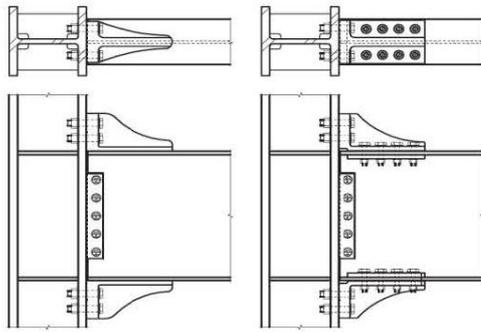


Fig. 9.1. Kaiser bolted bracket connection. (a) W-series connection; (b) B-series connection.

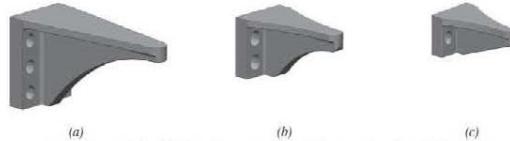


Fig. 9.2. Kaiser bolted bracket W-series configurations: (a) six column bolts, W1.0; (b) four column bolts, W2.0 and W2.1; and (c) two column bolts, W3.0 and W3.1.



Fig. 9.3. Kaiser bolted bracket B-series configurations: (a) six column bolts, B1.0, and (b) four column bolts, B2.1.

Paso 1. Selección viga/col	
Columnas:	W12X152
Vigas:	W27X84

Paso 2. Cálculo Mto. Máx. Prob.	
C_{br}	1,15 OK
R_y	1,5
F_y	3515 kg/cm ²
F_u	4570 kg/cm ²
Z_x	5,44 cm ³
M_{pr}	3299109 Kgf-cm

Paso 3. Selección del soporte de prueba (Tabla 9.1)	
Soporte	W3.0

Paso 4: Máxima Fuerza cortante en viga	
V_n	12247,7 Kgf

Paso 5: Máximo momento probable en la cara de la columna	
$L_{sh} = S_h$	40 cm
M_f	3789017 Kgf-cm

Paso 6: Chequeo de resistencia a tensión del perno para soporte de columna	
--	--

$$r_{ut} \leq \phi_p F_{ut} A_b \quad (9.9-2)$$

where
 A_b = bolt nominal cross-sectional area, in.² (mm²)
 F_{ut} = nominal tensile strength of bolt from the AISI Specification, ksi (MPa)
 d_{eff} = effective beam depth, calculated as the centroidal distance between bolt groups in the upper and lower brackets, in. (mm)
 n_{cb} = number of column bolts per Table 9.1
 $r_{ut} = \frac{M_f}{d_{eff} n_{cb}} \quad (9.9-3)$

material de perno: ASTM A325 or F1552	
A_b	9,62 cm ²
F_{ut}	6328 kg/cm ²
d_{eff}	60 cm
n_{cb}	2
r_{ut}	27935 kgf

OK

Paso 7: Ancho mínimo del patín de la columna (para prevenir ruptura por tensión)	
F_{yf}	2549 kg/cm ²
F_{uf}	4589 kg/cm ²
R_y	1,5
R_t	1,2
b_{cf}	317,5 mm
d_b	35 mm
b_{cf} (condición)	248,73 mm

OK

Paso 8: Chequeo del espesor mínimo del patín de la columna para eliminar prying action	
r_{ut}	27935 kgf
g	140 mm
k_1	11 mm
t_{cw}	22 mm
b'	41,45 mm
ϕ_d	0,9
p	125 mm
F_y	3515 kg/cm ²
t_{cf}	35,56 mm
t_{cf} (condición)	34,00 mm

OK

Tabla 5.1 Nominal Strengths per Unit Area of Bolts			
Applied Load Condition	Nominal Strength per Unit Area, F_u , kgf/cm ²		
	ASTM A325 or F1852	ASTM A490 or F2280	
Tension	Static	6328	7945
	Fatigue	See Section 5.5	
Shear	Brackets included in shear plane	$L \leq 965.2$ mm	3797
		$L > 965.2$ mm	3164
	Brackets excluded from shear plane	$L \leq 965.2$ mm	4781
		$L > 965.2$ mm	3937

$$b_{cf} \geq \frac{2[d_b + 3 \text{ mm}]}{\left(1 - \frac{R_y F_{yf}}{R_t F_{uf}}\right)} \quad (9.9-4M)$$

where
 F_{yf} = specified minimum yield stress of flange material, ksi (MPa)
 F_{uf} = specified minimum tensile strength of flange material, ksi (MPa)
 R_y = ratio of expected yield stress to specified minimum yield stress for flange material
 R_t = ratio of expected tensile strength to specified minimum tensile strength for flange material
 b_{cf} = width of column flange, in. (mm)
 d_b = diameter of column flange bolts, in. (mm)

$$t_{cf} \geq \sqrt{\frac{4.44 r_{ut} b'}{\phi_d p F_y}} \quad (9.9-5)$$

where
 $b' = 0.5(g - k_1 - 0.5t_{cw} - d_b) \quad (9.9-6)$
 g = column bolt gage, in. (mm)
 k_1 = column web centerline distance to flange toe of fillet, in. (mm)
 p = perpendicular tributary length per bolt, in. (mm)
 t_{cw} = column web thickness, in. (mm)

$$t_{cf} \geq \sqrt{\frac{M_f}{\phi_d F_{yf} d_{eff} Y_m}} \quad (9.9-7)$$

Paso 9: Chequeo del espesor mínimo del patín de columna para eliminar placas de continuidad

M _f	3789017	Kgf-cm
Φ _d	0,9	
F _{yf}	3515	kgf/cm ²
d _{eff}	68	cm
Y _m	5,9	
t _f	35,56	mm
t _f (condición)	17,30	mm



where
 V_m = simplified column flange yield line mechanism parameter
 = 5.9 for W3.0 and W3.1
 = 6.5 for W2.0, W2.1 and B2.1
 = 7.5 for W1.0 and B1.0
 t_{ef} = minimum column flange thickness required to eliminate continuity plates, in. (mm)

OK

Paso 10: Requerimientos de placas de continuidad (no se necesitan placas de continuidad para perfiles W14 o menores)

Sección utilizada	W12X152
mayor a W14?	SI
Entonces se necesitan placas de continuidad	



For W14 and shallower columns, continuity plates are not required if Equation 9.9-7 is satisfied. For column sections deeper than W14, continuity plates shall be provided.

En caso de soldarse el soporte con el patín de la viga, ir directamente al paso 14, caso contrario realizar los cálculos (paso 11 a paso 13)



Paso 11: Espesor mínimo del patín de la viga (para prevenir ruptura por tensión)

F _{yf}	2549,290532	kg/cm ²
F _{uf}	4588,722958	kg/cm ²
R _y	1,5	
R _t	1,2	
b _{bf}	254,00	mm
d _b	35	mm
b _{bf} (condición)	235,00	mm



$$b_{bf} \geq \frac{2[d_b + 1 \text{ mm}]}{\left(1 - \frac{R_y F_{yf}}{R_t F_{uf}}\right)} \quad (9.9-8M)$$

b_{bf} = width of beam flange, in. (mm)
 d_b = diameter of beam flange bolts, in. (mm)

OK

$$\frac{M_f}{\Phi_n F_{nv} A_p d_{eff} n_{bb}} < 1.0 \quad (9.9-9)$$

Paso 12: Verificación del esfuerzo cortante resistente en los pernos de la viga (la relación debe ser menor que 1)

Elija tipo de soporte:	B2.1	
Φ _n	0,75	
M _f	3789017	kgf-cm
A _b	9,62	cm ²
d _{eff}	68	cm
n _{bb}	10	número de pernos en viga
F _{nv}	3164	kgf/cm ²
Relación	0,24	¡Cumple! relación menor a 1



where
 F_{nv} = nominal shear strength of bolt from the AISC Specification, ksi (MPa)
 n_{bb} = number of beam bolts per Table 9.3

M_f

$$\frac{M_f}{d_{eff}} \leq \Phi_n R_t \quad (9.9-10)$$

where R_t is as defined in the block shear provisions of Chapter J of the AISC Specification.

$$R_t = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (J4-5)$$

$\phi = 0.75$ (LRFD) $\Omega = 2.00$ (ASD)

where
 A_{nt} = net area subject to tension, in.² (mm²)

Where the tension stress is uniform, $U_{bs} = 1$; where the tension stress is nonuniform, $U_{bs} = 0.5$.

User Note: Typical cases where U_{bs} should be taken equal to 0.5 are illustrated in the Commentary.

Paso 13: Verificación del bloque de cortante para el patín de la viga

Φ _n	0,75	
M _f	3789017	kgf-cm
d _{eff}	68	cm
F _{yf}	2549	kg/cm ²
F _{uf}	4589	kg/cm ²
A _{nv}	22,11	cm ²
A _{nt}	121,80	cm ²
A _{gv}	146,30	cm ²
U _{bs}	0,5	
R _n	340315	kgf
Limite superior	503229	kgf
Φ _n R _n	255236	
M _f /d _{eff}	55870	¡Cumple!



neto a corte
 neto a tensión
 bruto a corte

OK

Paso 14: Para soportes soldados al patín de la viga. Verificación para la unión de soldadura de filete del soporte al patín de la viga (la relación debe ser menor a 1)

M _f	3,79E+06	Kgf-cm
Φ _n	0,75	
F _w	15,30	kg/mm ²
d _{eff}	678	mm
l _w	672	mm
w	13	mm
F _{exx}	25,49	kg/mm ²
L _{bb}	400	mm
l	0	mm
b _{bf}	254	mm
b _{bb}	229	mm
Chequeo condición	0,79	OK



$$\frac{M_f}{\Phi_n F_w d_{eff} l_w (0.707w)} < 1.0 \quad (9.9-11)$$

Paso 15: Determinación del esfuerzo cortante requerido, V_n, de la viga y de la conexión alma de viga-columna

M _{gr}	3,30E+07	kgf-mm
L _n	4000	mm
V _{gravity}	12248	Kgf
V _u	28743	kgf
V _n	156489	kgf
Chequeo condición		OK



The nominal shear strength, V_n , is:
 $V_n = 0.6F_y A_w C_v1$ (G2-1)

where
 F_y = specified minimum yield stress of the type of steel being used, ksi (MPa)
 A_w = area of web, the overall depth times the web thickness, $d t_w$, in.² (mm²)

(a) For webs of rolled I-shaped members with $h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$
 $\phi_v = 1.00$ (LRFD) $\Omega_v = 1.50$ (ASD)

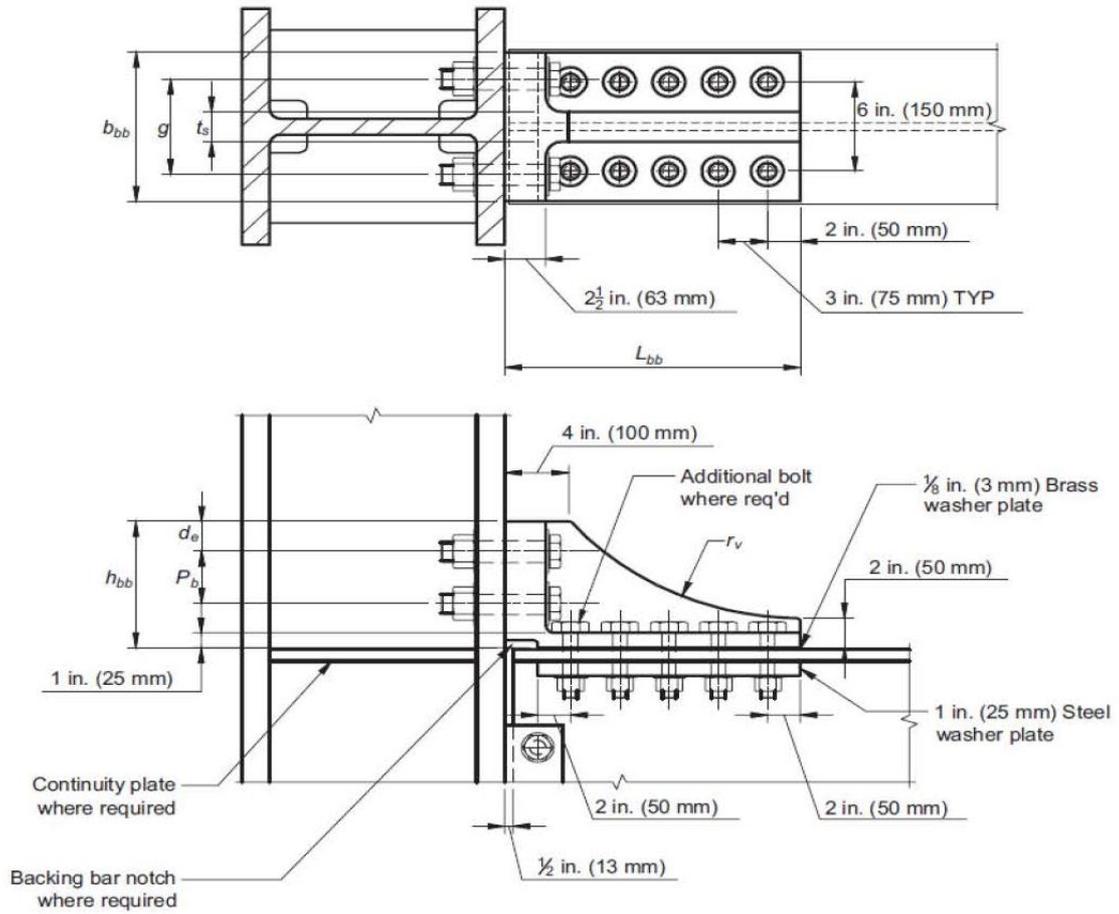
and

$$C_v1 = 1.0 \quad (G2-2)$$

where

E = modulus of elasticity of steel = 29,000 ksi (200 000 MPa)
 h = clear distance between flanges less the fillet at each flange, in. (mm)
 t_w = thickness of web, in. (mm)

Paso 16: Diseño de la conexión viga-columna KBB



ANEXO D: DISEÑO DE LA PLACA DE ANCLAJE

DISEÑO DE LA PLACA DE ANCLAJE

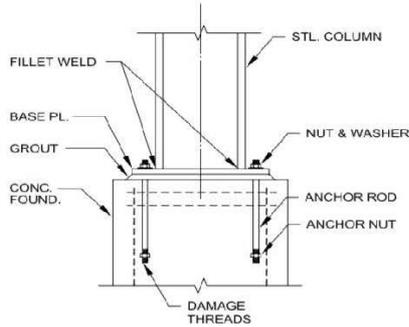


Figure 1.1. Column base connection components.

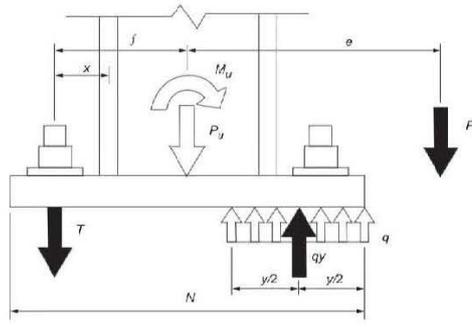


Figure 8-2. Force distribution at base plate

1. Datos de la columna y viga		
A	28839	mm ²
d	348	mm
t _w	22	mm
b _f	318	mm
t _f	36	mm
Z _x	3,98E+06	mm ³
d _b	600	mm

2. Datos de la zapata de hormigón		
H	1200	mm
L	1200	mm

3. Factor de sobreesfuerzo		
Ω _u	3,00	

4. Cargas columna seleccionada		
M _D	15,6	kgf·m
M _L	6,3	kgf·m
M _u	3037,4	kgf·m
V _D	5,4	kgf
V _L	2,1	kgf
V _u	973,5	kgf
P _D	58442	kgf
P _L	21963	kgf
P _u	0	kgf

5. Cargas Admisibles (fuerzas y momentos)		
P _u	40909,61	kgf
LH	2020	mm
E	152457	kgf
V _u	152461	kgf
M _u	9123,12	kgf·m

6. Dimensiones iniciales de placa base		
Longitud N	748	mm
Ancho B	718	mm
f _c	2,80	kg/mm ²
Φ _c	0,65	
A ₁	537064	mm ²
A ₂	1440000	mm ²

Area placa
Area zapata

$$f_{pmax} = \phi (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

where
 f_{pmax} = maximum concrete bearing stress, ksi
 ϕ = strength reduction factor for bearing, 0.65 per Section 9.3, ACI 318-02

7. Verificación de dichas dimensiones		
f _{p,max}	2,53	kg/mm ²
q _{max}	1818,79	kg-mm
M _u	9,12E+06	kg-mm
e	223,01	mm
e _{crit,ko}	362,75	mm
e _{trilice} = e	No usar varillas de anclaje	
f	274,00	mm
(f+N/2) ²	4,20E+05	mm ²
2(M _u +P _u e)/q _{max}	2,24E+04	mm ²
Verificación?	OK	



8. Longitud de rodamiento		
f	274	mm
N	748	mm
Y ₁	1279	mm
Y ₂	17	mm
Y = min(Y ₁ , Y ₂)	17	mm



$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P_u(e+f)}{q_{max}}} \quad (3.4.3)$$

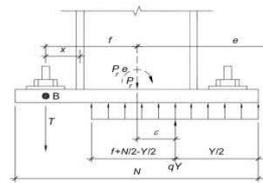


Figure 3.4.1. Base plate with large moment.

$$\phi N_{csg} = \phi \Psi_3 24 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}} \text{ for } h_{ef} < 11 \text{ in.}$$

and

9. Determinación de tensión en varillas de anclaje		
T _u	-9103	kgf
9.1. Determinación del diámetro de la varilla de anclaje		
# total de pernos	8	ingresar
#Pernos por cara de columna	3	
Esfuerzo en cada perno	-3034	kgf
Resistencia disponible	5851	kgf
Resistencia a la extracción del hormigón	6985	kgf
Diámetro de varilla	15,88	mm
	5/8	in
9.2 Determinación de la profundidad de empotramiento de las varillas		

CUMPLE

CUMPLE

Profundidad hef	18	in
Separación de varillas	6	in
φ	0,70	
ψ	1,25	
A _{neto}	2592	in ²
A _{neto.o}	972	in ²
φN _{cbg}	270	kips
WL	200	kips
DL	129	kips
Uplift/edificación	204	kips
Esfuerzo de ruptura de hormigón adecuada		

$\phi N_{cbg} = \phi \psi_3 16 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \frac{A_N}{A_{No}}$ for $h_{ef} \geq 11$ in.
 where
 $\phi = 0.70$
 $\psi_3 = 1.25$ considering the concrete to be uncracked at service loads, otherwise =1.0
 h_{ef} = depth of embedment, in.
 A_N = concrete breakout cone area for group
 A_{No} = concrete breakout cone area for single anchor

10. Verificación del espesor mínimo de la base de la placa		
P _u	105271,56	kgf
10.1. Chequeo por compresión		
φ	0,65	
A _{requerida}	34024	mm ²
A ₁	537064	mm ²
Chequeo A ₁ > A _{requerida} ?		OK
10.2. Chequeo por deformación		
m	208,7	mm
n	232,0	mm
Max(m,n)	232,0	mm
t _{p,reqd}	35,4	mm
f _{pu}	0,20	kg/mm ²
f _y	35,15	kg/mm ²
10.3. Dimensión crítica del voladizo de la placa		
X	0,08	
l	0,28	
m	208,71	mm
n	232,00	mm
ln'	23,56	mm
max(m,n,ln')	232,00	mm
esp mín compr t _{min,2}	36,09	mm
esp mín base placa t _{min}	36,09	mm

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{2\phi 0.85 f'_c} \text{ (LRFD)}$$

For $Y < m$:

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{f_p Y \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}} \text{ (LRFD)}$$

For $Y \geq m$:

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \left[f_p \left(\frac{m^2}{2}\right) \right]}{0.90 F_y}} = 1.5m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \text{ (LRFD)}$$

The bearing stress on the concrete must not be greater than $f_{p(max)}$:

$$\frac{P_u}{A_1} \leq f_{p(max)} \text{ (LRFD)}$$

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

Find $l_{max}(m, n, \lambda n')$

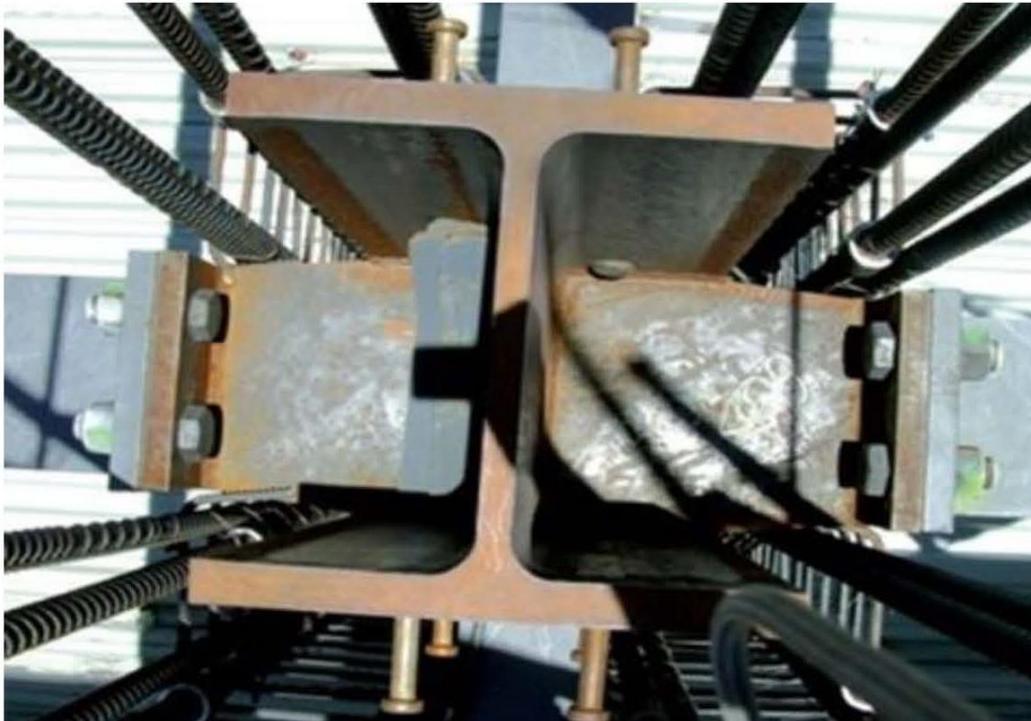
$$X = \left[\frac{4db_f}{(d+b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\phi P_p} \text{ (LRFD)}$$

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi F_y BN}} \text{ (LRFD)}$$

11. Resistencia al corte por fricción		
P _u	245965	kgf
μ	0,55	
φ	0,75	
V _n	101460	kgf
11.1. Cortante nominal		
A _c	12556	mm ²
V _{n,max}	5273,55	kgf
V _n	5273,55	kgf
V _{u,final}	147187,11	kgf

ANEXO E: DISEÑO DE COLUMNA COMPUESTA (SISTEMA DE GRAVEDAD)

Diseño de columna compuesta: Perfil W embebido (sistema de gravedad)



Seleccione la columna de perfil W

Shape	A [cm ²]	d (cm)	t _w (cm)	b _f (cm)	t _f (cm)	b _f /(2*t _f)	h/t _w
W6X12	22,90	15,32	0,58	10,16	0,71	7,14	21,60
	I _x [cm ⁴]	S _x [cm ³]	r _x [cm]	Z _x [cm ³]	I _y [cm ⁴]	S _y [cm ³]	r _y [cm]
	919,87	119,79	6,32	136,01	124,45	24,58	2,33
	Z _y [cm ³]	r _{ts} [cm]	h _o [cm]	J [cm ⁴]	C _w [cm ⁶]	h [cm]	w (kg)
	38,02	2,74	14,61	3,76	6633	12,62	17,98

1. Datos iniciales		
b	400	mm
h	250	mm
recubrimiento	40	mm
Φ _c	0,75	
Φ _{varillas}	14	mm
# _{varillas}	4	
f _c	3,515	kgf/mm ²
f _y	35,15	kgf/mm ²
f _{ysr}	35,15	kgf/mm ²

3. Cálculo de esfuerzo admisible		
P _{no}	3,92E+05	kgf

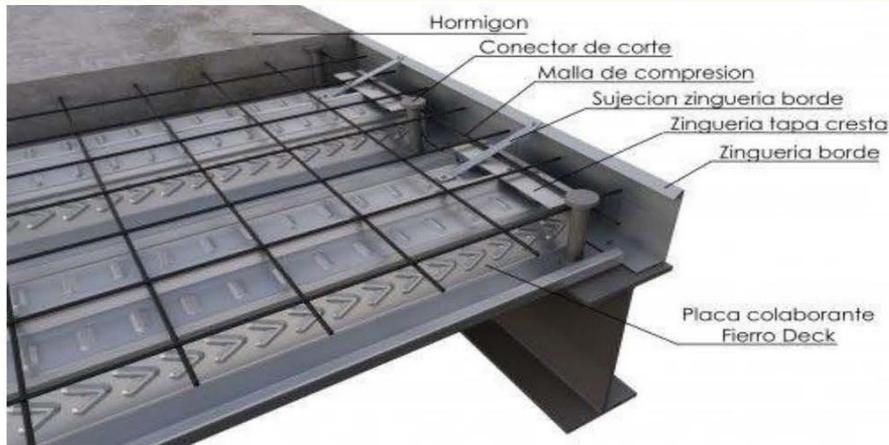
4. Cálculo efectos de pandeo		
C ₁	0,3372	
(EI) _{eff}	5,68E+11	kgf-mm ²
P _e	2,36E+05	kgf
P _{no} /P _e	1,6645	
P _n	1,95E+05	kgf
Φ _c P _n	1,47E+05	kgf
Φ _c P _n (tonf)	146,58	tonf

2. Cálculos de área e inercia		
2.1. Perfil tipo "W"		
A_s	2290,3	mm ²
I_s	1,24E+06	mm ⁴
E_s	20389	kgf/mm ²
2.2. Acero de refuerzo		
Área _{varillas}	153,9	mm ²
A_{sr}	615,6	mm ²
I_{sr}	4,45E+06	mm ⁴
2.3. Hormigón		
A_g	100000	mm ²
A_c	97094	mm ²
E_c	2831	kgf/mm ²
I_c	5,21E+08	mm ⁴

5. Chequeo final de resistencia		
P_u	92,09	tonf
$\phi_c P_n$	146,58	tonf
D/C	62,83%	

ANEXO F: DISEÑO DE VIGA COMPUESTA, PERFIL W + LOSA COLABORANTE (SISTEMA DE GRAVEDAD)

Diseño de viga compuesta: Perfil W + placa colaborante (sistema de gravedad)



Seleccione la viga de perfil W		A (cm ²)	d (cm)	t _w (cm)	b _y (cm)	t _r (cm)	b _y /(2*t _r)	h/t _w
W16X26		49,55	39,88	0,64	13,97	0,88	7,97	56,80
		I _x [cm ⁴]	S _x [cm ³]	r _x [cm]	Z _x [cm ³]	I _y [cm ⁴]	S _y [cm ³]	r _y [cm]
		12528,57	629,26	15,90	724,31	399,17	57,19	2,84
	Z _y [cm ³]	r _{ts} [cm]	h _o [cm]	J [cm ⁴]	C _w [cm ⁶]	h [cm]	w (kg)	
	89,80	3,51	38,86	10,91	151723	36,07	38,89	

1. Datos iniciales		
Material	A992 Gr. 50	
F _y	3515	kgf/cm ²
E _s	2000000	kgf/cm ²
F _c	240	kgf/cm ²
L (longitud)	4,11	m
t (espesor losa)	10	cm
s (espaciamiento vigas)	1	m
φb	0,9	
Steel deck especificaciones (Novalosa 55)		
Altura onda	5,5	cm
Ancho de fibra	5,7	cm
F _u	4570	kgf/cm ²
Espaciamiento fibras	15,24	cm

2. Definición de cargas de servicio de la estructura		
Peso de losa colaborante	200	kgf/m ²
Carga viva	250	kgf/m ²
Carga de partición	100	kgf/m ²
Carga de construcción	100	kgf/m ²
W _{viga}	38,69	kgf/m
Resistencia a la flexión antes del curado		
W _{u, inicial}	446	kgf/m
M _{u, inicial}	943	kgf.m
Resistencia a la flexión después del curado		
W _{u, inicial}	846,428	kgf/m
M _{u, inicial}	1787	kgf.m
V _u	1739	kgf

Verificación de la resistencia a flexión por plastificación de la Sección Transversal		
M _p	25459	kgf.m
M _n	25459	kgf.m
φ _b M _n	22913	kgf.m
OK, φ _b M _n > M _{u, inicial}		

A. DISEÑO DE LA VIGA W W16X26

3. Verificamos si la sección es compacta, no compacta o esbelta			
Patín	λ	7,97	COMPACTO
	λ _p	9,06	
	λ _r	23,85	
Alma	λ	56,80	COMPACTO
	λ _p	89,69	
	λ _r	135,97	
La sección es: COMPACTA			
L _b	0	m	La placa colaborante trabaja como un soporte lateral continuo
L _p	1,19	m	
NO HAY PANDEO LATERAL TORSIONAL			
M _p = M _n = Z _x * F _y			

4. Cálculo del Momento nominal Mn			
4.1 Determinación del ancho efectivo de la losa de sección compuesta			
Menor entre:	L/4	1,0275	m
	s(espaciamento vigas)	1	m
Ancho efectivo losa: b		100	cm
4.2 Determinación de la fuerza compresiva del concreto			
Menor entre:	A _s *F _y	174162	kgf
	0,85*F' _c *A _c	91800	kgf
Fuerza compresiva: C		91800	kgf
Profundidad de la distribución de C: a		4,50	cm
brazo de Momento de inercia: Y		27,69	cm
φMn=φb*C*Y		22877	kgf.m
¡OK! Mn supera a Mu_final			
5. Cálculo del esfuerzo cortante nominal Vn			
h/tw	56,80		
φv	0,90		
Fy	3515		kgf/cm ²
C _{v1}	0,46		
Área alma: A _w		25,32	cm ²
φV _n =φv*0,6*F _y *A _w *C _{v1}		22204	kgf
¡OK! Vn supera a Vu_final			



La viga W seleccionada es adecuada

FACTOR DEMANDA/CAPACIDAD <1		
TIPO ESFUERZO	FACTOR	EFICIENCIA
MOMENTO	0,08	7,81%
CORTANTE	0,08	7,83%

B. DISEÑO DE CONECTORES DE CORTE

1. Requerimientos de conectores de corte y determinación de la cantidad de conectores		
C=v'	91800	kgf
Número de conectores por fibra	1	ingresar
Diámetro de conector, menor entre:	2,19	cm
	1,91	cm
Diámetro seleccionado: D	1,91	cm
Altura conector: L	7,62	cm
Área transversal conector: A _{sa}	2,85	cm ²
F' _c	240	kgf/cm ²
E _c	233928	kgf/cm ²
F _u	4570	kgf/cm ²
R _g	1	
R _p	0,6	
Esfuerzo de corte conector: Q _n	10678	kgf
R _g *R _p *A _{sa} *F _u	7815	kgf
Control: Q _n	7815	kgf
Conectores requeridos a lo largo de la viga	23	
Conectores requeridos a lo largo de la viga por espaciamento	27	
# de conectores por viga a usar: N1	13	
Sumatoria Q _n	105384	kgf
Espaciamento de conectores en cm	30,48	



$$Q_n = 0.5A_{sa}\sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \quad (\text{AISC Equation I8-1})$$

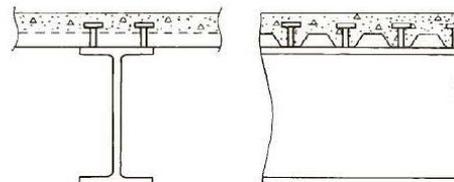
If the studs are welded directly to the top flange of the steel beam (no deck), $R_p = 0.75$ and $R_g = 1.0$. With a formed steel deck, these constants can take on different values. For deck ribs oriented perpendicular to the beam, the values are

- $R_g = 1.0$ for one stud per rib
- 0.85 for two studs per rib (as in Figure 9.16)
- 0.7 for three or more studs per rib

$$R_p = 0.75 \text{ for } e_{\text{mid-ht}} \geq 2 \text{ in.}$$

$$= 0.6 \text{ for } e_{\text{mid-ht}} < 2 \text{ in.}$$

$e_{\text{mid-ht}}$ = distance from mid-height of the rib to the edge of the stud, measured in the load-bearing direction (toward the point of maximum moment in a simply supported beam)



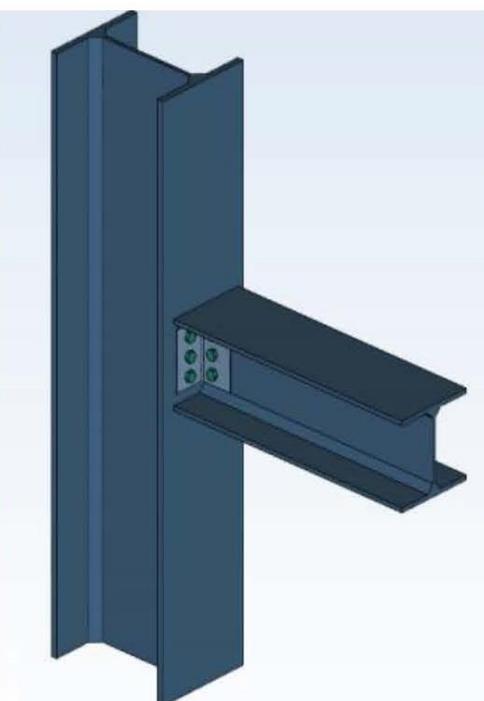
C. CONTROL DE DEFLEXIONES

Nueva fuerza compresiva	C	105384	kgf
Profundidad de distribución de C	a	5,17	cm
Momento de inercia en X	I_x	0,00012529	m ⁴
Módulo del acero	E_s	2E+10	kgf/m ²
Deflexión antes del curado del concreto			
Deflexión por peso losa+viga	Δ_1	0,04	cm
Deflexión por carga construcción	Δ_2	0,02	cm
Deflexión= $\Delta_1+\Delta_2$		0,07	cm ²
Deflexión después del curado del concreto			
Area de concreto	A_c	29,98	cm ²
Area de sección transversal	A_s	49,55	cm ²
Distancia al Centroide concreto	Y_c	42,80	cm
Distancia al Centroide viga	Y_s	19,939	cm
A_c*Y_c		1283,05	cm ³
A_s*Y_s		987,94	cm ³
Centroide de sección compuesta	Y_{barra}	28,56	cm
Distancia entre centroides	dc	14,24	cm
Distancia entre centroides	ds	8,62	cm
$I_c+A_c*dc^2$		6079,29	cm ⁴
$I_s+A_s*ds^2$		16207,08	cm ⁴
Sumatoria inercias: ILB		0,00022286	m⁴
Deflexión por carga viva	Δ_3	0,09	cm
Deflexión máxima permisible por carga viva	$\Delta_{m\acute{a}x}$	1,14	cm
Ok, deflexión permitida			
Deflexión por carga de partición	Δ_4	0,03	cm
Deflexión total		Δ_{total}	0,16 cm

ANEXO G: DISEÑO DE CONEXIÓN SIMPLE VIGA W - COLUMNA W (SISTEMA DE GRAVEDAD)

Diseño de conexión simple viga-columna empernada (sistema de gravedad)

Datos iniciales generales			
Seleccione Material de perfiles y placa		A36	
F_y	2531	kgf/cm ²	
F_u	4078	kgf/cm ²	
E_s	2000000	kgf/cm ²	
Ingrese carga viva de servicio	PL	3208	Kgf
Ingrese carga muerta de servicio	PD	2200	Kgf
Excentricidad	e	4	cm
Datos para diseño conector-columna			
Seleccione el tipo de perno		A307 bolts	
Esfuerzo nominal a tensión	Fnt	3161	Kgf/cm ²
Esfuerzo nominal a corte	Fnv	1917	Kgf/cm ²
Seleccione número de pernos para conexión		8	
Seleccione el diámetro de perno (en pulgadas)		5/8	
Área de sección transversal	Ab	1,98	cm ²
Resistencia a corte permisible	ϕ_r_n	2826	kgf
Seleccione el tipo de agujero (Placa Fu=65 ksi)		Standard STD	
Seleccione el espaciamiento para los pernos según (en pulgadas)		3"	in
Seleccione el espaciamiento nuevamente		3	in
Resistencia rodamiento permisible agujero	ϕ_r_n	13054	kgf/cm
Seleccione la distancia al borde desde los pernos de borde según (en pulgadas)		1 1/4"	in
Resistencia rodamiento permisible agujero	ϕ_r_n	9465	kgf/cm
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0,75	
Datos para diseño conector-viga			
Seleccione el tipo de perno		Group A bolts	
Esfuerzo nominal a tensión	Fnt	6322	Kgf/cm ²
Esfuerzo nominal a corte	Fnv	3793	Kgf/cm ²
Seleccione número de pernos para conexión		4	
Seleccione el diámetro de perno (en pulgadas)		3/4	
Área de sección transversal	Ab	2,85	cm ²
Resistencia a corte permisible	ϕ_r_n	8119	kgf
Seleccione el espaciamiento para los pernos según (en pulgadas)		3"	in
Seleccione el espaciamiento nuevamente		3	in
Seleccione la distancia al borde desde los pernos de borde según (en pulgadas)		1 1/4"	in
Seleccione el espaciamiento nuevamente		1 1/4	in
Espaciamiento de pernos		7,62	cm
Distancia al borde (Le)		3	cm



Seleccione la columna de perfil W							
Figura	A [cm ²]	d [cm]	tw [cm]	bf [cm]	tf [cm]	bf/(2*tf)	h/tw
W12X152	288,39	34,80	2,21	31,75	3,56	4,46	11,20
	lx [cm ⁴]	Sx [cm ³]	rx [cm]	Zx [cm ³]	ly [cm ⁴]	Sy [cm ³]	ry[cm]
	59521,09	3424,90	14,38	3982,06	18896,91	1192,98	8,10
	Zy [cm ³]	rts [cm]	ho [cm]	J [cm ⁴]	Cw [cm ⁶]	h [cm]	w (kg)
1818,96	9,30	31,24	1073,88	4618817	24,75	226,36	

Seleccione la viga de perfil W							
Figura	A [cm ²]	d [cm]	tw [cm]	bf [cm]	tf [cm]	bf/(2*tf)	h/tw
W16X26	288,39	34,80	2,21	31,75	3,56	4,46	11,20
	lx [cm ⁴]	Sx [cm ³]	rx [cm]	Zx [cm ³]	ly [cm ⁴]	Sy [cm ³]	ry[cm]
	59521,09	3424,90	14,38	3982,06	18896,91	1192,98	8,10
	Zy [cm ³]	rts [cm]	ho [cm]	J [cm ⁴]	Cw [cm ⁶]	h [cm]	w (kg)
1818,96	9,30	31,24	1073,88	4618817	24,75	226,36	

Seleccione la placa tee de conexión WT							
Figura	A (cm ²)	d (cm)	t _w (cm)	b _f (cm)	t _f (cm)	k(des) (cm)	k(det) (cm)
WT9X17.5	33,23	22,48	0,76	15,24	1,08	2,10	2,86
	gage (cm)	wt.ft. (kg/m)	b _f /(2*t _f)	d/t _w	I _x (cm ⁴)	S _x (cm ³)	r _x (cm)
	8,89	26,04	7,06	29,50	1669,09	101,76	7,09
	y(bar) (cm)	Z _x (cm ³)	y _p (cm)	I _y (cm ⁴)	S _y (cm ³)	r _y (cm)	Z _y (cm ³)
6,07	183,54	1,14	319,25	42	3,10	65,88	

Análisis de diseño conector-columna

1. Determinación de resistencias al corte y al rodamiento			
Espesor del patín de la columna	t	3,56	cm
Resistencia cortante permisible en cada perno	ϕr_n	2826	kgf/perno
Resistencia al rodamiento permisible del agujero para pernos interiores	ϕr_n	46420	kgf/perno
Resistencia al rodamiento permisible del agujero para pernos de borde	ϕr_n	33656	kgf/perno
Mínimo valor controla	ϕr_n	2826	kgf/perno
2. Determinación de la carga factorada			
$P_u = 1.2(PD) + 1.6(PL)$	P_u	7773	kgf
Resistencia última por perno	P_u/perno	971,6	kgf
Chequeo de resistencia de diseño:	OK! $\phi r_n > P_u/\text{perno}$		
3. Cálculo de la fuerza de tensión por perno y chequeo de la interacción cortante-tensión			
Momento aplicado	M_u	31091,2	kgf.cm
Espaciamiento entre pernos	s	7,62	cm
Distancia entre centroides de pernos a tensión y a compresión	d	15,24	cm
Número de pernos sobre el eje neutro	n	4	
Fuerza tensionante en cada perno	r_t	510	kgf
Esfuerzo cortante de la carga factorada	f_{rv}	491	Kgf/cm ²
Resistencia nominal a tensión	F_{nt}	3161	Kgf/cm ²
Efuerzo nominal tensionante ejercido	F'_{nt}	3030	Kgf/cm ²
Chequeo del esfuerzo nominal tensionante	Ok! $F'_{nt} < F_{nt}$		
4. Cálculo de la resistencia a tensión de diseño			
Resistencia a tensión de diseño	ϕR_n	4498	Kgf/cm ²
Ok, el diseño de la conexión placaWT-columnaW es adecuado			

Análisis de diseño conector-viga

1. Determinación de la resistencia al corte de pernos			
Resistencia al corte en cada perno	R_n	10811	kgf/perno
1.1 Resistencia al deslizamiento crítico			
Resistencia a tensión mínima del perno	T_b	12700	kgf
Coefficiente de fricción estático	u	0,30	
Relación de la pretensión real media del perno	D_u	1,13	
Factor de placa (una placa)	hf	1,00	
Número de planos de deslizamiento	ns	1,00	
Número de pernos	n	4	
Resistencia al deslizamiento	R_n	17221	kgf
1.2. Fuerza de carga			
Espesor del alma de la viga	t	2,21	cm
Espesor de la placa	t	0,76	cm
Diámetro del perno	d_p	1,91	cm
Resistencia de carga/deformación de agujeros	R_n	14207	kgf
Diámetro de agujeros de placa	h	2,07	cm
Distancia de borde	L_c	2,14	cm
Resistencia de desgarro para perno de borde	R_n	7989	kgf/perno
Distancia de borde	L_c	5,56	cm
Resistencia de desgarro para pernos internos	R_n	20714	kgf
Resistencia nominal basada en corte y soporte	ϕR_n	5992	kgf/perno
Chequeo de resistencia de diseño ϕR_n :	OK! $R_n > P_u/\text{perno}$		
2. Determinación de la resistencia del elemento a tensión (viga)			
2.1 Resistencia a tensión del área bruta			
Área bruta de la viga	A_g	288,39	cm ²

Resistencia a tensión de área bruta	ϕR_n	656916	kgf
2.2 Resistencia a tensión del área neta			
Espesor del alma de la viga	t	2,21	cm
Altura del alma de la viga	hw	34,80	
Diámetro de agujeros en alma de viga	h	2,23	cm
Número de agujeros en alma de viga	n	2	cm
Área neta de la viga	An	67,06	cm ²
Resistencia a tensión de área neta	ϕR_n	205112	kgf
2.3 Resistencia del bloque de cortante			
Espesor mínimo existente	t	0,76	cm
Área bruta de planos de falla a corte	Agv	16,45	cm ²
Área neta de planos de falla a corte	Anv	11,37	cm ²
Área neta de plano de falla a tensión	Ant	4,11	cm ²
Factor de concurrencia de plano	Ubs	1,00	
Resistencia del bloque de cortante	ϕR_n	33430	kgf
Límite superior	$\phi UpperLimit$	31311	kgf
Resistencia nominal basada en tensión en áreas y bloque de cortante	ϕR_n	31311	kgf
Chequeo de resistencia de diseño ϕR_n :	OK! $R_n > P_u$		
Ok, el diseño de la conexión placaWT-vigaW es adecuado			