



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DESEMPEÑO DE NUDOS RÍGIDOS EN SISTEMA DE PÓRTICOS
ESPECIALES A MOMENTO DE ACERO ESTRUCTURAL EN ZONAS DE
ALTO PELIGRO SÍSMICO

CEDEÑO VERA ALEXANDER STEEVEN
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2023



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DESEMPEÑO DE NUDOS RÍGIDOS EN SISTEMA DE PÓRTICOS
ESPECIALES A MOMENTO DE ACERO ESTRUCTURAL EN
ZONAS DE ALTO PELIGRO SÍSMICO

CEDENO VERA ALEXANDER STEEVEN
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2023



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

EXAMEN COMPLEXIVO

DESEMPEÑO DE NUDOS RÍGIDOS EN SISTEMA DE PÓRTICOS ESPECIALES A
MOMENTO DE ACERO ESTRUCTURAL EN ZONAS DE ALTO PELIGRO SÍSMICO

CEDENO VERA ALEXANDER STEEVEN
INGENIERO CIVIL

ORDÓÑEZ FERNANDEZ JOSÉ LUIS

MACHALA, 27 DE FEBRERO DE 2023

MACHALA
27 de febrero de 2023

DESEMPEÑO NUDOS DE SISTEMAS DE ACERO ESTRUCTURAL

por Alexander Steeven Cedeño Vera

Fecha de entrega: 22-feb-2023 11:49a.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2020523852

Nombre del archivo: CEDE_O_VERA_ALEXANDER_STEEVEN.docx (2.6M)

Total de palabras: 5756

Total de caracteres: 30875

CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

El que suscribe, CEDEÑO VERA ALEXANDER STEEVEN, en calidad de autor del siguiente trabajo escrito titulado Desempeño de nudos rígidos en sistema de pórticos especiales a momento de acero estructural en zonas de alto peligro sísmico, otorga a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tiene potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

El autor declara que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

El autor como garante de la autoría de la obra y en relación a la misma, declara que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asume la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.

Machala, 27 de febrero de 2023



CEDEÑO VERA ALEXANDER STEEVEN
0705660256

DESEMPEÑO NUDOS DE SISTEMAS DE ACERO ESTRUCTURAL

por Alexander Steeven Cedeño Vera

Fecha de entrega: 22-feb-2023 11:49a.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2020523852

Nombre del archivo: CEDE_O_VERA_ALEXANDER_STEEVEN.docx (2.6M)

Total de palabras: 5756

Total de caracteres: 30875

DESEMPEÑO NUDOS DE SISTEMAS DE ACERO ESTRUCTURAL

INFORME DE ORIGINALIDAD

10%

INDICE DE SIMILITUD

9%

FUENTES DE INTERNET

3%

PUBLICACIONES

3%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	rcc.cujae.edu.cu Fuente de Internet	1%
2	www.greenworldjournal.com Fuente de Internet	< 1%
3	www.grafiati.com Fuente de Internet	< 1%
4	www.semanticscholar.org Fuente de Internet	< 1%
5	hdl.handle.net Fuente de Internet	< 1%
6	revistaingenieria.univalle.edu.co Fuente de Internet	< 1%
7	tecnologia.cimne.com Fuente de Internet	< 1%
8	futur.upc.edu Fuente de Internet	< 1%
9	pt.scribd.com Fuente de Internet	< 1%

10	qdoc.tips Fuente de Internet	< 1 %
11	Submitted to Universidad Ricardo Palma Trabajo del estudiante	< 1 %
12	www.jsce.ir Fuente de Internet	< 1 %
13	repositorio.tec.mx Fuente de Internet	< 1 %
14	ri.ues.edu.sv Fuente de Internet	< 1 %
15	repositorio.ute.edu.ec Fuente de Internet	< 1 %
16	repositorio.utmachala.edu.ec Fuente de Internet	< 1 %
17	www.researchgate.net Fuente de Internet	< 1 %
18	Jorge Ricardo Vintimilla Jaramillo, Christian German Gallegos Campos, Luis Tinerfe Hernandez Rodriguez. "Experimental Study of the Welded Connections of Composite Columns Filled RCFT with Concrete with Steel Beams Type I", 2019 7th International Engineering, Sciences and Technology Conference (IESTEC), 2019 Publicación	< 1 %

19	www.slideshare.net Fuente de Internet	< 1 %
20	worldwidescience.org Fuente de Internet	< 1 %
21	bibdigital.epn.edu.ec Fuente de Internet	< 1 %
22	Submitted to UTEC Universidad de Ingenieria & Tecnologia Trabajo del estudiante	< 1 %
23	Submitted to Escuela Politecnica Nacional Trabajo del estudiante	< 1 %
24	repositorio.uchile.cl Fuente de Internet	< 1 %
25	repository.unab.edu.co Fuente de Internet	< 1 %
26	"Inter-American Yearbook on Human Rights / Anuario Interamericano de Derechos Humanos, Volume 2 (1986)", Brill, 1988 Publicación	< 1 %
27	Fortuin, J.M.H.. "Method for determination of the equivalence point in potentiometric titrations", Analytica Chimica Acta, 1961 Publicación	< 1 %
28	Submitted to Universidad Continental Trabajo del estudiante	< 1 %

29	polux.unipiloto.edu.co:8080 Fuente de Internet	< 1 %
30	moam.info Fuente de Internet	< 1 %
31	webdelprofesor.ula.ve Fuente de Internet	< 1 %
32	www.kawax.cl Fuente de Internet	< 1 %
33	Submitted to Pontificia Universidad Catolica Madre y Maestra PUCMM Trabajo del estudiante	< 1 %
34	uniceba.mx Fuente de Internet	< 1 %
35	www.transparencia.cdmx.gob.mx Fuente de Internet	< 1 %
36	dspace.ucuenca.edu.ec Fuente de Internet	< 1 %
37	vsip.info Fuente de Internet	< 1 %
38	www.galacticsuitedesign.com Fuente de Internet	< 1 %
39	www.lis.ucr.ac.cr Fuente de Internet	< 1 %
40	repositorio.unal.edu.co	

Excluir citas

Apagado

Excluir coincidencias

Apagado

Excluir bibliografía

Apagado

RESUMEN

En el presente proyecto se realizará el diseño de una conexión precalificada para elementos de acero estructural basándose en el uso de normas como la AISC, NEC, AWS, entre otras, para esto primero se mostrarán antecedentes del edificio a analizar como elementos, materiales y descripción general del mismo. Luego se mostrarán las dimensiones de elementos vigas, columnas y losas obtenidos de una recopilación de información de la estructura, esto con el fin de modelarla en un software y realizar de manera más rápida el análisis dinámico espectral.

Con el análisis dinámico espectral obtenemos datos de esfuerzos máximos en los elementos estructurales, los cuales nos servirán para escoger una viga de referencia en la cual se realizará el diseño de la conexión. El diseño que se hará es el de la conexión de columna y viga de sección reducida, para esto se empleará el procedimiento que indica la norma NEC-SE-AC, capítulo que hace mención a estructuras de acero.

Palabras clave: Acero estructural, Software, Viga de sección reducida, Análisis dinámico, esfuerzos máximos.

ABSTRACT

In this project, the design of a prequalified connection for heavy structural steel elements will be carried out in the use of standards such as AISC, NEC, AWS, among others, for this, the background of the building to be analyzed as elements, materials and description is first shown. general thereof. Then the dimensions of the beams, columns and slabs elements obtained from a collection of information on the structure will be shown, this in order to model it in a software and perform the spectral dynamic analysis more quickly.

With the spectral dynamic analysis we obtain maximum stress data in the structural elements, which will help us to choose a reference beam in which the connection design will be made. The design that will be made is that of the connection of column and beam of reduced section, for this the procedure indicated in the NEC-SE-AC standard will be used, chapter that mentions steel structures.

Keywords: Structural steel, Software, Reduced section beam, Dynamic analysis, maximum efforts.

Índice de contenidos

RESUMEN	1
ABSTRACT	2
1. INTRODUCCIÓN.....	7
1.3 Objetivos del proyecto	8
1.3.1 Objetivo General	8
1.3.2 Objetivos Específicos.....	8
1.4 Ubicación del proyecto.....	8
2. DESARROLLO.....	9
2.1 Marco Teórico	9
2.1.1 Acero estructural	9
2.1.2 Métodos de análisis de construcciones de acero.....	9
2.1.3 Edificios de acero.....	9
2.1.3.1 Análisis estructural de un edificio.....	10
2.1.3.2 Espectros de capacidad.....	10
2.1.4 Vigas y columnas	10
2.1.4.1 Tipos de conexiones viga columna	10
2.1.4.1.1 Conexión columna-viga sección reducida (RBS).....	11
2.1.4.1.2 Conexión columna-viga con planchas emperradas a las alas (BFP).....	11
2.1.5 Pórticos estructurales	11
2.1.5.1 Tipos de pórticos	12
Pórticos resistentes a momentos o no arriostrados	12
Pórticos arriostrados	12
Pórticos arriostrados concéntricamente	12
Pórticos arriostrados excéntricamente	12
2.2 Marco metodológico	12
2.2.1 Descripción del edificio.....	12
2.2.2 descripción de materiales y elementos estructurales utilizados	13
2.2.2.1 Vigas de acero principales	13
2.2.2.2 Vigas de acero secundarias	13
2.2.2.3 Vigas de borde en voladizo.....	14
2.2.2.4 Vigas de concreto armado	14
2.2.2.5 Columnas de acero	14
2.2.2.6 Columnas de hormigón armado	14
2.2.2.7 Losa de hormigón armado	15

2.2.2.8 Losa tipo Deck	15
2.2.3 Determinación de cargas	15
2.2.3.1 Cargas permanentes.....	15
2.2.3.2 Cargas vivas	17
2.2.4 Diseño de la conexión columna – viga de sección reducida	17
3. CONCLUSIONES.....	25
4. RECOMENDACIONES	26
5. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	27
6. ANEXOS	29
6.1 Modelación y análisis del edificio con un software.....	31
6.1.1 Definición de materiales.....	31
6.1.2 Definición de secciones.....	33
6.1.3 Definición de cargas estáticas.....	35
6.1.4 Combinaciones de carga.....	38
6.1.5 Masa reactiva	38
6.1.6 Dibujo de la estructura	39
6.1.7 Ajuste de cortante basal.....	40
6.1.8 Derivas.....	41
6.1.9 Modos de vibración.....	42

INDICE DE FIGURAS

Ilustración 1: Ubicación de edificio	8
Ilustración 2: Vista en planta del edificio	13
Ilustración 3: Viga de acero principal.....	13
Ilustración 4: Viga de acero secundaria	14
Ilustración 5: Viga de acero en voladizo.....	14
Ilustración 6: vista en planta del nivel 4.....	18
Ilustración 7: viga de análisis.....	18
Ilustración 8: Conexión de viga de sección reducida.	18
Ilustración 9: Conexión de viga de sección reducida-columna 25cmx25cm.	22
Ilustración 10: Conexión de viga de sección reducida-columna 30cmx30cm.	24
Ilustración 11: Definición de acero grado 36.....	31
Ilustración 12: Definición de acero grado 50.....	31
Ilustración 13: Definición de Hormigón.	32
Ilustración 14: Definición de Viga de acero principal.....	33
Ilustración 15: Definición de columna de acero.	33
Ilustración 16: Definición de sección deck.	34
Ilustración 17: Definición de cargas estáticas.	35
Ilustración 18: Función espectro.	36
Ilustración 19: Cargas lateral en x.....	38
Ilustración 20: Combinaciones de cargas.....	38
Ilustración 21: Definición de masa reactiva	39
Ilustración 22: Estructura 3D modelada en el software.....	39
Ilustración 23: Cortantes en la base.....	40
Ilustración 24: Cortantes en la base corregidos	40
Ilustración 25: Deriva de piso, sismo dinámico en x.....	41
Ilustración 26: Deriva de piso, sismo dinámico en y.....	42
Ilustración 27: Modos de vibración.	42

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Edificio en construcción	29
Anexo 2: Elementos de acero del edificio	29
Anexo 3: Conexión columna de hormigón con vigas de acero.....	29
Anexo 4: Nudo rígido existente	30
Anexo 5: Conexión viga-columna existente	30
Anexo 6: Edificio en la actualidad	30

1. INTRODUCCIÓN

Al diseñar y realizar obras civiles se puede trabajar con diferentes materiales dependiendo de lo que se busque y las circunstancias que se presenten, y uno de estos materiales puede ser el acero estructural, el cual ha hecho posible grandes avances en esta industria pues presenta ventajas significativas ante el hormigón como el ahorro de tiempo, resistencia, secciones más pequeñas a utilizar, etc.

Al trabajar con estructuras metálicas se debe tener en cuenta los cambios que hay desde la forma de diseñar hasta la forma de construcción, un ejemplo son el uso de nuevas normas que no se usan al trabajar con concreto armado como las AISC, FEMA y AWS.

Algo muy importante y que se debe tener en cuenta al trabajar con acero estructural son las conexiones de viga-columna, pues es en esta zona donde se pueden ver los mayores efectos de un sismo, y más aún si la zona de estudio presenta altos niveles de peligro sísmico como es nuestro caso.

En la actualidad existen múltiples tipos de conexiones de viga-columna, entre estas están las llamadas conexiones precalificadas, las cuales reciben su nombre debido a que fueron sometidas a múltiples ensayos y por ende hay bastante información y evidencia que nos dice que, si se realizan de manera correcta, pueden asegurar la presencia de una deformación plástica que se comporte de buena manera ante un sismo, algo que es indispensable en este tipo de conexiones.

Un ejemplo de una conexión precalificada soldada es la conexión de columna - viga de sección reducida, en la cual se realizan unos cortes en la viga con el fin de formar articulaciones plásticas en donde ocurran las deformaciones ante un sismo. De esto último tratará este proyecto, de realizar el análisis dinámico espectral de un edificio con el fin de obtener datos de esfuerzos máximos con los cuales diseñar una conexión precalificada soldada tipo columna-viga sección reducida.

1.3 Objetivos del proyecto

1.3.1 Objetivo General

Diseñar una conexión precalificada soldada en un edificio de acero de la ciudad de Machala a través del uso de normas AISC, AWS y NEC, con el fin de asegurar un buen desempeño en los nudos de la estructura.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Recopilar información bibliográfica del tema, además de la ya existente del edificio estableciendo características de la estructuración sísmica y de sus materiales constitutivos.
- Realizar el análisis dinámico espectral del edificio con el fin de determinar respuestas y esfuerzos máximos de la estructura y sus elementos.
- Identificar los nudos críticos del edificio que sirvan de elementos de control del nivel de ductilidad del edificio.

1.4 Ubicación del proyecto

Ilustración 1: Ubicación de edificio



Fuente: Google Maps

2. DESARROLLO

2.1 Marco Teórico

2.1.1 Acero estructural

La evolución de la industria del acero en el siglo XIX significó el aumento de su uso en construcciones. Aunque en el campo de la ingeniería se introdujo de inmediato, en la arquitectura tuvo un retraso en su introducción, sobre todo por motivos estéticos [1].

A lo largo de la historia hemos visto como al momento de construir se empieza viviendas se empieza a utilizar más el acero que otros materiales. En Estados Unidos, en el siglo XX gran parte de sus construcciones ya eran de acero debido a que es un país muy industrializado [2].

2.1.2 Métodos de análisis de construcciones de acero

Existen dos métodos de análisis para este tipo de estructuras considerados por la AISC, la primera es el método ASD o tensiones admisibles y el segundo es el método LRFD debido a que intervienen factores de resistencia y también de carga.

Actualmente se usan más los criterios inelásticos. Cuando un sistema de estructuras recurre a su energía de deformación última para no ceder ante cargas que exceden las previstas, el criterio inelástico nos permite obtener una idea de forma general de lo que está pasando [3].

Las estructuras de acero que son construidas con la normativa moderna pueden responder satisfactoriamente ante sismos fuertes, lo que aumenta la confiabilidad de estos edificios [4].

2.1.3 Edificios de acero

Los edificios de acero son estructuras conformadas por elementos metálicos (perfiles estructurales) unidos por medio de conexiones, de forma que todo el sistema estructural tenga un rendimiento en conjunto antes las solicitaciones de cargas gravitacionales, variables y accidentales [5].

Los aisladores o disipadores en una estructura, tienen la función de cómo su nombre lo indica, aislar la energía que llega a un edificio al momento de ocurrido un sismo, esto con la finalidad de aminorar lo más que se pueda los daños tanto materiales como de vidas. En caso de no contar con estos elementos, los encargados de disipa esta energía son los elementos vigas y columnas a través de daños permanentes [6].

El evento sísmico ocurrido en Northridge hizo que varias hipótesis acerca de las conexiones en edificios de acero sean analizadas y estudiadas, pues hizo que varias estructuras colapsen debido a fallas en la soldadura [7].

2.1.3.1 Análisis estructural de un edificio

El análisis de una estructura es un trabajo que se debe hacer lo más preciso posible, sin embargo, existe errores aleatorios que son aquellos que ocurren al momento de una mala medición, y también están los errores epistémicos que ocurren por el desconocimiento propio de algún parámetro del edificio [8].

En caso de un movimiento sísmico, al hablar de ductilidad de una manera tosca, no se asegura un buen comportamiento, debido a que se están priorizando la resistencia y parámetros similares [9].

Los edificios que están en lugares de alto peligro sísmico están propensas a sufrir varios eventos de sismo constituido por precursores-evento principal-réplicas [10].

2.1.3.2 Espectros de capacidad

Los espectros ayudan bastante a identificar parámetros de estructuras sometidas a fuerzas horizontales [11], y para obtenerlo es importante conocer la deformación del edificio ante estas fuerzas.

2.1.4 Vigas y columnas

Son los elementos estructurales que conforman los pórticos no arriostrados, además de las riostras en los pórticos arriostrados.

La formación de esfuerzos de momentos en los elementos vigas y columnas son los que ocasionan los daños en estos elementos. [5].

2.1.4.1 Tipos de conexiones viga columna

En algunos lugares del mundo el diseño de conexiones que se realizan se hace porque ya fueron previamente estandarizadas, precalificándolas debido a los buenos resultados que dieron al momento de ser ensayadas [12].

El diseño de una conexión se hace analizando factores como la resistencia que pueden tener los elementos de dicha conexión y las formas en las que estos pueden fallar [13].

2.1.4.1.1 Conexión columna-viga sección reducida (RBS)

Esta es una conexión en donde se realiza un corte en la viga que debe ser calculado, en el cual se forman rotulas plásticas.

Este tipo de conexión hace que se formen rotulas plásticas justo en la sección cortada o reducida de la viga, haciendo que se limite la llegada de esfuerzos como momentos a las caras de las columnas, todo esto es probado gracias a los varios ensayos realizados con este tipo de conexión [13].

La conexión de viga de sección reducida ha sido precalificada para su uso en pórticos no arriostrados o especiales a momento, pues cumple con disposiciones sísmicas [13].

Pasos para diseñar [14]

1. Calcular “a”, “b” y “c” teniendo en cuenta sus límites
2. Calcular el Módulo Plástico de la viga en la sección reducida
3. Obtener el máximo momento probable en la sección reducida
4. Obtener la fuerza cortante en la sección reducida
5. Máximo momento probable obtenido en la cara de la columna
6. Cálculo del momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia probable
7. Determinar si se cumple la condición $M_f = \phi_d M_{pe}$
8. Calcular la resistencia necesaria de corte de la viga y en la conexión viga-columna.
9. Diseño de la placa de cortante en la unión alma del ala de la columna con la viga.
10. Diseño de la zona de panel
11. Diseño de la placa de continuidad.
12. Verificar que se cupla lo de columna fuerte y viga débil

2.1.4.1.2 Conexión columna-viga con planchas empernadas a las alas (BFP)

Como su nombre lo indica se trata de una conexión en donde las alas de la viga están empernadas a una plancha que a su vez esta soldada a la columna.

En este caso la rótula plástica se va a formar en la siguiente parte de las planchas en las alas de la viga [13].

2.1.5 Pórticos estructurales

Es un sistema estructural muy utilizado en edificios, en donde las cargas caen en las vigas y son transmitidas al suelo a través de las columnas.

2..1.5.1 Tipos de pórticos

Los pórticos arriostrados excéntricamente y concéntricamente son los más utilizados en la construcción de estructuras metálicas debido a que se ha demostrado su buen comportamiento ante presencia de sismos [3].

Pórticos resistentes a momentos o no arriostrados

Estos pórticos están formados mediante elementos viga y columnas que están conectados mediante pernos, soldaduras o los dos [15].

Las características de estos edificios es que las cargas forman los momentos flectores y de los esfuerzos, a cortante, de sus elementos [5].

Pórticos arriostrados

Los edificios de este tipo tienen un comportamiento controlado por los desplazamientos laterales y la disipación de energía, en este caso, está determinada por la capacidad de la riostra [5].

Pórticos arriostrados concéntricamente

Estos pórticos se caracterizan por la presencia de elementos diagonales que forman triangulaciones.

En este tipo de pórticos las riostras tienen la función de disminuir las excentricidades, y esto se logra haciendo que las barras que se dirigen a la conexión se corten en un punto [15].

Pórticos arriostrados excéntricamente

Estos pórticos al contrario que los arriostrados concéntricamente, buscan que se formen excentricidades en la viga haciendo aparecer grandes efectos de corte y momentos [15].

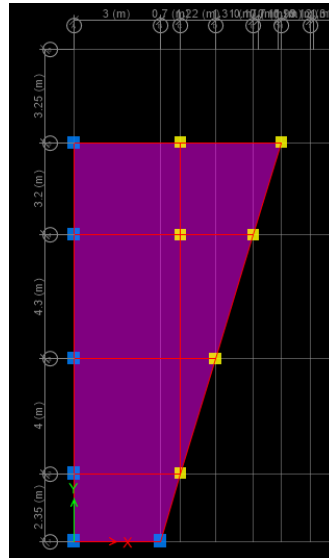
2.2 Marco metodológico

2.2.1 Descripción del edificio

La estructura en la actualidad está totalmente terminada, cuenta con 5 niveles, los dos primeros son de hormigón armado, el tercero tiene columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural, mientras que en los dos últimos niveles tanto vigas como columnas son de acero estructural. También posee un volado de hormigón en el segundo nivel y volados de acero en los niveles 3, 4 y 5.

Es un edificio que presenta irregularidades en planta, por tal motivo es propenso a sufrir problemas de torsión o derivas de piso elevadas.

Ilustración 2: Vista en planta del edificio



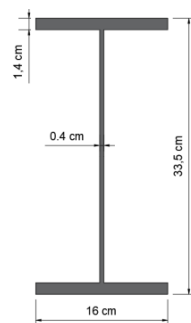
Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software

2.2.2 descripción de materiales y elementos estructurales utilizados

2.2.2.1 Vigas de acero principales

Es un perfil I con 33.5 cm de altura y 0.4 cm de espesor del alma, un patín de 16 cm de ancho y 1.4 cm de espesor. Estas vigas son usadas en los niveles 3, 4 y 5. Son de acero A36.

Ilustración 3: Viga de acero principal

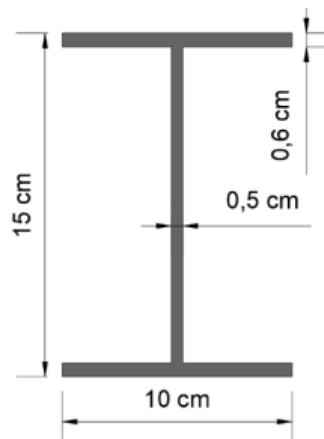


Fuente: El autor

2.2.2.2 Vigas de acero secundarias

Es un perfil tipo I con un alma de 15 cm de altura y 0.5 cm de espesor, un patín de 10 cm de ancho y 0.6 cm de espesor. Estas vigas son utilizadas para efectos de corte. Son de acero A36.

Ilustración 4: Viga de acero secundaria

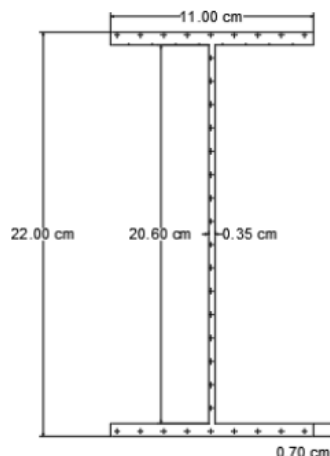


Fuente: El autor

2.2.2.3 Vigas de borde en voladizo

Es un perfil tipo I con un alma de 22 cm de altura y 0.35 cm de espesor, un patín de 11 cm de ancho y 0.7 cm de espesor. Son de acero A36

Ilustración 5: Viga de acero en voladizo



Fuente: El autor

2.2.2.4 Vigas de concreto armado

Están presentes en los niveles 1 y 2, son cuadradas de 45 cm x 45 cm. El concreto es de $f_y=210 \text{ kg/cm}^2$

2.2.2.5 Columnas de acero

Son de secciones cuadradas de 25cm x 25cm con 0.8cm de espesor. Son de acero grado 50.

2.2.2.6 Columnas de hormigón armado

Son columnas de 40 cmx40 cm y de 45cm x 45cm, las cuales son usadas en los niveles 1, 2 y 3. El concreto es de $f_y=210 \text{ kg/cm}^2$

2.2.2.7 Losa de hormigón armado

Es una losa de 20 cm de espesor y está presente en los niveles 1 y 2. El concreto es de $f_y=210 \text{ kg/cm}^2$

2.2.2.8 Losa tipo Deck

Es una losa de 12 cm de espesor, en donde 7 cm de espesor son completamente de hormigón, y 5 cm de altura de la placa colaborante. La placa es de acero A36.

2.2.3 Determinación de cargas

2.2.3.1 Cargas permanentes

El análisis dinámico y estático del edificio se lo realizará con ayuda de un software, por tal motivo no es necesario calcular el peso de los elementos dibujados como vigas, columnas y losas, ya que el programa hace estos cálculos. Lo que si se debe agregar son las sobrecargas.

Para las sobrecargas se asumen valores típicos o promedios de una edificación debido a que no se cuenta con la información de datos exactos.

- **Sobrecarga de piso 1**

Peso de paredes

Para este apartado asumimos un valor de 200 kgf/m^2

Peso de acabados y otras ingenierías

El valor será de 90 kgf/m^2

Peso del ladrillo de la losa alivianada

El peso es de 60 kgf/m^2

$$\text{Sobrecarga total} = 350 \text{ kg/m}^2$$

- **Sobre carga piso 2**

Peso de paredes

Para este apartado asumimos un valor de 200 kgf/m^2

Peso de acabados y otras ingenierías

El valor será de 90 kgf/m^2

Peso del ladrillo de la losa alivianada

El peso es de 60 kgf/m²

$$\text{Sobrecarga total} = 350 \text{ kg/m}^2$$

Para los volados la carga de paredes disminuye, entonces tenemos:

$$\text{Sobrecarga total} = 250 \text{ kg/m}^2$$

Para el balcón la sobrecarga será de 150 kg/m²

- **Sobrecarga de piso 3**

Peso de paredes

Para este apartado asumimos un valor de 200 kgf/m²

Peso de acabados y otras ingenierías

El valor será de 90 kgf/m²

$$\text{Sobrecarga total} = 290 \text{ kg/m}^2$$

Para los volados la carga de paredes disminuye, entonces tenemos:

$$\text{Sobrecarga total} = 240 \text{ kg/m}^2$$

Para el balcón la sobrecarga será de 150 kg/m²

- **Sobrecarga de piso 4**

Peso de paredes

Para este apartado asumimos un valor de 200 kgf/m²

Peso de acabados y otras ingenierías

El valor será de 90 kgf/m²

$$\text{Sobrecarga total} = 290 \text{ kg/m}^2$$

Para los volados la carga de paredes disminuye, entonces tenemos:

$$\text{Sobrecarga total} = 240 \text{ kg/m}^2$$

Para el balcón la sobrecarga será de 150 kg/m²

- **Sobrecarga de piso 5 (techo)**

Peso de acabados y otras ingenierías

El valor será de 80 kgf/m²

$$\text{Sobrecarga total} = 80 \text{ kg/m}^2$$

2.2.3.2 Cargas vivas

- **Carga viva piso 1**

La carga viva es de 250 kg/m²

- **Carga viva piso 2**

La carga viva es de 250 kg/m²

Para el balcón, según la NEC en el capítulo de cargas no sísmicas, la carga debe ser de 480 kg/m²

- **Carga viva piso 3**

La carga viva es de 250 kg/m²

Para el balcón, según la NEC en el capítulo de cargas no sísmicas, la carga debe ser de 480 kg/m²

- **Carga viva piso 4**

La carga viva es de 250 kg/m²

Para el balcón, según la NEC en el capítulo de cargas no sísmicas, la carga debe ser de 480 kg/m²

- **Carga viva piso 5 (techo)**

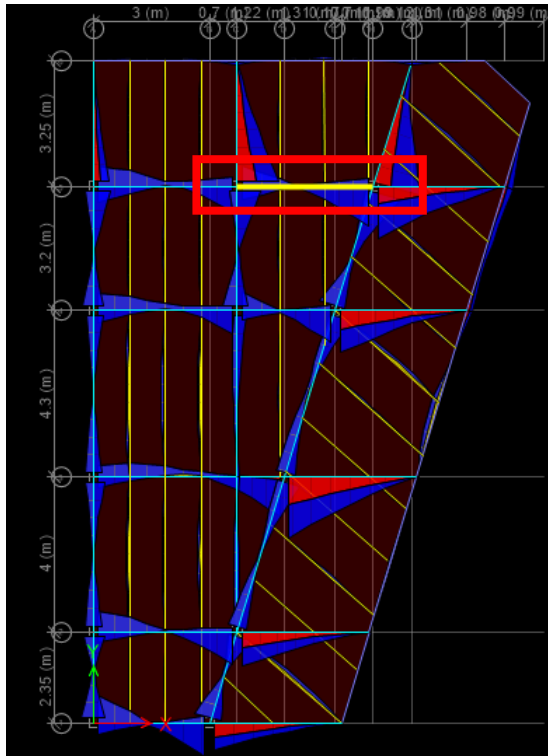
Para techos, según la NEC en el capítulo de cargas no sísmicas, la carga debe ser de 70 kg/m²

2.2.4 Diseño de la conexión columna – viga de sección reducida

Para el diseño se escogió a la viga que recibe el mayor momento, para esto se utilizó el software.

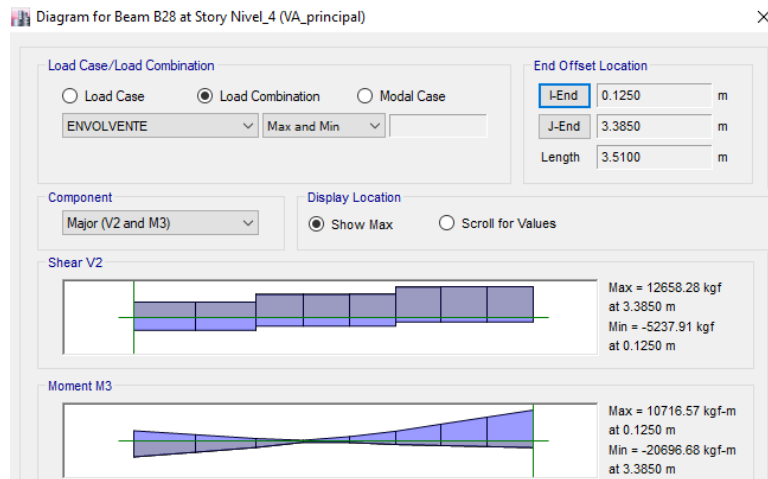
La viga de acero que tiene el mayor momento está ubicada en el nivel 4, en el eje 5.

Ilustración 6: vista en planta del nivel 4.



Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software

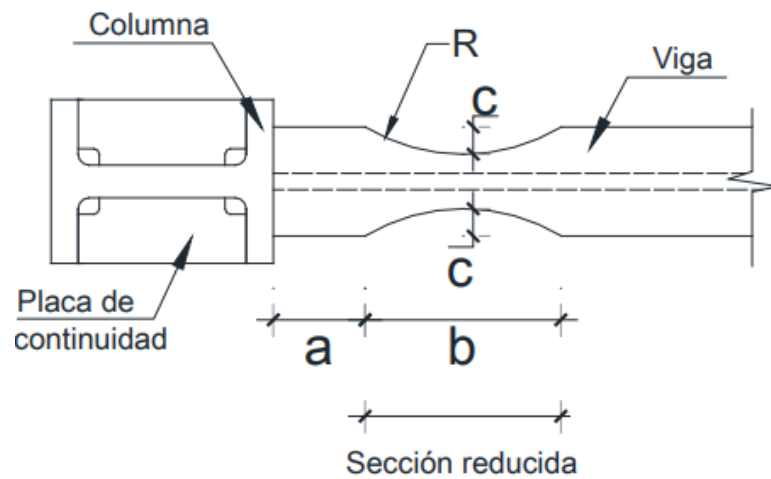
Ilustración 7: viga de análisis.



Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software

PASO 1: Calcular los valores de "a", "b" y "c" con sus limitaciones.

Ilustración 8: Conexión de viga de sección reducida.



Fuente: [16]

$b_f = 16 \text{ cm}$, ancho del ala de la viga

$d = 33.5 \text{ cm}$, peralte de la viga

$t_f = 1.4 \text{ cm}$, espesor del ala de la viga

$e = 0.4 \text{ cm}$, espesor del alma de la viga

$L = 351 \text{ cm}$, longitud de la viga a ejes

$$0.5b_f \leq a \leq 0.75b_f$$

$$0.5 * 16 \leq a \leq 0.75 * 16$$

$$8 \leq a \leq 12$$

$$a = 8 \text{ cm}$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$

$$0.65 * 33.5 \leq b \leq 0.85 * 33.5$$

$$21.775 \leq b \leq 28.475$$

$$b = 22 \text{ cm}$$

$$0.1b_f \leq c \leq 0.25b_f$$

$$0.1 * 16 \leq c \leq 0.25 * 16$$

$$1.6 \leq c \leq 4$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

PASO 2: Calculo del módulo plástico de la viga al centro de la viga de sección reducida

$$A_f = b_f * t_f = 16 * 1.4 = 22.4 \text{ cm}^2$$

$$h_f = d - t_f = 33.5 - 1.4 = 32.1 \text{ cm}$$

$$A_w = (d - 2 * t_f) * e = (33.5 - 2 * 1.4) * 0.4 = 12.28 \text{ cm}^2$$

$$h_i = d - 2 * t_f = 33.5 - 1.4 = 30.7 \text{ cm}$$

$$Z_v = A_f * h_f + A_w * \frac{h_i}{4} = 22.4 * 32.1 + 12.28 * \frac{30.7}{4} = 813.289 \text{ cm}^3$$

$$Z_{VSR} = Z_v - 2 * c * t_f * (d - t_f) = 813.289 - 2 * 3 * 1.4(33.5 - 1.4) = 543.65 \text{ cm}^3$$

PASO 3: Determinar el máximo momento probable en la sección reducida

$$F_{yv} = 36 \text{ ksi} = 2531.05 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F_{uw} = 58 \text{ ksi} = 4077.804 \text{ kgf/cm}^2$$

$$R_y = 1.3$$

$$C_{pr} = \frac{F_{yv} + F_{uw}}{2F_{yv}} = \frac{36 + 58}{2 * 36} = 1.306 \leq 1.2$$

$$C_{pr} = 1.2$$

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_{yv} * Z_{VSR} = 2146564.783 \text{ kgf} * \text{cm}$$

PASO 4: Determinar la fuerza de corte al centro de la viga de sección reducida

$$d_c = \text{ancho de columna} = 25 \text{ cm}$$

$$L_h = L - 2 * \left(a + \frac{b}{2} \right) - d_c = 351 - 2 * \left(8 + \frac{22}{5} \right) - 25 = 288 \text{ cm}$$

$$V_{grav} = 12658.28 \text{ kgf}$$

$$V_{VSR} = 2 * \frac{M_{pr}}{L_h} + V_{grav} = 2 * \frac{2146564.783}{288} + 12658.28 = 27564.98 \text{ kgf}$$

PASO 5: Calculo del máximo momento probable en la cara de la columna

$$S_h = a + \frac{b}{2} = 8 + 11 = 19 \text{ cm}$$

$$M_f = M_{pr} + V_{VSR} * S_h = 2146564.783 + 27564.98 * 19 = 2670299.401 \text{ kgf} * \text{cm}$$

PASO 6: Calculo del momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia probable.

$$M_{pe} = R_{yv} * Z_v * F_{yv} = 1.3 * 813.289 * 2531.05 = 2676018.175 \text{ kgf} * \text{cm}$$

PASO 7: Determinar que se cumpla.

$$M_f < \phi_d M_{pe} \quad \text{sí cumple}$$

PASO 8: Determinar la resistencia requerida al cortante V_u de la viga y en la conexión viga-columna

$$V_u = V_{VSR} + V_{grav} = 40223.26 \text{ kgf}$$

PASO 9: Diseñar la placa de corte en la unión de la viga con la columna

$$\phi_v V_n \geq V_u \quad \phi_v V_n = \phi_v d_{pc} t_{pc} F_{ypc}$$

Para $t_{pc} = 0.9 \text{ cm}$, $\phi_v = 0.6$ y $F_{ypc} = 36 \text{ ksi}$

$$d_{pc} = \frac{V_u}{\phi_v * t_{pc} * F_{ypc}} = \frac{40223.26}{0.6 * 0.9 * 2531.05} = 29.429 \text{ m}$$

$$d_{pc} = 30 \text{ cm}$$

PASO 10: Diseñar la zona del panel

No se diseña al contar con una columna cuadrada

PASO 11: Diseñar la placa de continuidad

Será del mismo espesor que el patín de la viga

PASO 12: Revisar que se cumpla columna fuerte y viga débil

Debe cumplirse que: $\frac{\sum M_{pc}}{M_{pv}}$

Donde:

$$Z_c = 703.024 \text{ cm}^3 \quad F_{yc} = 50 \text{ ksi} \quad e_c = 0.8 \text{ cm}$$

$$P_{uc1} = 18090.54 \text{ kgf del software}$$

$$P_{uc2} = 9054.09 \text{ kgf del software}$$

$$A_g = (d_c * d_c) - (d_c - 2 * e_c) * (d_c - 2 * e_c) = 77.24 \text{ cm}^2$$

$$\sum M_{pc} = \left(Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc1}}{A_g} \right) \right) + \left(Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc2}}{A_g} \right) \right) = 4697763.547 \text{ kgf} * \text{cm}$$

$$M_{uv1} = V_{VSR} \left(a + \frac{b}{2} \right) = 523734.618 \text{ kgf} * \text{cm}$$

$$M_{pv1} = (1.1 * R_{yv} * F_{yv} * Z_{VSR} + M_{uv1} = 2491419.002 \text{ kgf} * \text{cm}$$

$$L_{h2} = 334.67 \text{ cm} - 2 * \left(a + \frac{b}{2} \right) - d_c = 271.67 \text{ cm}$$

$$V_{VSR2} = \frac{2 * M_{pr}}{L_{h2}} = 15802.737 \text{ kgf}$$

$$M_{uv2} = V_{VSR2} \left(a + \frac{b}{2} \right) = 300252.003 \text{ kgf} * \text{cm}$$

$$M_{pv2} = (1.1 * R_{yv} * F_{yv} * Z_{VSR} + M_{uv2} = 2267936.388 \text{ kgf} * \text{cm}$$

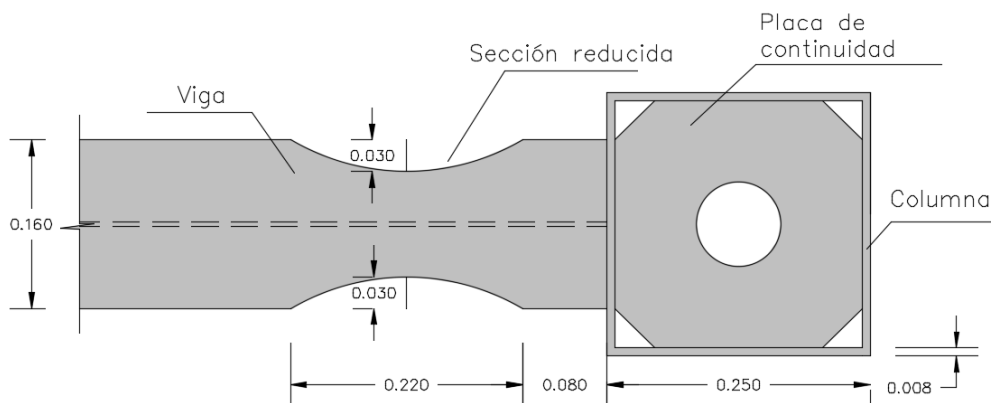
$$M_{pv3} = 747 * F_{yv} * 0.9 = 1701624.915 \text{ kgf} * \text{cm} \rightarrow \text{Del software}$$

$$M_{pv4} = 747 * F_{yv} * 0.9 = 1701624.915 \text{ kgf} * \text{cm} \rightarrow \text{Del software}$$

$$\sum M_{pv} = M_{pv1} + M_{pv2} + M_{pv3} + M_{pv4}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1 \rightarrow \frac{4697763.547}{8162605.22} \geq 1 \rightarrow 0.576 \geq 1 \text{ NO CUMPLE}$$

Ilustración 9: Conexión de viga de sección reducida-columna 25cmx25cm.



Fuente: El autor

Al no cumplir con el requerimiento de columna fuerte y viga débil se propone una nueva sección de columna con el fin de cumplir esta condición.

Se propone una columna de 30cm x 30cm con espesor de 1.1cm

PASO 4: Determinar la fuerza de corte al centro de la viga de sección reducida

$$d_c = \text{ancho de columna} = 30\text{cm}$$

$$L_h = L - 2 * \left(a + \frac{b}{2}\right) - d_c = 351 - 2 \left(8 + \frac{22}{5}\right) - 30 = 283\text{ cm}$$

$$V_{grav} = 11548.29\text{ kgf} \rightarrow \text{Etabs}$$

$$V_{VSR} = 2 * \frac{M_{pr}}{L_h} + V_{grav} = 2 * \frac{2146564.783}{288} + 11548.29 = 26718.359\text{ kgf}$$

PASO 5: Calculo del máximo momento probable en la cara de la columna

$$S_h = a + \frac{b}{2} = 8 + 11 = 19\text{cm}$$

$$M_f = M_{pr} + V_{VSR} * S_h = 2146564.783 + 26718.359 * 19 = 2654213.607\text{ kgf} * \text{cm}$$

PASO 7: Determinar que se cumpla.

$$M_f < \phi_d M_{pe} \quad \text{si cumple}$$

PASO 8: Determinar la resistencia requerida al cortante V_u de la viga y en la conexión viga-columna

$$V_u = V_{VSR} + V_{grav} = 38266.649\text{ kgf}$$

PASO 9: Diseñar la placa de corte en la unión de la viga con la columna

$$\phi_v V_n \geq V_u \quad \phi_v V_n = \phi_v d_{pc} t_{pc} F_{ypc}$$

Para $t_{pc} = 0.85\text{cm}$, $\phi_v = 0.6$ y $F_{ypc} = 36\text{ksi}$

$$d_{pc} = \frac{V_u}{\phi_v * t_{pc} * F_{ypc}} = \frac{40223.26}{0.6 * 0.9 * 2531.05} = 29.645\text{m}$$

$$d_{pc} = 30\text{ cm}$$

PASO 12: Revisar que se cumpla columna fuerte y viga débil

Debe cumplirse que: $\frac{\sum M_{pc}}{M_{pv}}$

Donde:

$$Z_c = 1378.86\text{ cm}^3$$

$$F_{yc} = 50\text{ksi}$$

$$e_c = 1.1\text{ cm}$$

$$P_{uc1} = 17311.43\text{kgf} \text{ del software}$$

$$P_{uc2} = 8504.16\text{kgf} \text{ del software}$$

$$A_g = (d_c * d_c) - (d_c - 2 * e_c) * (d_c - 2 * e_c) = 127.16 \text{ cm}^2$$

$$\sum M_{pc} = \left(Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc1}}{A_g} \right) + Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc2}}{A_g} \right) \right) = 9413730.978 \text{ kgf} * \text{cm}$$

$$M_{uv1} = V_{VSR} \left(a + \frac{b}{2} \right) = 507648.824 \text{ kgf} * \text{cm}$$

$$M_{pv1} = (1.1 * R_{yv} * F_{yv} * Z_{VSR} + M_{uv1}) = 2475333.208 \text{ kgf} * \text{cm}$$

$$L_{h2} = 334.67 \text{ cm} - 2 * \left(a + \frac{b}{2} \right) - d_c = 266.67 \text{ cm}$$

$$V_{VSR2} = \frac{2 * M_{pr}}{L_{h2}} = 16099.035 \text{ kgf}$$

$$M_{uv2} = V_{VSR2} \left(a + \frac{b}{2} \right) = 305881.68 \text{ kgf} * \text{cm}$$

$$M_{pv2} = (1.1 * R_{yv} * F_{yv} * Z_{VSR} + M_{uv2}) = 2267936.388 \text{ kgf} * \text{cm}$$

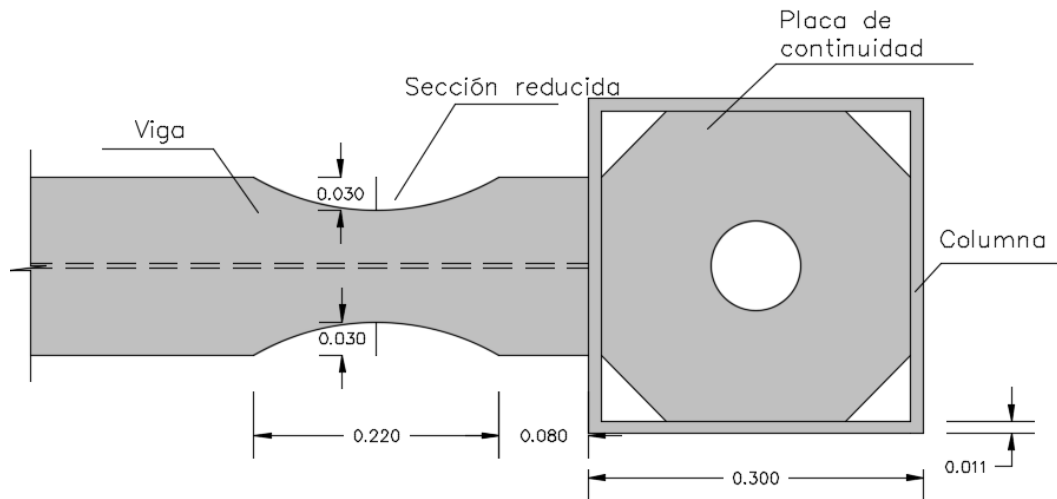
$$M_{pv3} = 747 * F_{yv} * 0.9 = 1701624.915 \text{ kgf} * \text{cm} \rightarrow \text{Del software}$$

$$M_{pv4} = 747 * F_{yv} * 0.9 = 1701624.915 \text{ kgf} * \text{cm} \rightarrow \text{Del software}$$

$$\sum M_{pv} = M_{pv1} + M_{pv2} + M_{pv3} + M_{pv4}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1 \rightarrow \frac{9413730.978}{8152149.081} \geq 1 \rightarrow 1.155 \geq 1 \text{ CUMPLE}$$

Ilustración 10: Conexión de viga de sección reducida-columna 30cmx30cm.



Fuente: El autor

Una vez realizado el diseño de la conexión solo queda realizar el proceso de soldadura siguiendo los requerimientos establecidos el código de soldadura AWS.

3. CONCLUSIONES

- Se recopiló información del edificio, de dimensiones de los elementos vigas, columnas losa y los materiales de los cuales están hechos, además se verificó que la estructura presenta irregularidad en plantas y que está construido de hormigón y acero estructural.
- Se realizó un análisis dinámico espectral con un software, esto permitió identificar la ubicación de esfuerzos máximos, lo cual fue útil para encontrar la viga que posteriormente sería analizada para el diseño de la conexión.
- El nudo crítico que se analizó está ubicado en el nivel cuatro del edificio en el eje 5 de la vista en planta, tiene un momento de 20696.68 kgf*m y un cortante de 12658.28 kgf a cara de columna, con esta información se inició el diseño de la conexión en el nudo.
- Desde el proyecto arquitectónico, la estructuración sísmica y la inobservancia de requisitos de conexiones precalificadas, se encontró que la respuesta principal del edificio es torsional, desplazamientos relativos de piso sin control normativo, combinación de distintos materiales (concreto armado versus acero estructural) que influye en la rigidez lateral de cada piso alterando la adecuada respuesta dinámica del sistema.
- Simplemente utilizando las dimensiones de vigas y columnas para el nudo más crítico, se encontró que la conexión es insuficiente en su capacidad de disipar energía inelástica, esto según requisitos de código, encontrándose con la necesidad de aumentar el tamaño de las columnas a 30cm x 30cm y de además controlar las condiciones de diseño complementarias para este tipo de pórticos resistentes a momento.

4. RECOMENDACIONES

- Respetar los procedimientos de diseño de conexiones precalificadas existentes, y en caso de utilizar una conexión propuesta, asegurarse de realizar los ensayos respectivos para comprobar su correcto desempeño.
- Seguir procedimientos de diseño de los respectivos códigos para disipar energía
- Se debe evitar modificar el sistema estructural cuando se hace ampliaciones, no es conveniente realizar un edificio de hormigón y luego seguir construyendo más pisos con acero estructural.
- Antes de hacer una ampliación se entiende que se debe hacer un análisis estructural no lineal

5. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

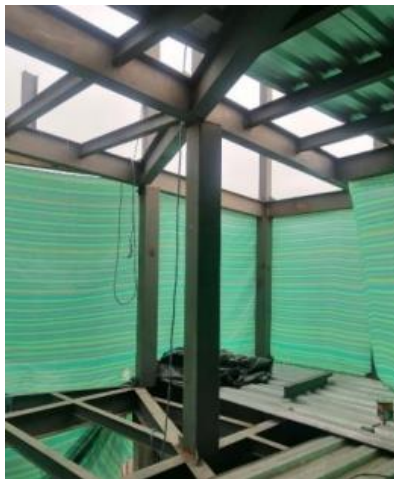
- [1] J. A. Rodríguez Martín, «El hierro y el acero en la construcción de edificios históricos de cartagena del siglo XIX y principios del XX,» de *XXV Jornadas de Patrimonio Cultural, Región de Murcia*, Murcia, Tres Fronteras, 2019, pp. 327-333.
- [2] S. Segura-Barrientos, «REFERENTES SOBRE EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS LIGERAS DE ACERO CONFORMADO EN FRÍO,» *Ciencia en su PC*, vol. 1, nº 4, pp. 55-67, 2018.
- [3] S. Fuentes-Sánchez, L. González-Díaz, F. Calderín-Mestre y Y. Sánchez-Zamora, «CONSIDERACIONES ACERCA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO EN CUBA,» *Ciencia en su PC*, vol. I, nº 4, pp. 11-26, 2018.
- [4] E. Tapia Hernández y J. S. García Carrera, «COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO DURANTE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 2017,» *Ingeniería sísmica*, nº 101, pp. 36-52, 2019.
- [5] S. A. Díaz Alavarado, «Análisis estructural sísmico de edificios de acero: Un enfoque probabilista,» Barcelona, 2017.
- [6] A. M. Ramírez Ospina, J. A. González Muñoz, O. Cundumi Sánchez y J. D. Villalba Morales, «Optimización del diseño de estructuras conformadas por pórticos de acero resistentes a momentos y amortiguadores de masa sintonizada (tmd),» *Ciencia e ingeniería Neogranadina*, vol. 31, nº 2, pp. 9-25, 2021.
- [7] D. D. León-Escobedo y J. C. Trueba-Albino, «Comparación entre 3 tipos alternativos de conexión en un edificio de acero bajo cargas sísmicas,» *Ingeniería, investigación y tecnología*, vol. XXI, nº 3, pp. 1-12, 2020.
- [8] S. Díaz, L. Pujades, A. Barbat, D. Hidalgo y Y. Vargas, «Análisis dinámico probabilista de edificios de acero sometidos a sismos de larga duración,» *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, vol. 34, nº 1, p. 6, 2018.
- [9] D. P. Guerrero Cuasapaz, «Análisis técnico y económico del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando arriostramientos concéntricos,» *Gaceta Técnica*, vol. 20, nº 1, pp. 41-59, 2019.
- [10] J. Ruiz García, E. Bojórquez Mora, E. Corona Villar y A. Reyes Salazar, «Comportamiento de edificios de acero con contraventeos excéntricos ante secuencias sísmicas,» *Ingeniería Sísmica*, nº 100, pp. 30-50, 2019.
- [11] C. Bermúdez, L. Pujades y A. Barbat, «Parametrización de espectros de capacidad de edificios de acero,» *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, vol. 36, nº 1, pp. 1-31, 2020.

- [12] H. M. Acero y P. Guerrero, «Precalificación de una conexión soldada a momento viga-columna para aplicaciones en edificios metálicos,» *Ingeniería y Competitividad*, vol. 8, nº 2, pp. 64-79, 2006.
- [13] G. Pannillo, C. María y R. Héctor, «Desarrollo y programación de conexiones sismorresistentes tipo BFP y RBS conforme a la normativa ANSI/AISC 358-16,» *Gaceta Técnica*, vol. 19, nº 2, pp. 51-68, 2018.
- [14] ANSI/AISC 358-16, «Prequalified Connections For Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications,» American Institute of Steel Construction, Chicago, 2016.
- [15] F. Crisafulli, *Diseño sismorresistente de construcciones de acero* (5ta. ed.), Mendoza, 2018.
- [16] NEC, «Estructuras de acero,» Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2015.

6. ANEXOS



Anexo 1: Edificio en construcción



Anexo 2: Elementos de acero del edificio



Anexo 3: Conexión columna de hormigón con vigas de acero



Anexo 4: Nudo rígido existente



Anexo 5: Conexión viga-columna existente



Anexo 6: Edificio en la actualidad

6.1 Modelación y análisis del edificio con un software

6.1.1 Definición de materiales

- Definición de materiales de acero

Ilustración 11: Definición de acero grado 36.

The image shows two overlapping windows from a software application. The top window is titled "Material Property Data" and contains the following fields:

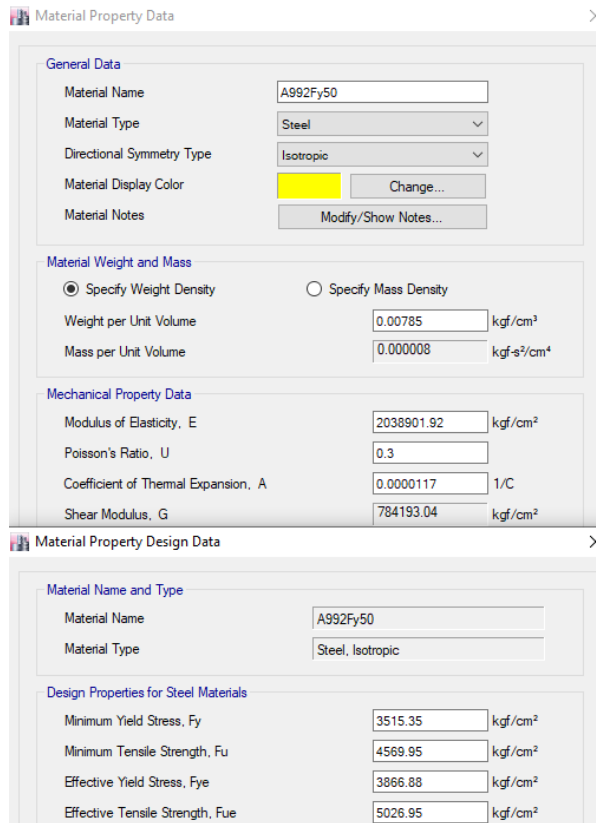
- General Data:**
 - Material Name:
 - Material Type:
 - Directional Symmetry Type:
 - Material Display Color:
 - Material Notes:
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: kgf/cm³
 - Mass per Unit Volume: kgf-s²/cm⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²
 - Poisson's Ratio, U:
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C
 - Shear Modulus, G: kgf/cm²

The bottom window is titled "Material Property Design Data" and contains the following fields:

- Material Name and Type:**
 - Material Name:
 - Material Type:
- Design Properties for Steel Materials:**
 - Minimum Yield Stress, Fy: kgf/cm²
 - Minimum Tensile Strength, Fu: kgf/cm²
 - Effective Yield Stress, Fye: kgf/cm²
 - Effective Tensile Strength, Fue: kgf/cm²

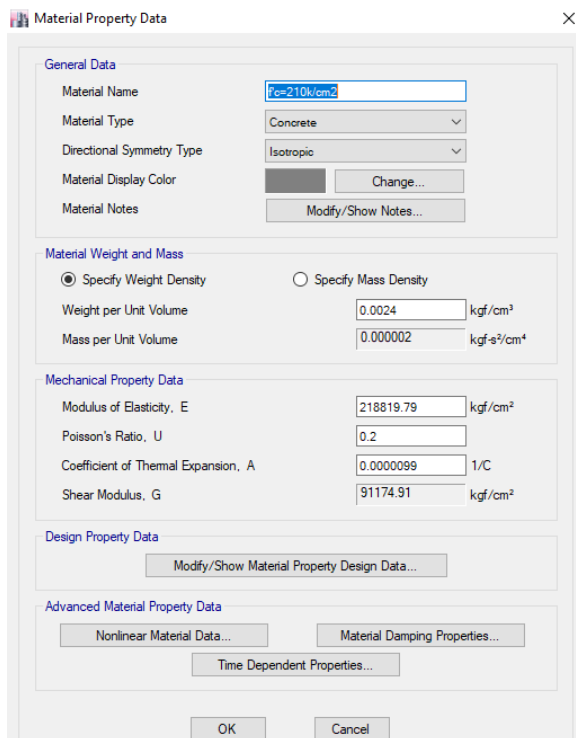
Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software

Ilustración 12: Definición de acero grado 50.



Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software

Ilustración 13: Definición de Hormigón.

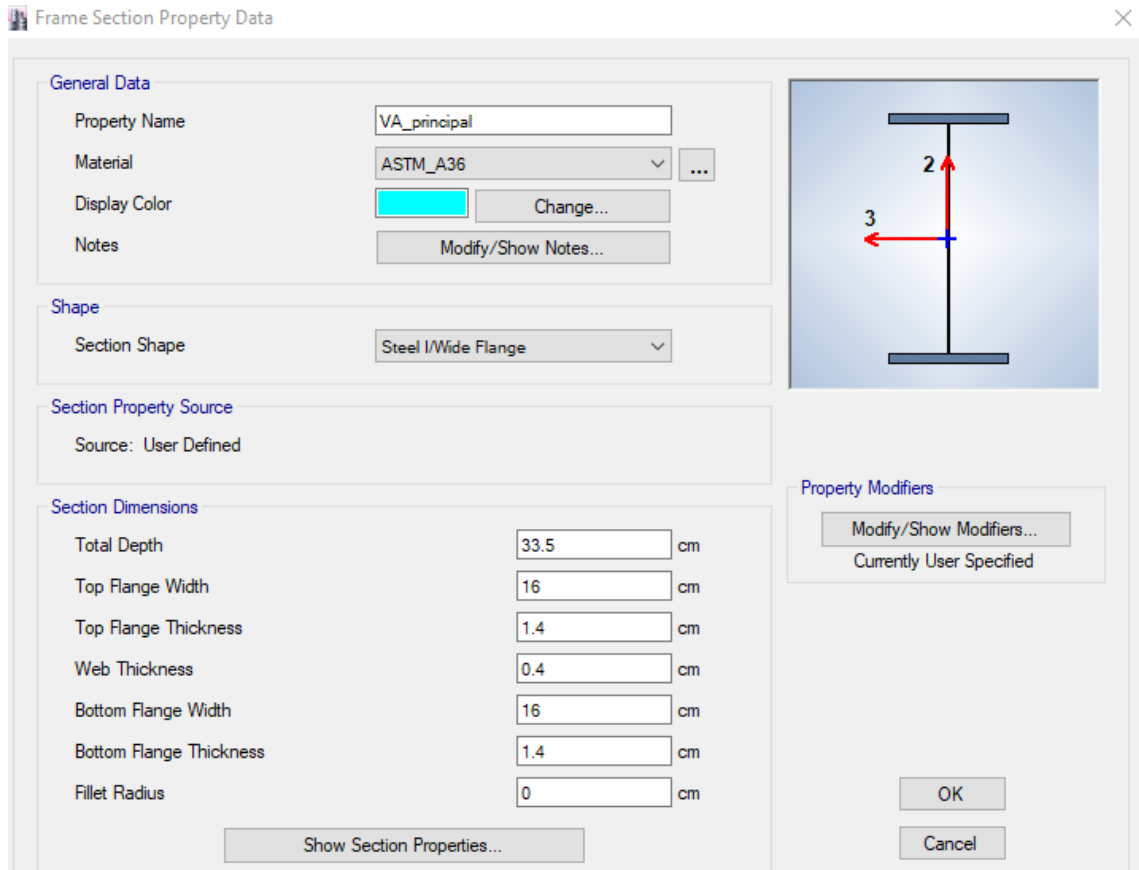


Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software

6.1.2 Definición de secciones

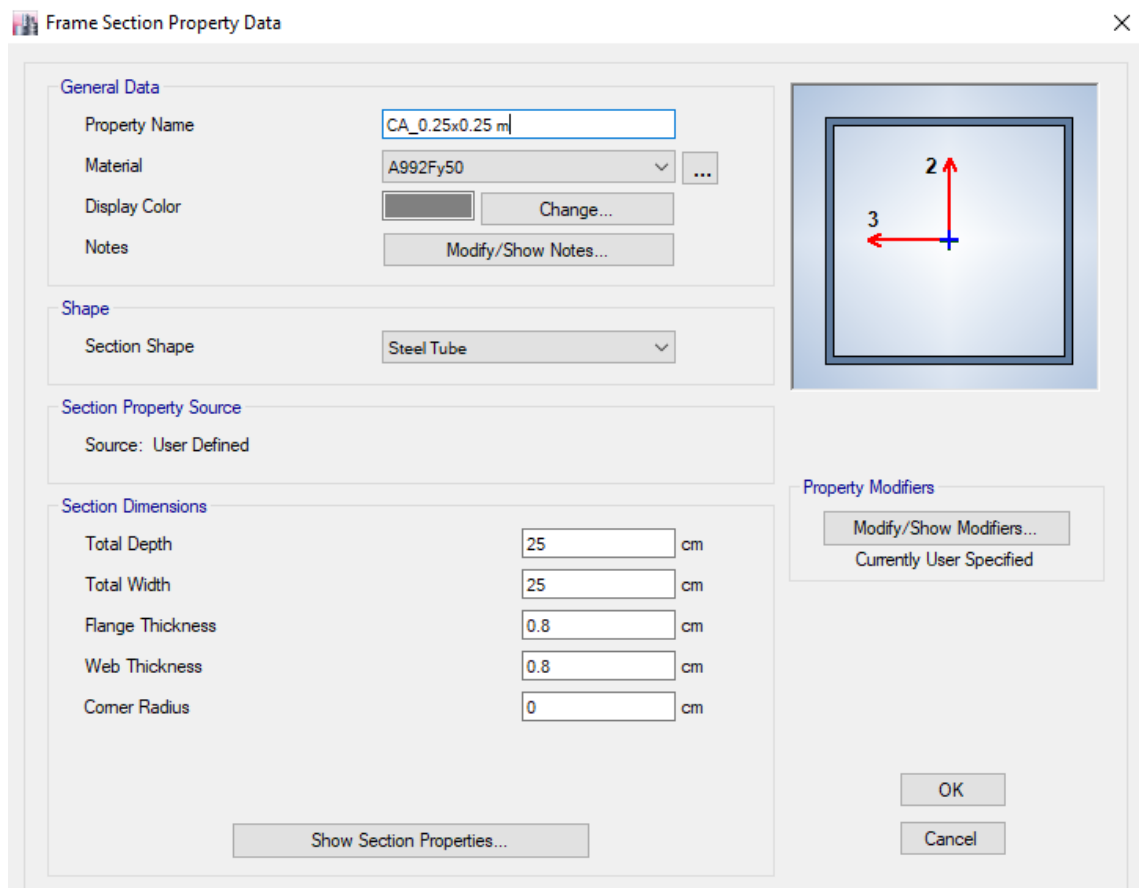
Las secciones se definen con los datos que se mencionaron anteriormente tal como se ve a continuación.

Ilustración 14: Definición de Viga de acero principal.



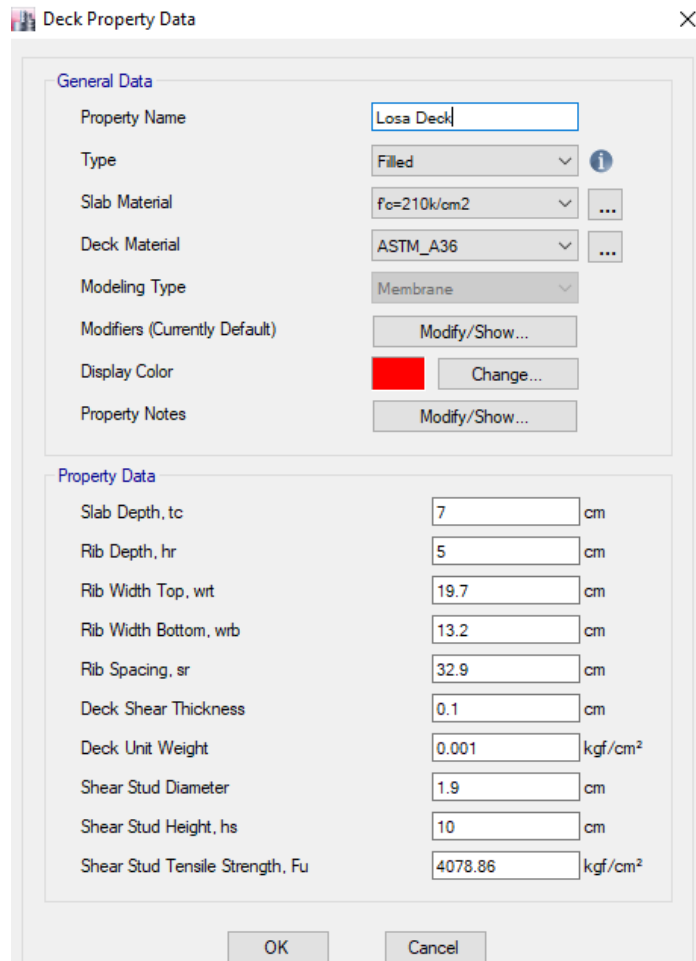
Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software

Ilustración 15: Definición de columna de acero.



Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software

Ilustración 16: Definición de sección deck.

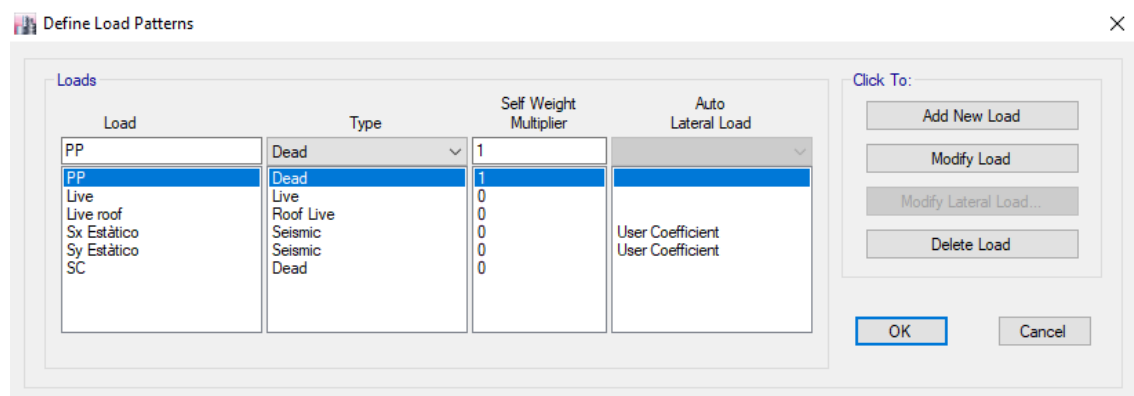


Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software

De la misma manera se define a las demás secciones necesarias para el modelado y análisis del edificio.

6.1.3 Definición de cargas estáticas

Ilustración 17: Definición de cargas estáticas.



Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software.

El coeficiente 1 indica que el programa está tomando en cuenta el peso propio de la estructura en sus cálculos internos.

Para las cargas sísmicas estáticas en x e y se necesitan los coeficientes k y C.

El coeficiente de cortante basa se lo calcula con la formula:

$$C = \frac{I * S_a}{R * \phi_e * \phi_p}$$

Donde:

I = Importancia de la estructura

S_a = aceleración espectral

R = Coeficiente de ductilidad

ϕ_e = Irregularidad en elevación

ϕ_p = Irregularidad en planta

La importancia de la estructura es de 1.

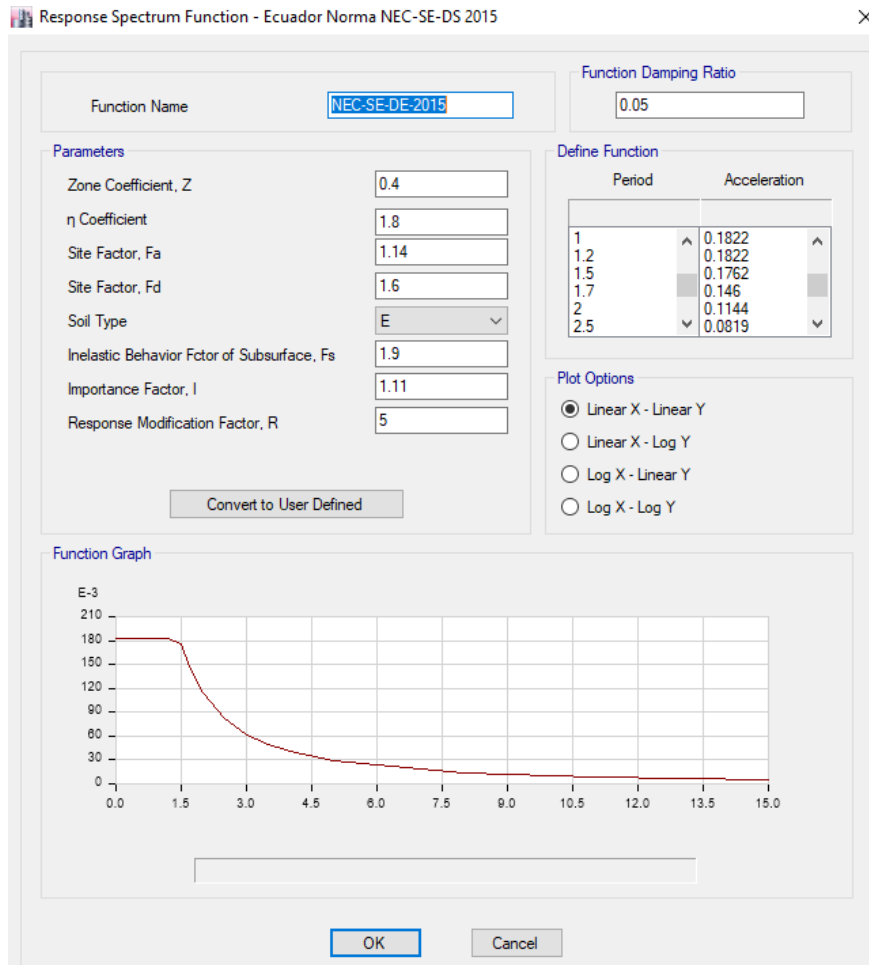
El coeficiente de ductilidad de acuerdo a la norma y según las características de este edificio es igual a 5.

No existe irregularidad en elevación por lo tanto $\phi_e = 1$

Si existe irregularidad en planta, por lo tanto $\phi_p = 0.9$

Para hallar el valor de *S_a* primero es necesario ingresar el espectro de diseño al programa, de acuerdo factores como el tipo de suelo, coeficientes *F_a*, *F_d* y *F_s*, entre otros, los cuales se los obtiene mediante tablas en la NEC, en el capítulo de cargas no sísmicas-diseño sismo resistente.

Ilustración 18: Función espectro.



Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software.

De la imagen anterior podemos apreciar que para nuestro periodo de 1.161 seg del primero modo de vibración, el valor de la aceleración espectral es de $S_a = n * z * F_a = 1.8 * 0.4 * 1.14$.

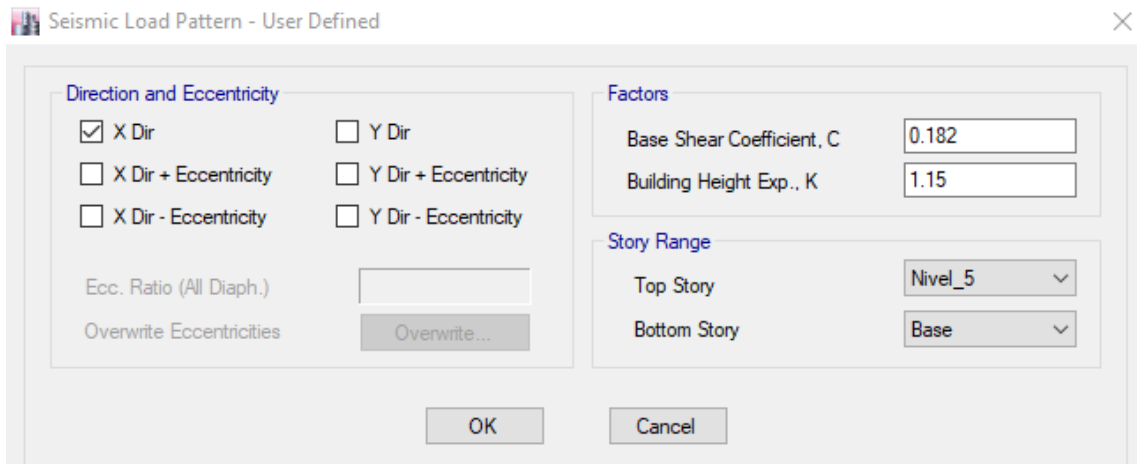
Entonces

$$C = \frac{1 * 1.8 * 0.4 * 1.14}{5 * 1 * 0.9} = 0.1822$$

Vemos que el valor de C coincide con el valor de la ilustración 13.

Con el valor de C ya podemos ingresar correctamente estos datos y modificar las cargas sísmicas en el software.

Ilustración 19: Cargas lateral en x.



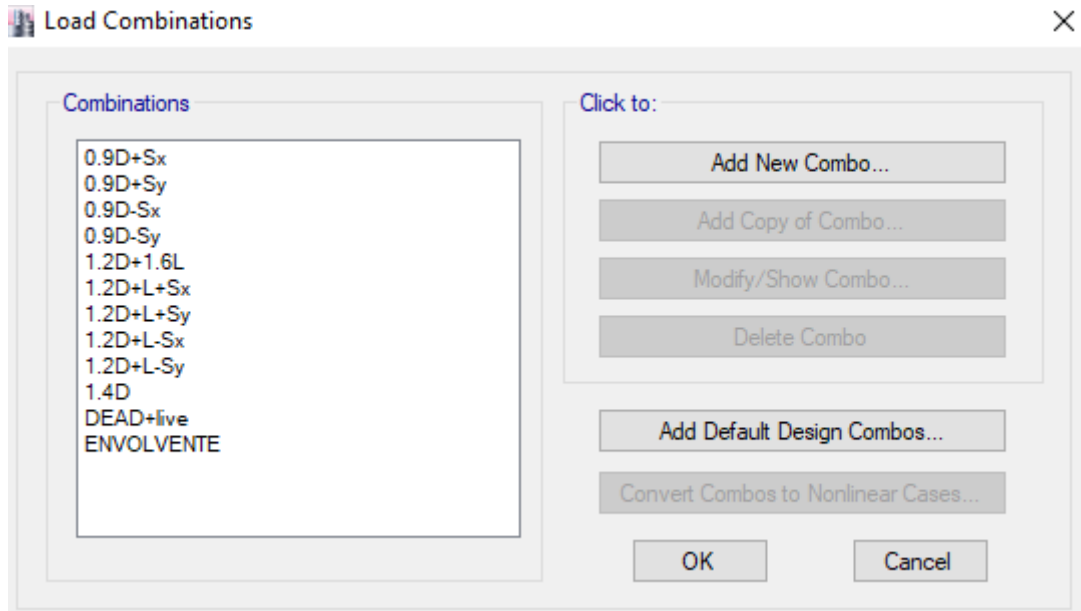
Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software .

Hacemos lo mismo con la carga sísmica en y.

6.1.4 Combinaciones de carga

Aquí se ingresan las combinaciones de carga establecidas en la NEC, y al final una envolvente que nos ayudará a identificar los momentos y cortantes máximos:

Ilustración 20: Combinaciones de cargas

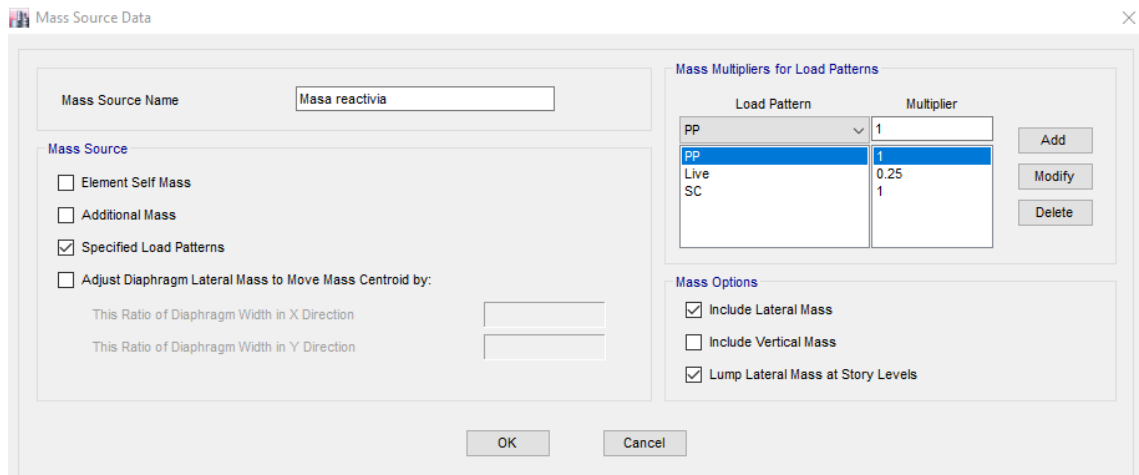


Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software.

6.1.5 Masa reactiva

La masa reactiva se toma de un 100% de carga muerta y un 25% de la carga viva.

Ilustración 21: Definición de masa reactiva

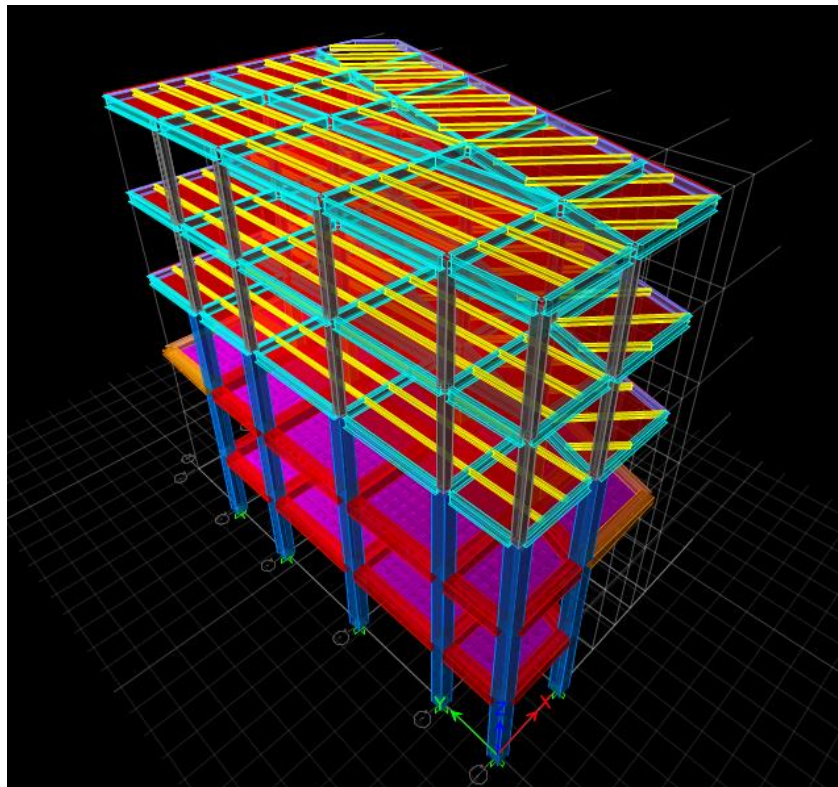


Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software.

6.1.6 Dibujo de la estructura

Una vez definido los materiales, las secciones y las cargas, ya se puede modelar la estructura.

Ilustración 22: Estructura 3D modelada en el software



Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software.

6.1.7 Ajuste de cortante basal

Para esto necesitamos las reacciones de la base de la estructura en sismo dinámico y estático.

Ilustración 23: Cortantes en la base

Load Case/Combo	FX kgf	FY kgf
PP	0.03	-0.01
Live	0.03	-0.01
Live roof	0	0
Sx Estático	-97106.49	-0.14
Sy Estático	-0.17	-97106.74
Sx Dinámico Max	58998.73	34119.81
Sy Dinámico Max	34119.68	48998.69

Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software.

Porcentaje del cortante dinámico en x en comparación al cortante estático en x

$$\frac{S_{DX}}{S_{EX}} = \frac{58998.73}{97106.49} * 100 = 60.757\%$$

Porcentaje del cortante dinámico en y en comparación al cortante estático en y

$$\frac{S_{DY}}{S_{EY}} = \frac{48998.69}{97106.49} * 100 = 50.459\%$$

Se necesita hacer un ajuste de cortante, para ello se halla un factor que hará llegar estos porcentajes a un 85%, así:

$$\text{Para } x, \frac{0.85}{0.60757} = 1.399$$

$$\text{Para } y, \frac{0.85}{0.50459} = 1.68454$$

Aplicamos estos factores de corrección del software y tenemos el siguiente cuadro de cortantes en la base.

Ilustración 24: Cortantes en la base corregidos

Load Case/Combo	FX kgf	FY kgf
PP	0.03	-0.01
Live	0.03	-0.01
Live roof	0	0
Sx Estático	-97106.49	-0.14
Sy Estático	-0.17	-97106.74
Sx Dinámico Max	82539.23	47733.61
Sy Dinámico Max	57475.97	82540.25

Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software.

Porcentaje del cortante dinámico en x en comparación al cortante estático en x

$$\frac{S_{DX}}{S_{EX}} = \frac{82539.23}{97106.49} * 100 = 85\%$$

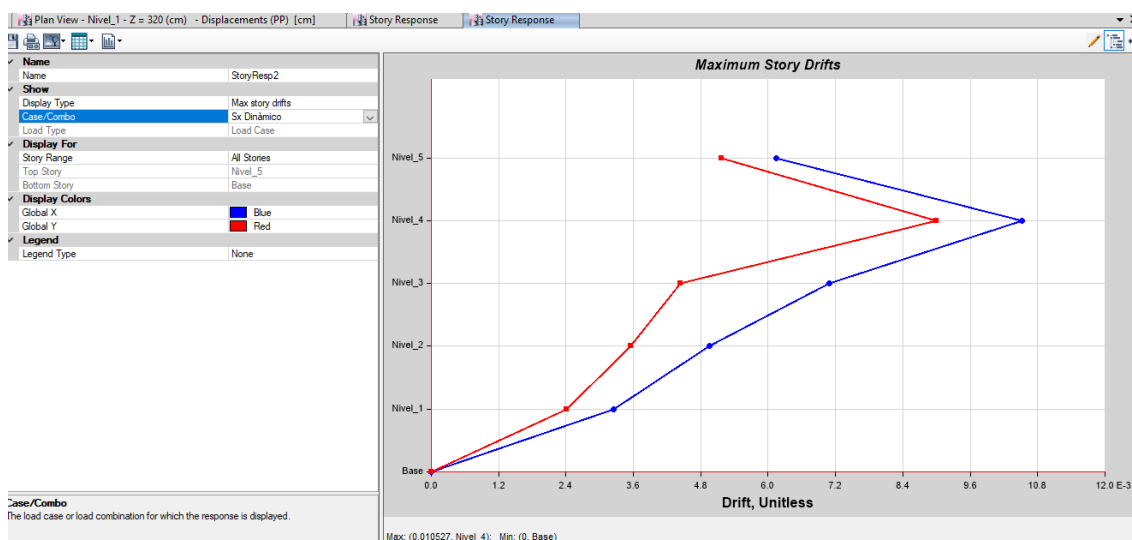
Porcentaje del cortante dinámico en y en comparación al cortante estático en y

$$\frac{S_{DY}}{S_{EY}} = \frac{82540.25}{97106.49} * 100 = 85\%$$

6.1.8 Derivas

- Deriva en x

Ilustración 25: Deriva de piso, sismo dinámico en x

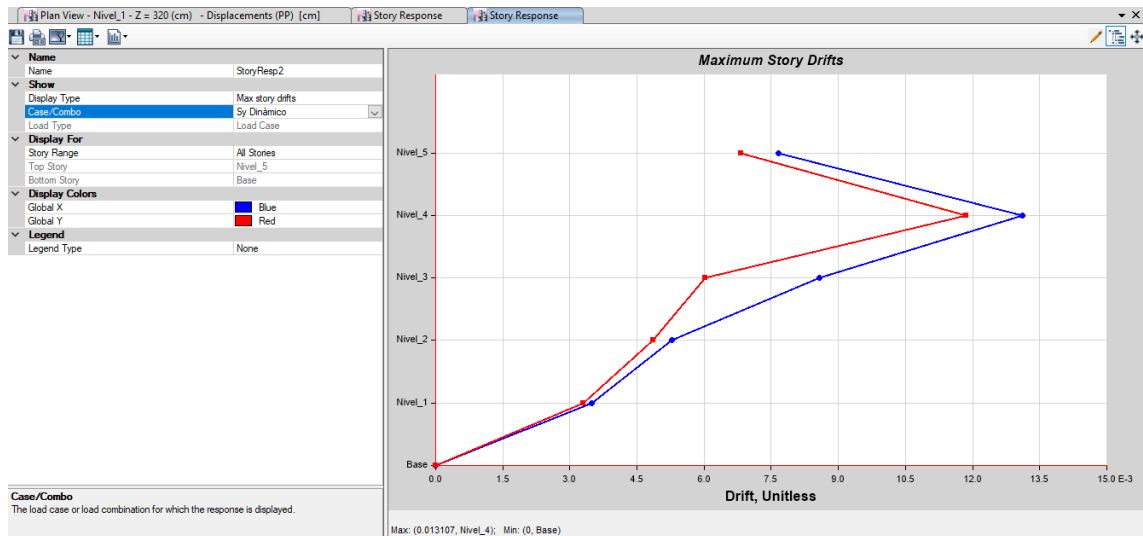


Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software

$$\Delta_x = 0.75 * 5 * 0.010527 = 0.039$$

- Deriva en y

Ilustración 26: Deriva de piso, sismo dinámico en y



Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software

$$\Delta_y = 0.75 * 5 * 0.013107 = 0.049$$

6.1.9 Modos de vibración

El software también nos brinda los modos de vibración de la estructura, en total se necesitaron 15 modos para alcanzar un 100% de participación de la masa. A continuación, se muestran los 3 primeros modos que son los de mayor participación.

Ilustración 27: Modos de vibración.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	1.161	0.2177	0.2511	0	0.2177	0.2511	0	0.1195	0.0949	0.2943
Modal	2	0.942	0.5002	0.1753	0	0.7179	0.4264	0	0.0774	0.1984	0.0551
Modal	3	0.768	0.0123	0.3034	0	0.7302	0.7298	0	0.101	0.0037	0.3825

Fuente: Modelo matemático creado por el autor en el software