

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI- EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL
COMISIÓN DE TRABAJO DE GRADO



**EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE LA MATERNIDAD
MARÍA OJEDA (MMO) UBICADA EN EL MUNICIPIO
SAN JOSÉ DE GUANIPA, ANZOÁTEGUI**

Autores:

Br. Aponte A., José J.

Br. Morón R., Eduardo A.

**Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente
como Requisito para optar al Título de:**

INGENIERO CIVIL

Cantaura, Noviembre de 2020

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI- EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL
COMISIÓN DE TRABAJO DE GRADO



**EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE LA MATERNIDAD
MARÍA OJEDA (MMO) UBICADA EN EL MUNICIPIO
SAN JOSÉ DE GUANIPA, ANZOÁTEGUI**

Autores:

Br. Aponte A., José J.

Br. Morón R., Eduardo A.

Profesor: Ing. Martínez, Jhonatan
Tutor Académico

Cantaura, Noviembre de 2020

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI- EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL
COMISIÓN DE TRABAJO DE GRADO



**EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE LA MATERNIDAD
MARÍA OJEDA (MMO) UBICADA EN EL MUNICIPIO
SAN JOSÉ DE GUANIPA, ANZOÁTEGUI.**

El jurado hace constar que asignó a esta Tesis la calificación de:

APROBRADO

Ing. Daniel Cabrera
Jurado Principal

Ing. Carlos Cermeño
Jurado Principal

Ing. Jhonatan Martínez
Tutor Académico

Cantaura, Noviembre de 2020

RESOLUCIÓN

De acuerdo al artículo 41 del reglamento de Trabajos de Grado:

“Los Trabajos de Grado son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente, y sólo podrán ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Consejo Universitario, para su autorización.”



DEDICATORIA

Dedicado a la perseverancia, a la lucha constante por la superación personal, al entendimiento del universo que nos rodea, y a alcanzar las metas propuestas sin importar los contratiempos que puedan surgir.

A mi familia por siempre haber creído en mí, por no haber tenido dudas de mi capacidad, alentarme siempre a seguir adelante, y ayudarme siempre que lo necesité para alcanzar esta meta. Mis padres, Oscar Jesús Aponte Pérez y Dulce María Avila García, y mi hermano, Oscar Gabriel Aponte Avila, fueron esenciales para poder mantener el enfoque, sin importar las dificultades.

Para aquellos que hoy no están con nosotros, quienes por razones que no podemos entender del todo, han dejado este mundo, y que seguramente estuviesen orgullosos de este logro. Abuelo José Del Carmen Avila Arreaza, Abuela Yolanda del Valle García de Avila, Abuelo Jesús Vicente Aponte Beverage.

Aponte A., José J.

Dedicado primeramente a Dios, por brindarme aquella fuerza sin explicación que permite realizar grandes hazañas y proezas, porque siempre está permitido caerse mientras nunca se deje de perseguir el éxito.

Dedicado a mi familia por siempre estar ahí para mí, por su apoyo constante y fe, por guiarme en mis proyectos, porque nunca me abandonaran en el logro de mis objetivos, y por su lucha constante conmigo para hacerme la persona que soy hoy. Mis padres, Eduardo Morón y Zoraida Roque, mis hermanos, Daniel Morón y Sajoní Gabriel, mis abuelos, Eduardo Morón y Luisa Gómez.

Dedicado a todas aquellas personas que no comparten un lazo de sangre conmigo, pero los considero mis amigos, mis hermanos y mis compañeros... Aquellos quienes me acompañaron en este largo camino durante muchos años, con quienes compartí momentos inolvidables.

Morón R., Eduardo A.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por permitirme estar en este mundo, y sostenerme cuando pensaba que todo saldría mal, por concederme la gracia de despertar cada mañana con la convicción de que vienen tiempos mejores. Por ayudarme a entender lecciones que van más allá de lo académico, y que necesitaba pasar para poder convertirme en quien soy hoy en día.

A mis padres, por ser un ejemplo a seguir, por mostrarme el camino que se debe tomar para ser una persona de bien, y poder utilizar mis habilidades para hacer de este mundo un lugar mejor. Demostrarme que la superación personal no es un evento aislado que se encasilla en logros obtenidos, sino un proceso diario de reinención propia. Por ser esa estabilidad en mi vida, demostrando que sin importar lo que pase, cuando hay amor, la unión familiar prevalece por sobre cualquier eventualidad.

A mi hermano, por enseñarme a tener paciencia, por demostrarme tanto amor y lealtad, por ser mi confidente, y por enseñarme más lecciones humanas de las que puedo llegar a recordar, pero que de una forma u otra siempre están presentes.

A cada uno de mis familiares, abuelos, abuelas, tíos, tías, primos, primas, y demás integrantes que se han sumado bien sea por sangre o cariño, ya que estar en contacto con ustedes ha moldeado gran parte de mi persona.

A mis profesores y profesoras, personas incansables que luchan día a día para impartir conocimiento, con gran amor por su vocación y profesión, demostrando que cuando se quieren hacer las cosas bien, sin importar lo que esté en contra, se puede lograr cualquier objetivo.

Finalmente, al tutor estrella, Ing. Jhonatan Martínez, quien comenzó siendo un profesor que no me agradaba, y terminó siendo un amigo del cual puede aprender tanto profesional como personalmente.

Aponte A., José J.

A Dios y la Virgen Del Valle, por darme la fuerza de voluntad para afrontar cada una de mis adversidades, escucharme cuando más lo necesitaba, por permitirme seguir creciendo como persona, por darme sus bendiciones cada nuevo día y, sobre todas las cosas, por demostrarme continuamente que la fe mueve montañas.

A mis padres, que me demuestran que, aunque tengamos diferencias, la familia siempre será lo primero, personas que siempre estarán ahí para apoyarte y escucharte, sobre todo en aquellos momentos más difíciles, por guiarme siempre a ser una persona honesta y perseverante, y hacer mis debilidades unas fortalezas. La verdad no existen palabras que puedan agradecerles todo lo que hacen por mí día a día. Gracias por darme siempre su amor incondicional, y por brindarme todas las herramientas para que pudiera conseguir mis propósitos en la vida. ¡Muchas Gracias!

A mi hermano, porque es mi motivo para autosuperarme, su lealtad, su cariño, su sabiduría y sus grandes consejos, me ayudaron a ser un mejor hermano y persona. Porque siempre diste la cara por mí, aunque no tuviera la razón en algunos momentos, y sé que contigo nunca caminaré solo en mi vida.

A cada uno de mis familiares, mis grandes confidentes y pilares de vida, mi abuelo que siempre ha sido como un padre para mí y es la persona que más aprecio en el mundo, mi abuela por darme todo sin esperar nada a cambio, a mis tías y tíos, primas y primos, y aquellas personas que llegaron a mi vida y se convirtieron, sin darme cuenta, en parte de ella como lo son mis amigos, personas que siempre recordaré.

A mis profesores y profesoras, personas que son un ejemplo a seguir para mí por su gran sabiduría y el gran esfuerzo que dedican día tras día, para que tengamos la mejor formación para afrontar la vida, siempre brindándonos sus consejos, lecciones de vida e historias.

Y finalmente a mi tutor, por todos los conocimientos que inculco en mi persona, por soportar la cantidad de preguntas que le hacía en clases, y por ser más que un profesor un amigo y compañero, gracias por su lucha por ayudarme a ser un mejor estudiante y futuro profesional.

Morón R., Eduardo A.

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI- EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL
COMISIÓN DE TRABAJO DE GRADO**

**EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE LA MATERNIDAD
MARÍA OJEDA (MMO) UBICADA EN EL MUNICIPIO
SAN JOSÉ DE GUANIPA, ANZOÁTEGUI**

Autores: José Aponte; Eduardo Morón

Tutor Académico: Jhonatan Martínez

Año: 2020

RESUMEN

En este proyecto se evaluó la capacidad estructural de la Maternidad María Ojeda (MMO). El análisis se basó en la creación de un modelo base realizado mediante el software ETABS 2016, al cual se le aplicaron cargas de peso muerto, carga viva, peso propio de la estructura, cargas sísmicas, y cargas de desplazamiento lateral para determinar la capacidad de la estructura. Para esto fue necesaria la revisión de material documental como planos originales y la memoria de cálculo de la estructura, así como un levantamiento planialtimétrico de la misma. Con los resultados obtenidos se llevó a cabo la propuesta de reforzamiento estructural para que esta pueda ser utilizada de manera segura, y perdure en el tiempo.

Palabras clave: Estructura, Análisis, PushOver, Maternidad, Sismo.

INDICE DE CONTENIDO

RESOLUCIÓN.....	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTOS	vii
RESUMEN.....	x
INDICE DE ILUSTRACIONES.....	xv
INDICE DE TABLAS.....	xx
INTRODUCCION.....	xxii
CAPITULO I.....	23
EL PROBLEMA	23
1.1 El Planteamiento del Problema	23
1.2 Objetivos	26
1.2.1 Objetivo General.....	26
1.2.2 Objetivos Específicos	26
CAPÍTULO II.....	27
MARCO TEÓRICO REFERENCIAL	27
2.1 Antecedentes de la investigación.....	27
2.2 Bases Teóricas	28
2.2.1 Ductilidad.....	28
2.2.2 Deflexión	29
2.2.3 Reforzamiento estructural	29
2.2.4 Métodos de reforzamiento estructural	30

2.2.5 Estabilidad estructural	31
2.2.6 Desempeño estructural	32
2.2.7 Nivel de desempeño.....	32
2.2.8 Rotulas plásticas	33
2.2.9 Amenaza sísmica	33
2.2.10 Cálculo de la amenaza sísmica según FUNVISIS.....	34
2.2.11 Análisis de riesgo	34
2.2.12 Vulnerabilidad sísmica.....	35
2.2.13 Chequeo de compacidad de perfiles metálicos.....	36
2.2.14 Chequeo de ductilidad de perfiles metálicos	38
2.2.15 Relación de esbeltez	40
2.2.16 Cortante basal	41
2.2.17 Control de desplazamientos	43
2.2.18 Análisis de capacidad mediante PushOver	45
2.2.19 Diseño de Planchas Base con Momentos Bajos	49
2.2.20 Verificación de soldadura	52
CAPÍTULO III.....	55
MARCO METODOLÓGICO.....	55
3.1 Tipo de Investigación	55
3.2 Nivel De Investigación.....	55
3.3 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	56
3.3.1 Técnicas empleadas.....	56
3.3.2 Instrumentos a utilizar	57

CAPÍTULO IV	59
PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS	59
4.1 Características del proyecto original mediante la revisión de los planos y la memoria de cálculo	59
4.1.1 Descripción de la estructura	59
4.2 Levantamiento planialtimétrico de la estructura existente de la Maternidad María Ojeda.....	65
4.2.1 Identificación de las características que presenta la estructura de la maternidad María Ojeda (MMO).	67
4.3 Análisis del complejo para determinar la capacidad estructural de la Maternidad María Ojeda, bajo los requisitos de la norma ASCE/SEI 41-13 con la ayuda del programa comercial ETABS 2016	80
4.3.1 Asignación de parámetros de diseño	80
4.3.2 Procedimiento de diseño del primer modelo analítico de la Maternidad María Ojeda en el software comercial ETABS 2016	82
4.3.3 Resultados obtenidos del modelo analítico de la estructura original de la Maternidad María Ojeda (MMO), empleando el software comercial ETABS 2016.....	113
4.4 Propuesta de mejoras estructurales para la correcta edificación de la Maternidad María Ojeda, según las consideraciones de la Norma COVENIN 1618-98, la norma AISC 360-10, y la norma AISC 341-10, con el uso del programa comercial ETABS 2016.....	126
4.4.1 Selección de soluciones	126
4.4.2 Asignación de parámetros de diseño para estructura modificada	136

4.4.3 Procedimiento de diseño del segundo modelo analítico de la Maternidad María Ojeda en el software comercial ETABS 2016	138
4.4.4 Análisis estático.....	144
4.4.5 Análisis Dinámico:	146
4.4.6 PushOver	151
4.4.7 Verificación de espesor de placa base	154
4.4.8 Verificación de soldadura	156
CAPITULO V	158
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	158
5.1 Conclusiones.	158
5.2 Recomendaciones:	161
BIBLIOGRAFÍA.....	164
ANEXOS.....	¡Error! Marcador no definido.
METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO	¡Error! Marcador no definido.

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Extracto de Tabla B4.1 ^a , Caso 6 para calcular razón ancho- espesor	37
Ilustración 2: Extracto de Tabla B4.1b, Casos 17 y 19 para calcular razón ancho-espesor.	37
Ilustración 3: Extracto de Tabla D1.1 Razones Límite de Ancho-Espesor para Elementos a Compresión de Miembros de Moderada Ductilidad y Miembros de Alta Ductilidad	39
Ilustración 4: Extracto de Tabla de valores aproximados de factor de longitud efectiva.....	40
Ilustración 5: Extracto de la Tabla C2-4 Niveles de Desempeño Estructural y Daños Ilustrados	47
Ilustración 6: Traducción de extracto de la Tabla C2-4 Niveles de Desempeño Estructural y Daños Ilustrados. Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas: Pórticos de Acero Resistentes a Momento	48
Ilustración 7: Vista aérea de la Maternidad María Ojeda	60
Ilustración 8: Configuración del modelado.	82
Ilustración 9: Configuración del modelado	83
Ilustración 10: Selección de matriz.	83
Ilustración 11: Asignación de dimensiones generales	84
Ilustración 12: Definición de materiales para el complejo	84
Ilustración 13: Definición de propiedades de acero para la estructura.....	85
Ilustración 14: Definición de propiedades de concreto para la estructura	85
Ilustración 15: Introducción de dimensiones de los perfiles	86
Ilustración 16: Asignación de propiedades de techo	87

Ilustración 17: Asignación de propiedades de techo.....	88
Ilustración 18: Definición de membrana en cada nivel.....	88
Ilustración 19: Dibujo de los elementos estructurales (Vigas y Columnas) en el “software”.....	89
Ilustración 20: Dibujo de losas de techo en el “software”.....	89
Ilustración 21: Introducción del modelo de espectro sísmico.....	90
Ilustración 22: Introducción del modelo de espectro sísmico.....	91
Ilustración 23: Introducción de cargas CP, CPP, CVT, Sx y Sy.....	92
Ilustración 24: Combinaciones de carga asignadas al modelo.....	93
Ilustración 25: Selección de apoyos. Fuente.....	93
Ilustración 26: Aplicación de cargas uniformes de techo.....	94
Ilustración 27: Asignación de masa.....	95
Ilustración 28: Introducción de datos para matriz masa.....	95
Ilustración 29: Asignación de rotulas plásticas.....	96
Ilustración 30: Modificación de propiedades mecánicas y rigidez de los perfiles “I”.....	99
Ilustración 31: Definición de propiedades del acero para los perfiles “I”.....	99
Ilustración 32: Definición de secciones de los perfiles “I”.....	100
Ilustración 33: Definición de patrones de carga para PushOver.....	101
Ilustración 34: Definición de patrones de carga para PushOver.....	102
Ilustración 35: Definición de caso modal para PushOver.....	102
Ilustración 36: Definición de parámetros de caso modal.....	103
Ilustración 37: Parámetros de caso modal.....	104
Ilustración 38: Definición de parámetros de caso de carga Gravitacional...	105
Ilustración 39: Asignación de aplicaciones de carga para el caso Gravitacional.....	106
Ilustración 40: Datos guardados para el caso Gravitacional.....	107
Ilustración 41: Definición de parámetros de caso de carga PushOver en “X”.	108

Ilustración 42: Asignación de aplicaciones de carga para el caso PushOver en “X”	109
Ilustración 43: Datos guardados para el caso PushOver en “X”.	110
Ilustración 44: Definición de parámetros de caso de carga PushOver en “Y”.	111
Ilustración 45: Asignación de aplicaciones de carga para el caso PushOver en “Y”	112
Ilustración 46: Datos guardados para el caso PushOver en “Y”.	112
Ilustración 47: Advertencia dada por el software ETABS 2016 por falla de 74 elementos	117
Ilustración 48: Graficas de cortante y momento de VT K. (3-4) N+7.25, obtenidas de ETABS.....	118
Ilustración 49: Cortante y momento de VT I. (3-4) N+7.25, según memoria de cálculo original	119
Ilustración 50: Porcentaje de participación de masa durante los análisis ...	125
Ilustración 51: Aparición de rotula plástica color verde en J6 Nivel +7,25m	126
Ilustración 52: Detallado de sección de columna mixta rellena de concreto $f^c=250\text{Kgf/cm}^2$	128
Ilustración 53: Detallado de sección de columna mixta rellena de concreto $f^c=250\text{Kgf/cm}^2$. Para Pórtico G	128
Ilustración 54: Detallado de sección de columna mixta rellena de concreto $f^c=250\text{Kgf/cm}^2$. Para Pórtico F	128
Ilustración 55: Detalle de cartela para Perfil Conduven 350x170x9mm	129
Ilustración 56: Detalle de cartela para Perfil Conduven 300x100x7mm	129
Ilustración 57: Detalle de cartela para Perfil Conduven 260x90x5.5mm	130
Ilustración 58: Detalle de cartela para Perfil Conduven 180x65x4mm	130
Ilustración 59: Detalle de cartela para Perfil Conduven 260x90x5.5mm, en pórticos de 3.13mL	130

Ilustración 60: Detalle de cartela para Perfil Conduven 180x65x4mm, en pórticos de 3.13mL	131
Ilustración 61: Pórtico entre N. Planta y N+3.25, con arriostramiento lateral en “X”, viga 260x90x5.5mm, y luz de 6.25m.....	132
Ilustración 62: Pórtico entre N. planta y N+3.25, con arriostramiento lateral en “X”, viga 350x170x9mm, y luz de 6.00m.....	132
Ilustración 63: Pórtico entre N. planta y N+4.25, con arriostramiento lateral en “X”, viga 350x170x9mm, y luz de 6.25m.....	132
Ilustración 64: Pórtico entre N. planta y N+4.25, con arriostramiento lateral en “X”, viga 260x90x5.5mm, y luz de 6.25m.....	133
Ilustración 65: Pórtico entre N. planta y N+4.25, con arriostramiento lateral en “X”, viga 350x170x9mm, y luz de 6.00m.....	133
Ilustración 66: Pórtico entre N. planta y N+4.25, con arriostramiento lateral en “X”, viga 350x170x9mm, y luz de 4.13m.....	133
Ilustración 67: Pórtico entre N+3.25 y N+4.25, con arriostramiento lateral, viga 350x170x9mm, y luz de 6.25m.....	134
Ilustración 68: Pórtico entre N+3.25 y N+4.25, con arriostramiento lateral en “V”, viga 260x90x5.5mm, y luz de 6.25m.....	134
Ilustración 69: Pórtico entre N+3.25 y N+4.25, con arriostramiento lateral en “V”, viga 180x65x4mm, y luz de 6.25m.....	134
Ilustración 70: Pórtico entre N+3.25 y N+4.25, con arriostramiento lateral en “X”, viga 350x170x9mm, y luz de 6.00m.....	135
Ilustración 71: Pórtico entre N+3.25 y N+4.25, con arriostramiento lateral en “X”, viga 350x170x9mm, y luz de 4.13m.....	135
Ilustración 72: Losacero empleada en techo Nivel N+7.25.	136
Ilustración 73: Definición de sección mixta de perfil Conduven 220x220x7mm, y concreto de $f'c = 250\text{Kgf/cm}^2$	139
Ilustración 74: Definición de lámina de acero en frio para losacero	140

Ilustración 75: Sección de perfil Conduven 175x175x5.5mm, empleado en plata inferior	141
Ilustración 76: Sección de perfil Conduven 120x120x4mm, empleado en plata superior.....	141
Ilustración 77: Propiedades de Losacero.....	142
Ilustración 78: Graficas de cortante y momento de VT K. (3-4) N+7.25, obtenidas de ETABS.....	145
Ilustración 79: Porcentaje de participación de masa durante análisis a estructura modificada.....	150
Ilustración 80: Aparición de rotula plástica color verde en C0, C1, D0, D1 Nivel planta, y C1 N+3.00	153
Ilustración 81: Aparición de rotula plástica color azul celeste en D1 N+3.00	153

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores límites de desplazamiento.....	45
Tabla 2: Estados de daño y nivel de desempeño según Comité VISION 2000	49
Tabla 3: Coordenadas geográficas de la Maternidad María Ojeda	59
Tabla 4: Propiedades físicas de perfiles Conduven usados en la estructura	97
Tabla 5: Propiedades físicas de perfiles “I” empleados como reemplazo	97
Tabla 6: Coeficientes de cambio para propiedades de diseño de cada perfil	97
Tabla 7: Propiedades mecánicas de perfiles Conduven extraídas de ETABS	98
Tabla 8: Propiedades mecánicas de perfiles “I” extraídas de ETAB	98
Tabla 9: Coeficientes de cambio para propiedades mecánicas de cada perfil	98
Tabla 10: Valores de relación ancho-espesor para chequeo de compacidad en Alas en compresión y flexión	114
Tabla 11: Valores de relación ancho-espesor para chequeo de compacidad en Almas en compresión y flexión	115
Tabla 12: Valores de relación ancho-espesor para chequeo de ductilidad en Alas en compresión y flexión	116
Tabla 13: Chequeo de Esbeltez en Columnas.....	117
Tabla 14: Resultados de cortante basal Calculados con el software comercial ETABS 2016	120
Tabla 15: Cortante basal corregido calculado con el software comercial ETABS 2016	122
Tabla 16: Desplazamiento de la estructura por nivel	124
Tabla 17: Desplazamientos laterales y Derivas en sentido “X”	124
Tabla 18: Desplazamientos laterales y Derivas en sentido “Y”	124
Tabla 19: Resultado de Análisis PushOver sobre Estructura Original	126

Tabla 20: Comparación de Corte y Momento para viga VT K. 3-4 N+7.25 .	145
Tabla 21: Resultados de Cortante Basal calculados con el software comercial ETABS 2016, para la estructura ampliada.....	146
Tabla 22: Cortante Basal corregido calculado con el software comercial ETABS 2016, para la estructura ampliada.....	148
Tabla 23: Desplazamiento de la estructura modificada por nivel.....	149
Tabla 24: Desplazamientos laterales y Derivas en sentido “X” para estructura modificada.....	149
Tabla 25: Desplazamientos laterales y Derivas en sentido “Y” para estructura modificada.....	150
Tabla 26: Comparación de estado según desplazamiento entre estructura no modificada y estructura modificada.....	150
Tabla 27: Resultado de Análisis PushOver sobre Estructura modificada, rotula verde.....	152
Tabla 28: Resultado de Análisis PushOver sobre Estructura modificada, rotula azul.	152
Tabla 29: Comparación de PushOver para ambas estructuras	154

INTRODUCCION

Al momento de realizar el diseño de una estructura se deben de seguir ciertos parámetros de resistencia y seguridad, estos son lo que aseguran que la estructura que se está diseñando sea idónea y cumpla con los requerimientos establecidos en las normas de construcción de cada país, sobre todo si este se trata de un edificio de primer orden como lo son los hospitales, las clínicas, las escuelas, las alcaldías, entre otros. Estos edificios de primer orden se consideran los más importantes dentro de las ciudades ya que prestan atención médica, albergan grandes cantidades de personas, o permiten mantener gobiernos estables en tiempos de crisis.

Por esa razón, se deben de tener las mayores consideraciones al diseñar estas estructuras, se debe tener en cuenta desde el tipo de suelo, hasta los materiales que se utilizarán para su construcción, esto para asegurar su correcto funcionamiento al momento de una crisis y su permanencia en el tiempo, para que esta pueda ser utilizada durante un periodo considerable de años (50 años). Si estas no son diseñadas de manera apropiada, al verse impactadas por una fuerza considerable pueden perecer, desestabilizando así el orden social y causando posible pérdida de vidas.

Para poder diseñar una estructura de manera correcta, se debe aplicar un análisis que permita obtener los mejores resultados posibles, y que a su vez exija en mayor forma a la estructura, llevándola de manera simulada a su punto de quiebre para conocer su posible comportamiento ante una eventualidad sísmica. Debido a esto se hace necesario analizar los edificios de primer orden (sobre todo los de salud), para garantizar que hayan sido diseñados de manera correcta, y de ser el caso contrario, reforzarlos a tiempo para evitar una catástrofe.

CAPITULO I

EL PROBLEMA

1.1 El Planteamiento del Problema

En la actualidad, los habitantes de la ciudad de El Tigrito, municipio San José de Guanipa, Edo. Anzoátegui, no disponen de una maternidad que supla las necesidades de la población, lo que origina que quienes necesiten servicios de esta índole, deban trasladarse a las ciudades aledañas para recibir estos cuidados, o apelar por la costosa atención privada. Además de esto, según las últimas cifras arrojadas por el Instituto Nacional de Estadística de Venezuela (INE), el estimado de habitantes del municipio San José de Guanipa para el presente año 2019, es de 82.608, y se estima que incremente en los próximos 10 años a 86.053 habitantes; por ende, la necesidad de una maternidad en la zona se vuelve imperiosa.

Con objeto de solucionar la problemática, se planteó la realización de la maternidad María Ojeda, diseñada por el Ingeniero José Reyes. Dicha maternidad se encuentra en proceso de construcción. Actualmente, la estructura consta de una losa de fundación de espesor de 60cm, 68 columnas ECO 220x220, 286 vigas ECO de diversas dimensiones, y un 90% de losa de techo terminada. Dicho proyecto se encuentra paralizado por más de 3 años. Sin embargo, debido a los números de incremento poblacional arrojados por el INE, la alcaldía del Municipio San José de Guanipa decidió retomar las actividades de construcción de la Maternidad María Ojeda, contemplando dentro del desarrollo total de su proyecto, una posible expansión del complejo para anexar una planta superior que sirva para prestar atención médica general.

Dado que se desea continuar con la construcción del complejo, teniendo en mente una futura expansión, se hace necesario evaluar la condición actual de la estructura existente con el propósito de verificar su

capacidad resistente, la integridad de sus elementos, y la concordancia entre los planos estructurales con lo actualmente construido. Si bien realizar estos procedimientos no suele ser un problema, este caso puede ser lo contrario, ya que se sabe, por definición, que los perfiles ECO utilizados en este proyecto no son considerados sísmicamente resistentes; además de que al ser una estructura de primer orden por estar destinada a ser un centro de atención médica, debe cumplir con lo estipulado dentro de las normas venezolanas.

Por las razones anteriormente expuestas, se debe someter la estructura a una serie de análisis que determinen su capacidad estructural para conocer en qué punto se encuentra la misma, y el tipo de refuerzo que se debe implementar para que ésta sea capaz de soportar una futura expansión sin comprometer la integridad del edificio.

Con el objeto de obtener resultados de análisis confiables, se dispondrá del uso del programa comercial de análisis estructural ETABS 2016, para crear un modelo analítico en tercera dimensión que permita analizar la totalidad de la estructura. Para esto se deberá consultar la Norma Venezolana de Edificaciones Sismoresistentes COVENIN 1756-01, de la Norma Internacional de Especificaciones para Edificios de Acero Estructural AISC 360-10, y la Norma Internacional para el Diseño Sismoresistentes de Estructuras de Acero AISC 341-10. Dicha consulta servirá para determinar los parámetros bajo los cuales debe ser analizado el complejo, proporcionando así los requerimientos necesarios a ser introducidos en el programa.

Además de los análisis ya mencionados, se verificará la capacidad sismoresistentes de la estructura del complejo Maternal María Ojeda, utilizando la norma Norteamericana para Evaluación Sísmica y Remodelación de Edificios Existentes ASCE/SEI 41-13; con este análisis se busca saber de manera más cercana a la realidad la respuesta de la

estructura durante un evento sísmico, ya que estos datos facilitarán la elección del tipo de refuerzo a emplear. Este análisis se realizará dentro del mismo modelo analítico creado en el programa ETABS, luego de la respectiva consulta de dicha norma.

También cabe destacar que este complejo no se ha visto en la necesidad de este tipo de análisis por ser una estructura que no ha tenido uso, convirtiendo a este en el primer análisis PushOver que se realizará sobre esta estructura, además se debe tomar en cuenta que este análisis es común en estructuras de concreto armado y estructuras metálicas con perfiles IPN, más no en estructuras metálicas con perfiles ECO, debido a la alta rigidez de estos perfiles y a la elevada fragilidad que presentan sus conexiones. Estos análisis servirán como documentación a la Universidad de Oriente al suministrar los conocimientos necesarios para realizar el análisis PushOver en este tipo de estructuras.

En consonancia con lo anteriormente expuesto, se puede decir que mediante la revisión de este proyecto se quiere dejar una propuesta de reforzamiento funcional para la construcción de una maternidad segura, que ayude a atender parte de la comunidad de El Tigrito, y que a futuro pueda ser ampliada. Dicha propuesta estará respaldada por los análisis que serán efectuados en este trabajo de grado, así como por los ensayos de laboratorio originales realizados durante el vaciado de la losa de concreto de la estructura existente. Cabe destacar que para la elaboración de la propuesta de reforzamiento se deberá realizar un levantamiento planialtimétrico de la estructura existente.

En definitiva se puede decir que la importancia de este proyecto de investigación está basada en los análisis estructurales, poco usuales, que serán realizados sobre la estructura existente, concluyendo, mediante estos, en la propuesta para reforzar el complejo y que sea capaz de responder de manera adecuada ante una o varias eventualidades sísmicas.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Evaluar la capacidad estructural de la Maternidad María Ojeda (MMO) ubicada en el municipio San José de Guanipa, Anzoátegui.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Indicar las características del proyecto original mediante la revisión de los planos y la memoria de cálculo.
- Realizar un levantamiento planialtimétrico de la estructura existente de la Maternidad María Ojeda.
- Analizar el complejo para determinar la capacidad estructural de la Maternidad María Ojeda, bajo los requisitos de la norma ASCE/SEI 41-13 con la ayuda del programa comercial ETABS 2016.
- Proponer mejoras estructurales para la correcta edificación de la Maternidad María Ojeda, según las consideraciones de la Norma COVENIN 1618-98, la norma AISC 360-10 y la norma AISC 341-10, con el uso del programa comercial ETABS 2016.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

2.1 Antecedentes de la investigación

Según Arias (2006), los antecedentes de la investigación reflejan los avances y el estado actual del conocimiento de un área determinada y sirven de modelo o ejemplo para futuras investigaciones. Siendo cualquier estudio previo: trabajos y tesis de grado, trabajos de ascenso, artículos e informes científicos relacionados con el problema planteado y que guarden vinculación con el mismo.

Entre los documentos empleados para sustentar esta investigación se encuentran dos propiedad de la Universidad De Oriente, y uno propiedad de la Universidad del Zulia, esto debido a su contenido considerado relevante para este trabajo de grado. Se utilizarán como referencia los siguientes trabajos de grado:

En primer lugar, García (2018), llevó a cabo la elaboración de unas curvas de fragilidad como objetivo para el estudio sísmico del edificio de aulas de la Universidad de Oriente, ubicada en el estado Anzoátegui, Cantaura. La metodología usada consistía en someter la estructura a un estudio denominado "PushOver", mediante la aplicación de cargas de empuje lateral que van aumentando gradualmente hasta que la estructura alcance un estado de colapso. Los resultados demostraron que para los daños severos y colapso la probabilidad de excedencia es insignificante, lo que concluye sus estudios clasificando la estructura con un nivel de vulnerabilidad moderado. Este proyecto se utilizará con la finalidad de comprender cómo se deben establecer las curvas de fragilidad y comparar la capacidad resistente de la estructura con la demanda requerida ante un respectivo sismo.

En otro orden, Romero y Souki (2017), realizaron una evaluación de las fallas o trastornos sufridos en la estructura del módulo de aulas de la Universidad de Oriente, estado Anzoátegui, extensión Cantaura, siendo éste mismo el objetivo principal. Basándose en la aplicación de una inspección en sitio, permitió la observación de las diversas patologías estructurales que presenta el módulo, y a su vez la elaboración de un análisis no lineal para la determinación de su capacidad resistente y así proporcionar las mejores soluciones. Los resultados mostraron que en la mayoría de los diversos elementos estructurales se generan rótulas plásticas y requieren su debido reforzamiento que proporcione una mayor resistencia a los mismos. Este proyecto servirá como apoyo para conocer los criterios que se deben considerar para un correcto modelamiento analítico de la estructura.

Por su parte, Zúñiga (2016), elaboró una investigación que establecía como objetivo la relación entre la capacidad de disipación de energía y el desempeño sísmico para pórticos de acero resistentes a momento. El proceso analítico usado consistió en la realización de un análisis de carga no lineal (PushOver), sometiendo los pórticos a patrones de cargas laterales, aumentando la magnitud de estas, hasta llevar los elementos a su capacidad máxima de corte. Como resultado se establecieron porcentajes de disipación de energía globales, en los cuales inferior a 10% se consigue un desempeño de Ocupación Inmediata, mientras que para porcentajes inferiores a 20% se obtiene seguridad de vidas. La utilización de documentos FEMA (Federal Emergency Management Agency), hacen de este proyecto una herramienta que servirá como base para el análisis de las rótulas plásticas formadas.

2.2 Bases Teóricas

2.2.1 Ductilidad

Pérez; J. y Gardey; A. (2009) definen la ductilidad como la propiedad de aquellos materiales que, bajo la acción de una fuerza, pueden deformarse sin

llegar a romperse. Estos materiales, como ciertos metales o asfaltos, se conocen como dúctiles. En cambio, los materiales que no poseen esta propiedad se califican como frágiles. Esto quiere decir que los materiales dúctiles pueden experimentar importantes deformaciones antes de romperse, mientras que los frágiles se rompen casi sin deformación.

Los materiales dúctiles toleran métodos de fabricación por deformación plástica y soportan una mayor cantidad de uso, ya que se deforman antes de romperse. Es necesario aplicar una gran fuerza para romper un material dúctil: sus átomos pueden deslizarse unos sobre otros, estirando el material sin romperse.

2.2.2 Deflexión

La deflexión es la deformación vertical por flexión que sufren los puntos de una viga en el plano donde está aplicada la carga; sin embargo en vigas y marcos las deformaciones se presentan principalmente por flexión, las deformaciones por esfuerzos axiales en columnas de marcos y las deformaciones por cortante, sobre todo en elementos altos o profundos no dejan de ser importantes.

2.2.3 Reforzamiento estructural

Según Yagual (2014), una estructura debe ser capaz de soportar las cargas gravitacionales de cada elemento que la componen, como lo son columnas, vigas, losas, tabiques, cargas puntuales, cargas repartidas, y carga viva. Si a estas cargas propias de una edificación se le suma la acción de un sismo, el resultado puede ser catastrófico si la estructura no está correctamente diseñada. Por tanto, el reforzamiento estructural es la acción de modificar una estructura, agregando diversos elementos que le añaden resistencia ante cualquier eventualidad, generalmente sísmica. Siendo indispensable el uso de este reforzamiento en la estructura para que la misma no pierda parcialmente la capacidad de resistencia, estabilidad y/o

rigidez antes cargas gravitacionales o laterales impuestas por el viento o sismo.

2.2.4 Métodos de reforzamiento estructural

Yagual (2014), establece que existen varios tipos de refuerzo estructural, los cuales están destinados a incrementar la resistencia o a modificar la respuesta sísmica de una estructura. Cuya finalidad es la selección del método que sea más adecuado para proporcionar esta serie de características a la estructura. Entre los utilizados en estructuras metálicas tenemos:

- **Arriostramientos metálicos**

De acuerdo a Agudelo (2014), estos se consideran como elementos secundarios en las estructuras, pero no deben ser menospreciados, ya que aumentan la rigidez de las edificaciones evitando de esta forma los movimientos oscilatorios generados por la acción de los fuertes vientos que pudiesen impactar en alguna de las caras de la edificación, así como por la actividad sísmica que impacte la estructura. El aporte de estos arriostramientos metálicos es significativo y una buena herramienta a tener en cuenta al momento de reducir impactos producidos por fuerzas sísmicas o eólicas, este método es usado mayormente en cerchas.

- **Disipadores de energía**

Según lo establecido por Agudelo (2014), los disipadores sísmicos tienen como función disipar las acumulaciones de energía asegurándose que otros elementos de la estructura no sean sobre-solicitados, evitando daños a la misma. Es decir, los disipadores sísmicos ofrecen un incremento de la amortiguación a la estructura. Estos aportan reducciones de deformaciones y esfuerzo sobre la estructura, amortiguando hasta un 50% de estos efectos, y su ventaja es que no soportan el peso de la estructura, siendo un mecanismo eficiente para hacer desaparecer las acumulaciones de energía.

- **Aislamiento sísmico**

Agudelo (2014), también define los aisladores sísmicos como elementos que consiguen desacoplar la estructura del terreno al ser colocadas estratégicamente en partes específicas de la estructura, los cuales, en un evento sísmico, proveen a la estructura la suficiente flexibilidad para diferenciar la mayor cantidad posible del periodo natural de la estructura con el periodo natural del sismo, evitando que se produzca resonancia, lo cual podría provocar daños severos o el colapso de la estructura. Su aporte es significativo al momento de separar una edificación de los movimientos que se puedan producir en los suelos, evitando así algún tipo de resonancia, sin embargo, se debe conocer el tipo suelo donde se está apoyando dicho aislador.

2.2.5 Estabilidad estructural

Davalillo (2015), establece que se refiere a la capacidad de una estructura de alcanzar un estado de equilibrio mecánico estando sometida a las fuerzas que actúan sobre ella. Siendo un criterio que se debe considerar en todo tipo de estructura, principalmente en centros de salud debido a que, mediante este se puede asegurar que los diversos elementos que componen la estructura soporten las cargas sin volcar o caer. Las diversas acciones o fuerzas combinadas bajo las cuales una estructura deja de ser estable se denominan inestabilidades, y pueden ser de tres tipos:

- **Deslizamiento:** Se da cuando la fuerza resultante entre la superficie de contacto que comparten dos sólidos sobrepasa el valor de soporte de la misma, creando desplazamiento relativo entre los dos sólidos.
- **Vuelco:** Sucede cuando la sumatoria de momentos con respecto a una recta, llamada eje virtual, sobrepasan el punto de estabilidad de la estructura.

- **Inestabilidad elástica:** Se refiere a los fenómenos de no linealidad como lo son el pandeo, la abolladura, etc.

2.2.6 Desempeño estructural

Según la norma ATC-40 (1996), es el comportamiento que deberá poseer una edificación al momento de ser impactado por un sismo o por fuertes vientos. Mientras mayor importancia tenga la edificación, mayor deberá ser su desempeño, y para saber esto se toman en consideración varios factores como lo son: la ocupación de la edificación, la importancia de la función de sus instalaciones, la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural, y el impacto monetario que supondría suspender las actividades del edificio. Para edificaciones sumamente importantes como la del presente proyecto (Primer orden), mantener la seguridad tanto de la edificación como de las personas que ocupan el complejo es de vital importancia, asegurando un comportamiento óptimo ante la presencia de eventos sísmicos o eólicos.

2.2.7 Nivel de desempeño

Según Oujades (2002), el nivel de desempeño es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.). Para garantizar que la estructura del proyecto no llegue a un colapso y se mantenga segura para ser ocupada ante la ocurrencia de un evento sísmico, se debe evaluar el estado actual de la edificación, y hacer un

reforzamiento (en caso de ser requerido), factores determinados mediante los niveles de desempeño.

2.2.8 Rotulas plásticas

Según se muestra en la página web ARQHYS (2019), una rótula plástica es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica de la conexión de una columna, de manera rígida. En la teoría estructural, la viga de ingeniería o rótula plástica se usa para describir la deformación de una sección en una viga donde se produce la flexión plástica. Para la realización de cualquier PushOver o análisis no lineal es indispensable conocer cómo funcionan estos dispositivos, esto es para asegurar que la estructura disipe la energía de una forma correcta y no falle de una manera repentina o brusca, la formación de estas rótulas plásticas en el modelo permite determinar donde es posible que la estructura colapse, y así evitar la formación de ellas en las columnas antes que las vigas.

2.2.9 Amenaza sísmica

Según establece la fundación Venezolana de investigaciones sismológicas o FUNVISIS (2002), la amenaza sísmica es un término técnico mediante el cual, se caracteriza numéricamente la probabilidad estadística de la ocurrencia (o excedencia) de cierta intensidad sísmica (o aceleración del suelo) en un determinado sitio, durante un periodo de tiempo

La amenaza sísmica puede calcularse a nivel regional y a nivel local, para lo cual se deben considerar los parámetros de fuentes sismogénicas, así como también los registros de eventos sísmicos ocurridos en cada zona fuente y la atenuación del movimiento del terreno. Para evaluar la respuesta sísmica de la edificación es necesario someterla a movimientos del terreno, estos movimientos poseen una probabilidad de ocurrencia y periodos de retornos en años realizados en base a estadísticas de diversos reportes

sísmicos, dependiendo del tipo de sismo a cuál se someterá la estructura, estos datos estadísticos proporcionarán la suficiente ayuda para estimar cuando pudiera ocurrir este movimiento telúrico y cuándo volverá a retornar.

2.2.10 Cálculo de la amenaza sísmica según FUNVISIS

De acuerdo a FUNVISIS (2002), contempla un método de cálculo de amenaza sísmica llamado Recurrencia Sísmica, la cual se define como la distribución del número con diferentes magnitudes ocurridas dentro de un área específica y en un tiempo determinado. Este método trabaja bajo la fórmula que relaciona la frecuencia con la magnitud creada por Gutenberg y Richter en el año 1954:

$$\text{Log } N = a - b M \quad \text{Ec.1}$$

Donde “N” es el número de sismos con magnitud igual o mayor que “M”, “a” y “b” son parámetros que describen la sismicidad regional y “M” es la magnitud del sismo calculado.

Cabe destacar que para que el método de Recurrencia Sísmica sea efectivo, se debe contar con un mapa sísmico actualizado, que debe contener la compilación de los eventos sísmicos registrados durante un periodo de tiempo determinado. Esta fórmula servirá como contribución para conocer el método de cálculo que utiliza FUNVISIS para determinar la recurrencia sísmica, que también es utilizada en normativas estadounidenses, como la ASCE 41-13 para la evaluación sísmica y remodelación de edificios existentes.

2.2.11 Análisis de riesgo

La página web CIFEN (2016), establece que el riesgo se define como la combinación de la probabilidad de que se produzca un evento y sus consecuencias negativas. Los factores que lo componen son la amenaza, la cual es un fenómeno o condición peligrosa que puede ocasionar estragos sociales o económicos, daños ambientales, e incluso fatalidades. Y la

vulnerabilidad, la cual se establece como las características o debilidades que hacen susceptible al sistema ante los efectos dañinos de una amenaza. Un factor importante a tener en cuenta en complejos destinados a la atención y asistencia de salud es el riesgo, debido a que depende fuertemente de la cantidad y tipo de asentamientos humanos del lugar. Las personas después o durante la ocurrencia de un evento sísmico se dirigen mayormente a estos complejos, ya sea para recibir atención médica, como refugiarse mientras este ocurre.

- Riesgo = Amenaza x Vulnerabilidad Ec.2

2.2.12 Vulnerabilidad sísmica

Según Barbat (1998), la vulnerabilidad sísmica de una estructura, grupo de estructuras o de una zona urbana completa, se define como su predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico, y está asociada directamente con sus características físicas y estructurales de diseño. Este factor es indispensable tomarlo en consideración para dotar a la estructura a analizar de características mejores, debido a que un buen diseño estructural sismoresistentes es la clave para que la integridad del edificio sobreviva, permitiendo que la estructura se puede calificar en una estructura menos vulnerable ante eventos naturales aplicando medidas de mitigación, como lo son los refuerzos o diversos otros que sean necesarios. La vulnerabilidad sísmica de una edificación puede ser analizada desde tres puntos distintos, estos son: la vulnerabilidad funcional, vulnerabilidad no estructural y vulnerabilidad estructural.

- **Vulnerabilidad funcional:** Se refiere a la capacidad que deben tener las edificaciones esenciales para no solo soportar una eventualidad sísmica, sino para poder seguir prestando servicios en casos de emergencia extrema donde sucederá un incremento abrupto en la afluencia de personas que requieran ayuda. Por ende, la seguridad de

estas edificaciones es de prioridad a la hora de ser diseñadas, no solo para poder soportar el impacto, sino para albergar un gran número de personas y mantener sus servicios funcionando.

- **Vulnerabilidad no estructural:** Los elementos no estructurales también son vulnerables a los sismos, la tabiquería, las puertas, las ventanas, e incluso las tuberías de servicios pueden verse afectadas, llegando a causar estragos en el uso de las edificaciones que recibieron daños. Incluso estos daños no estructurales de un edificio pueden afectar a otro, bien sea con colapso de su mampostería, o interrumpiendo los servicios básicos.
- **Vulnerabilidad estructural:** Esta se encuentra asociada a la susceptibilidad de los elementos o componentes estructurales de recibir daños debido a un sismo. Este comprende el deterioro físico de aquellos componentes o elementos que forman parte integrante del sistema resistente o estructura de la edificación y es el que tradicionalmente ha merecido la atención prioritaria de los investigadores.

2.2.13 Chequeo de compacidad de perfiles metálicos

Según la norma para construcciones de acero ANSI / AISC 360-10 (2010), se prefieren perfiles compactos para el diseños de estructuras metálicas debido a que su sección es capaz de soportar momentos de mejor forma que los no compactos o esbeltos. Un perfil es compacto cuando la relación de las dimensiones de su sección transversal es menor que el límite establecido para cada uno de sus flancos (Alma y Ala).

Para determinar si un perfil es compacto o no, se debe cumplir alguna de las siguientes condiciones:

Si $l \leq l_p \rightarrow$ Compacto

Si $l_p < l \leq l_r \rightarrow$ No Compacto

Si $\lambda > \lambda_r \rightarrow$ Esbelto

Si $\lambda < \lambda_r \rightarrow$ Compacto

Donde:

λ : relación ancho/espesor

λ_p : límite superior para perfiles compactos

λ_r : límite superior para perfiles no compactos

Para calcular “ λ ” se utilizan las tablas de *Razones Ancho-Espesor* de la norma ANSI / AISC 360-10, las cuales son: *Tabla B4.1a Elementos en compresión, miembros sujetos a compresión Axial*; y *Tabla 4.1b Elementos en compresión de miembros en flexión*. Para los efectos de esta tesis, se utilizarán el Caso 6 de la Tabla B4.1a para almas y alas en compresión, el Caso 17 de la Tabla B4.1b para alas en flexión, y el Caso 19 de la Tabla B4.1b para almas en flexión.

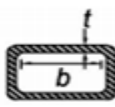
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razon limite Ancho-Espesor λ_r (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplo
6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Ilustración 1: Extracto de Tabla B4.1^a, Caso 6 para calcular razón ancho-espesor
Fuente: AISC 360-10. (2020)

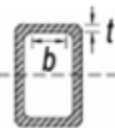
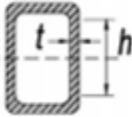
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razon limite Ancho-Espesor λ_r (Esbelto-No Esbelto)		Ejemplo
			λ_p (Compacto-No Compacto)	λ_r (Esbelto-No Esbelto)	
17	Alas de secciones tubulares y secciones cajon de espesor uniforme	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
19	Almas de tubos rectangulares y secciones cajon	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Ilustración 2: Extracto de Tabla B4.1b, Casos 17 y 19 para calcular razón ancho-espesor.

Fuente: AISC 360-10. (2020)

Dichas tablas pueden ser encontradas en su totalidad en las páginas 82 y 83 de la norma ANSI / AISC 360-10 para construcciones de acero.

Se debe tener en consideración que los valores de “b” y “h” no son las dimensiones físicas de los perfiles, sino que a dichas dimensiones se les debe restar 2 veces el espesor y el radio, debido a que la longitud deseada es la interna sin el radio de giro, por ende:

$$\circ \quad l = b/t = (bt - 2(t + r)) / t \quad \text{Ec.3}$$

$$\circ \quad l = h/t = (ht - 2(t + r)) / t \quad \text{Ec.4}$$

Donde “bt” es la dimensión de la base exterior del perfil, “ht” es la dimensión de la altura exterior del perfil, y “r” es el radio del perfil.

Para el cálculo de l_p y l_r solamente se necesita saber el módulo de elasticidad longitudinal del acero ($E = 2.1 \times 10^6 \text{Kg/cm}^2$), y la tensión del cadencia del acero empleado (F_y , para este trabajo en particular es de 3515kg/cm^2).

2.2.14 Chequeo de ductilidad de perfiles metálicos

Según la norma de diseño sismoresistente de construcciones de acero ANSI / AISC 341-10 (2010) se debe realizar un chequeo de ductilidad de los perfiles que se desean emplear en una estructura para saber el estado que presentan, y así tener una mejor idea de su respuesta frente a una eventualidad sísmica. Cabe destacar que la ductilidad de un perfil establece si este es muy rígido o no, y los perfiles demasiado rígidos no cuentan con una buena capacidad de disipación de energía, por ende, estos tienden a presentar fallas repentinas las cuales generalmente conducen al colapso de la estructura.

Para realizar el chequeo de ductilidad se realiza un procedimiento parecido al de la norma ANSI / AISC 360-10, en el cual se verifica la relación ancho-espesor de la sección del perfil seleccionado; se calculan los valores

límite de ancho-espesor utilizando la *Tabla D1.1 Razones Límite de Ancho-Espesor para Elementos a Compresión de Miembros de Moderada Ductilidad y Miembros de Alta Ductilidad*, dicha tabla se encuentra en su totalidad en la norma ANSI / AISC 341-10.

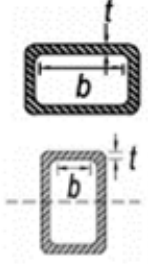
Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razon limite Ancho-Espesor λr		Ejemplo
		λ_{hd} Altamente Dúctil	λ_{md} Moderadamente Dúctil	
Paredes de sección rectangular	b/t	$0.55\sqrt{E/F_y}$	$0.64\sqrt{E/F_y}$	

Ilustración 3: Extracto de Tabla D1.1 Razones Límite de Ancho-Espesor para Elementos a Compresión de Miembros de Moderada Ductilidad y Miembros de Alta Ductilidad
Fuente: ANSI / AISC 341-10. (2020)

Dentro de dicha tabla se encuentran las ecuaciones a ser utilizadas para realizar este chequeo, las cuales son: razón ancho-espesor (λ), razón límite ancho-espesor altamente dúctil (λ_{hd}), y razón límite ancho-espesor moderadamente dúctil (λ_{md}).

Para determinar si un perfil es alta o moderadamente dúctil, se utilizan las siguientes condiciones:

- Si $\lambda < \lambda_{hd} \rightarrow$ Altamente dúctil
- Si $\lambda > \lambda_{hd} \rightarrow$ No altamente dúctil
- Si $\lambda > \lambda_{md} \rightarrow$ Moderadamente dúctil
- Si $\lambda < \lambda_{md} \rightarrow$ No moderadamente dúctil

Al igual que para el chequeo de compacidad, la ecuación de relación ancho-espesor (λ) debe ser determinada por la ecuación 3 (Ec.3).

2.2.15 Relación de esbeltez

Según la norma para construcciones de acero ANSI / AISC 360-10 (2010), el correcto comportamiento de las columnas de una estructura depende de buena manera en su esbeltez, la cual es la relación entre las dimensiones de su sección transversal y la longitud del elemento. Para poder calcular la esbeltez, se requiere conocer el factor de longitud efectiva conocido como K; dicho valor se obtiene de la tabla de factores de longitud efectiva, en ella se determina el caso que se requiere trabajar y se selecciona el valor ideal.

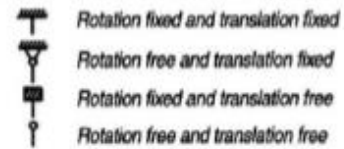




TABLE C-C2.2 Approximate Values of Effective Length Factor, K						
Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code	 <p>  Rotation fixed and translation fixed  Rotation free and translation fixed  Rotation fixed and translation free  Rotation free and translation free </p>					

Ilustración 4: Extracto de Tabla de valores aproximados de factor de longitud efectiva.
Fuente: AISC 360-10. (2020)

La esbeltez de un elemento a compresión viene dada por la ecuación:

$$\circ \quad KL/r$$

Ec.5

Donde:

K : es el factor de longitud efectiva dado por el extracto de la Tabla de valores aproximados de factor de longitud efectiva, que aparece en la imagen 3.

L : es la longitud no arriostrada lateralmente del elemento

R : es el radio de giro de la sección del elemento según el eje en que se esté analizando

2.2.16 Cortante basal

De acuerdo a Saavedra (2016), el cortante basal es la acumulación progresiva de las fuerzas cortantes de cada nivel, reflejado en la base del mismo. Estos cortantes en cada piso no son más que la aplicación de la fuerza sísmica en un nivel determinado y que se va acumulando a medida que nos vamos acercando a la base.

Para calcular el cortante basal de una estructura se siguen las indicaciones estipuladas en la norma COVENIN 1756:1-2001 para edificaciones sismoresistentes. El cortante basal (V_o) tanto en sentido “X” como “Y”, viene dado por la siguiente expresión:

$$V_o = \mu * A_d * W \quad \text{Ec.6}$$

Donde:

A_d : Ordenada del espectro de diseño para el periodo T , dado por la ecuación 13.

W : Peso total de la edificación por encima del nivel de base.

μ : Mayor de los valores dados por:

$$\mu = 1.4 \left[\frac{N + 9}{2N + 12} \right] \quad \text{Ec.7}$$

$$\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right] \quad \text{Ec.8}$$

Donde:

N : Número de niveles

T : Periodo fundamental

T^* : Periodo dado en Tabla 7.1 Valores de T^* , b, p.

El periodo fundamental de la estructura T , puede ser sustituido por el valor de T_a , el cual viene dado para dos casos; edificaciones de tipo I, y edificaciones de tipo II, III, y IV.

Para edificaciones de Tipo I, T_a será:

$$T_a = C_t h_n^{0.75} \quad \text{Ec.9}$$

Donde:

C_t : equivale a 0.07 para edificios mixtos o de concreto armado; y 0.08 para edificios de acero

h_n : altura de la estructura medida desde el ultimo nivel, hasta el primer nivel cuyos desplazamientos estén restringidos de manera total o parcialmente.

Para edificaciones de Tipo II, III, IV, el valor de T_a Sera:

$$T_a = 0.05 h_n^{0.75} \quad \text{Ec.10}$$

Para el cálculo de A_d se verifica en cuál de las tres ramas del espectro de diseño se encuentra el periodo fundamental de la estructura T , para esto se utilizan tres condiciones, las cuales emplean los valores de diseño sísmico extraídos de la norma COVENIN 1756:1-2001, luego de esta verificación se puede calcular el cortante basal:

$$T < T^+ \quad A_d = \frac{\alpha \varphi A_o \left[1 + \frac{T}{T^+} (\beta - 1) \right]}{1 + \left[\frac{T}{T^+} \right]^c (R - 1)} \quad \text{Ec.11}$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R} \quad \text{Ec.12}$$

$$T > T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R} \left[\frac{T^*}{T} \right]^c \quad \text{Ec.13}$$

Cabe destacar que el valor del coeficiente sísmico debe ser mayor o igual que el coeficiente sísmico mínimo:

○ Coeficiente sísmico: V_o / W Ec.14

○ Coeficiente sísmico mínimo: $(\alpha * A_o) / R$ Ec.15

Donde:

α : Factor de importancia extraído de la tabla 6.1 de la norma COVENIN 1756:1-2001

A_o : Coeficiente de aceleración horizontal para cada zona extraído de la Tabla 4.1 de la norma COVENIN 1756:1-2001

R: Factor de reducción extraído de la Tabla 6.4 de la norma COVENIN 1756:1-2001

V_o : Cortante basal

W: Peso sísmico

2.2.17 Control de desplazamientos

El capítulo 10 de la norma COVENIN 1756:1-2001 establece como obtener los desplazamientos totales de la estructura, sus derivas, y los límites que debe cumplir un edificio para ser considerado sísmicamente seguro.

- Calculo de desplazamientos laterales totales:

Identificado como D_i , es el desplazamiento total, a una altura determinada, que sufre el edificio al ser impactado por una fuerza lateral. Por esto se puede entender que una estructura puede tener varios desplazamientos totales, generalmente según la cantidad de niveles que esta posea. Este desplazamiento se mide desde la base el nivel deseado, y viene dado por la siguiente ecuación:

○ $D_i = 0.8 * R * D_{ei}$ Ec.16

Donde:

R: es el factor de reducción respuesta de la estructura.

D_{ei} : es el desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño (este valor puede ser extraído de softwares de análisis como el ETABS 2016, y el SAP2000, entre otros).

El 0.8 en la ecuación es una constante interna.

- Calculo de derivas:

Las derivas son las diferencias entre los desplazamientos de cada uno de los niveles consecutivos de la estructura; en otras palabras, la deriva es la diferencia entre el desplazamiento del nivel superior y el nivel inferior. Esta viene denominada como d_i , y se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\circ \quad d_i = D_i - D_{i-1} \quad \text{Ec.17}$$

Donde:

D_i es el desplazamiento total del nivel superior

D_{i-1} es el desplazamiento total del nivel inferior.

- Valores límites de desplazamiento:

Los límites de desplazamiento dependen del tipo de estructura con la que se esté trabajando, dichos límites se encuentran en la *Tabla 10.1 Valores Límites* de la norma COVENIN 1756:1-2001, y dicho límite no podrá ser superado por el valor de los desplazamientos en ningún de los niveles examinados. Para obtener el valor real del desplazamiento se debe aplicar la siguiente ecuación:

$$\circ \quad \frac{d_i}{(h_i - h_{i-1})} \quad \text{Ec.18}$$

Donde:

d_i = deriva del nivel requerido

$h_i - h_{i-1}$ = separación entre pisos o niveles consecutivos.

Tabla 1: Valores límites de desplazamiento

TIPO Y DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

Fuente: COVENIN 1756:1-2001. (2020)

2.2.18 Análisis de capacidad mediante PushOver

Según González (2018), el análisis “PushOver” consiste en someter la estructura a cargas laterales, las cuales van teniendo incrementos muy pequeños y de manera monotónica hasta que llegue al colapso de la misma, (muchas veces este colapso se presenta mucho después de los límites de desplazamiento por norma denominados derivas), esto con el fin de detectar cambios significativos en el comportamiento individual de cada elemento (fluencia, pandeo o falla), cosa que no permite un análisis lineal.

Con cada salto de carga, se registra tanto el desplazamiento en el punto de análisis (centro de masa de la cubierta), como el cortante aplicado en la base de la misma. Con esto, se busca obtener la curva de capacidad, la cual se debe contrastar con respecto a los requerimientos sísmicos, o espectro de demanda que puede ser calculado por medio del Espectro de diseño, o con algún método de desplazamientos y encontrar el punto de desempeño de la edificación.

Por su parte Gutiérrez (2015), establece que los puntos a tener en cuenta en las estructuras de acero al realizar un análisis “PushOver” son los pórticos resistentes a momentos, los arriostramientos y vigas de enlace en arriostramientos excéntricos, mampostería y concreto de relleno, y las fundaciones.

Además de esto, se sugiere comenzar con un análisis dinámico elástico para determinar la relación demanda-capacidad para todos los miembros,

determinar los modos críticos, identificar la contribución de la torsión y de los modos superiores. Para los materiales se recomienda utilizar las mejores estimaciones de la resistencia esperada en lugar de los valores de diseño, por ende, para el acero se recomienda utilizar un 25% más en su F_y ($1.25F_y$).

La norma ASCE / SEI 41-13 en su Tabla *C2-4 Niveles de Desempeño Estructural y Daños Ilustrados (Structural Performance Levels and Illustrative Damage)*, muestra cada uno de los sistemas que son capaces de soportar cargas sísmicas, bien sean pórticos de concreto, de acero, madera, fundaciones, diafragmas, entre otros. Dicha tabla los separa por tipo, entre elementos primarios, secundarios y derivas; y demuestra los niveles de desempeño estructural para cada elemento, dichos niveles son ocupación inmediata (IO: Immediate Occupancy), seguridad de vida (LS: life safety), y prevención de colapso (CP: collapse prevention).

Seismic-Force-Resisting System	Type	Structural Performance Levels		
		Collapse Prevention (S-5)	Life Safety (S-3)	Immediate Occupancy (S-1)
Concrete frames	Primary elements	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Extensive damage to beams. Spalling of cover and shear cracking in ductile columns. Minor spalling in nonductile columns. Joint cracks.	Minor cracking. Limited yielding possible at a few locations. Minor spalling of concrete cover.
	Secondary elements	Extensive spalling in columns and beams. Limited column shortening. Severe joint damage. Some reinforcing buckled.	Major cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Minor spalling in a few places in ductile columns and beams. Flexural cracking in beams and columns. Shear cracking in joints.
	Drift	Transient drift sufficient to cause extensive nonstructural damage. Extensive permanent drift.	Transient drift sufficient to cause nonstructural damage. Noticeable permanent drift.	Transient drift that causes minor or no nonstructural damage. Negligible permanent drift.
Steel moment frames	Primary elements	Extensive distortion of beams and column panels. Many fractures at moment connections, but shear connections remain intact. A few elements might experience partial fracture.	Hinges form. Local buckling of some beam elements. Severe joint distortion; isolated moment connection fractures, but shear connections remain intact.	Minor local yielding at a few places. No fractures. Minor buckling or observable permanent distortion of members.
	Secondary elements	Same as for primary elements.	Extensive distortion of beams and column panels. Many fractures at moment connections, but shear connections remain intact.	Same as for primary elements.
	Drift	Transient drift sufficient to cause extensive nonstructural damage. Extensive permanent drift.	Transient drift sufficient to cause nonstructural damage. Noticeable permanent drift.	Transient drift that causes minor or no nonstructural damage. Negligible permanent drift.

Ilustración 5: Extracto de la Tabla C2-4 Niveles de Desempeño Estructural y Daños Ilustrados
Fuente (ASCE / SEI 41-13). (2020)

		Niveles de Desempeño Estructural		
Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas	Tipo	Prevención de Colapso	Seguridad de Vida	Ocupación Inmediata
Pórticos de Acero Resistentes a Momento	Elementos Primarios	Distorsión excesiva en las caras de vigas y columnas. Múltiples fracturas en conexiones a momento, mientras las conexiones a corte permanecen intactas. Algunos elementos pudieran presentar fractura parcial.	Formación de rotulas. Pandeo local en algunos elementos (vigas). Distorsión severa en los nodos; fractura en conexiones de momento aislado, manteniendo intactas las conexiones a corte.	Cedencia menor localizada en algunos lugares. No hay fracturas. Pandeo menor o distorsión permanente observable en miembros.
	Elementos Secundarios	Igual que para elementos primarios.	Distorsión excesiva en las caras de vigas y columnas. Varias fracturas en conexiones a momento, manteniendo las conexiones a corte intactas.	Igual que para elementos primarios.
	Derivas	Derivas transitorias suficientes para causar daño no estructural extensivo. Derivas permanentes notables	Derivas transitorias suficientes para causar daño no estructural. Derivas permanentes notables	Derivas transitorias que causan menor daño o no causan daño no estructural. Derivas permanentes insignificantes

Ilustración 6: Traducción de extracto de la Tabla C2-4 Niveles de Desempeño Estructural y Daños Ilustrados. Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas: Pórticos de Acero Resistentes a Momento

Fuente: Autor (2020)

El nivel de desempeño de una estructura también puede ser determinado mediante la tabla realizada por el Comité SEAOC VISION 2000, quienes dentro de su informe (uno de los más completos en cuanto a los niveles de daño permisibles en una estructura), crearon la *Tabla de Descripción de los Estados de Daño y Niveles de Desempeño*, en la cual establecen el estado de daño de despreciable a completo, el nivel de desempeño de totalmente operacional hasta colapso, y la descripción de los daños aceptados en cada uno de los niveles de desempeño.

Tabla 2: Estados de daño y nivel de desempeño según Comité VISION 2000

Nivel de daño	Nivel de Desempeño	Características principales
No Daño	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad a la Vida	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Extenso	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Colapso	Colapso	Colapso estructural

Fuente: SEAOC, 1995. (2020)

2.2.19 Diseño de Planchas Base con Momentos Bajos

Según lo establecido por Azrak (2012), para realizar el correcto diseño de una placa base, es necesario recurrir al LRFD, el cual se relaciona directamente con la excentricidad “e” equivalente, la cual ha de ser igualada a la división entre el momento último y la carga última a la cual está sometido el elemento en cuestión. Así mismo establece que para pequeñas excentricidades la fuerza se sostiene solo por el aplastamiento de la plancha. Para realizar el cálculo se utiliza la ilustración 7

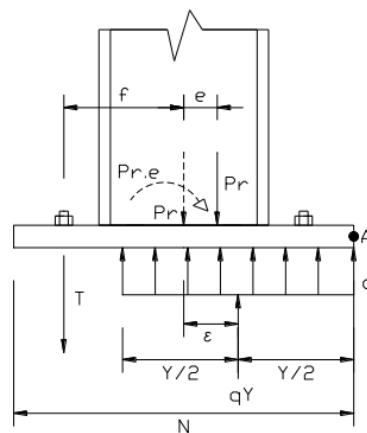


Ilustración 7: Placa base con Momentos Bajos
Fuente: Azrak M., Johnny W. (2020)

Para la ilustración anterior se tiene que el primer paso para verificar el espesor de la plancha es determinar la fuerza actuante sobre la misma, tanto la axial como el momento al cual está sometida. Dichos datos se unen a las especificaciones de la plancha empleada dentro de la estructura existente, para entonces proceder con el cálculo de la excentricidad normal (e) y crítica (e_{crit}).

$$\bullet \quad e = \frac{M}{P} \quad \text{Ec.19}$$

$$\bullet \quad e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P}{2 \cdot q_{max}} \quad \text{Ec.20}$$

Donde:

M: Momento actuante

P: Carga actuante

N: Altura de la plancha

q_{max} : Aplastamiento máximo

Sin embargo, para el cálculo de e_{crit} hace falta q_{max} y $fp_{(max)}$

$$\bullet \quad fp(max) = \phi_c (0.85 f'_c) \frac{A_2}{A_1}$$

Ec.21

$$\bullet \quad q_{max} = fp(max) \cdot B$$

Ec.22

Donde:

$fp(max)$: tensión de apoyo

A1: Área de la plancha

A2: Área del concreto que soporta la plancha (igual a A1 si no es confinado)

f'_c : Resistencia del concreto

ϕ_c : Factor de reducción de resistencia en compresión

Una vez que se obtienen los valores de e y e_{crit} , se procede a realizar la comparación entre los mismo, los cuales han de cumplir con la condición $e < e_{crit}$, de no ser así, ha de ser realizado por el proceso de diseño para momento alto.

Se procede a realizar la determinación de longitud de aplastamiento, la cual viene dada por la expresión Y:

$$\bullet \quad Y = N - 2e$$

Ec.23

Con la que se procede a realizar la verificación de aplastamiento, al calcular "q" con la longitud de aplastamiento, y luego compararla con el resultado obtenido de q_{max} . Si $q < q_{max}$, se considera que aplastamiento puede ser soportado por el área de la placa.

$$\bullet \quad q = \frac{P}{Y}$$

Ec.24

Una vez realizada la comparación, se procede con la determinación del espesor de la placa base a utilizar, para lo que es necesario realizar una interface de compresión.

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

Ec.25

$$\bullet \quad n = \frac{B}{2} - 0.80bf$$

Ec.26

Donde:

d: longitud de alma del perfil

bf: longitud de alas del perfil

El valor mayor de la interface de compresión realizada ha de ser utilizado directamente como el valor de l , o lo que es igual como $l_{\max(m,n)}$. el

cual ha de ser mayor que Y , para poder determinar el valor de espesor requerido con la expresión:

- $$Tp(req) = 1.5 * l * \frac{\overline{fp}}{Fy}$$

Ec.27

Donde “fp” viene dado por la expresión: $\frac{P}{BY}$

2.2.20 Verificación de soldadura

La soldadura es la forma más común de unir dos metales, la cual puede ser realizada de diferentes maneras, pero la más empleada es la de filete. Según Fratelli (2005), la soldadura de filete es la que posee una sección transversal en forma triangular, la cual se encarga de unir dos laminas metálicas, generalmente dispuestas en ángulo recto.

El cálculo de las mismas se puede realizar bajo el procedimiento descrito según el libro “Proyectos estructurales de acero”, realizado por María Fratelli en el año 2005, en el cual se establece la forma correcta para determinar la longitud de un cordón de soldadura de filete entre dos láminas, de acero, manteniendo la integridad de las mismas, y ofreciendo al resistencia requerida. El procedimiento a realizar es el siguiente:

- **Calculo de esfuerzo de flexión**

$$fb = \frac{M}{S}$$

Ec.28

Donde:

M: Momento máximo actuante sobre el elemento en cuestión.

S: Momento estático de media sección (aparece en las tablas de perfiles según sea el flanco del perfil estudiado).

Para completar el cálculo es necesario comparar el esfuerzo de flexión calculado, con la resistencia del elemento a soldar, si $f_b < F_b$, entonces se prosigue con el cálculo.

$$F_b = 0.6 * F_y$$

Ec.29

Donde F_y es el esfuerzo a la fluencia del acero a soldar.

- **Tracción en sus elementos**

$$T_b = f_b * A_f$$

Ec.30

Donde:

f_b : Esfuerzo de flexión

A_f : Área del flanco a soldar

- **Determinación de garganta de soldadura**

La garganta de la soldadura es la línea perpendicular que determina el verdadero espesor interno de la misma, en otras palabras, es el espesor resistente de la soldadura, y se determina con la siguiente ecuación:

$$t_s = D * \frac{\sqrt{2}}{2}$$

Ec.31

Donde "D" es el espesor nominal de la soldadura

- **Carga admisible por mm de soldadura**

$$P_1 = t_s * 0.4 * F_y \tag{Ec.32}$$

Donde:

t_s : Garganta de soldadura

F_y : Esfuerzo a la fluencia del acero a soldar

- **Longitud de soldadura**

$$LW = \frac{T}{P1} = \frac{M}{P1s}$$

Ec.33

Donde:

M: Momento máximo actuante sobre el elemento en cuestión.

s: Separación entre pernos de anclaje.

P1: Carga admisible por mm de soldadura.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo de Investigación

El objetivo principal de este proyecto consistió en el análisis de la estructura existente, y la subsecuente implementación de una segunda planta estructural y arquitectónica, para la ampliación del complejo maternal María Ojeda. De acuerdo a lo establecido en el Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales, de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador, (UPEL, 2006), este planteamiento corresponde a una investigación factible.

Se entiende por investigación factible, a la elaboración y desarrollo de propuesta de un modelo operativo viable para solucionar problemas, requerimientos o necesidades de organizaciones o grupos sociales; puede referirse a la formulación de políticas, programas, tecnologías, métodos o procesos. El Proyecto debe tener apoyo en una investigación de tipo documental, de campo o un diseño que incluya ambas modalidades. (UPEL, 2006).

3.2 Nivel De Investigación

El nivel de investigación permite establecer hasta qué profundidad se aborda el tema de estudio o problema planteado, contribuyendo al conocimiento de los factores que intervienen para el desarrollo de toda investigación. Dicho esto, se clasifica la investigación en un nivel explicativo debido a las comprobaciones y las evaluaciones que se deben realizar.

Según Arias (2006), la investigación explicativa es aquella que se encarga de buscar el porqué de los hechos mediante el establecimiento de relaciones causa-efecto. En este sentido, los estudios explicativos pueden ocuparse tanto de la determinación de las causas (investigación post facto),

como de los efectos (investigación experimental), mediante la prueba de hipótesis. (pag.26).

Por lo anteriormente expuesto la presente investigación posee un nivel explicativo, ya que se requirió comprobar el estado de la estructura actual, crear una ampliación de la misma, y verificar el correcto funcionamiento de este conjunto, que permitió que el complejo maternal María Ojeda esté en óptimas condiciones para su uso.

3.3 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Las técnicas de recolección de datos son los métodos que utiliza el investigador, para obtener la información requerida para la elaboración de un trabajo de investigación. Según Arias (2006) las técnicas de investigación son las distintas maneras, formas, o procedimientos utilizados por el investigador para recopilar u obtener los datos o la información (p.25).

Según Arias (2006), los instrumentos de investigación son los medios materiales que se emplean para recoger y almacenar la información (p.25). Dicho esto, los instrumentos de recolección son las herramientas empleadas a lo largo del proyecto, bien sean herramientas físicas o digitales. Estas son usadas para facilitar la obtención de los datos, llevar un orden lógico del proyecto, y brindar precisión a la hora de recolectar los datos requeridos.

3.3.1 Técnicas empleadas

- **Revisión documental o bibliográfica:** Con la aplicación de esta técnica se recabaron diferentes tipos de estudios o trabajos previos referentes al tema en cuestión, lo que permitió establecer un amplio basamento teórico que fue utilizado para el correcto desarrollo de la investigación.
- **Observación directa:** Se empleó esta técnica para corroborar que la información plasmada en los planos estructurales de la Maternidad María Ojeda, coincidieran en su totalidad con la estructura que

actualmente se encuentra asentada en la ciudad de El Tigrito del Municipio San José de Guanipa.

- **Entrevista no estructurada:** Esta técnica hace referencia a las múltiples consultas cuya realización se hizo necesaria, tanto a profesores como a diversos especialistas en la materia, que fueron de gran ayuda al brindar sus orientaciones, facilitando la interpretación de la información que recolectada durante la revisión bibliográfica, y el desarrollo de la investigación para realizar la evaluación de la capacidad estructural de la Maternidad María Ojeda.

3.3.2 Instrumentos a utilizar

- **Cámara fotográfica:** Se utilizó como recurso para obtener muestras digitales que facilitaron la interpretación de los planos. Así mismo, para tener disponible, en caso de ser requerido, los detalles reales de la estructura estudiada, con el objetivo de reforzar la observación directa que se realizó, y así obtener un registro gráfico de todo el complejo.
- **Software:** Fue el instrumento principal para la correcta interpretación de los datos obtenidos. Mediante el uso de software comerciales como lo son Microsoft WORD y Microsoft EXCEL, se procesó toda la información para el mejor entendimiento de la misma, a su vez se utilizó el programa comercial ETABS V16.2.1 para modelar la estructura, el cual sirvió de ayuda principal en los análisis necesarios para la determinación del estado de la estructura existente, y ratificó la propuesta realizada para la ampliación del complejo.
- **Hoja de anotaciones:** Esta fue utilizada para llevar un registro ordenado de las anomalías, que se encontraron tanto en la estructura existente como en los planos de la misma. En esta hoja fueron anotadas con detalle cada una de las fallas, tanto de métodos de

construcción como de diseño, que fueron observadas durante el desarrollo de la investigación.

CAPÍTULO IV

PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS

4.1 Características del proyecto original mediante la revisión de los planos y la memoria de cálculo

Con la finalidad de realizar un proyecto basado en el refuerzo de una estructura metálica, fue necesario localizar un edificio que presentase fallas en su diseño estructural, con el objetivo de conocer sus características de diseño originales, determinar los tipos de falla que pudiese presentar, y buscar una propuesta de solución para acondicionar su estructura.

El edificio objeto de esta investigación fue la Maternidad María Ojeda (MMO), ubicada en la ciudad de El Tigrito. Esta fue seleccionada por ser un edificio de primer orden, destinado al servicio y atención médica de embarazadas y neonatales; y si bien su construcción está detenida, se desea continuar con su creación, y en un futuro ampliar la maternidad para que pueda brindar atención médica general.

4.1.1 Descripción de la estructura

La edificación se encuentra en el Municipio San José de Guanipa, Estado Anzoátegui, en el sector Cementerio, en la calle San Carlos, entre las calles Libertador y Luis N. Figuera.

Tabla 3: Coordenadas geográficas de la Maternidad María Ojeda

Coorenadas	Este	Norte
UTM - La Canoa	982.112,00	371.834,00
REG-VEN	981.752,65	371.672,44

Fuente: Autor. (2020)



Ilustración 7: Vista aérea de la Maternidad María Ojeda
Fuente: Google Earth. (2020)

El proyecto original presenta una superestructura (columnas, vigas de carga, vigas de amarre, y correas de apoyo de losa de techo) conformada por elementos de acero estructural, específicamente perfiles CONDUVEN. Establece también la utilización de losas de techo macizas de concreto de ocho (8) centímetros de espesor, utilizando material colaborante SIGALDECK (losacero). Además de una infraestructura (losa de fundación) realizada en concreto armado. Todo esto se encuentra especificado dentro de los planos de ingeniería y arquitectura:

- **Planos estructurales**

- **Plano E-01:** No encontrado (correspondiente a fundaciones).
- **Plano E-02:** Plano de envigado de planta de techo. Compuesto por envigado de planta de techo N+3,25 y N+4,25; detalle de anclaje de columna C1, e isometría de losacero con materiales a utilizar.
- **Plano E-03:** Plano de pórticos. Incluye pórticos de carga A, B, C, D, E, F, G y H, además de envigado de planta de techo N+7,25.

- **Plano E-04:** Plano de pórticos. Incluye pórtico de carga I, y pórticos de amarre 1, 2 y 3.
- **Plano E-05:** Plano de pórticos. Establece pórticos de amarre 4, 5 y 6.
- **Plano E-06:** Plano de módulo de desechos. Incluye losa de fundación, envigado de techo, pórticos, y detalles.

- **Planos arquitectónicos**

- **Plano A-01:** Plano en planta de distribución general.
- **Plano A-02:** Plano en planta de distribución acotada.
- **Plano A-03:** Plano del conjunto arquitectónico.
- **Plano A-04:** Plano compuesto por las fachadas Norte, Sur, Este y Oeste.
- **Plano A-05:** Plano con ubicación de puertas y sus respectivos tipos.
- **Plano A-06:** Plano que incluye detallado de cada puerta utilizada, y cuadro de acabados para cada área del complejo.
- **Plano A-07:** Plano en planta de acabados por cada área.

- **Características técnicas del complejo según memoria de cálculo:**

Las características aquí presentadas, se encuentran asentadas en la memoria de cálculo original del proyecto, y se desglosan para demostrar las discrepancias e incongruencias identificadas.

- **Materiales:**

- **Concreto armado:** $f''c = 250 \text{ Kg/cm}^2$.
- **Acero de refuerzo:** $Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- **Elementos estructurales CONDUVEN:** 3515 Kg/cm^2 .
- **Resistencia del suelo:** $R_s = 1,50 \text{ Kg/cm}^2$ (según estudio existente. El cual no fue especificado en la memoria de cálculo).

- **Factores de mayoración de carga:**

- **Carga muerta:** 1,40
- **Carga viva:** 1,70
- **Análisis sísmico:**
 - **Zonificación sísmica:** zona 2. Aceleración máxima del terreno $A_0=0,15g$.
 - **Clasificación según su uso:** Uso público, corresponde al grupo B, con un coeficiente de uso $\gamma = 1,00$.
 - **Clasificación según nivel de diseño (ND):** corresponde a ND2.
 - **Clasificación según el tipo de estructura:** estructura de tipo 1, capaz de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante pórticos.
 - **Factor de ductilidad:** $D = 4,5$.
 - **Terreno de fundación:** este terreno posee un perfil S3.
 - **Clasificación según regularidad de la estructura:** Cumple con los requisitos para ser considerada regular.
 - **Desplazamientos totales:** Para estructuras no susceptibles de daños bajo sismos y correspondientes al grupo B, $\delta = 0,024$.

- **Análisis de carga:**

Los parámetros aquí descritos se encuentran en la memoria de cálculo del proyecto original, y fueron usados para diseñar la estructura al momento de su concepción original; sin embargo, fueron modificados durante la revisión del proyecto para adecuarlos a la realidad.

- **Losa de techo (modulo principal y de desechos):** losa de concreto con material colaborante (losacero) espesor 8cm.
 - **Peso propio de loseta más losacero:** 202,00 Kg/m²
 - **Impermeabilización:** 50,00 Kg/m²

- **Revestimiento de piso:** 60,00 Kg/m²
- **Total carga muerta:** 312,00 Kg/m²
- **Carga viva:** 65,00 Kg/m²
- **Carga por nervio:** 548,00 Kg/ml
- **Modulo principal con instalación de equipos pesados sobre el techo:** losa de concreto con material colaborante (losacero) espesor 8cms.
 - **Peso propio de loseta más losacero:** 202,00 Kg/m²
 - **Impermeabilización:** 50,00 Kg/m²
 - **Revestimiento de piso:** 60,00 Kg/m²
 - **Total carga muerta:** 312,00 Kg/m²
 - **Carga viva:** 400,00 Kg/m²
 - **Carga por nervio:** 1260,00 Kg/ml
- **Elementos estructurales seleccionados:**
 - **Correas para techo:** Perfiles estructurales CONDUVEN 180x65x4, a cada 1mt. Características:
 - **e** = 4,00mm.
 - **R** = 8,00mm
 - **Sección** = 18,30cm²
 - **Peso** = 14,30Kg/ml
 - **I_x** = 686,00cm⁴
 - **S_x** = 76,20cm³
 - **R_x** = 6,13cm
 - **I_y** = 139,00cm⁴
 - **S_y** = 42,80cm³
 - **R_y** = 2,76cm
 - **Vigas de carga de techo (N+4,25 y N+3,25):** Perfiles estructurales CONDUVEN 300x100x7. Características:

- **e** = 7,00mm.
 - **R** = 10,50mm
 - **Sección** = 52,36cm²
 - **Peso** = 41,10Kg/ml
 - **I_x** = 5360,46cm⁴
 - **S_x** = 357,36cm³
 - **R_x** = 10,21cm
 - **I_y** = 943,61cm⁴
 - **S_y** = 188,72cm³
 - **R_y** = 4,25cm
- **Vigas de carga de techo (N+4,25 y N+3,25):** Perfiles estructurales CONDUVEN 350x170x11. Características:
- **e** = 11,00mm.
 - **R** = 10,50mm
 - **Sección** = 73,18cm²
 - **Peso** = 57,45Kg/ml
 - **I_x** = 8564,16cm⁴
 - **S_x** = 540,89cm³
 - **R_x** = 10,87cm
 - **I_y** = 1841,31cm⁴
 - **S_y** = 306,88cm³
 - **R_y** = 5,02cm
- **Anclaje de columnas:** Lamina base de 40x40cms de espesor 5/8", con pernos de 5/8" de 40cms de longitud, y estribos de 3/8" cada 5cms. (Datos obtenidos del libro de calculo Original)
- **Cordones de soldadura y electrodos:** Los cordones son continuos en todos los elementos y con D=10mm. Los

electrodos son los especificados en las tablas del manual CONDUVEN. (Datos obtenidos del libro de cálculo Original).

➤ **Columnas.**

- **Módulo principal (C1):** 220x220x7, perfil estructural CONDUVEN
- **Módulo de desechos (C2):** 155x155x4,50, perfil estructural CONDUVEN

4.2 Levantamiento planialtimétrico de la estructura existente de la Maternidad María Ojeda

Para comenzar con los estudios a realizar sobre la estructura de la Maternidad María Ojeda, se requirió de la realización de una inspección visual de los trabajos ya realizados, esto para corroborar el estado actual en que se encuentran sus elementos, así como las posibles anomalías o peculiaridades que pudieron desarrollarse durante los procesos de edificación.

En primer lugar, para dar inicio a esta fase se realizó la petición de los permisos de acceso correspondientes a la alcaldía del Municipio San José de Guanipa, así como la notificación formal al director del Hospital Fritz Petersen, de nuestra presencia en las inmediaciones del complejo (la Maternidad María Ojeda se encuentra ubicada, en un lote de terreno compartido con el hospital Fritz Petersen). Esto en aras de solicitar la máxima cooperación por parte de los entes custodios del proyecto.

Dando inicio a las labores de inspección y levantamiento planialtimétrico, se ubicó geográficamente la localización del complejo, haciendo uso de un GPS para tomar las coordenadas del sitio y realizar un croquis del lote de terreno, utilizando a su vez como puntos referenciales las

calles que rodean a la Maternidad María Ojeda; así como también se identificó el norte magnético de la locación mediante el uso de una brújula.

Habiendo recolectado los datos de ubicación geográfica del sitio, se procedió a realizar la respectiva inspección visual de la Maternidad, con la cual se pudo observar la forma geométrica del edificio, y las similitudes entre pórticos. Al terminar la inspección visual, se procedió a realizar el croquis de cada pórtico de la estructura tanto en su eje "X" como en el "Y", con los cuales se verificaron las dimensiones de los elementos estructurales, y de la misma estructura.

Disponiendo de los croquis elaborados de cada uno de los pórticos, se procedió a tomar medida de las longitudes de cada uno de ellos, haciendo uso de una cinta topográfica; cabe destacar que como punto referencial para todas las medidas horizontales se tomó el centro de cada columna, además de que se tuvo la precaución de tensar la cinta para evitar mediciones erróneas. Seguidamente, utilizando una cinta métrica, se realizaron las mediciones de los elementos estructurales, tanto vigas como columnas. Los pernos y placas base fueron medidos individualmente para dejar constancia de las dimensiones de los elementos empleados, así como las distancias entre ellos.

Una vez finalizado el croquis del sitio y habiendo tomado cada una de las mediciones necesarias, se procedió a realizar una lista de todas las características y/o anomalías existentes en la edificación. Cabe destacar que para todo el conjunto de anomalías encontradas durante esta inspección, se tomaron fotografías para dejar evidencia grafica de la existencia de las mismas, y así poder realizar un informe altamente detallado de cada una de las características detectadas.

En resumen, al momento de realizar el levantamiento se observó una estructura regular, realizada en su totalidad (columnas, vigas de carga y vigas de amarre) con perfiles estructurales CONDUVEN, soldaduras continuas, placas de anclaje de 40x40x1, y pernos de anclaje de Ø5/8". Se tomaron mediciones entre cada uno de los ejes para confirmar si son las especificadas en el proyecto, así como también se tomaron las medidas de cada elemento estructural; además de esto, se contabilizó la cantidad de ejes de la estructura existente. Sumado a esto, se observó la presencia de varias anomalías constructivas, las cuales fueron fotografiadas para dejar registro gráfico de las mismas.

4.2.1 Identificación de las características que presenta la estructura de la maternidad María Ojeda (MMO).

Durante las visitas a la maternidad María Ojeda se realizaron inspecciones visuales, las que fueron de utilidad para obtener los datos generales de la estructura, comenzando por los elementos existentes en esta, el estado de dichos elementos, y las posibles anomalías que presentó la estructura. De cada una de estas características identificadas se llevó a cabo un registro escrito y visual, el cual permitió desarrollar un mejor criterio para realizar los análisis de resistencia y capacidad a la estructura.

Para tomar los datos se diseñó un formato de planilla de inspección, la cual permitió recopilar la información de manera efectiva, llevando un control de la misma. Dentro de la planilla de inspección diseñada aparecen datos generales como lo son el nombre de la obra, el ente propietario de la misma, quienes realizaron la inspección y la fecha de su realización; también aparece la característica observada, una breve descripción de esta, y una imagen referencial de la misma.

PLANILLA DE INSPECCIÓN

PLANILLA N°:	
OBRA:	
CONTRATISTA:	
INSPECTORES:	
FECHA:	

ANOMALÍA O CARÁCTERÍSTICA OBSERVADA.

--

DESCRIPCIÓN DE ANOMALÍA O CARACTERÍSTICA.

--

IMAGEN DE MUESTRA

--

PLANILLA DE INSPECCIÓN

PLANILLA N°:	1
OBRA:	Maternidad María Ojeda
CONTRATISTA:	Alcaldía del Municipio San José de Guanipa
INSPECTORES:	Aponte A, José J. ; Morón R. Eduardo A.
FECHA:	09/11/2019.

CARÁCTERÍSTICA OBSERVADA.

Cercanía entre pórticos.

DESCRIPCIÓN DE CARACTERÍSTICA.

Dos pórticos se encuentran excesivamente cerca el uno del otro. Esto puede ocasionar aumento de las vibraciones creadas por ondas sísmicas, afectando al edificio de manera negativa. Separación entre pórticos: 30cm de eje a eje.

IMAGEN DE MUESTRA



PLANILLA DE INSPECCIÓN

PLANILLA N°:	2
OBRA:	Maternidad Maria Ojeda
CONTRATISTA:	Alcaldía del Municipio San José de Guanipa
INSPECTORES:	Aponte A, José J. ; Morón R. Eduardo A.
FECHA:	09/11/2019

CARÁCTERÍSTICA OBSERVADA.

Techos conformados por losas nervadas.

DESCRIPCIÓN DE CARACTERÍSTICA.

Los techos de esta estructura en cada uno de sus niveles están contruidos con losa nervada, en lugar de encofrado colaborante o losacero (SIGALDECK).

IMAGEN DE MUESTRA



PLANILLA DE INSPECCIÓN

PLANILLA N°:	3
OBRA:	Maternidad María Ojeda
CONTRATISTA:	Alcaldía del Municipio San José de Guanipa
INSPECTORES:	Aponte A, José J. ; Morón R. Eduardo A.
FECHA:	09/11/2019

CARÁCTERÍSTICA OBSERVADA.

No existen cartelas.

DESCRIPCIÓN DE CARACTERÍSTICA.

En la estructura inspeccionada no se evidencia la presencia de cartelas en ninguno de sus nodos.

IMAGEN DE MUESTRA

PLANILLA DE INSPECCIÓN

PLANILLA N°:	4
OBRA:	Maternidad Maria Ojeda
CONTRATISTA:	Alcaldía del Municipio San José de Guanipa
INSPECTORES:	Aponte A, José J. ; Morón R. Eduardo A.
FECHA:	09/11/2019

CARÁCTERÍSTICA OBSERVADA.

No existen rigidizadores.

DESCRIPCIÓN DE CARACTERÍSTICA.

Se hace notar la falta de rigidizadores en cada una de las columnas del complejo.

IMAGEN DE MUESTRA

PLANILLA DE INSPECCIÓN

PLANILLA N°:	5
OBRA:	Maternidad Maria Ojeda
CONTRATISTA:	Alcaldía del Municipio San José de Guanipa
INSPECTORES:	Aponte A, José J. ; Morón R. Eduardo A.
FECHA:	09/11/2019

CARÁCTERÍSTICA OBSERVADA.

Presencia de 8 pernos de anclaje

DESCRIPCIÓN DE CARACTERÍSTICA

Para cada una de las placas base, se evidencia una sujeción a la losa de fundación mediante 8 pernos de anclaje de $\varnothing 5/8"$

IMAGEN DE MUESTRA

PLANILLA DE INSPECCIÓN

PLANILLA N°:	6
OBRA:	Maternidad Maria Ojeda
CONTRATISTA:	Alcaldía del Municipio San José de Guanipa
INSPECTORES:	Aponte A, José J. ; Morón R. Eduardo A.
FECHA:	09/11/2019

CARÁCTERÍSTICA OBSERVADA.

Excentricidad de columnas en placa base

DESCRIPCIÓN DE CARACTERÍSTICA.

En los pórticos que tienen cercanía extrema, sus columnas se encuentran desfasadas del centro de la placa base.

IMAGEN DE MUESTRA



PLANILLA DE INSPECCIÓN

PLANILLA N°:	7
OBRA:	Maternidad Maria Ojeda
CONTRATISTA:	Alcaldía del Municipio San José de Guanipa
INSPECTORES:	Aponte A, José J. ; Morón R. Eduardo A.
FECHA:	09/11/2019

CARÁCTERÍSTICA OBSERVADA.

Placas base con 7 pernos de anclaje.

DESCRIPCIÓN DE CARACTERÍSTICA.

Los pórticos con cercanía extrema poseen un perno de anclaje menos que los demás pórticos.

IMAGEN DE MUESTRA

PLANILLA DE INSPECCIÓN

PLANILLA N°:	8
OBRA:	Maternidad Maria Ojeda
CONTRATISTA:	Alcaldía del Municipio San José de Guanipa
INSPECTORES:	Aponte A, José J. ; Morón R. Eduardo A.
FECHA:	09/11/2019

CARÁCTERÍSTICA OBSERVADA.

Falta de losa de techo en parte trasera

DESCRIPCIÓN DE CARACTERÍSTICA.

Una porción equivalente al 10% de la losa de techo de la parte trasera del edificio no ha sido edificada.

IMAGEN DE MUESTRA



PLANILLA DE INSPECCIÓN

PLANILLA N°:	9
OBRA:	Maternidad María Ojeda
CONTRATISTA:	Alcaldía del Municipio San José de Guanipa
INSPECTORES:	Aponte A, José J. ; Morón R. Eduardo A.
FECHA:	09/11/2019

CARÁCTERÍSTICA OBSERVADA.

Presencia de machones (Arranques)

DESCRIPCIÓN DE CARACTERÍSTICA

En el punto intermedio de cada uno de los pórticos externos se encuentra un machón (arranque) conformado por 4 cabillas $\varnothing 5/8"$.

IMAGEN DE MUESTRA



PLANILLA DE INSPECCIÓN

PLANILLA N°:	10
OBRA:	Maternidad Maria Ojeda
CONTRATISTA:	Alcaldía del Municipio San José de Guanipa
INSPECTORES:	Aponte A, José J. ; Morón R. Eduardo A.
FECHA:	09/11/2019

CARÁCTERÍSTICA OBSERVADA.

Óxido superficial.

DESCRIPCIÓN DE CARACTERÍSTICA.

En diversos elementos se evidencia la presencia de óxido superficial debido al contacto del metal con el agua.

IMAGEN DE MUESTRA



4.3 Análisis del complejo para determinar la capacidad estructural de la Maternidad María Ojeda, bajo los requisitos de la norma ASCE/SEI 41-13 con la ayuda del programa comercial ETABS 2016

Para poder determinar la capacidad estructural de la Maternidad María Ojeda, fue necesaria la utilización de un “software” capaz de realizar los cálculos matemáticos requeridos, así como las iteraciones en cuanto a cantidad de fuerza aplicada sobre la estructura durante simulaciones virtuales de eventualidades sísmicas. El programa comercial elegido fue el ETABS 2016, debido a su precisión a la hora de realizar dichos cálculos.

4.3.1 Asignación de parámetros de diseño

Para poder llevar a cabo los análisis requeridos sobre la estructura, se debió de revisar cada una de las características de diseño reflejadas en la memoria de cálculo, tales como el nivel de diseño, la zona sísmica, el factor de aceleración, entre otras características. Esto se hizo para verificar si los factores empleados en la memoria de cálculo original eran correctos. Luego de verificarlos se determinó que algunas de estas características no eran las adecuadas, por esta razón se tomaron las siguientes:

- **Características técnicas del complejo a emplear en el análisis:**
 - **Materiales:**
 - **Concreto armado:** $f''c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 - **Acero de refuerzo:** $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 - **Elementos estructurales CONDUVEN:** 3515 Kg/cm^2
 - **Factores de mayoración de carga:**
 - **Carga muerta:** 1,40
 - **Carga viva:** 1,70
 - **Análisis sísmico:**
 - **Zonificación sísmica:** Según lo establecido en la norma venezolana de edificaciones sismoresistentes 1756-

2001, el municipio San José de Guanipa se ubica en una zona sísmica 4. Por ende, su aceleración máxima del terreno es de $A_0 = 0,25$.

- **Clasificación según su uso:** La presente estructura es un centro de salud, de uso público, especificado en el Grupo A, y posee coeficiente de uso $\alpha = 1,30$.
- **Clasificación según nivel de diseño (ND):** Debido a su zona sísmica, y a su clasificación según su uso, esta estructura corresponde a ND3.
- **Clasificación según el tipo de estructura:** estructura de tipo 1, capaz de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante pórticos.
- **Factor de reducción de respuesta:** Según su Nivel de diseño y el tipo de estructura, su factor de reducción de respuesta es $R = 3,0$.
- **Terreno de fundación:** Según el material de suelo y la altura del edificio, este terreno posee una forma espectral S3.
- **Factor de corrección:** según el material de suelo y la altura del edificio, esta estructura posee un factor de corrección $\phi = 0,70$.
- **Clasificación según regularidad de la estructura:** Cumple con los requisitos para ser considerada regular.
- **Desplazamientos totales:** Para estructuras no susceptibles de daños por deformaciones de la estructura y correspondientes al grupo A, $= 0,016$.

Al ver las características del complejo que fueron utilizadas en el modelo analítico, se evidencian ciertos cambios que debieron ser realizados, para poder analizar la edificación de manera correcta. Si bien las

características de los materiales y los factores de mayoración de carga no se tocaron, los establecidos en la sección de análisis sísmico de la memoria de cálculo, no eran los adecuados para esta clase de edificio, según lo establecido en la norma sísmica venezolana de edificaciones sismoresistentes 1756-2001.

Dichos cambios están conformados por la zona sísmica, su clasificación de uso, la clasificación según su nivel de diseño, el factor de reducción de respuesta, el factor de corrección de la estructura, y sus desplazamientos.

4.3.2 Procedimiento de diseño del primer modelo analítico de la Maternidad María Ojeda en el software comercial ETABS 2016

Para el cálculo estático y dinámico de la estructura se utilizó el software ETABS 2016 V16.2.1, en el cual se introdujeron los datos y criterios necesarios para obtener un análisis realista de la estructura; dichos datos se extrajeron de las normas venezolanas, de la memoria de cálculo original, y de la información extraída en el levantamiento planialtimétrico.

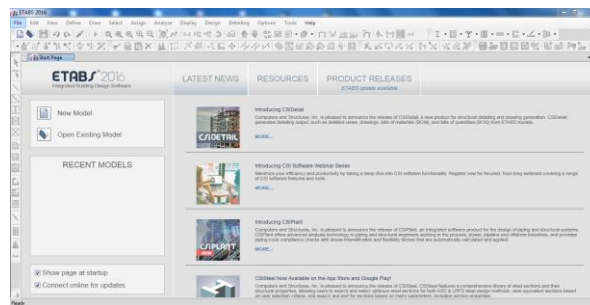


Ilustración 8: Configuración del modelado.
Fuente: Autor (2020)

Primer paso: De manera inmediata luego de abrir el programa se procedió a crear el modelo analítico, en el cual se procedió en primera instancia a seleccionar tanto el sistema de unidades (Metric SI), como las normas mediante las cuales se rigieron los análisis; dichas normas fueron AISC 360-10, AISC 341-10.

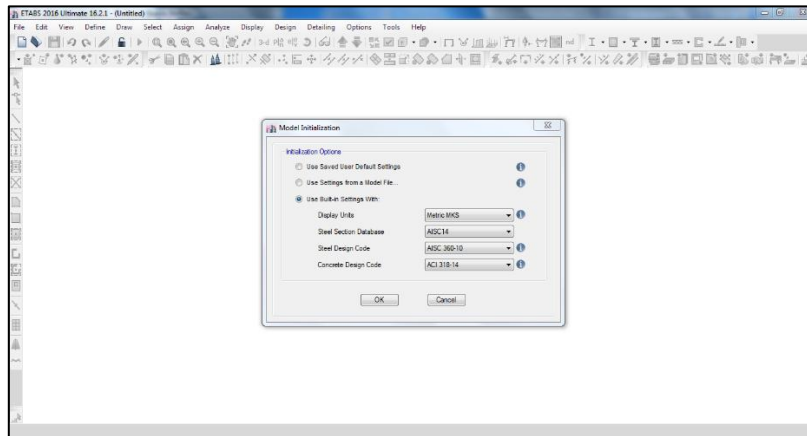


Ilustración 9: Configuración del modelado
Fuente: Autor (2020)

Segundo paso: De manera seguida se creó la cuadrícula estableciendo el espaciado tanto para el eje X como para el eje Y; así como también se estableció la configuración de altura para cada uno de los niveles del complejo, como se observa en las siguientes imágenes.

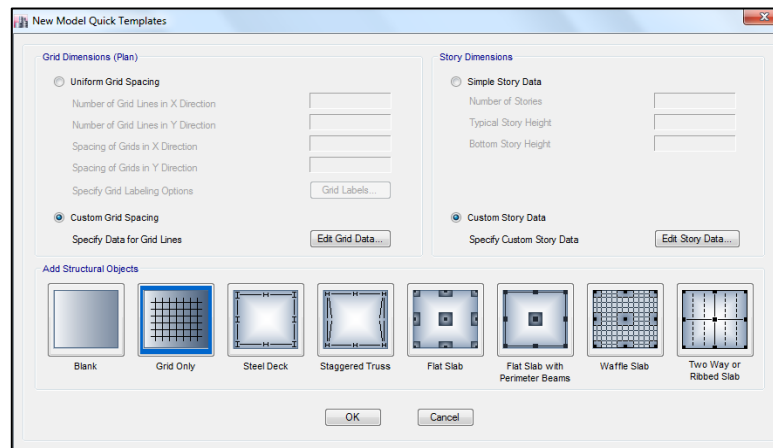


Ilustración 10: Selección de matriz.
Fuente: Autor (2020)

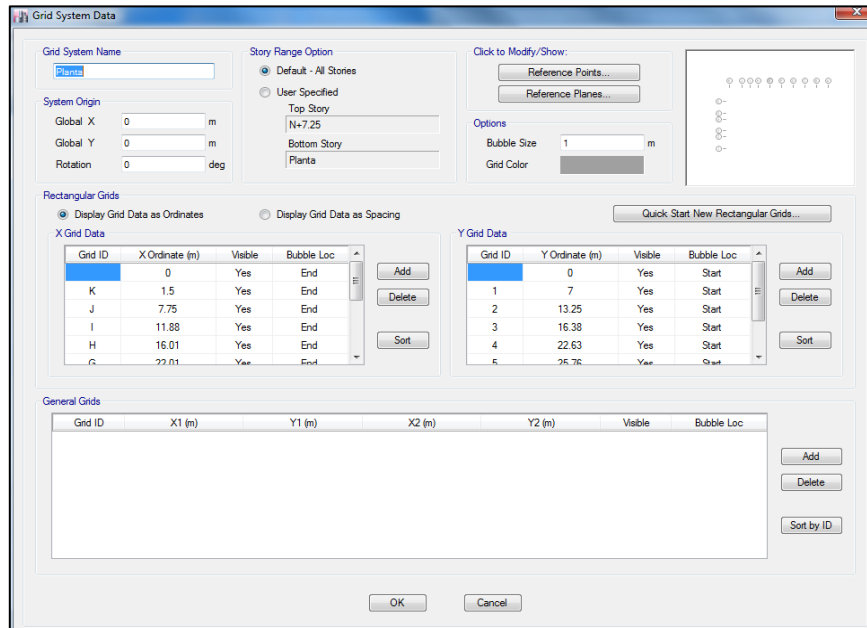


Ilustración 11: Asignación de dimensiones generales
Fuente: Autor (2020)

Tercer paso: Creación del material a emplearse.

Luego de darle dimensiones al modelado de la estructura, se procedió a establecer cada uno de los materiales que se utilizaron en su construcción, las especificaciones del acero utilizado para cada uno de los perfiles de la estructura, siendo este el ASTM A500 Grado C, posee un módulo de elasticidad de $2.100.000\text{Kg/cm}^2$, y un módulo de fluencia de 3515kg/cm^2 .

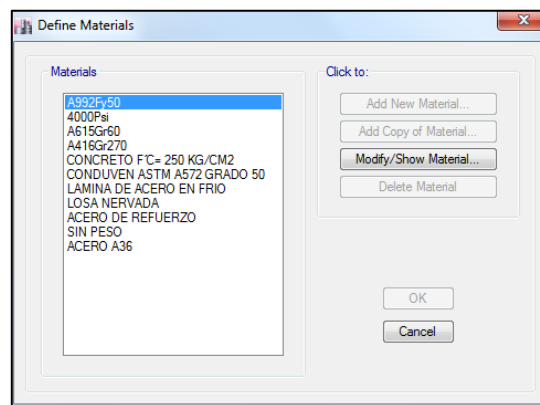


Ilustración 12: Definición de materiales para el complejo
Fuente: Autor (2020)

Ilustración 13: Definición de propiedades de acero para la estructura
Fuente: Autor (2020)

Luego de definir las propiedades del acero utilizado, se procedió a definir el concreto para la loseta de techo, el cual, según las especificaciones de la memoria de cálculo y los ensayos de calidad, posee un esfuerzo nominal a la compresión de 250Kg/cm^2 .

Ilustración 14: Definición de propiedades de concreto para la estructura
Fuente: Autor (2020)

Cuarto paso: Al terminar con la definición de los materiales empleados en la estructura, se procedió a definir las secciones de las columnas y vigas que se utilizaron dentro del modelo. Para las columnas se utilizaron perfiles cuadrados, y para las vigas se emplearon perfiles rectangulares.

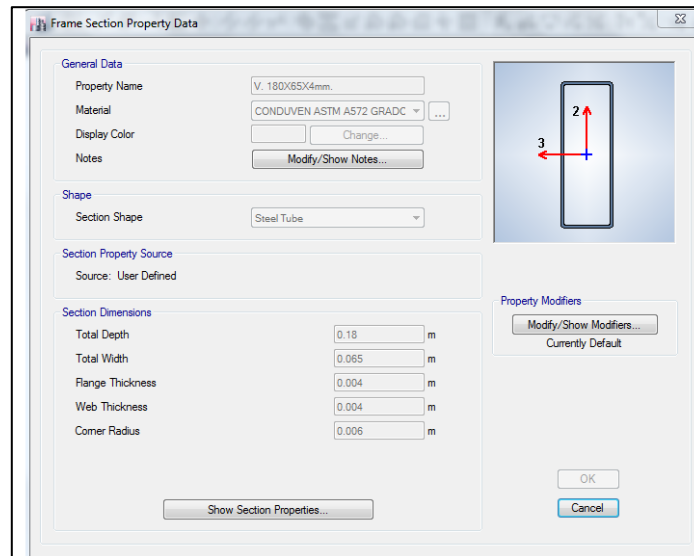


Ilustración 15: Introducción de dimensiones de los perfiles
Fuente: Autor (2020)

Para esta estructura se emplearon las dimensiones de los perfiles existentes observados durante el levantamiento planialtimétrico. Cada una de sus columnas fue de 220x220x7mm; por su parte las vigas poseen las siguientes dimensiones:

- **Correas para techo:** Perfiles estructurales CONDUVEN 180x65x4mm.
- **Vigas de carga de techo (N+7,27, N+4,25 y N+3,25):** Se emplearon dos perfiles. Perfiles estructurales CONDUVEN 300x100x7mm, y perfiles estructurales CONDUVEN 350x170x9mm.
- **Vigas de amarre de techo (N+4,25 y N3,25):** Se utilizaron perfiles estructurales CONDUVEN 260x90x5,5mm.

- **Vigas de carga de techo (N+3,00):** Se utilizaron perfiles estructurales CONDUVEN 350x170x9mm.
- **Vigas de amarre de techo (N+3,00):** Se utilizaron perfiles estructurales CONDUVEN 300x100x7mm.

Quinto paso: Definición de las propiedades y secciones de los elementos tipo área (techo).

Se ingresó el tipo de techo utilizado en esta edificación, el cual, según el levantamiento planialtimétrico realizado, es una losa armada de 25 cm de espesor, lo que se traduce en una loseta de techo de 5cm de espesor, la cual fue modelada como “Membrana”. Dicha membrana fue colocada en cada nivel de techo.

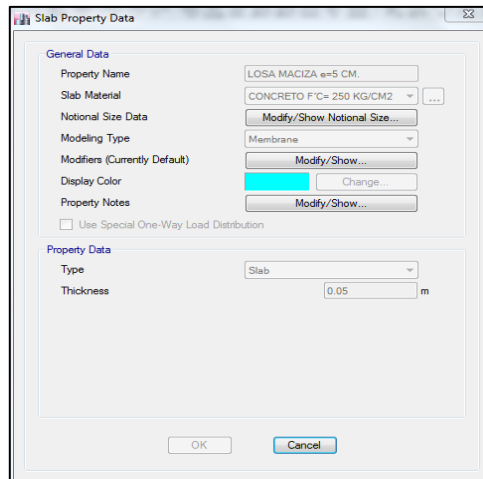


Ilustración 16: Asignación de propiedades de techo
Fuente: Autor (2020)

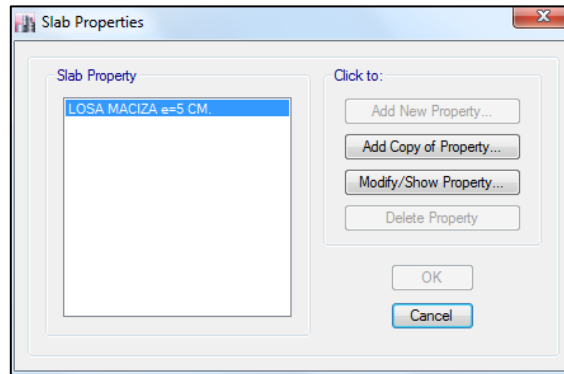


Ilustración 17: Asignación de propiedades de techo.
Fuente: Autor (2020).

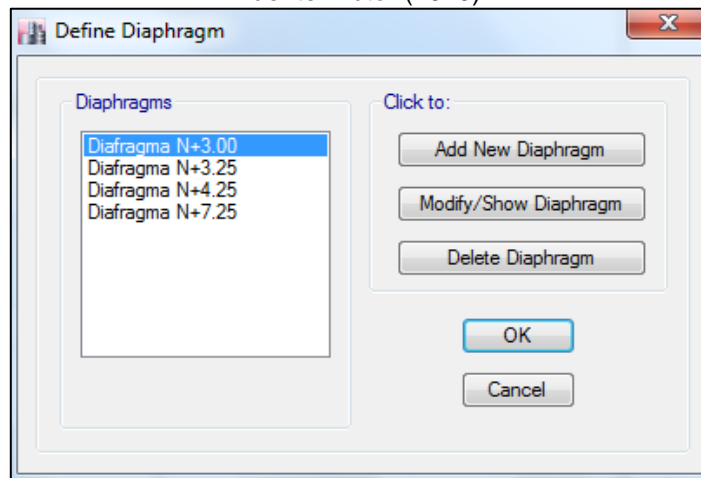


Ilustración 18: Definición de membrana en cada nivel
Fuente: Autor (2020).

Sexto paso: Se crearon los elementos propiamente dichos de la estructura. Para esto se hizo uso del comando “Draw Beam”, el cual se encuentra en el borde izquierdo de la pantalla, junto con este comando, en el cuadro en la esquina inferior izquierda llamado “Properties of Object”, se seleccionó el tipo de perfil a dibujar.

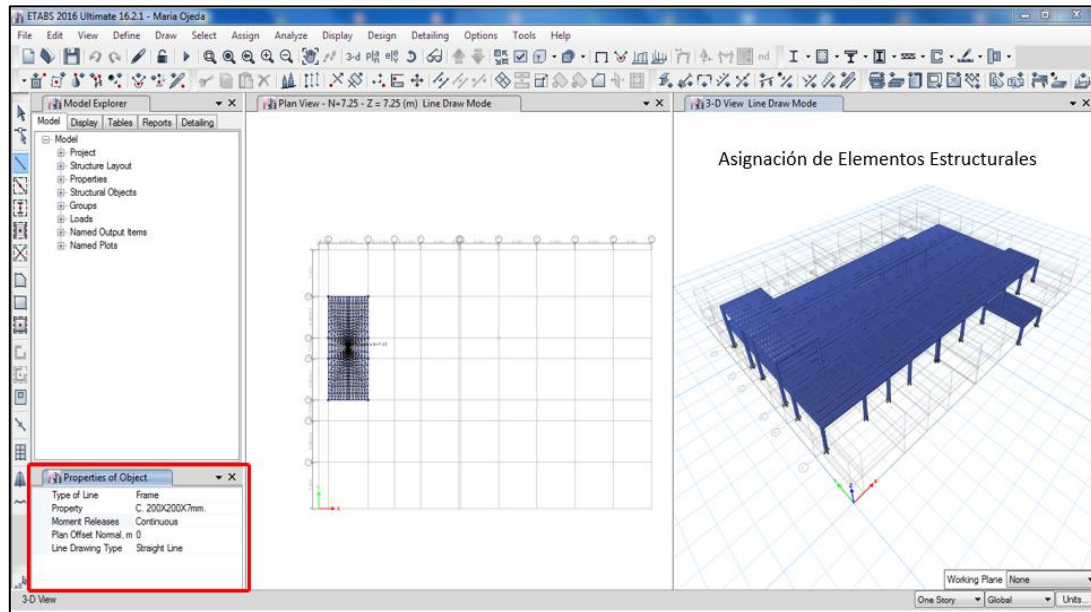


Ilustración 19: Dibujo de los elementos estructurales (Vigas y Columnas) en el “software”.
Fuente: Autor (2020)

Al término de crear los elementos estructurales, se procedió a crear la losa de techo de cada uno de los niveles mediante la herramienta “Draw Slab”, dicho comando se encuentra también en el borde izquierdo de la pantalla, así mismo, con el “Properties of Object” se seleccionó el tipo de techo a asignar.

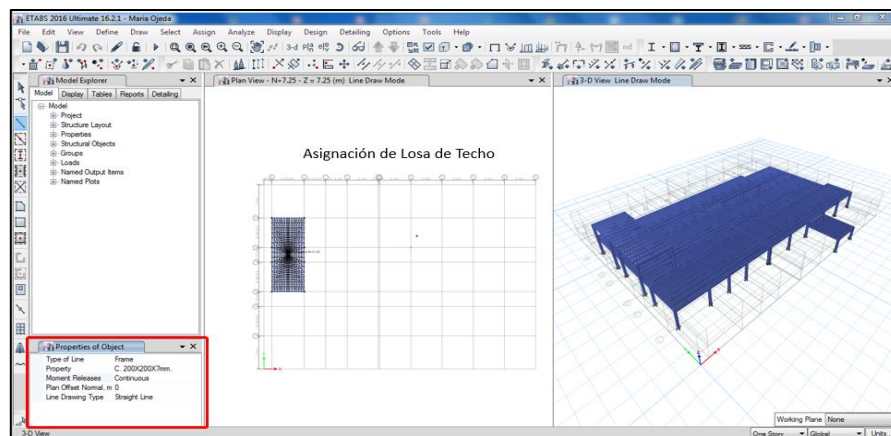


Ilustración 20: Dibujo de losas de techo en el “software”
Fuente: Autor (2020)

Séptimo paso: Introducción de parámetros de análisis.

- **Introducción de espectro sísmico**

Para introducir los espectros sísmicos calculados para esta estructura, se utilizó el comando *Define > Función > Response Spectrum*, luego en la ventana arrojada se seleccionó la opción “Choose Function Type to Add”, y se procedió a elegir la norma venezolana COVENIN 1756-2:2001.

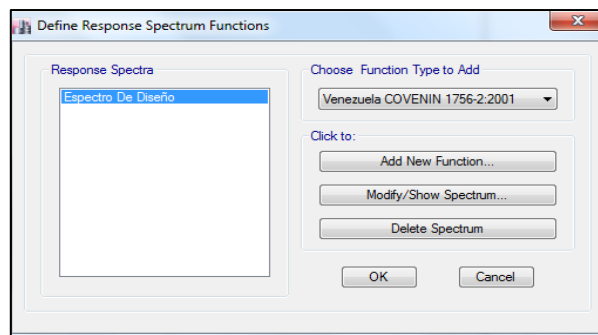


Ilustración 21: Introducción del modelo de espectro sísmico
Fuente: Autor (2020)

Luego se modificaron los valores en “Modify / Show Spectrum” para las características de la zona donde se encuentra ubicada la estructura, con una zona sísmica 4, una forma espectral 3 (S3), factor de corrección de 0,70 (ϕ), clasificación según su uso B1, y un factor de respuesta igual a 1 (R).

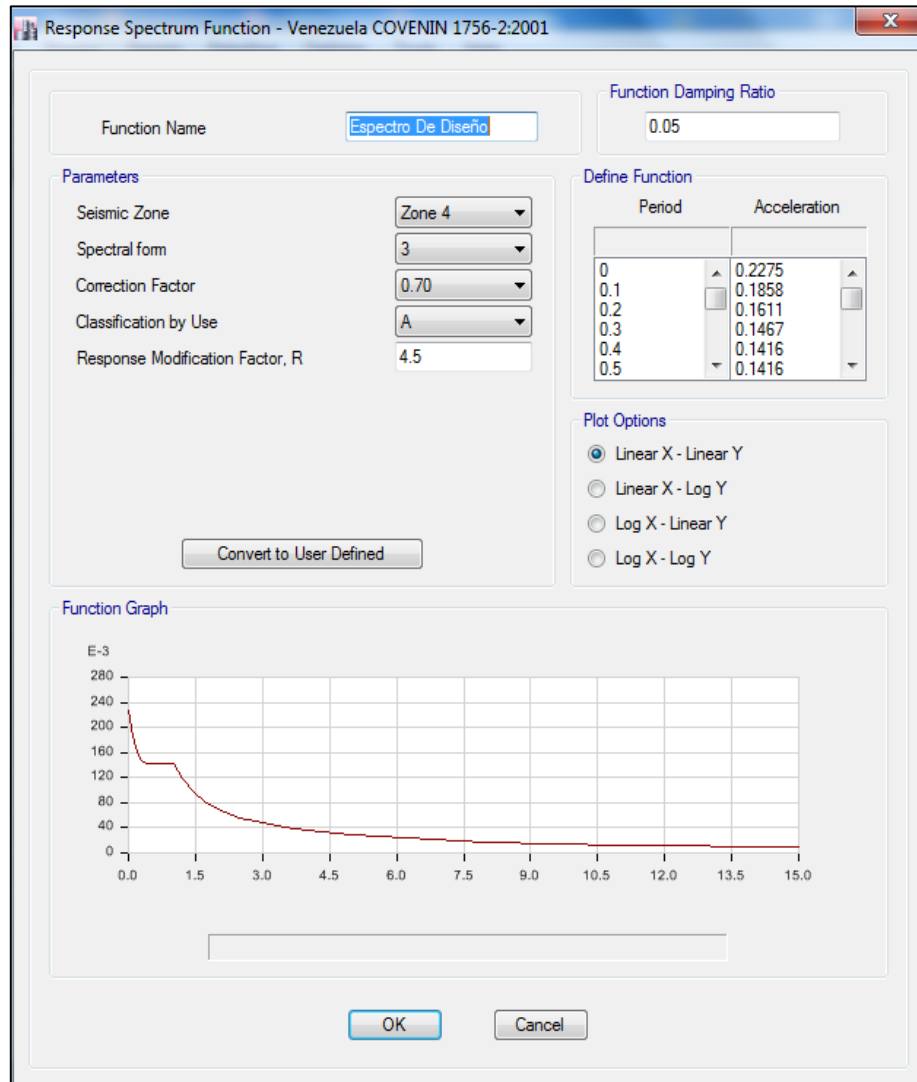


Ilustración 22: Introducción del modelo de espectro sísmico.
Fuente: Autor (2020)

- **Introducción de carga y combinaciones de carga**

Se introdujeron las cargas gravitacionales y laterales mediante el comando “Load Patterns”. Cabe destacar que las cargas gravitacionales pueden aplicarse sobre elementos puntuales, lineales y áreas.

Los elementos puntuales pueden soportar fuerzas o momentos concentrados. Los objetos línea o barra pueden soportar de manera teórica

un infinito de cargas puntuales (fuerza o momento), o cargas distribuidas (uniformes y trapezoidales). Los objetos área soportan cargas uniformes.

La simulación de cargas estáticas laterales generadas por terremotos (seismic), se aplica a través de numerosos códigos internacionales; sin embargo, también existe la posibilidad de generar patrones de carga lateral definidos de forma manual por el usuario.

Las cargas de CP (carga muerta), CPP (peso propio), CVT (carga viva de techo), Sx (Sismo en sentido X, y Sy (sismo en sentido Y), se introdujeron a través del comando *Define > Load Patterns*, ubicado en la barra de herramientas superior. Como se muestra en la imagen 23.

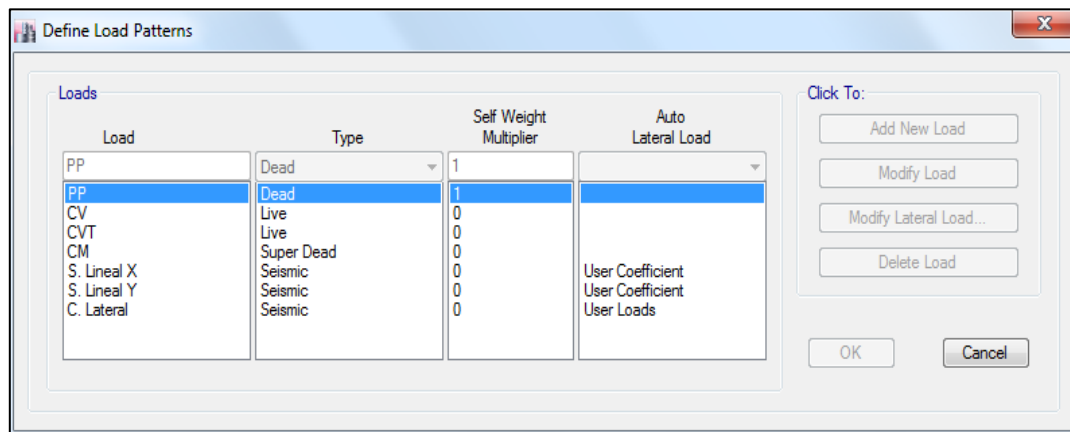


Ilustración 23: Introducción de cargas CP, CPP, CVT, Sx y Sy.
Fuente: Autor (2020)

Con la opción “Load Combinations” se generaron diversas combinaciones de carga, aplicadas directamente a los resultados de los análisis de cada elemento del modelo. Esta opción se encuentra en la barra de herramientas *Define > Load Combinations*, al seleccionarla aparece una ventana donde se agregaron las ecuaciones correspondientes, con ayuda de la opción “Add New Combo” para cada una de las combinaciones.

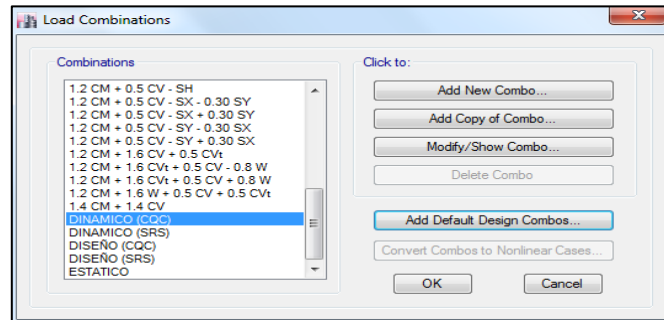


Ilustración 24: Combinaciones de carga asignadas al modelo
Fuente: Autor (2020)

- **Asignación de apoyos y cargas uniformes**

Para asignar los apoyos se seleccionó toda la estructura luego de utilizar la opción *Define > Joint > Restraints*, seleccionando en la ventana “Fast Restraints”, la opción de empotramiento.

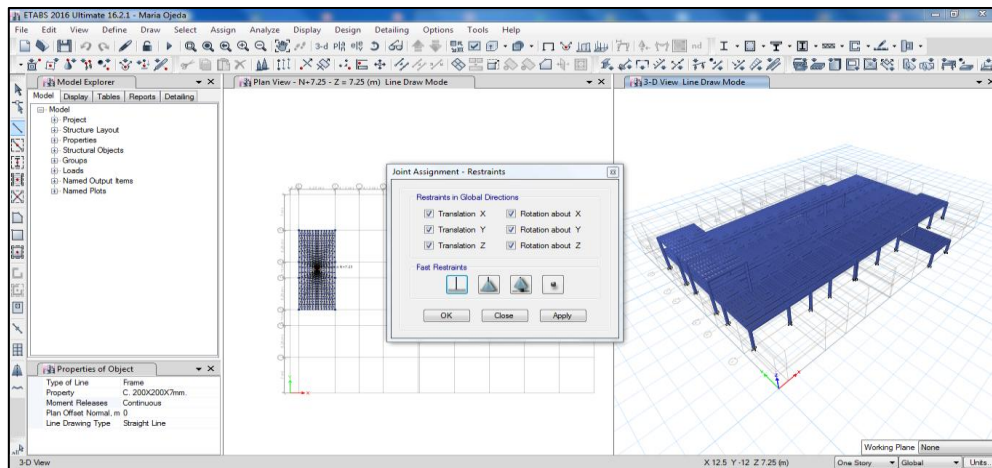


Ilustración 25: Selección de apoyos. Fuente
Autor (2020)

Para aplicar las cargas uniformes se procedió a seleccionar el “Slab” o techo, y dirigirse a la barra de herramientas *Assign > Shell Load*, desplegando una ventana donde se asigna las cargas de CP y CVT.

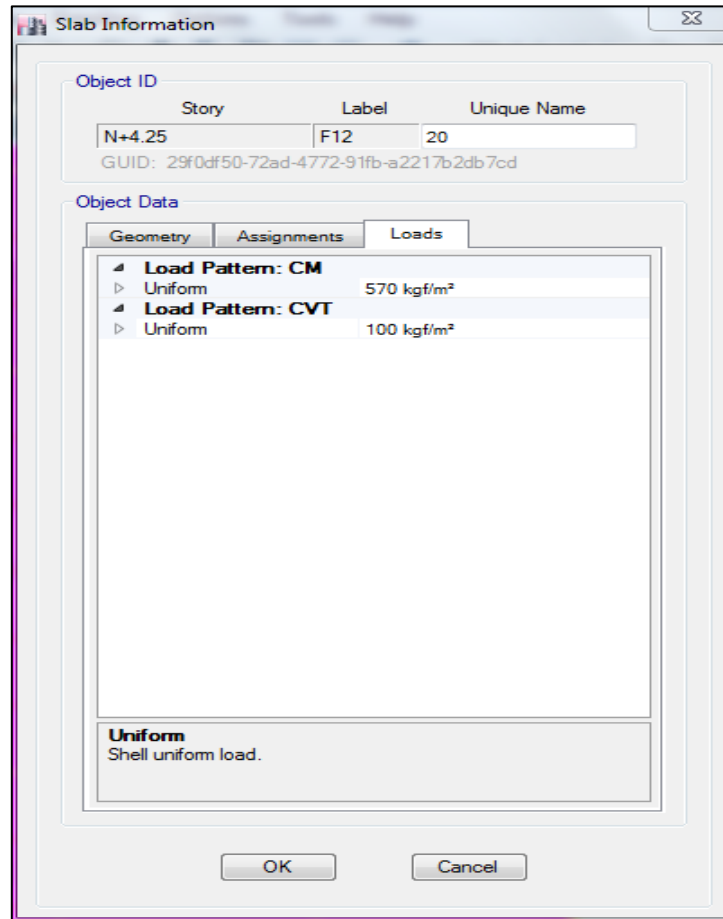


Ilustración 26: Aplicación de cargas uniformes de techo
Fuente: Autor (2020).

- **Asignación de matriz de masa**

Para definir la matriz masa se utilizó la herramienta *Define > Mass Source > Add New Mass Source*. Una vez en esta ventana se asignó el nombre de la masa utilizada, se quitó la pestaña “Element Self Mass”, se activó la pestaña “Specified Load Patterns”. Luego se asignaron los multiplicadores de carga para cada patrón de carga; carga muerta es de 1, carga viva de techo es de 0, y carga viva es de 0.5. Para finalizar, se activaron las pestañas de “Include Lateral Mass” y “Lump Lateral Mass at Story Levels”. Una vez hecho esto, el programa calculo automáticamente la matriz de masa del edificio.

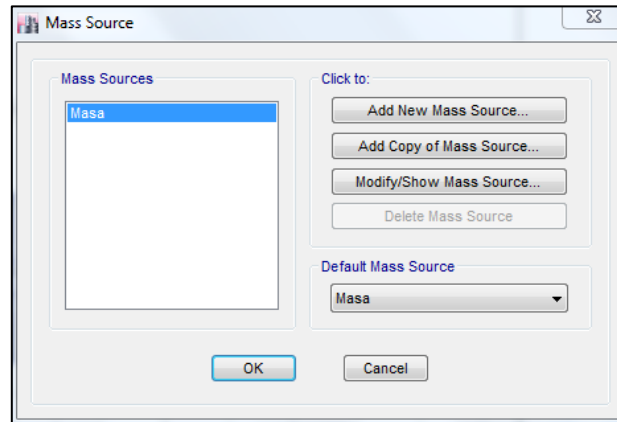


Ilustración 27: Asignación de masa
Fuente: Autor (2020).

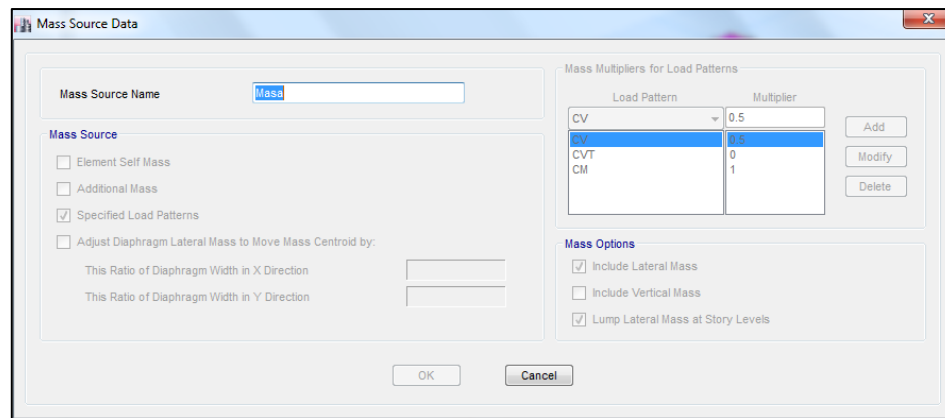


Ilustración 28: Introducción de datos para matriz masa
Fuente: Autor (2020).

- **Asignación de rótulas plásticas**

Para poder realizar el análisis PushOver es necesario asignar rótulas plásticas, estas se añadieron accediendo al comando *Asigne > Frame > Hinges > Add*. Una vez en esta pestaña, se seleccionó en que elemento se asignaron las rótulas, se especificó el material del elemento, que en este caso fue acero. Para asignar las rótulas plásticas en columnas, se solicitaron los resultados en m2 y m3; para asignarlas en las vigas se solicitaron los resultados solamente en m3. Luego de esto se colocó la distancia relativa a

la cual se desea asignar las rótulas, la cual fue de 5cm a cada extremo del elemento, por ende se establecieron dos casos y se les asignó 0.95 y 0.05

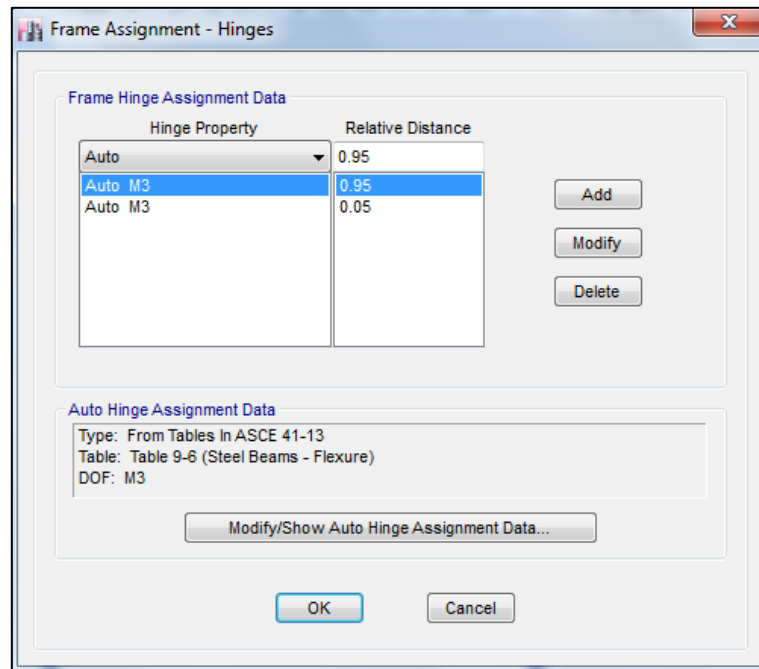


Ilustración 29: Asignación de rótulas plásticas
Fuente: Autor (2020).

Sin embargo, luego de tratar de asignar las rótulas en las vigas el programa reflejó un error, el cual sucedió porque las rótulas plásticas no pueden ser asignadas en perfiles de secciones huecas que estén siendo usados como vigas, esto es debido a la elevada rigidez del acero del cual están hechas; razón por la cual dicho error no surgió en las columnas.

Debido a esto, se procedió a cambiar la sección de los perfiles utilizados en las vigas, llevando estos de secciones huecas a perfiles de sección "I". Para esto, se realizó una lista de los perfiles Conduven utilizados en la estructura, y se buscaron los perfiles "I" que más se acercasen a las propiedades físicas y mecánicas de los perfiles Conduven. Cabe destacar que las propiedades mecánicas los perfiles Conduven son más altas que las

de los perfiles “I”, esto es tanto por su sección transversal, como por el material del cual están fabricados.

Para contrarrestar este inconveniente creado por las propiedades físicas y mecánicas, se decidió calcular coeficientes proporcionales entre las características de los perfiles Conduven y sus homólogos de sección “I”. Para realizar esto se crearon dos tablas, una con las propiedades de los perfiles Conduven empleados en la estructura, y otra con las propiedades de los perfiles “I” seleccionados para realizar el cambio. Luego de esto, se dividieron los valores de cada una de las características de los perfiles Conduven, entre las características de sus respectivos reemplazos de sección “I”; arrojando de esta forma una tercera tabla con los coeficientes de multiplicación de cada perfil, para hacer que los perfiles “I” se comportasen como perfiles Conduven.

Tabla 4: Propiedades físicas de perfiles Conduven usados en la estructura

Perfil	Altura	Base	E (espesor)	R (Rad. Esq)	Area (cm ²)	Peso (Kg/m)	Ix (cm ⁴)	Sx (cm ³)	rx (cm)	Iy (cm ⁴)	Sy (cm ³)	ry (cm)
ECO 350	350.00	170.00	9.00	13.50	87.58	68.75	13546.10	774.06	12.44	4418.30	519.80	7.10
ECO 300	300.00	100.00	7.00	10.50	52.36	41.10	5360.46	357.36	10.12	943.61	188.72	4.25
ECO 260	260.00	90.00	5.50	8.25	36.25	28.46	2844.82	218.83	8.86	536.10	119.13	3.85
ECO 180	180.00	65.00	4.00	6.00	18.41	14.45	697.99	77.55	6.16	140.88	43.35	2.77

Fuente: Autor. (2020)

Tabla 5: Propiedades físicas de perfiles “I” empleados como reemplazo

Perfil	Altura	Base	tf (mm)	tw (mm)	Area (cm ²)	Peso (Kg/m)	Ix (cm ⁴)	Sx (cm ³)	rx (cm)	Iy (cm ⁴)	Sy (cm ³)	ry (cm)
PETROLERA 400	400	200	12	9	81.8	64.2	22,000	1,100	16.4	1,600	160	4.42
HEA 180	171	180	9.5	6	45.3	35.5	2,510	294	7.45	924	103	4.52
W10*26	262	147	11.2	6.6	49.4	38.8	6,040	460	11.1	587	80.1	3.45
PETROLERA 120	120	100	9	6	24.1	18.9	609	102	5.02	150	30	2.5

Fuente: Autor. (2020)

Tabla 6: Coeficientes de cambio para propiedades de diseño de cada perfil

Perfil	Altura	Base	Area (cm ²)	Peso (Kg/m)	Ix (cm ⁴)	Sx (cm ³)	rx (cm)	Iy (cm ⁴)	Sy (cm ³)	ry (cm)
Petrolera400/eco350	0.875	0.85	0.75	1.5	1.0706601	1.0708723	0.615732	0.703691	0.758537	2.761438
Hea180/eco300	1.754386	0.555556	0.73684211	1.75	1.1558499	1.1577465	2.135641	1.21551	1.358389	1.021223
W(10*26)/eco260	0.992366	0.612245	0.49107143	1.25	0.7338057	0.7335052	0.470997	0.475717	0.798198	0.913288
Petrolera120/eco180	1.5	0.65	0.44444444	1	0.7639004	0.7645503	1.146125	0.760294	1.227092	0.9392

Fuente: Autor. (2020)

Tabla 7: Propiedades mecánicas de perfiles Conduven extraídas de ETABS

Perfil	Area	Shear 2	Shear 3	Torsional C.	Moment 2	Moment 3	Mass	Weight
ECO 350	88.9	59.5	29.7	10807.6	4514.3	13954.3	68.2	68.2
ECO 300	53.9	38.9	13.8	2693	963.6	5541.9	41.1	41.1
ECO 260	36.6	26.6	9.8	1500.7	546.1	2929	28.3	28.3
ECO 180	18.7	13.4	5.1	389.1	143.7	719.3	14.3	14.3

Fuente: Autor. (2020)

Tabla 8: Propiedades mecánicas de perfiles "I" extraídas de ETAB

Perfil	Area	Shear 2	Shear 3	Torsional C.	Moment 2	Moment 3	Mass	Weight
PETROLERA 400	92.3	21.9	64.9	45.4	4757.3	12999.6	64.2	64.2
HEA 180	43.3	10.3	30.5	11.5	923.7	2408.2	35.5	35.5
W10*26	48.7	17.4	30.9	16.6	593.5	5937.9	38.8	38.8
PETROLERA 120	24.1	7.2	17.1	5.7	150.2	608.7	18.9	18.9

Fuente: Autor. (2020)

Tabla 9: Coeficientes de cambio para propiedades mecánicas de cada perfil

Perfil	Area	Shear 2	Shear 3	Torsional C.	Moment 2	Moment 3	Mass	Weight
Petrolera400/eco350	0.963164	2.716895	0.45762712	238.052863	0.9489206	1.0734407	1.062305	1.062305
Hea180/eco300	1.244804	3.776699	0.45245902	234.173913	1.0431958	2.3012624	1.157746	1.157746
W(10*26)/eco260	0.75154	1.528736	0.3171521	90.4036145	0.9201348	0.493272	0.729381	0.729381
Petrolera120/eco180	0.775934	1.861111	0.29824561	68.2631579	0.9567244	1.1816987	0.756614	0.756614

Fuente: Autor. (2020)

Para obtener los coeficientes de la tabla 6, se dividieron los valores de la tabla 4 entre los valores de la tabla 5. Y para obtener los resultados de la tabla 9, se dividieron los valores de la tabla 7 entre los valores de la tabla 8.

Una vez obtenidos los valores de los coeficientes, se procedió al cambio de los mismos dentro del programa. Para esto se utilizó el comando *Define > Section Properties > Frame Section*, se seleccionó la pestaña "Modify / Show Section Properties", en la nueva ventana se seleccionó la pestaña "Modify / Show Modifiers", llegando a la ventana donde aparecen las propiedades de rigidez para cada perfil, e introducir los nuevos coeficientes.

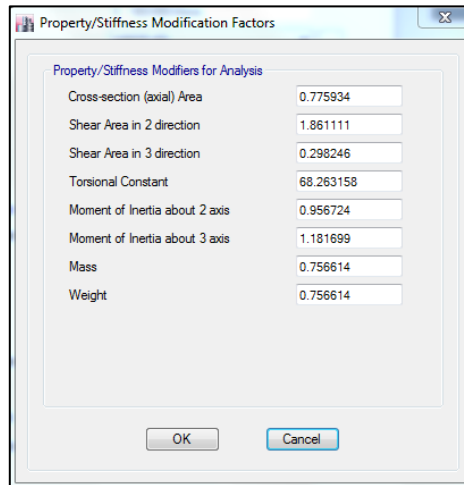


Ilustración 30: Modificación de propiedades mecánicas y rigidez de los perfiles “I”.
Fuente: Autor (2020).

Ya teniendo los coeficientes se procedió a crear el nuevo material de los perfiles sección “I”, ya que si bien son de metal como los perfiles ECO, estos están hechos con un acero de menor rigidez, específicamente de acero ASTM A36 con un $F_y = 2531 \text{Kg/cm}^2$. Posteriormente a la creación del material, se crearon cada una de las nuevas secciones de los perfiles “I”, empleados para el reemplazo.

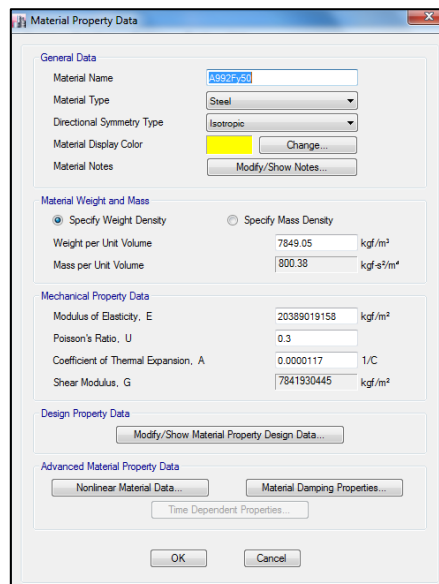


Ilustración 31: Definición de propiedades del acero para los perfiles “I”.
Fuente: Autor (2020)

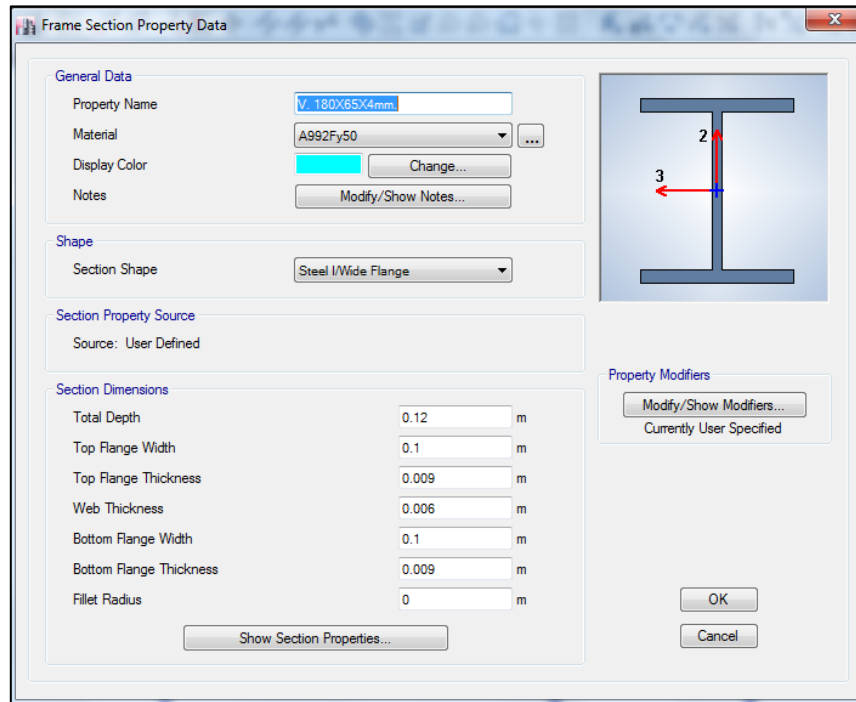


Ilustración 32: Definición de secciones de los perfiles “I”.
Fuente: Autor (2020)

Octavo paso: Asignación de condiciones para realizar el PushOver.

Para asignar las condiciones a las cuales fue sometida la estructura durante el PushOver, se comenzó especificando el tipo de carga a ser empleada, en este caso es de tipo sísmica; esto se hizo mediante el comando *Define > Load Patterns > Add New Load*, y se creó una nueva carga llamada “C. Lateral”, la cual fue de tipo sísmica (Type Seismic).

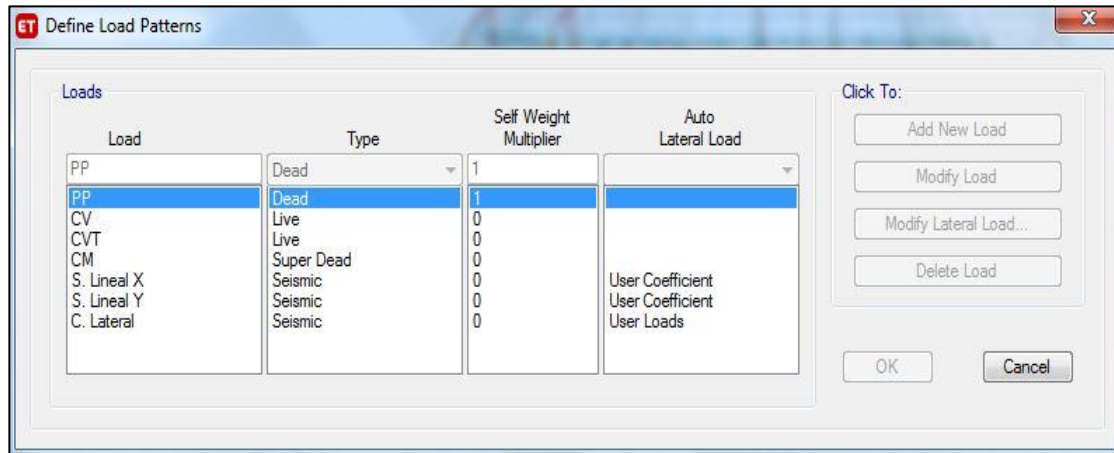


Ilustración 33: Definición de patrones de carga para PushOver
Fuente: Autor (2020)

Una vez realizado esto, dentro de la misma ventana se accedió a la pestaña de “User Load”, y luego a la pestaña “Modify Lateral Loads”, para asignar las cargas de cada nivel, así como también el nodo de control. Para esto se siguió el comando *Load Application (Displacement Control) > Modify Displacement Control*, y dentro de esta ventana se configuró para utilizar el monitor de desplazamiento, con una magnitud del 40% de la altura total del edificio, se indicaron las etapas en las cuales trabajó el análisis (“Multiple States”, mínimo 1, y máximo 100), y se asignó el nodo de control. Cabe destacar que para el eje “Y” el procedimiento es el mismo pero en U2.

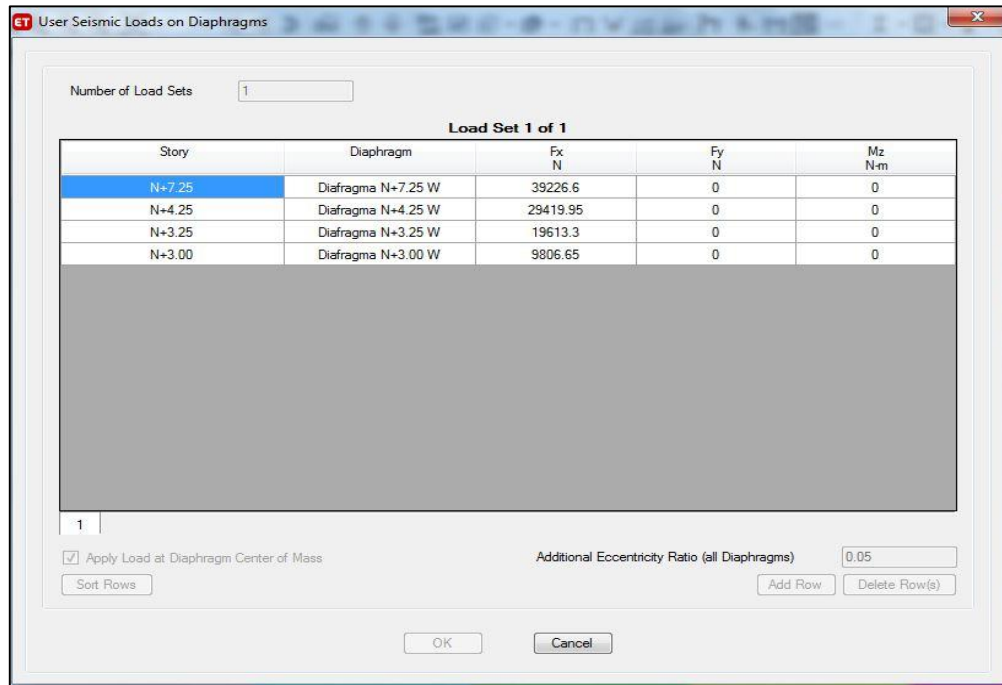


Ilustración 34: Definición de patrones de carga para PushOver
Fuente: Autor (2020)

Habiendo definido los parámetros de carga y de desplazamiento para el PushOver, se procedió a definir el caso modal bajo el cual se trabajó. Para esto se empleó el comando Define > Modal Case > Add New Case, y se creó el caso llamado “Caso Modal”, el cual pertenece al subtipo “Eigen”

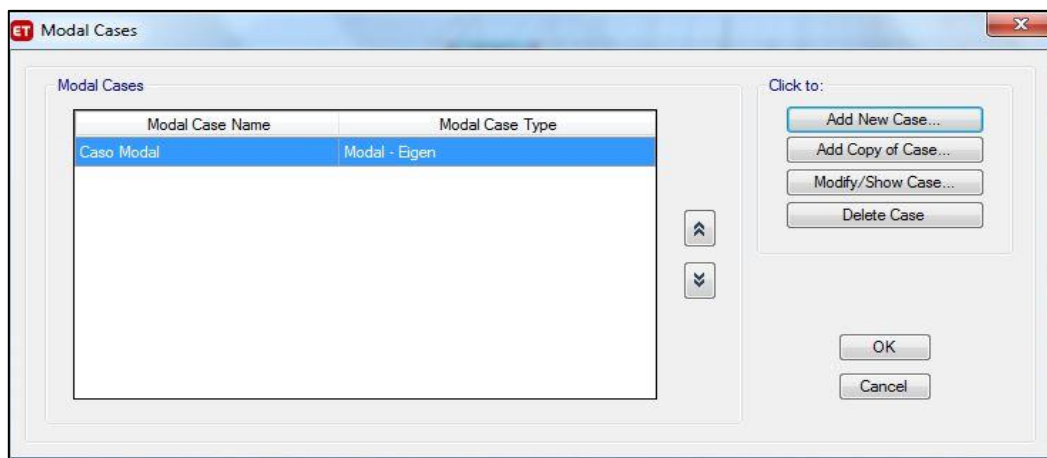


Ilustración 35: Definición de caso modal para PushOver
Fuente: Autor (2020)

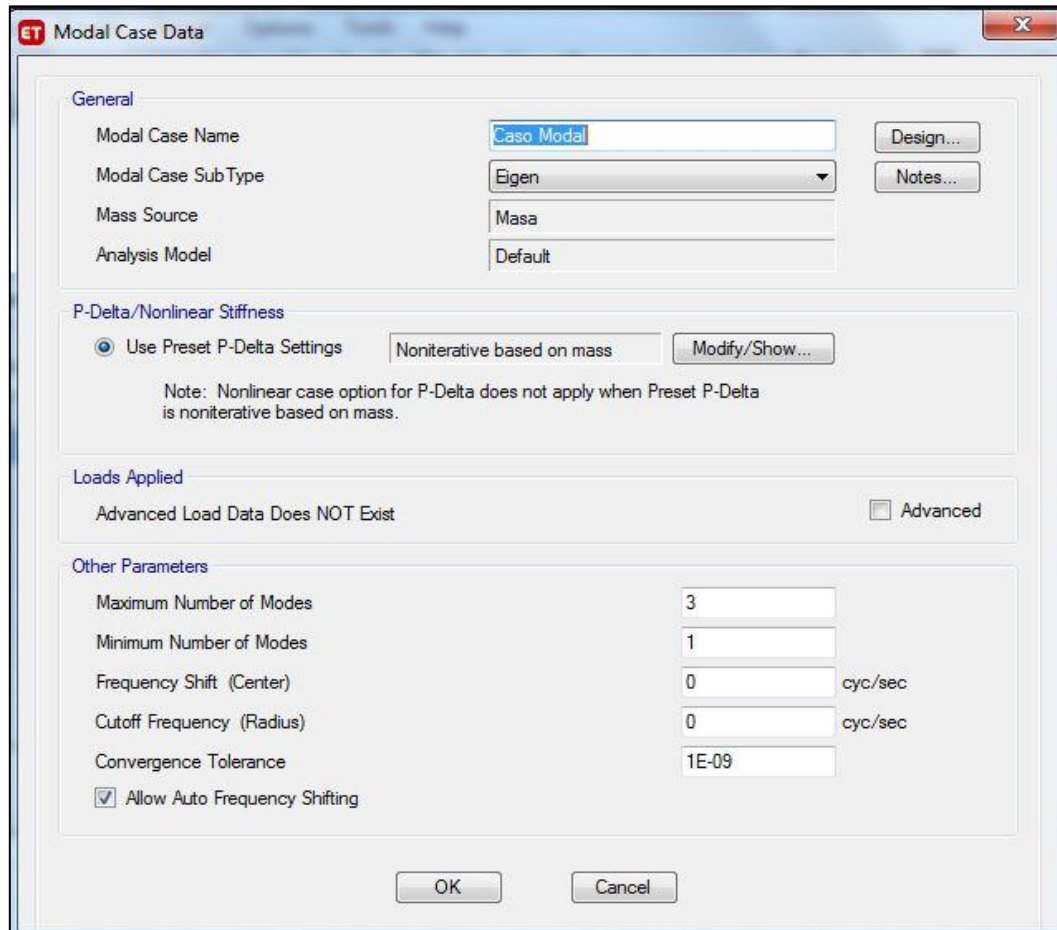


Ilustración 36: Definición de parámetros de caso modal
Fuente: Autor (2020)

Al tener listo el caso modal, se pasó a definir cada uno de los casos de carga necesarios para realizar el análisis. Para esto se utilizó el comando *Define > Load Case > Add New Case*, en donde se creó la nueva carga empleada.

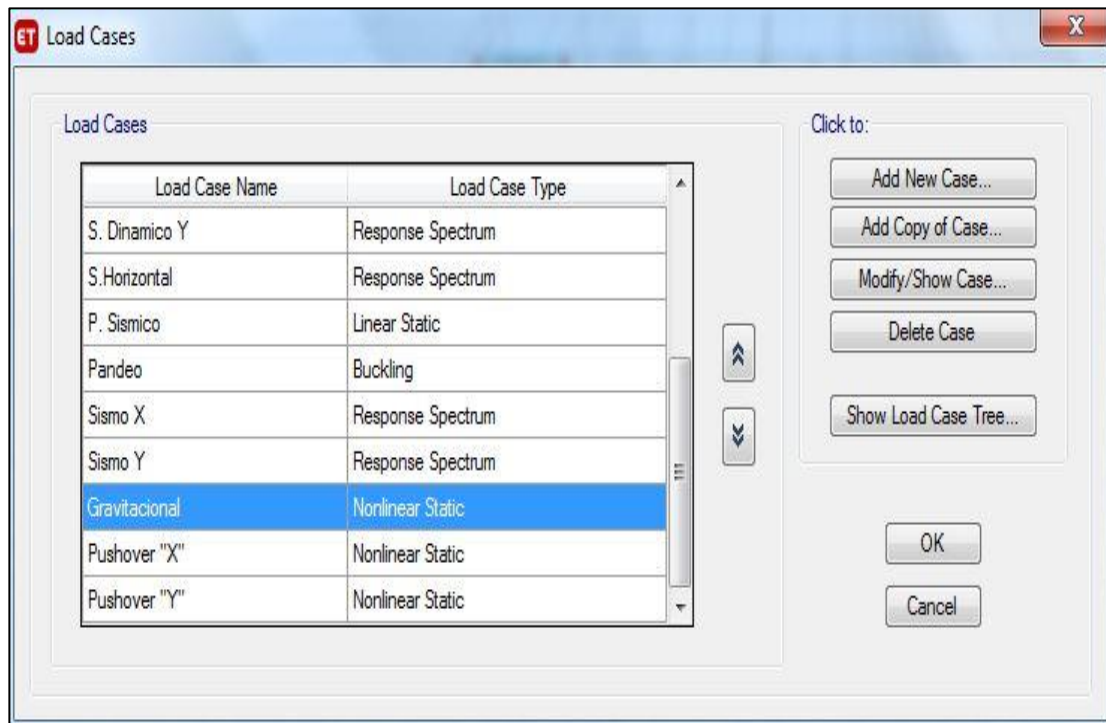


Ilustración 37: Parámetros de caso modal
Fuente: Autor (2020)

Dentro de la pestaña de “Add New Case” se definieron las propiedades del caso de carga gravitacional:

- Nombre: Gravitacional.
- Tipo: Estático, no lineal.
- Se solicitó un análisis desde cero, sin condicionales.
- Asignación de factores de escala de cada patrón carga: PP=1, CM=1, CV=0.5, CVT=0.
- Aplicación total de carga.
- Se solicitó que el análisis llegue a su última etapa.

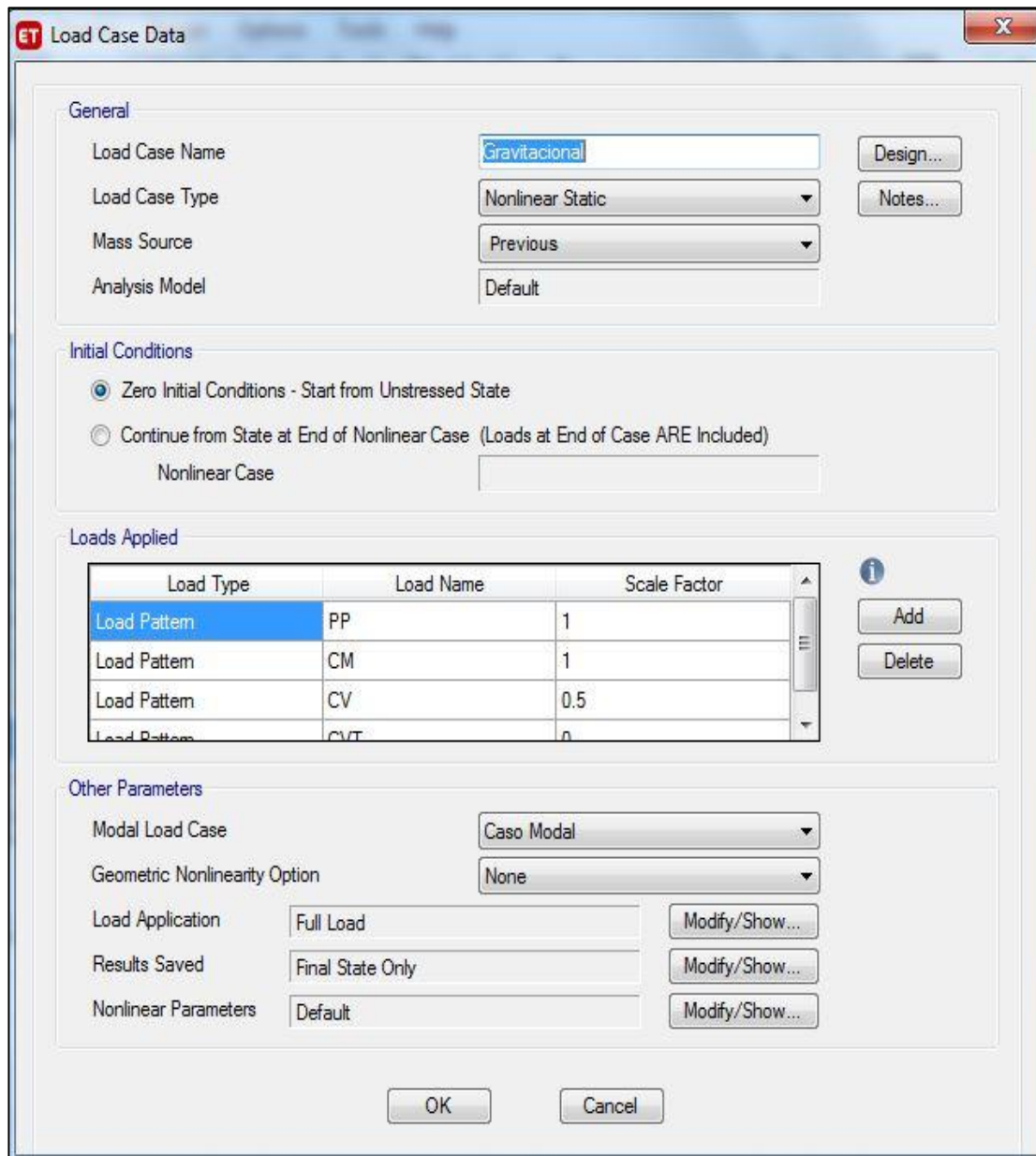


Ilustración 38: Definición de parámetros de caso de carga Gravitacional
Fuente: Autor (2020)

Para configurar las aplicaciones de carga, se seleccionó la pestaña “Modify/Show” de la sección “Load Application”; una vez dentro de esa pestaña, se seleccionó la casilla “Full Load”, y la casilla “DOF/Joint”, donde se asignó el nodo de control.

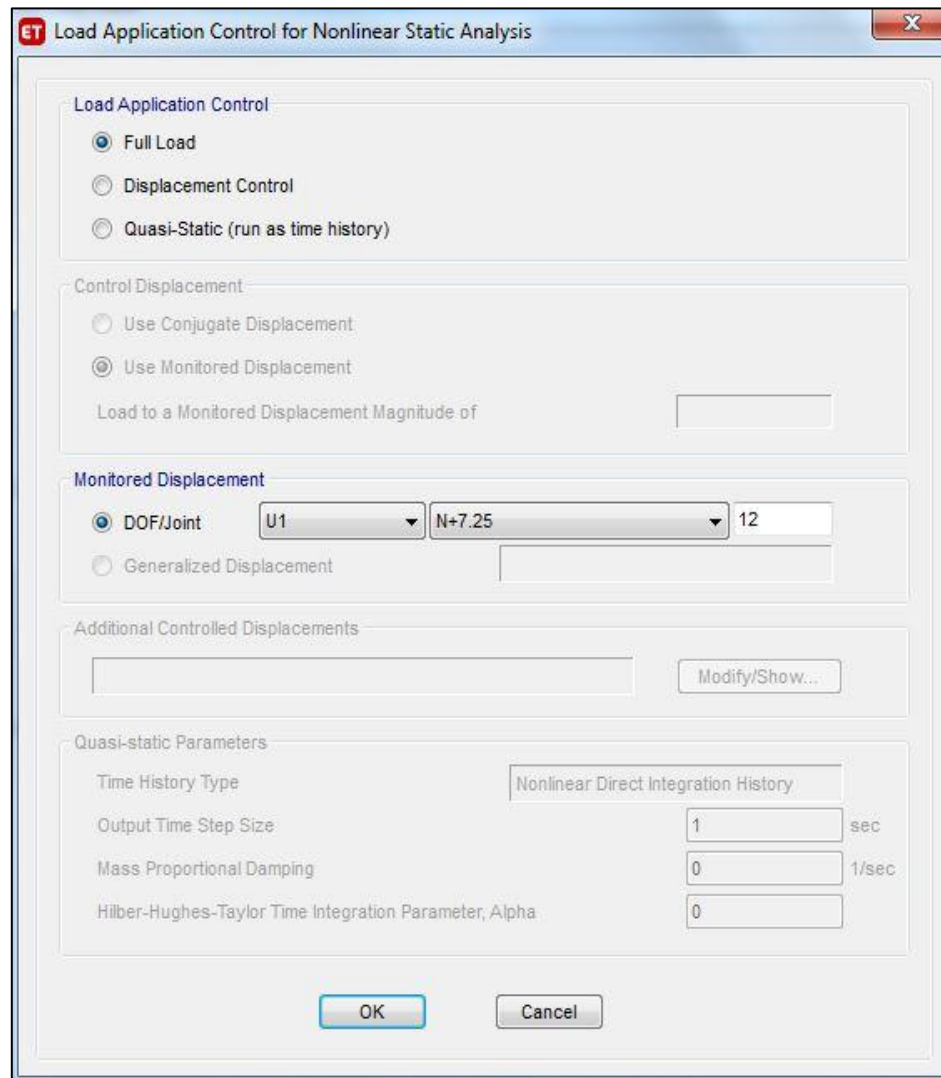


Ilustración 39: Asignación de aplicaciones de carga para el caso Gravitacional
Fuente: Autor (2020)

Luego de tener lista la aplicación de carga, se procedió a configurar los resultados a ser guardados, el cual en este caso fue el resultado final. Para esto, se seleccionó la pestaña “Modify/Show” de la sección “Results Saved”; una vez dentro de la pestaña se seleccionó la casilla “Final State Only”.

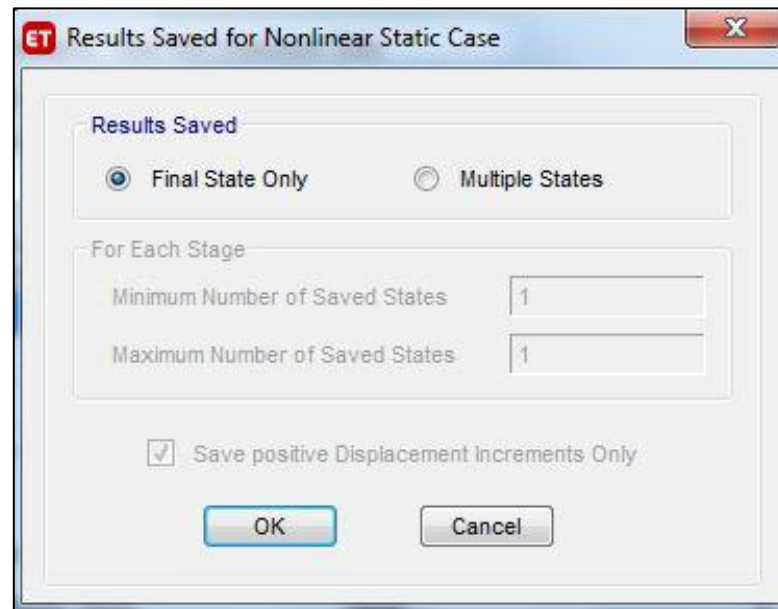


Ilustración 40: Datos guardados para el caso Gravitacional
Fuente: Autor (2020)

De modo similar se realizó para la definición de caso de carga de PushOver, tanto en el sentido “X” como en el sentido “Y”, siguiendo los siguientes parámetros:

- Nombre: PushOver.
- Tipo: Estático, no lineal.
- Se pidió un análisis a partir del momento en que terminan los casos no lineales.
- En este caso se utilizó solamente el patrón de carga creado anteriormente llamado “C. Lateral”, con un coeficiente de 1
- Aplicación total de carga.
- Se solicitó que el análisis llegue a su última etapa.

Load Case Data

General

Load Case Name: Pushover "X" [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Gravitacional

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	C. Lateral	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Caso Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Ilustración 41: Definición de parámetros de caso de carga PushOver en "X".
Fuente: Autor (2020)

A continuación se configuraron las aplicaciones de carga para PushOver. Esto se realiza mediante el mismo procedimiento utilizado en el caso "Gravitacional"; sin embargo la aplicación de la carga para este caso fue "Displacement Control", o control de desplazamiento.

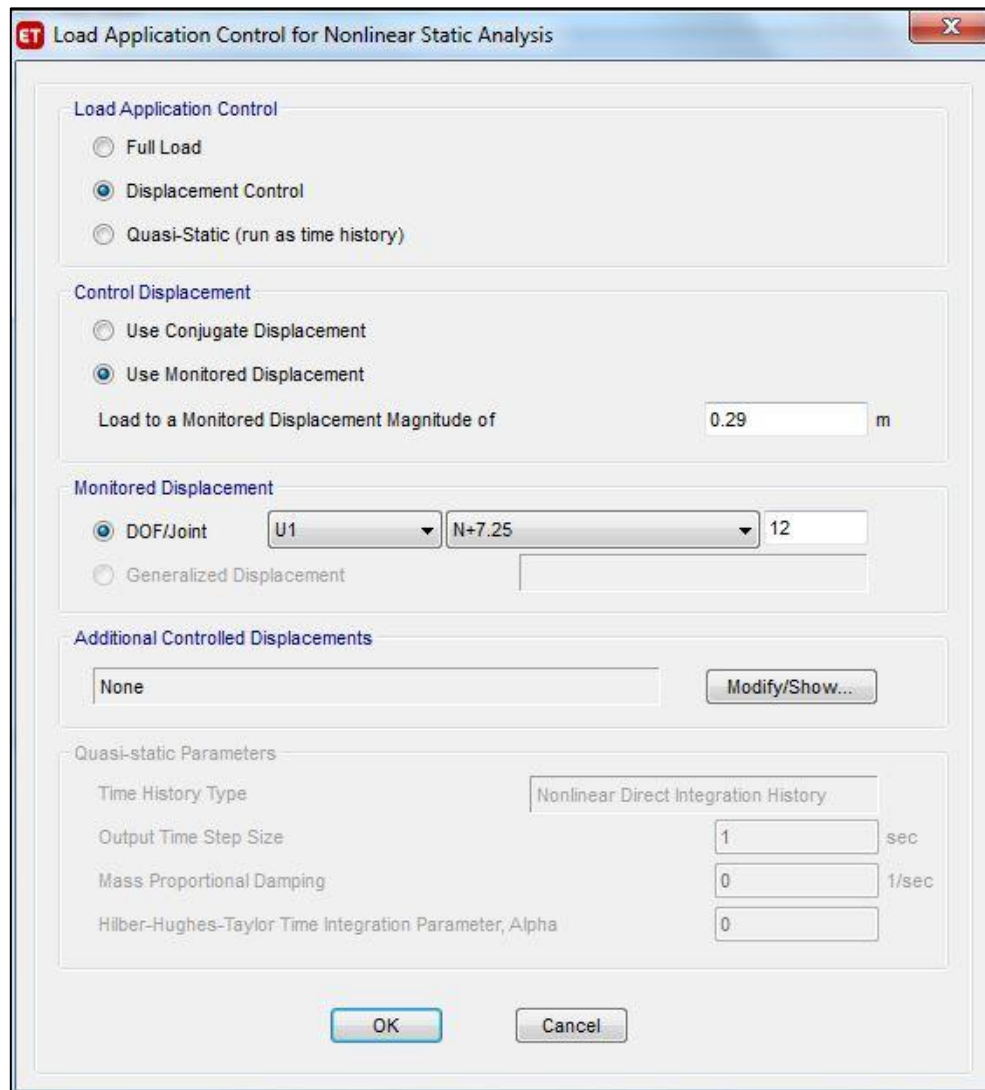


Ilustración 42: Asignación de aplicaciones de carga para el caso PushOver en "X".
Fuente: Autor (2020)

Al terminar de asignar las aplicaciones de carga, se volvieron a seguir los pasos mencionados para el caso "Gravitacional" y seleccionamos los datos a ser guardados, los cuales para el caso "PushOver" fueron "Multiple States". Luego de seleccionar la casilla "Multiple States", se introdujeron el mínimo y máximo de estados guardados para cada estado, los cuales fueron 1 como mínimo y 100 como máximo.

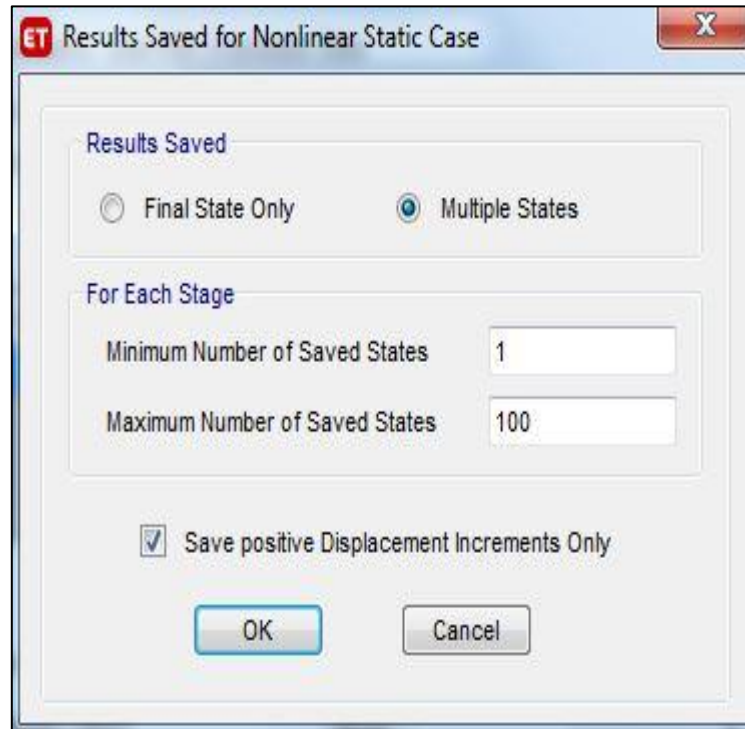


Ilustración 43: Datos guardados para el caso PushOver en "X".
Fuente: Autor (2020)

Para terminar de asignar los casos de carga y sus respectivas características se repitió el procedimiento anterior, para así crear el caso PushOver en el sentido "Y". Cabe destacar que para la configuración de aplicaciones de carga, al momento de seleccionar la casilla COF/Joint, en la cual se seleccionó el nodo de control, se cambió de U1 a U2.

ET Load Case Data

General

Load Case Name: Pushover "Y" [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Gravitacional

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	C. Lateral	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Caso Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Ilustración 44: Definición de parámetros de caso de carga PushOver en "Y".
Fuente: Autor (2020)

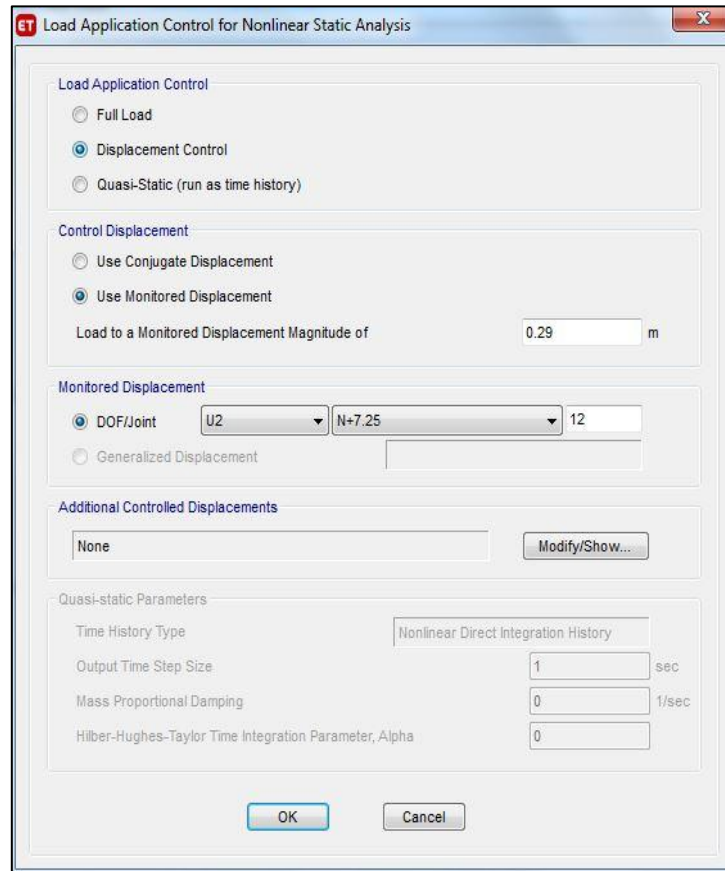


Ilustración 45: Asignación de aplicaciones de carga para el caso PushOver en “Y”.
Fuente: Autor (2020)

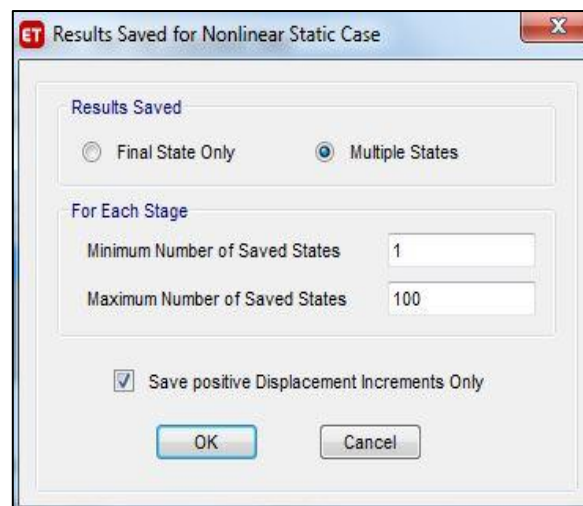


Ilustración 46: Datos guardados para el caso PushOver en “Y”.
Fuente: Autor (2020)

4.3.3 Resultados obtenidos del modelo analítico de la estructura original de la Maternidad María Ojeda (MMO), empleando el software comercial ETABS 2016

Antes de realizar los análisis sobre el modelo, se realizó un chequeo de compacidad de los perfiles empleados en la maternidad para verificar que sus secciones son teóricamente capaces de resistir momento y flexiones; así como también se realizó el chequeo de ductilidad, y un chequeo de esbeltez en columnas. El chequeo de compacidad, y el chequeo de esbeltez fueron realizados bajo la norma ANSI / AISC 360-10, mientras que el chequeo de ductilidad fue realizado bajo la norma ANSI / AISC 341-10.

a) Chequeo de compacidad bajo norma ANSI / AISC 360-10

- Alas de elementos a compresión (columnas):

Utilizando el Caso 6, encontrado en el extracto de la Tabla B4.1a, de la imagen 1, y la ecuación 3 (Ec.3) para el cálculo de λ , ubicada en la página 31, se obtuvo:

Para perfil Conduven 220*220*7mm

$$\lambda = b/t = (b - 2(t+r)) / t = (220\text{mm} - 2*(7\text{mm}+10,5\text{mm})) / 7\text{mm} = 26,43$$

$$\lambda_r = 1,4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,4 \sqrt{\frac{2100000\text{Kg/cm}^2}{3515\text{Kg/cm}^2}} = 34,22$$

$$\lambda = 26,43 < \lambda_r = 34,22$$

Perfil de Alas compactas.

- Alas de elementos a flexión:

Utilizando el Caso 17, encontrado en el extracto de la Tabla B4.1b, de la imagen 2, y la ecuación 3 (Ec.3) para el cálculo de λ , ubicada en la página 31, se obtuvo:

Para perfil Conduven 350*170*9mm

$$\lambda = b/t = (b - 2(t+r)) / t = (170\text{mm} - 2*(9\text{mm}+13,5\text{mm})) / 9\text{mm} = 13,89$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{2100000\text{Kg/cm}^2}{3515\text{Kg/cm}^2}} = 27,38$$

$$\ast \lambda_r = 1,4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,4 \sqrt{\frac{2100000 \text{Kg/cm}^2}{3515 \text{Kg/cm}^2}} = 34,22$$

$$\lambda = 13,89 < \lambda_p = 27,38 ; \lambda = 13,89 < \lambda_r = 34,22$$

Perfil Compacto, No esbelto

Tabla 10: Valores de relación ancho-espesor para chequeo de compacidad en Alas en compresión y flexión

ALAS	Descripción del elemento	Relación Ancho-Espesor λ	Ancho-espesor (Esbelto- No Esbelto) λ_r	Ancho-espesor (Compacto-No Compacto) λ_p	Estado de elemento
Elementos a compresion	Conduven 220*220*7mm	23.57	34.22	No aplica	Compacto
Elementos a flexion	Conduven 350*170*9mm	13.89	34.22	27.38	Compacta
					No esbelta
	Conduven 300*100*7mm	9.29	34.22	27.38	Compacta
					No esbelta
	Conduven 260*90*5.5mm	11.36	34.22	27.38	Compacta
				No esbelta	
	Conduven 180*65*4mm	11.25	34.22	27.38	Compacta
					No esbelta

Fuente: Autor (2020)

- Alma de elementos a compresión:

Utilizando el Caso 6, encontrado en el extracto de la Tabla B4.1a, de la imagen 1, y la ecuación 4 (Ec.4) para el cálculo de λ , ubicada en la página 31, se obtuvo:

Para perfil Conduven 220*220*7mm

$$\ast \lambda = h/t = (bt - 2(t+r)) / t = (220\text{mm} - 2*(7\text{mm}+10,5\text{mm})) / 7\text{mm} = 26,43$$

$$\ast \lambda_r = 1,4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,4 \sqrt{\frac{2100000 \text{Kg/cm}^2}{3515 \text{Kg/cm}^2}} = 34,22$$

$$\lambda = 26,43 < \lambda_r = 34,22$$

Perfil de Alma compacta.

- Alma de elementos a flexión:

Utilizando el Caso 19, encontrado en el extracto de la Tabla B4.1b, de la imagen 2, y la ecuación 4 (Ec.4) para el cálculo de λ , ubicada en la página 31, se obtuvo:

Para perfil Conduven 350*170*9mm

$$\lambda = h/t = (bt - 2(t+r)) / t = (350\text{mm} - 2*(9\text{mm}+13.5\text{mm})) / 9\text{mm} = 33.89$$

$$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.42 \sqrt{\frac{21000000\text{Kg/cm}^2}{3515\text{Kg/cm}^2}} = 59.15$$

$$\lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.7 \sqrt{\frac{21000000\text{Kg/cm}^2}{3515\text{Kg/cm}^2}} = 139.32$$

$$\lambda = 33.89 < \lambda_p = 59.15 ; \lambda = 33.89 < \lambda_r = 139.32$$

Perfil Compacto, No esbelto

Tabla 11: Valores de relación ancho-espesor para chequeo de compacidad en Almas en compresión y flexión

ALMAS	Descripción del elemento	Relación Ancho-Espesor λ	Ancho-espesor (Esbelto- No Esbelto) λ_r	Ancho-espesor (Compacto-No Compacto) λ_p	Estado de elemento
Elementos a compresion	Conduven 220*220*7mm	23.57	59.15	No aplica	Compacto
Elementos a flexion	Conduven 350*170*9mm	33.89	59.15	139.32	Compacta No esbelta
	Conduven 300*100*7mm	37.86	59.15	139.32	Compacta No esbelta
	Conduven 260*90*5.5mm	42.27	59.15	139.32	Compacta No esbelta
	Conduven 180*65*4 mm	40	59.15	139.32	Compacta No esbelta

Fuente: Autor (2020)

Chequeo de ductilidad bajo norma ANSI / AISC 341-10

- Para elementos a compresión y flexión:

Utilizando el extracto de la Tabla D1.1 Razones Límite de Ancho-Espesor para Elementos a Compresión de Miembros de Moderada Ductilidad y Miembros de Alta Ductilidad encontrado en la imagen 3, y la ecuación 3 (Ec.3) para el cálculo de λ , ubicada en la página 31, se obtuvo:

Para perfil 220x220x7mm

$$\diamond \lambda = h/t = (bt - 2(t+r)) / t = (220\text{mm} - 2*(7\text{mm}+10.5\text{mm})) / 7\text{mm} = 26.43$$

$$\diamond \lambda_{hd} = 0.55 \sqrt{\overline{E}/Fy} = 0.55 \sqrt{\frac{2100000\text{Kg/cm}^2}{3515\text{Kg/cm}^2}} = 13.44$$

$$\diamond \lambda_{md} = 0.64 \sqrt{\overline{E}/Fy} = 0.64 \sqrt{\frac{2100000\text{Kg/cm}^2}{3515\text{Kg/cm}^2}} = 15.64$$

$$\lambda = 26.43 > \lambda_{hd} = 13.44 ; \lambda = 23.57 > \lambda_{md} = 15.64$$

Perfil no altamente dúctil, no moderadamente dúctil.

Tabla 12: Valores de relación ancho-espesor para chequeo de ductilidad en Alas en compresión y flexión

ALAS	Descripcion del elemento	Relacion Ancho-Espesor λ	λ_{hd} Altamente Dúctil	λ_{md} Moderadamente Dúctil	Estado de elemento
Elementos a compresion	Conduven 220*220*7mm	23.57	13.44	15.64	No altamente dúctil
					No moderadamente dúctil
Elementos a flexion	Conduven 350*170*9mm	13.89	13.44	15.64	No altamente dúctil
	Conduven 300*100*7mm	9.29	13.44	15.64	Moderadamente dúctil
					Altamente dúctil
	Conduven 260*90*5.5mm	11.36	13.44	15.64	Moderadamente dúctil
					Altamente dúctil
	Conduven 180*65*4mm	11.25	13.44	15.64	Moderadamente dúctil
Altamente dúctil					

Fuente: Autor (2020)

b) Chequeo de Esbeltez

Sumado a los chequeos realizados, se verificó la esbeltez de las columnas; haciendo esta verificación se pudo constatar que algunas de las columnas empleadas en la estructura resultaron ser esbeltas, según lo establecido en la norma ANSI / AISC 360-10, la cual rige los parámetros para el diseño de miembros metálicos en las estructuras. Esta establece que la relación de esbeltez no debe ser mayor a 200; sin embargo para esta estructura, de 5 elementos analizados, 3 de ellas resultaron ser esbeltas.

La relación de esbeltez viene dada por la ecuación 5 (Ec.5) KL/r , ubicada en la página 34, y al ponerla a prueba con las columnas de la estructura de la Maternidad María Ojeda se pudo observar lo siguiente:

$$K = 1$$

$$L = 300\text{cm}$$

$$R = 1.4\text{cm}$$

$$(1*325\text{cm}) / (1.4\text{cm}) = 214.29 > 200; \text{Columna Esbelta}$$

Tabla 13: Chequeo de Esbeltez en Columnas

Elemento	Altura L (cm)	K	R (cm)	Relacion de esbeltez	Valor limite	Estado
Col 200x200x7	300	1	1.05	285.714286	200	Esbelta
Col 200x200x7	325	1	1.05	309.52381	200	Esbelta
Col 200x200x7	25	1	1.05	23.8095238	200	No esbelta
Col 200x200x7	100	1	1.05	95.2380952	200	No esbelta
Col 200x200x7	300	1	1.05	285.714286	200	Esbelta

Fuente: Autor (2020)

4.3.3.1 Análisis estático

- Elementos en falla por capacidad.

Con el fin de verificar si la estructura es capaz de soportar su propia carga, se le solicitó al software comercial ETABS 2016 que realizara el análisis estático de la estructura, mediante el cual se pudo determinar que 74 elementos de la estructura fallan por capacidad, lo que significa que no son capaces de resistir cortante o momento de la forma requerida según el diseño original.

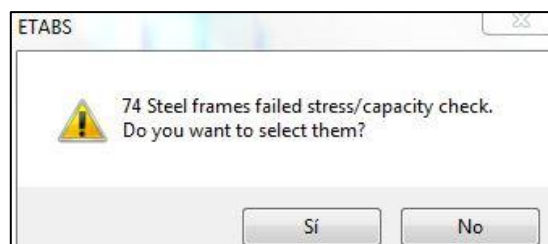


Ilustración 47: Advertencia dada por el software ETABS 2016 por falla de 74 elementos

Fuente: Autor (2020)

Así mismo, luego de ver esta advertencia se tomó nota de los perfiles que fallaron por capacidad, y se seleccionó uno de los elementos para llevar a cabo una comparación entre los valores de cortante y de momento en dicho elemento seleccionado, con los valores de cortante y momento que se muestran en la memoria de cálculo original, para el mismo elemento.

El elemento con falla seleccionado fue la viga de carga a nivel de techo N+7.25 ubicada en el eje “K” entre los ejes “3” y “4”, cuyas dimensiones son 180x65x4mm (VT K. 3-4), cuyos resultados según el software ETABS fueron:

Corte: $V = 2645\text{Kgf}$

Momento: $M = 1910\text{Kgf-m}$

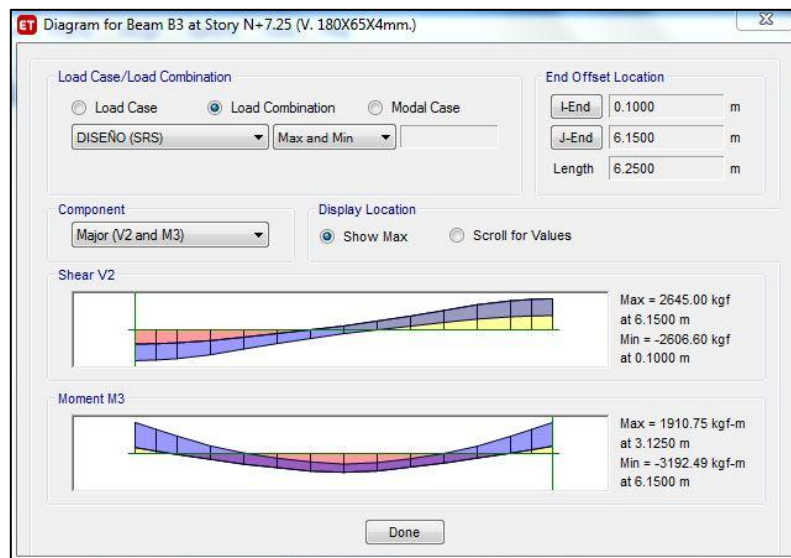


Ilustración 48: Graficas de cortante y momento de VT K. (3-4) N+7.25, obtenidas de ETABS
Fuente: Autor (2020)

Según la memoria de cálculo original del proyecto, dicha viga es identificada como VT I. (3-4), esto debido a discrepancias con los planos y lo construido. Los valores de corte y momento para esta viga según la memoria de cálculo son:

Corte: $V = 2569\text{Kgf}$

Momento: $M = 1856\text{Kgf-m}$

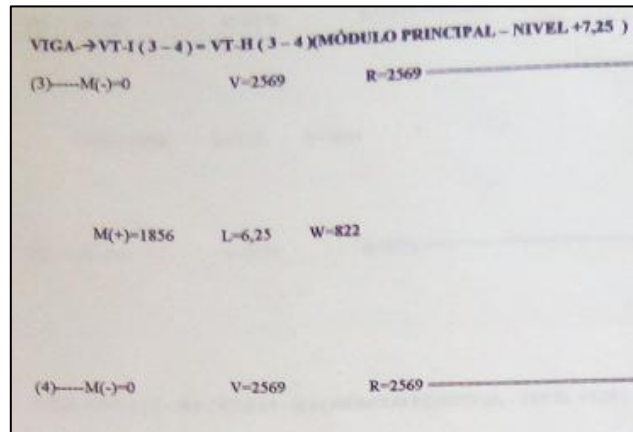


Ilustración 49: Cortante y momento de VT I. (3-4) N+7.25, según memoria de cálculo original
Fuente: Autor (2020)

Se puede observar que los valores dados por el software ETABS para el combo de carga “DISEÑO (SRS)”, no se encontraron muy alejados de los plasmados en la memoria de cálculo original; sin embargo, si se encuentran por encima.

4.3.3.2 Análisis Dinámico

1. Chequeo de Cortante Basal:

Habiendo obtenido los resultados del análisis estático, se procedió a solicitarle al programa la realización de la simulación del sismo pre-configurado para la ubicación geográfica de la estructura, para poder tener una mejor idea de su respuesta ante una eventualidad sísmica. Se realizó la verificación el cortante basal, con los valores obtenidos mediante el análisis del software comercial ETABS 2016. Las cifras arrojadas por el programa, tanto para el eje “X” como para el eje “Y”, en ambas direcciones del análisis fueron:

Tabla 14: Resultados de cortante basal Calculados con el software comercial ETABS 2016

Caso	Tipo de Caso	Paso	FX (Kgf)	FY (Kgf)	MX (Kgf-m)	MY (Kgf-m)
S. Dinamico "X"	LinRespSpec	Max	188288.34	136622.8	578830.94	777944.64
S. Dinamico "Y"	LinRespSpec	Max	188288.34	136622.8	578830.94	777944.64

Fuente: Autor (2020)

Luego de obtener los resultados del cortante basal calculados con el software ETABS, se procedió a realizar un chequeo manual del mismo, regido por lo estipulado en la norma COVENIN 1756:1-2001; dicho chequeo arrojó los siguientes resultados:

- $T^* = 1$
- $B = 2.8$
- $P = 1$
- $A_o = 0.25$
- $\alpha = 1.3$
- $R = 3$
- $T_+ = 0.2$
- $\Psi = 0.7$

Aplicando la ecuación 9 (Ec.9), para calcular el periodo equivalente para edificaciones Tipo I, se tiene que:

$$\text{▪ } T_a = C_t \times h_n^{0.75} = 0.08 * 7.25^{0.75} = 0.353$$

Luego se emplearon las ecuaciones 7 (Ec.7) y 8 (Ec.8) para el cálculo del Factor de Modificación de Corte, y se obtuvo:

$$\text{▪ } \mu = 1.4 \left(\frac{N+9}{2N+12} \right) = 1.4 \left(\frac{4+9}{2*4+12} \right) = 0.910$$

$$\text{▪ } \mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{T}{T^*} - 1 \right) = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{0.353}{1} - 1 \right) = 0.768$$

Se seleccionó el mayor de los dos: $\mu = 0.910$

Seguido a esto, se procedió con el cálculo de la Ordenada del espectro de diseño, para lo cual se verificó en que rama del espectro se ubicó el periodo fundamental:

$$T = 0.353 ; T^+ = 0.2 ; T^* = 1$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \rightarrow 0.2 \leq 0.353 \leq 1$$

El periodo fundamental de la estructura se ubicó en la segunda rama, por ende la ecuación de A_d es la ecuación 12 (Ec.12)

$$A_d = \frac{\alpha \phi_b A_o}{R} = \frac{1.3 * 0.7 * 2.8 * 0.25}{3} = 0.212$$

Una vez obtenido el valor de A_d , se procedió a calcular el cortante basal, el coeficiente sísmico, y el coeficiente sísmico mínimo utilizando la ecuación 6 (Ec.6), la ecuación 14 (Ec.14), y la ecuación 15 (Ec.15) respectivamente.

- $V_o = \mu \times A_d \times W = 0.910 \times 0.212 \times 964548.36\text{Kgf} = 186080.67\text{Kgf}$

Coeficiente sísmico: $V_o / W = 186080.67\text{Kgf} / 964548.36\text{Kgf} = 0.193$

Coeficiente sísmico mínimo: $(\alpha A_o) / R = (1.3 \times 0.25) / 3 = 0.1083$

$$0.193 > 0.1083$$

Cumpléndose la condición de que el coeficiente sísmico sea mayor que el coeficiente mínimo, se utilizó el cortante calculado para la verificación con los valores obtenidos del programa.

Cortante Basal Calculado = 186080,67Kgf

Cortante Basal en "X" dado por ETABS = 188288,34Kgf

Cortante Basal en "Y" dado por ETABS = 136622,8Kgf

$$186080,67\text{Kgf} < 188288,34\text{Kgf}; \text{Cumple!}$$

$$186080,67\text{Kgf} > 136622,8\text{Kgf}; \text{No Cumple!}$$

Debido a que el Cortante Basal en "Y" dado por el software ETABS es menor que el Cortante Basal Calculado, se calculó un factor de modificación

que permitió alterar el valor de la gravedad para cada caso e igualar los valores de los cortantes basales.

Para el sismo en X: $V_{o\text{ calculado}} / V_o = 186080,67\text{Kgf} / 188288,34\text{Kgf} = 0,9898$

Para el sismo en Y: $V_{o\text{ calculado}} / V_o = 186080,67\text{Kgf} / 136622,8\text{Kgf} = 1,3445$

Los coeficientes obtenidos se multiplicaron por el valor normal de la gravedad para obtener el valor de la gravedad a utilizar en cada caso:

- Para el caso en "X" = $0,9898 * 9,81\text{m/s}^2 = 9,71$
- Para el caso en "Y" = $1,3445 * 9,81\text{m/s}^2 = 13,19$

Una vez aplicados estos valores de cambio de gravedad dentro del software ETABS, se volvió a verificar el cortante basal, dando como resultado la siguiente tabla:

Tabla 15: Cortante basal corregido calculado con el software comercial ETABS 2016

Caso	Tipo de Caso	Paso	FX (Kgf)	FY (Kgf)	MX (Kgf-m)	MY (Kgf-m)
S. Dinamico "X"	LinRespSpec	Max	188288.34	136622.8	578830.94	777944.64
S. Dinamico "Y"	LinRespSpec	Max	255273.69	187939.17	578830.94	777944.64

Fuente: Autor (2020)

2. Verificación de Desplazamiento y Derivas.

El tipo de análisis realizado fue el análisis dinámico espacial de superposición modal con 3 grados de libertad por nivel (3GLN); el cual permitió ver el desplazamiento de la estructura para cada nivel en cada sentido, arrojando de esta manera el desplazamiento que pudiese presentar la estructura.

Utilizando los datos obtenidos de dicho análisis, se realizó una comparación entre estos, y lo establecido en el código de diseño sismorresistente, como lo es la norma venezolana COVENIN 1756-1:2001

Según dicha norma, el desplazamiento total de la estructura para el nivel “i” viene dado por “ D_i ”; en otras palabras, “ D_i ” representó el desplazamiento total medido desde la base de la estructura hasta el nivel requerido, y se determinó utilizando la ecuación 16 (Ec.16), de la página 45, se obtuvo:

- Para el sentido “X”, en el nivel 2, encontrado a la altura de 3.25m, se obtuvo un desplazamiento total de:

$$D_i = 0.8 * R * D_{ei} \rightarrow R = 3 ; D_{ei} = 0,045942m$$

$$D_i = 0.8 * 3 * 0,045942 = 0,110261m$$

Así como también se calcularon las derivas para cada nivel la cual está representada por “ d_i ”, esta resulta ser la diferencia de desplazamiento entre dos niveles consecutivos; esta se calcula utilizando la ecuación 17 (Ec.17), de la página 38 se obtuvo:

- Para el sentido “X”, la deriva entre el nivel 1 y el nivel 2, los cuales están a 0.25m de distancia entre sí, fue de:

$$d_i = D_i - D_{i-1} \rightarrow D_2 = 0,110261m ; D_1 = 0,095232m$$

$$d_i = 0,110261m - 0,095232m = 0.015028m$$

Luego de calcular las derivas se procedió a verificar que estas no fuesen superiores al máximo establecido por norma para este tipo de edificación, el cual, según la tabla 1, ubicada en la página 38, es de 0,016 debido al tipo de estructura, la cual es de Tipo A y no debe ser susceptible a sufrir daños por deformaciones de la estructura.

Para verificar esto, se empleó la ecuación número 18 (Ec.18), de valores límites de deriva, arrojando como resultado:

- Para el sentido “X”, el valor límite de deriva para el nivel 2, ubicado a 3.25m de altura, fue de:

$$\frac{d_i}{(h_i - h_{i-1})} = \frac{0.0150288}{(3,25 - 3)} = 0,0601152 > 0,016 \rightarrow \text{No Cumple!}$$

Para poder realizar los cálculos anteriores, fue necesario obtener los desplazamientos de cada nivel, para poder calcular las derivas y el desplazamiento total. A continuación se muestran los resultados obtenidos del software comercial ETABS, necesarios para calcular derivas y desplazamientos.

Tabla 16: Desplazamiento de la estructura por nivel

Nivel	Elevación (m)	Ubicación	Desplazamiento	
			X-Dir (m)	Y-Dir (m)
N+7.25	7.25	Top	0.067634	0.118149
N+4.25	4.25	Top	0.049077	0.0796
N+3.25	3.25	Top	0.045942	0.047953
N+3.00	3	Top	0.03968	0.029113
Planta	0	Top	0	0

Fuente: Autor (2020)

Una vez obtenidos los resultados necesarios del software comercial ETABS 2016, se procedió a realizar dos tablas, en las cuales se pueden apreciar las derivas de la estructura, su desplazamiento por nivel, y si cumple o no con los criterios establecidos según la norma sísmica venezolana COVENIN 1756-1:2001.

Tabla 17: Desplazamientos laterales y Derivas en sentido "X"

NIVEL	Hj	Δe_i	Δ_i	δ_i	$\delta_i / (h_j - h_{j-1})$	Limite	Estado
N+7.25	7.25	0.067634	0.162322	0.04453680	0.0148456	0.016	CUMPLE!
N+4.25	4.25	0.049077	0.117785	0.00752400	0.007524	0.016	CUMPLE!
N+3.25	3.25	0.045942	0.110261	0.01502880	0.0601152	0.016	NO CUMPLE!
N+3.00	3	0.03968	0.095232	0.09523200	0.031744	0.016	NO CUMPLE!
Planta	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Fuente: Autor (2020)

Tabla 18: Desplazamientos laterales y Derivas en sentido "Y"

NIVEL	Hj	Δe_i	Δ_i	δ_i	$\delta_i / (h_j - h_{j-1})$	Limite	Estado
N+7.25	7.25	0.118149	0.283558	0.09251760	0.0308392	0.016	NO CUMPLE!
N+4.25	4.25	0.0796	0.191040	0.07595280	0.0759528	0.016	NO CUMPLE!
N+3.25	3.25	0.047953	0.115087	0.04521600	0.180864	0.016	NO CUMPLE!
N+3.00	3	0.029113	0.069871	0.06987120	0.0232904	0.016	NO CUMPLE!
Planta	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00000000

Fuente: Autor (2020)

Además de la verificación de derivas y desplazamiento, también se verificó el porcentaje de participación de la estructura, durante los análisis realizados por el software comercial ETABS 2016, respaldando así la veracidad de los datos obtenidos en los cálculos. La participación de masa para este análisis fue superior al 98% tanto para las simulaciones en sentido “X”, como en el sentido “Y”; respectivamente 98,42% y 98,51%

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Caso Modal	1	0.859	0.0013	0.5289	0	0.0013	0.5289	0	0.236
Caso Modal	2	0.714	0.969	0.0108	0	0.9703	0.5397	0	0.000
Caso Modal	3	0.664	0.0139	0.4453	0	0.9842	0.9851	0	0.148

98% OK!

Ilustración 50: Porcentaje de participación de masa durante los análisis
Fuente: Autor (2020)

4.3.3.3 PushOver

Mediante la realización del análisis PushOver se pudo observar la condición real de la estructura, también conocida como su capacidad estructural; para determinarla se emplearon las rótulas plásticas. Dichas rótulas se presentaron de manera inmediata tanto en el sentido “X”, como en el sentido “Y”.

Para ambos casos la rótula se formó en la columna J6 entre los niveles +4.25 y +7,25m en el primer modo de vibración, con la aparición inmediata de la rótula. Si bien esta primera rótula se mostró en color verde, el cual representa un riesgo de colapso bajo, no se considera conveniente su aparición de manera inmediata al comenzar el análisis.

Dicha rótula se generó a una distancia de 6.5075m del nivel de planta. Con una carga aplicada para ambos sentidos, tanto en el eje “X” como en el eje “Y” de 16886.35Kgf, provocando de esta forma un desplazamiento en el eje “X” de 0.251033m, y un desplazamiento en el eje “Y” de 0.010688m

La rótula arrojada por el software ETABS se ve en color verde, lo que significa que está en el nivel de desempeño Operacional según los parámetros establecidos por el Comité SEAOC VISION 2000, y según la norma ASCE / SEI 41-13 se encuentra en el nivel de desempeño Ocupación Inmediata.

Tabla 19: Resultado de Análisis PushOver sobre Estructura Original

Nivel	Caso	Tipo de Caso	Paso	P	Elevación	Desp	Estado ETABS	Estado ASCE/SEI 41-13
				kgf	m	m		
N+7.25	Pushover "X"	NonStatic	Max	-16886.35	6.5075	0.251033	B to C	A to IO
N+7.25	Pushover "Y"	NonStatic	Max	16886.35	6.5075	0.010688	B to C	A to IO

Fuente: Autor (2020)

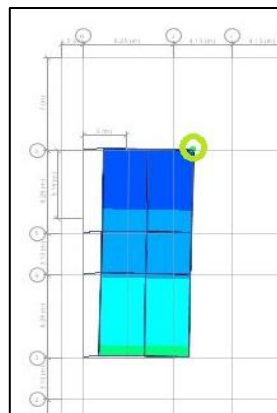


Ilustración 51: Aparición de rótula plástica color verde en J6 Nivel +7,25m
Fuente: Autor (2020)

4.4 Propuesta de mejoras estructurales para la correcta edificación de la Maternidad María Ojeda, según las consideraciones de la Norma COVENIN 1618-98, la norma AISC 360-10, y la norma AISC 341-10, con el uso del programa comercial ETABS 2016

4.4.1 Selección de soluciones

Luego de observar los resultados obtenidos con los análisis realizados a la estructura existente de la Maternidad María Ojeda, se pudo apreciar un cumulo de fallas presentado por la misma. Dichas fallas están comprendidas

por elementos que no poseen la resistencia necesaria, para soportar las cargas por las cuales están siendo solicitados, desplazamientos excesivos de la estructura al ser sometida a fuerzas sísmicas, (dichos desplazamientos superan con creces los límites estipulados por la norma COVENIN 1756:1-2001), y por último, aparición inmediata de rotulas plásticas.

Para solventar esta serie de fallas se seleccionaron tres soluciones, las cuales, luego de ser investigadas de manera exhaustiva, y puestas a prueba con el software comercial ETABS 2016, resultaron ser las indicadas para no solo reforzar la estructura existente, sino que también permitieron la implementación de una segunda planta, para expandir la maternidad de manera segura y eficiente. Dicha expansión fue diseñada para permitirle a la estructura soportar cargas mayores, brindar un nivel superior de seguridad durante una eventualidad sísmica, albergar mayor público, y que una vez en funcionamiento pueda ofrecer mayor cantidad de servicios médicos. Las soluciones seleccionadas fueron:

a) Vaciar concreto dentro de las columnas:

Rellenar las columnas con concreto para brindarle mayor capacidad de carga a éstas, traduciéndose en una mayor resistencia a la fuerza axial. Con esto también se consiguió ofrecerle mayor rigidez a las columnas, evitando de esta manera la aparición de pandeo local en cada uno de estos elementos.

El concreto seleccionado para el relleno de las columnas fue el mismo empleado para el vaciado de la losa de fundación y las losas de techo (ahora de entrepiso y techo), el cual es de $f'c = 250\text{Kgf/cm}^2$. Dejando la columna de la siguiente manera:

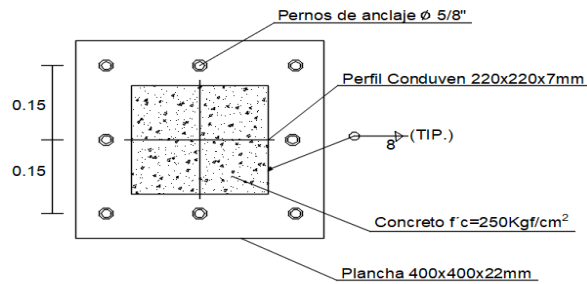


Ilustración 52: Detallado de sección de columna mixta rellena de concreto $f'c=250\text{Kgf/cm}^2$
Fuente: Autor (2020)

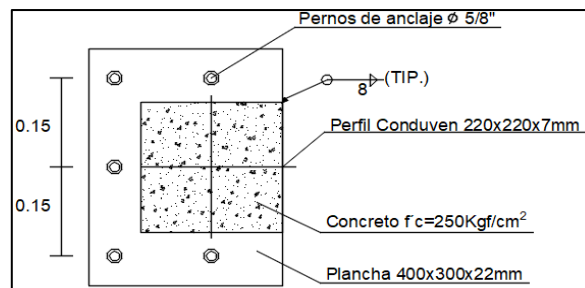


Ilustración 53: Detallado de sección de columna mixta rellena de concreto $f'c=250\text{Kgf/cm}^2$.
Para Pórtico G
Fuente: Autor (2020).

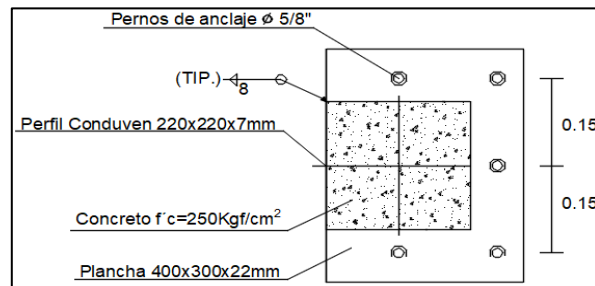


Ilustración 54: Detallado de sección de columna mixta rellena de concreto $f'c=250\text{Kgf/cm}^2$.
Para Pórtico F
Fuente: Autor (2020).

Estas dos últimas imágenes hacen referencia a las planchas de anclaje para los pórticos F y G, los cuales presentan una excesiva cercanía, estando estos separados por tan solo 10cm entre sus caras más próximas entre sí.

b) Implementación de cartelas:

En aras de incrementar la resistencia de las vigas y evitar fallas por corte y momento, se implementaron cartelas en cada una de las vigas que

componen la estructura. Dichas cartelas están hechas del mismo acero que los perfiles Conduven pertenecientes a las vigas. Las dimensiones de estas cartelas fueron el resultado de un proceso iterativo con el software ETABS 2016, dentro del cual se diseñaron diversas secciones de cartela para cada viga, arrojando las siguientes como las más propicias para ser utilizadas según la longitud existente entre cada pórtico:

- Para perfiles 350x170x9mm

$$\begin{aligned} H &= 350\text{mm} & ; & & L &= 1200\text{mm} \\ B &= 170\text{mm} & ; & & e &= 9\text{mm} \end{aligned}$$

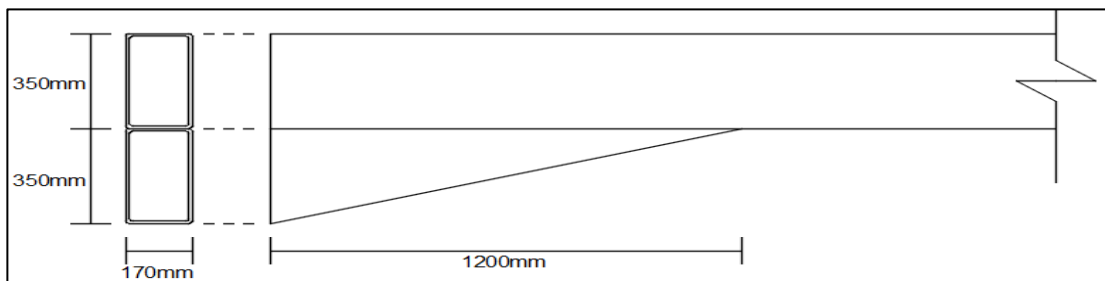


Ilustración 55: Detalle de cartela para Perfil Conduven 350x170x9mm
Fuente: Autor (2020)

- Para perfiles 300x100x7mm

$$\begin{aligned} H &= 300\text{mm} & ; & & L &= 1200\text{mm} \\ B &= 100\text{mm} & ; & & e &= 7\text{mm} \end{aligned}$$

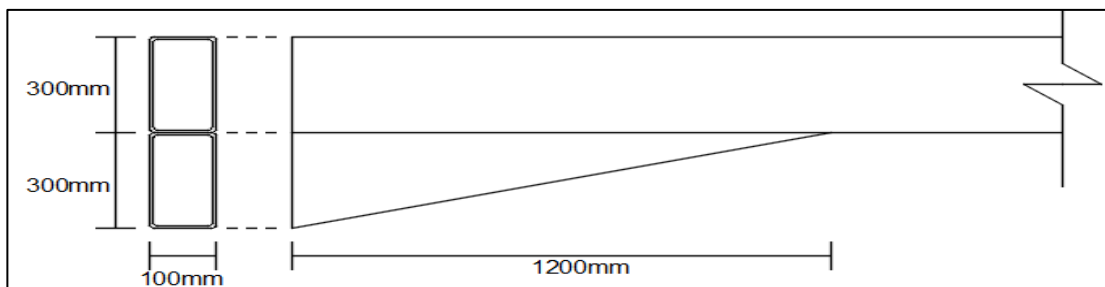


Ilustración 56: Detalle de cartela para Perfil Conduven 300x100x7mm
Fuente: Autor (2020)

- Para perfiles 260x90x5.5mm

$$\begin{aligned} H &= 260\text{mm} & ; & & L &= 1500\text{mm} \\ B &= 90\text{mm} & ; & & e &= 5.5\text{mm} \end{aligned}$$

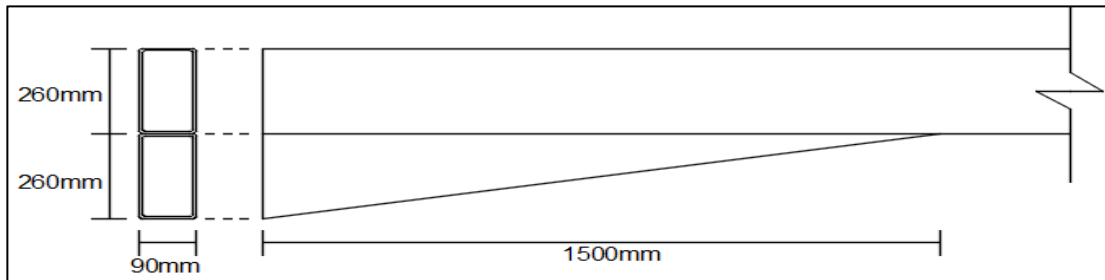


Ilustración 57: Detalle de cartela para Perfil Conduven 260x90x5.5mm
Fuente: Autor (2020)

- Para perfiles 180x65x4mm

$$H = 180\text{mm} \quad ; \quad L = 2000\text{mm}$$

$$B = 65\text{mm} \quad ; \quad e = 4\text{mm}$$

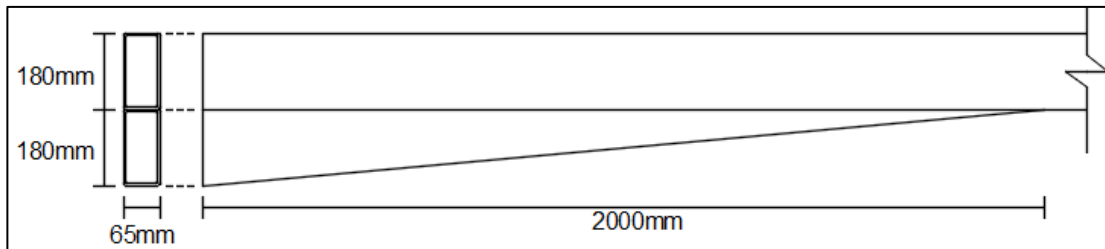


Ilustración 58: Detalle de cartela para Perfil Conduven 180x65x4mm
Fuente: Autor (2020)

- Para Perfiles 260x90x5.5mm en pórticos de 3.13mL

$$H = 260\text{mm} \quad ; \quad L = 1200\text{mm}$$

$$B = 90\text{mm} \quad ; \quad e = 5.5\text{mm}$$

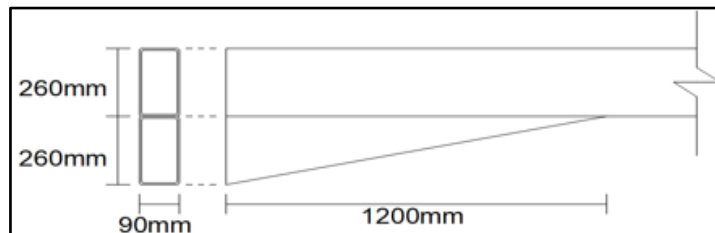


Ilustración 59: Detalle de cartela para Perfil Conduven 260x90x5.5mm, en pórticos de 3.13mL

Fuente: Autor (2020)

- Para Perfiles 180x65x4mm en pórticos de 3.13mL

$$H = 180\text{mm} \quad ; \quad L = 1200\text{mm}$$

$$B = 65\text{mm} \quad ; \quad e = 4\text{mm}$$

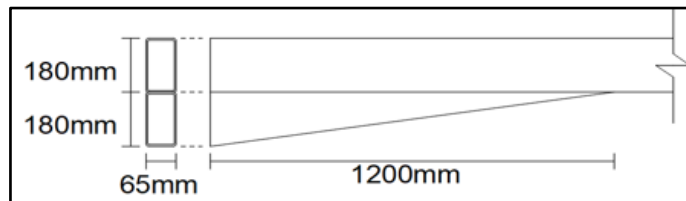


Ilustración 60: Detalle de cartela para Perfil Conduven 180x65x4mm, en pórticos de 3.13mL
Fuente: Autor (2020)

c) Colocación de arriostramientos laterales:

Como solución a los desplazamientos laterales excesivos que presento la estructura, se resolvió colocar arriostramientos laterales cruzados, así como también en forma de “V” invertida. Dichos arriostramientos fueron seleccionados luego de la realización de diversas pruebas en el software comercial ETABS, con otras configuraciones de arriostramientos laterales, las cuales no fueron del todo satisfactorias. Esto se realizó en aras de obtener una mejor respuesta sísmica.

Dichos arriostramientos laterales fueron colocados en los pórticos externos de la estructura, dejando un pórtico de distancia entre cada cruz de San Andrés; esto permitió arriostrar las columnas sin necesidad de sobrecargar el perímetro de la estructura con arriostramientos laterales. Las dimensiones elegidas para dichos arriostramientos fueron seleccionadas mediante un proceso iterativo empleando el software comercial ETABS, dando como resultado la utilización de perfiles Conduven de sección cuadrada de 175x175x5.5mm para la planta inferior y perfiles de 120x120x4mm para la planta superior. Estos arriostramientos están colocados entre los niveles:

- De Nivel Planta a N+3.25

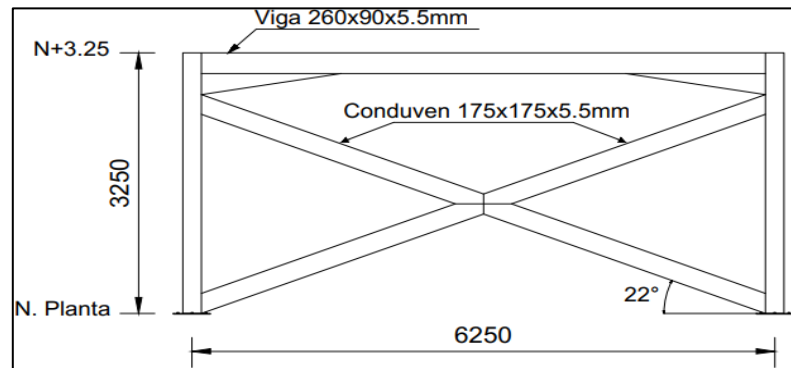


Ilustración 61: Pórtico entre N. Planta y N+3.25, con arriostamiento lateral en “X”, viga 260x90x5.5mm, y luz de 6.25m
Fuente: Autor (2020).

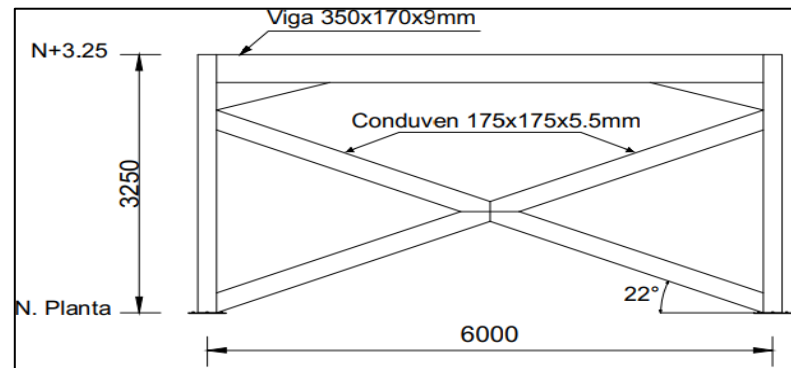


Ilustración 62: Pórtico entre N. planta y N+3.25, con arriostamiento lateral en “X”, viga 350x170x9mm, y luz de 6.00m
Fuente: Autor (2020).

➤ De Nivel Planta a N+4.25

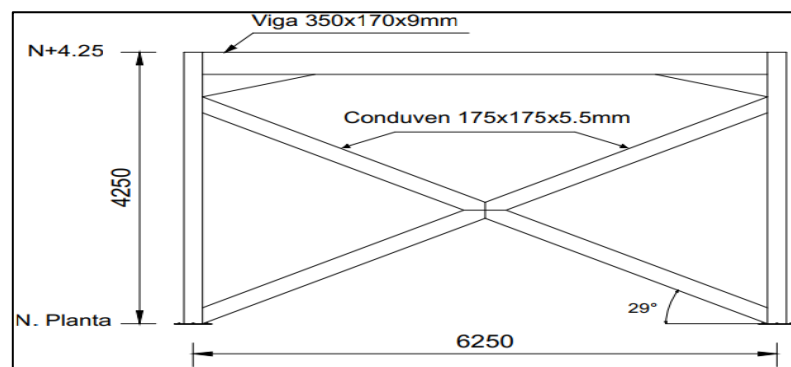


Ilustración 63: Pórtico entre N. planta y N+4.25, con arriostamiento lateral en “X”, viga 350x170x9mm, y luz de 6.25m
Fuente: Autor (2020).

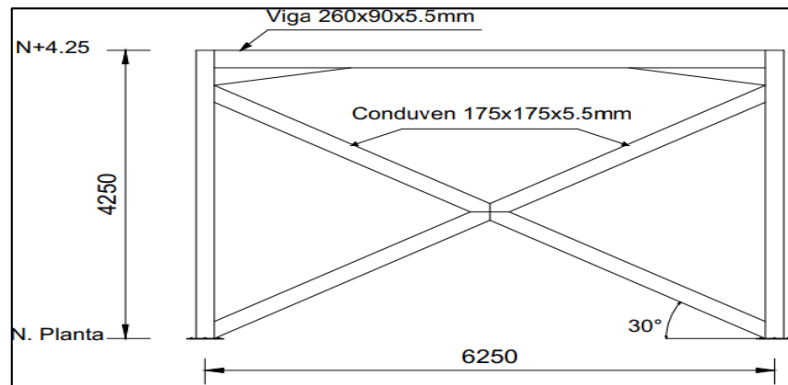


Ilustración 64: Pórtico entre N. planta y N+4.25, con arriostamiento lateral en "X", viga 260x90x5.5mm, y luz de 6.25m
Fuente: Autor (2020).

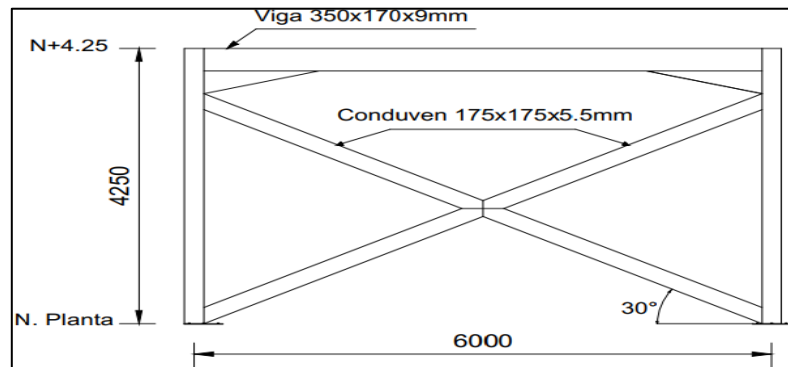


Ilustración 65: Pórtico entre N. planta y N+4.25, con arriostamiento lateral en "X", viga 350x170x9mm, y luz de 6.00m
Fuente: Autor (2020).

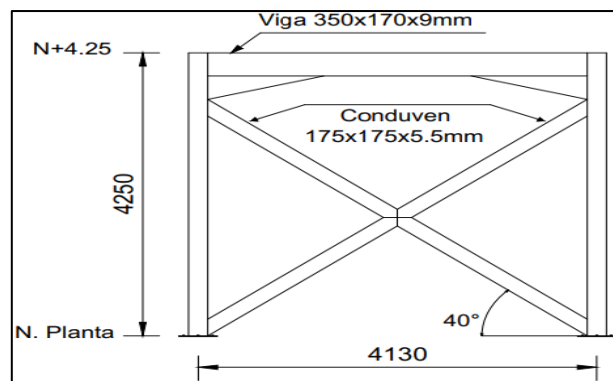


Ilustración 66: Pórtico entre N. planta y N+4.25, con arriostamiento lateral en "X", viga 350x170x9mm, y luz de 4.13m
Fuente: Autor (2020).

➤ De Nivel N+4.25 a N+7.25

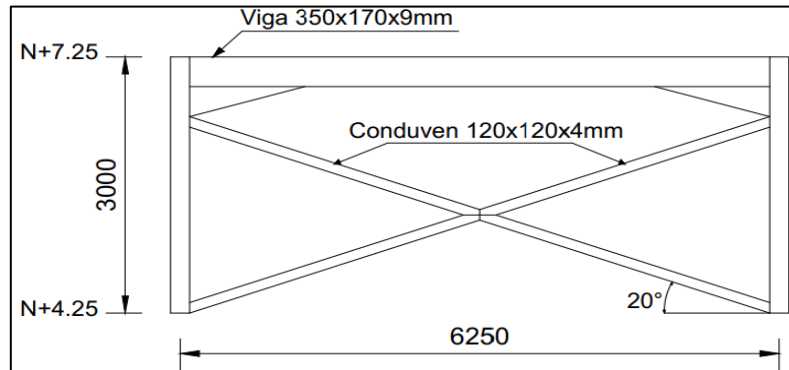


Ilustración 67: Pórtico entre N+3.25 y N+4.25, con arriostramiento lateral, viga 350x170x9mm, y luz de 6.25m
Fuente: Autor (2020).

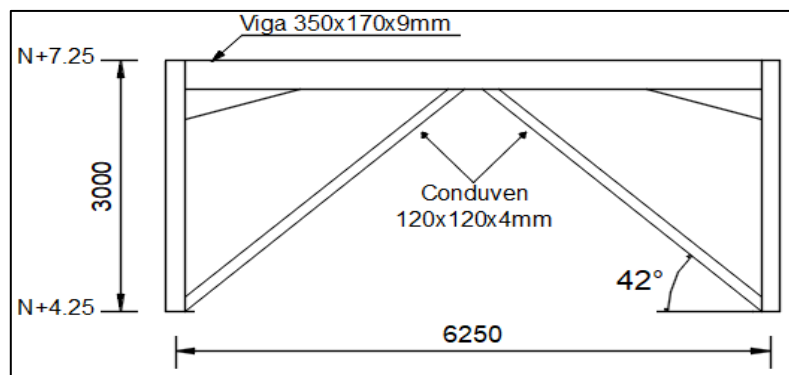


Ilustración 68: Pórtico entre N+3.25 y N+4.25, con arriostramiento lateral en "V", viga 260x90x5.5mm, y luz de 6.25m
Fuente: Autor (2020).

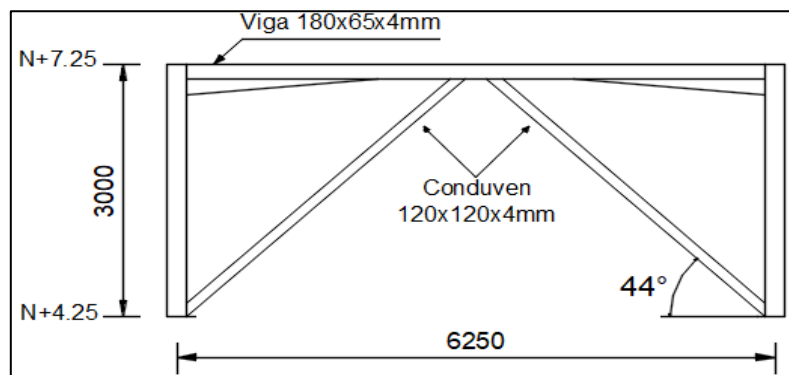


Ilustración 69: Pórtico entre N+3.25 y N+4.25, con arriostramiento lateral en "V", viga 180x65x4mm, y luz de 6.25m

Fuente: Autor (2020).

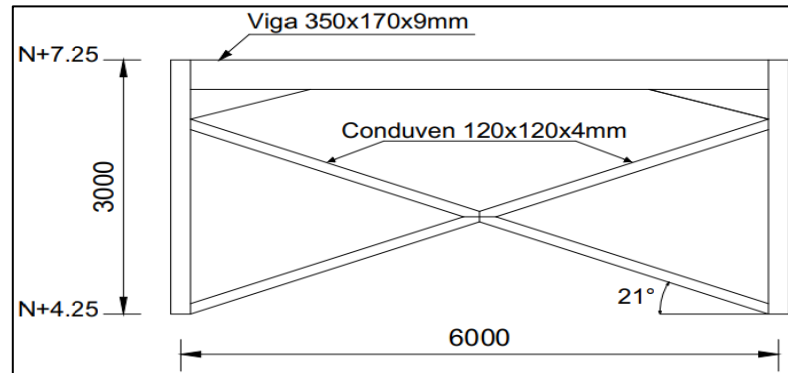


Ilustración 70: Pórtico entre N+3.25 y N+4.25, con arriostramiento lateral en "X", viga 350x170x9mm, y luz de 6.00m

Fuente: Autor (2020).

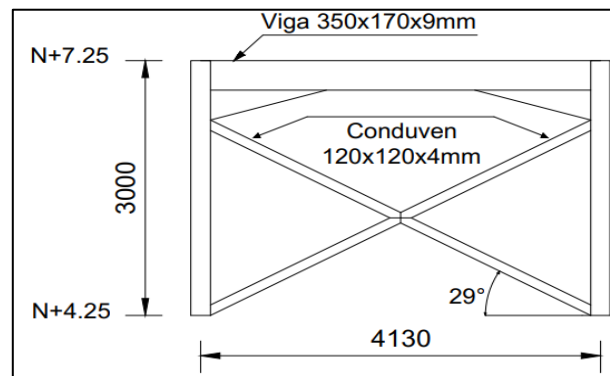


Ilustración 71: Pórtico entre N+3.25 y N+4.25, con arriostramiento lateral en "X", viga 350x170x9mm, y luz de 4.13m

Fuente: Autor (2020).

A parte de estas 3 modificaciones, se decidió emplear material colaborante SIGALDECK para realizar el techo del nivel N+7.25, esto debido a su ligereza, resistencia y facilidad de elaboración. Para esto se utilizó la lámina de calibre 20, con 10cm de espesor, y pletinas de 3" x 3/16" ubicados cada dos canales como conectores de corte. Así como también se le colocó una malla truckson electrosoldada de 200x200mm.

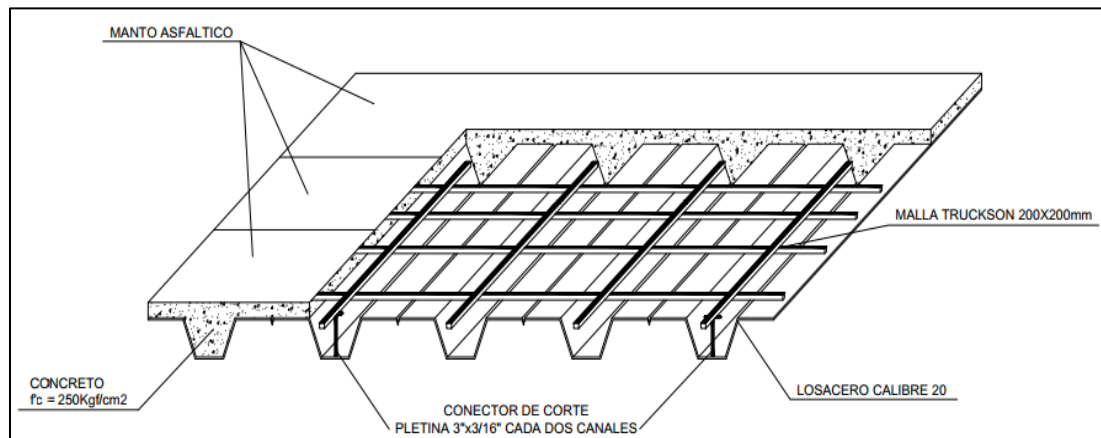


Ilustración 72: Losacero empleada en techo Nivel N+7.25.
Fuente: Autor (2020)

4.4.2 Asignación de parámetros de diseño para estructura modificada

Una vez diseñada la expansión de la estructura, se procedió a verificar sus características para asignar los parámetros bajo los cuales se realizaron los análisis empleando el software comercial ETABS 2016.

- **Características técnicas de la estructura ampliada:**

- **Materiales:**

- **Concreto armado:** $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
- **Acero de refuerzo:** $Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- **Elementos estructurales CONDUVEN:** 3515 Kg/cm^2
- **Losacero SIGALDECK calibre 20:** $Fy = 2320 \text{ Kg/cm}^2$

- **Cargas:**

- **Para losa de techo N+3.00 y N+3.25:**

$$CP = 465 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 100 \text{ Kg/m}^2$$

- **Para losa de entrepiso N+4.25:**

$$CP = 615 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 300 \text{ Kg/m}^2$$

- **Para losa de techo de losacero N+7.25**

$$CP = 150 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 100 \text{ Kg/m}^2$$

- **Factores de mayoración de carga:**
 - **Carga muerta:** 1,40
 - **Carga viva:** 1,70
- **Separación entre correas:** $S_{\max} = 1.5\text{m}$
- **Análisis sísmico:**
 - **Zonificación sísmica:** Según lo establecido en la norma venezolana de edificaciones sismorresistentes 1756-2001, el municipio San José de Guanipa se ubica en una zona sísmica 4. Por ende, su aceleración máxima del terreno es de $A_0 = 0,25$.
 - **Clasificación según su uso:** La presente estructura es un centro de salud de uso público especificado en el Grupo A, y posee coeficiente de uso $\alpha = 1,30$.
 - **Clasificación según nivel de diseño (ND):** Debido a su zona sísmica, y a su clasificación según su uso, esta estructura corresponde a ND3.
 - **Clasificación según el tipo de estructura:** estructura de tipo 1, capaz de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante pórticos.
 - **Factor de reducción de respuesta:** Según su Nivel de diseño y el tipo de estructura, su factor de reducción de respuesta es $R = 3,0$. Por ende $T+ = 0.2$
 - **Factores espectrales de suelo:** $T^* = 1$, $p = 1$, y $b = 2.8$
 - **Terreno de fundación:** Según el material de suelo y la altura del edificio, este terreno posee una forma espectral S3.

- **Factor de corrección:** según el material de suelo y la altura del edificio, esta estructura posee un factor de corrección $\phi = 0,70$.
- **Clasificación según regularidad de la estructura:** Cumple con los requisitos para ser considerada regular.
- **Desplazamientos totales:** Para estructuras no susceptibles de daños por deformaciones de la estructura y correspondientes al grupo A, = 0,016.

4.4.3 Procedimiento de diseño del segundo modelo analítico de la Maternidad María Ojeda en el software comercial ETABS 2016

Para crear el modelo analítico de la estructura modificada se siguieron los mismos pasos utilizados para el primer modelo. Los elementos estructurales existentes como las vigas no fueron modificados en cuanto a sus dimensiones se refiere. Se emplearon vigas Conduven 350x170x9mm, 300x100x7mm, 260x90x5.5mm, y 180x65x4mm. Cabe destacar que si bien las dimensiones de las columnas no fueron modificadas, sí fueron rellenas con concreto, por ende, se creó una nueva sección para las columnas; así como también se crearon nuevos materiales.

Otro de los cambios realizados fue la implementación de cartelas debajo de cada viga, por ende se crearon secciones huecas compuestas. Sumado a esto tenemos la colocación de arriostramientos laterales en forma de cruz y "V" invertida, para los cuales se crearon nuevas secciones huecas, específicamente Conduven 120x120x4mm y 175x175x5.5mm.

Para la creación de la sección mixta destinada a columna Conduven 220x220x7mm rellena de concreto se hizo uso del comando *Define > Section Properties > Frame Sections > Add New Property > Steel Composite > Filled Box / Tube Section*, Una vez en esta ventana se modifican el material como cubierta, las dimensiones de la sección, y el material de relleno (fill material).

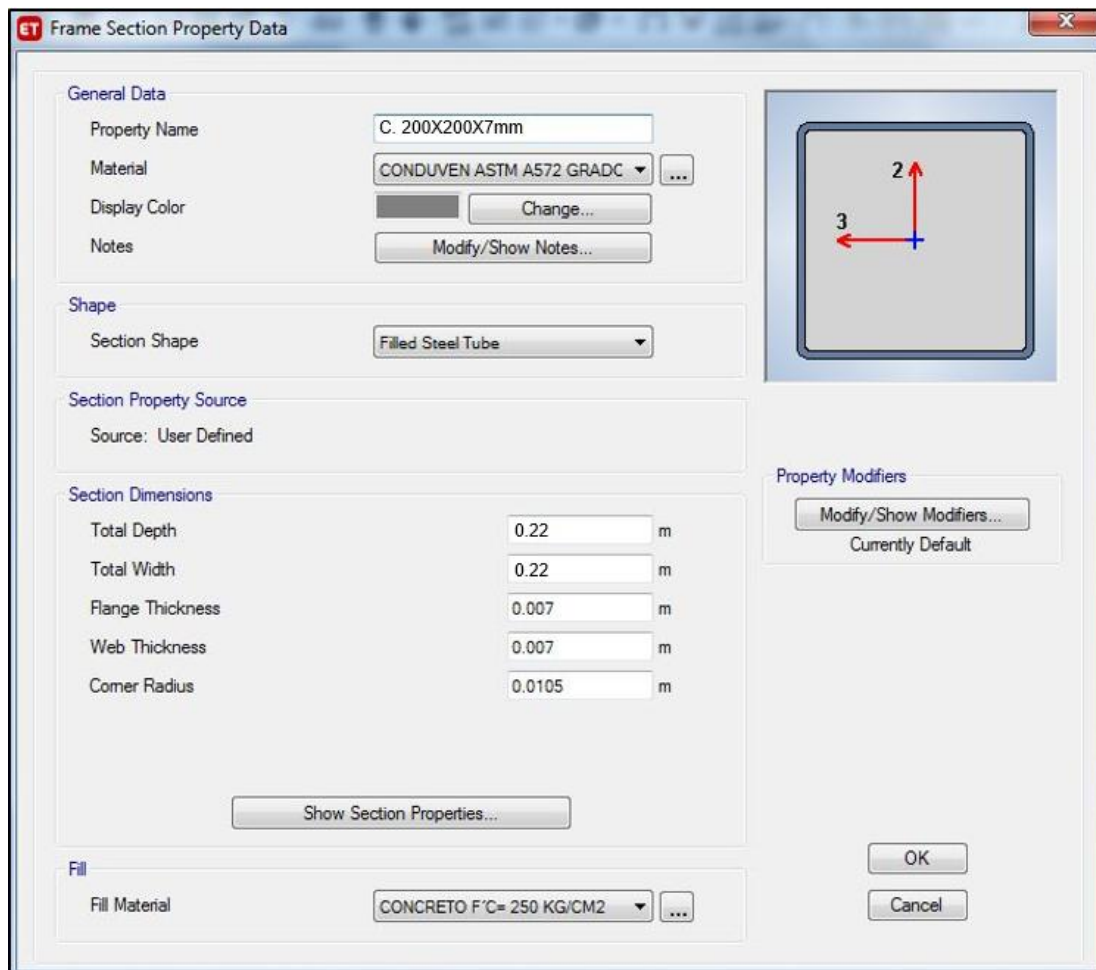


Ilustración 73: Definición de sección mixta de perfil Conduven 220x220x7mm, y concreto de $f'c = 250\text{Kg/cm}^2$
Fuente: Autores (2020)

Se creó un nuevo material, específicamente lamina de acero en frio, para el acero de la losacero, el cual posee un $F_y = 2320\text{ Kg/cm}^2$, para crear estos se siguieron las mismas indicaciones dadas en el paso 3 del primer modelo analítico, donde se describió como crear un nuevo material.

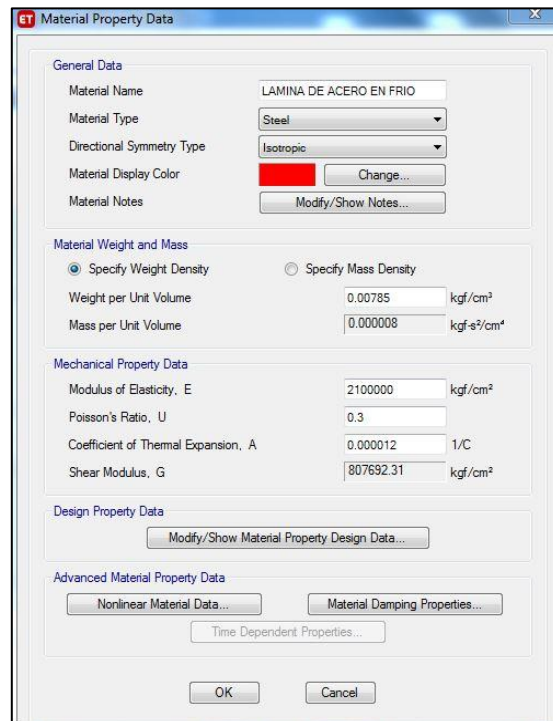


Ilustración 74: Definición de lámina de acero en frío para losacero
Fuente: Autores (2020)

Para diseñar las cartelas dentro del modelo analítico se hizo uso del comando *Define > Section Properties > Frame Sections > Add New Property > Nonprismatic > Ok*, en la ventana abierta luego de seleccionar “OK”, se modifica:

1. Start Section and End Section (comienzo y final de la sección): Dentro de la cual se realizaron tres modificaciones, una dimensión de inicio (cartela), una dimensión intermedia (dimensión constante), y una dimensión final (Cartela).
2. Length Type (tipo de longitud): En la que fueron hechas dos modificaciones, se introdujeron las dimensiones absolutas (dimensiones fijas), y la longitud proporcional (el porcentaje de viga que cubre esta cartela).
3. El 33 and 22 Variation (forma de calcular la sección): Cubica y lineal.

Se crearon dos perfil adicionales, ambos cuadrados, destinados a ser usados como arriostramiento lateral para evitar los desplazamientos excesivos de la estructura; dichos perfiles Conduven son para planta baja 175x175x5.5mm, y para planta alta 120x120x4mm. Para esto, se siguieron los pasos descritos en el cuarto paso para realizar el primer modelo analítico.

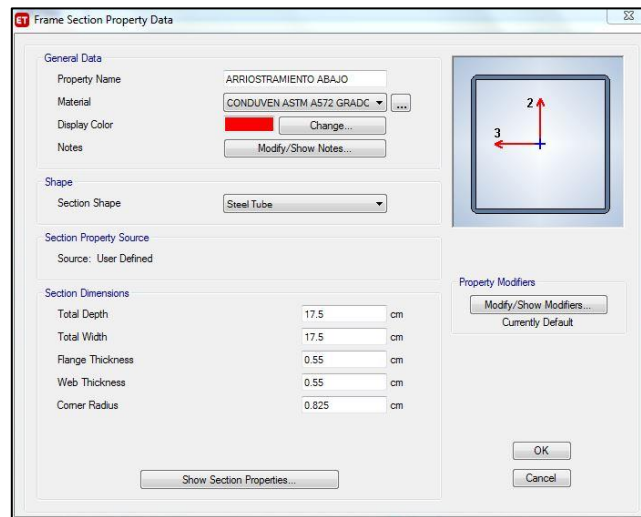


Ilustración 75: Sección de perfil Conduven 175x175x5.5mm, empleado en plata inferior
Fuente: Autor (2020).

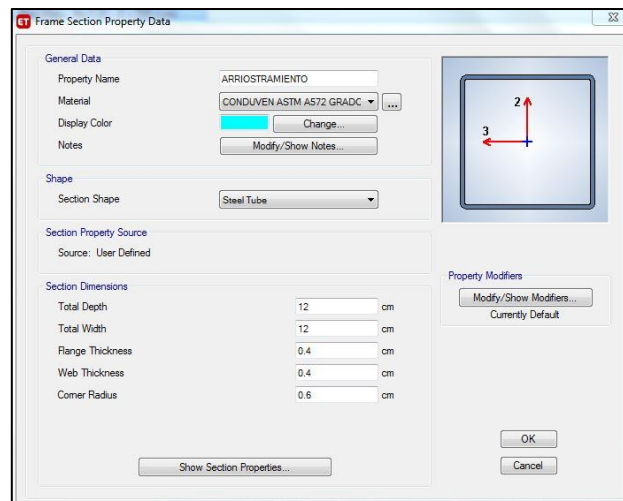


Ilustración 76: Sección de perfil Conduven 120x120x4mm, empleado en plata superior
Fuente: Autor (2020).

Para definir las propiedades de la losacero en el nivel de techo N+7.25, se empleó el comando *Define > Section Properties > Deck Sections > Add New Property*, una vez en la ventana abierta se modifican su:

- Type (tipo): Filled (relleno)
- Slab Material: concreto $f'c = 250\text{Hgf/cm}^2$
- Deck Material: Lamina de acero en frio.
- Dimensiones de sus componentes:
 - Slab Depth, $t_c = 1.2\text{cm}$
 - Rib Depth, $h_r = 3.8\text{cm}$
 - Rip Width Top, $w_{rt} = 6.4\text{cm}$
 - Rip Width Bottom, $w_{rb} = 4.4\text{cm}$
 - Rib Spacing, $s_r = 19.1\text{cm}$
 - Deck Shear Thickness = 0.1cm
 - Deck Unit Weight 0.001Kgf/cm^2
 - Shear Stud Diameter = 1.9cm
 - Shear Stud Height, $h_s = 2.5\text{cm}$
 - Shear Stud Tensile Strength, $f_u = 4800\text{Kgf/cm}^2$

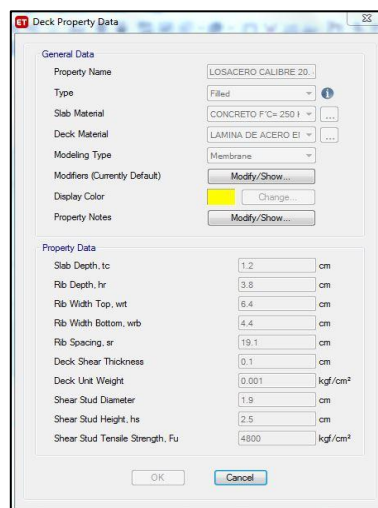


Ilustración 77: Propiedades de Losacero
Fuente: Autor (2020).

Para colocar la losacero sobre la estructura, se utilizaron las mismas indicaciones seguidas en el quinto paso para el diseño del primer modelo analítico, ya que este fue creado como una membrana, y luego se le asignó el tipo de techo empleado (losacero).

Ya teniendo definidos los materiales y las secciones de las cartelas a emplear, se procedió a hacer uso del comando *Draw > Draw Beam > Draw Beam (Plan, Elev, 3D)*, dentro del cual se asignó:

- Type of Line: Frame
- Property: Se selecciona la sección creada (cartela)
- Moment Releases: Continuos.

Luego se colocaron las cartelas en los ejes correspondientes en el software comercial ETABS 2016, seleccionando el comienzo y el final de cada una.

Como última modificación, se asignaron los arriostramientos laterales empleados, siguiendo los siguientes pasos *Draw > Draw Beam > Draw Beam (Plan, Elev, 3D)*, dentro del cual se asignó:

- Property: Sección creada (175x175x5.5mm o 120x120x4mm, dependiendo si se colocaran en planta baja, o planta alta).
- Moment Releases: Pinned (articulado).
- Bracing: en X y V (disposiciones de los arriostramientos).

Luego de seleccionar el tipo de elemento, se procedió a colocarlo dentro del modelo, para esto se seleccionó el punto inicial y final de cada miembro, dentro de sus respectivos ejes.

Cabe destacar que para asignar las rótulas plásticas se realizó el mismo procedimiento establecido en el primer modelo analítico, el cual fue el cambio de los elementos Conduven por elementos IPN, y la modificación de las propiedades mecánicas de estos para que trabajen como Conduven; dicha modificación también fue realizada para las cartelas. Debido a que los

perfiles empleados en la estructura modificada fueron los mismos utilizados en la estructura no modificada, las tablas de coeficientes de cambio no sufrieron alteración alguna, y fueron empleadas para este segundo análisis. Si bien se añadieron dos perfiles extra para los arriostramientos laterales, estos no necesitaron ser modificados, ya que dentro de los arriostramientos no es requerida la asignación de rótulas.

4.4.4 Análisis estático

Luego de realizar la ampliación de la estructura junto con sus respectivos refuerzos, se procedió a realizar un análisis estático para determinar la capacidad de soporte de la nueva estructura empleando el software comercial ETABS 2016. Observando los resultados del análisis, se pudo constatar que ningún elemento de la estructura presentó falla alguna, y que están trabajando dentro de la capacidad aceptada para cada uno.

Además de esto, se tomó la misma viga que presentó falla en el análisis anterior, y se comparó con los resultados obtenidos para este análisis, y con lo expuesto en la memoria de cálculo original; dicha viga es la VT K. 3-4, la cual dio como resultado:

$$\text{Corte: } V = 685.89\text{Kgf}$$

$$\text{Momento: } M = -250.37\text{Kgf-m}$$

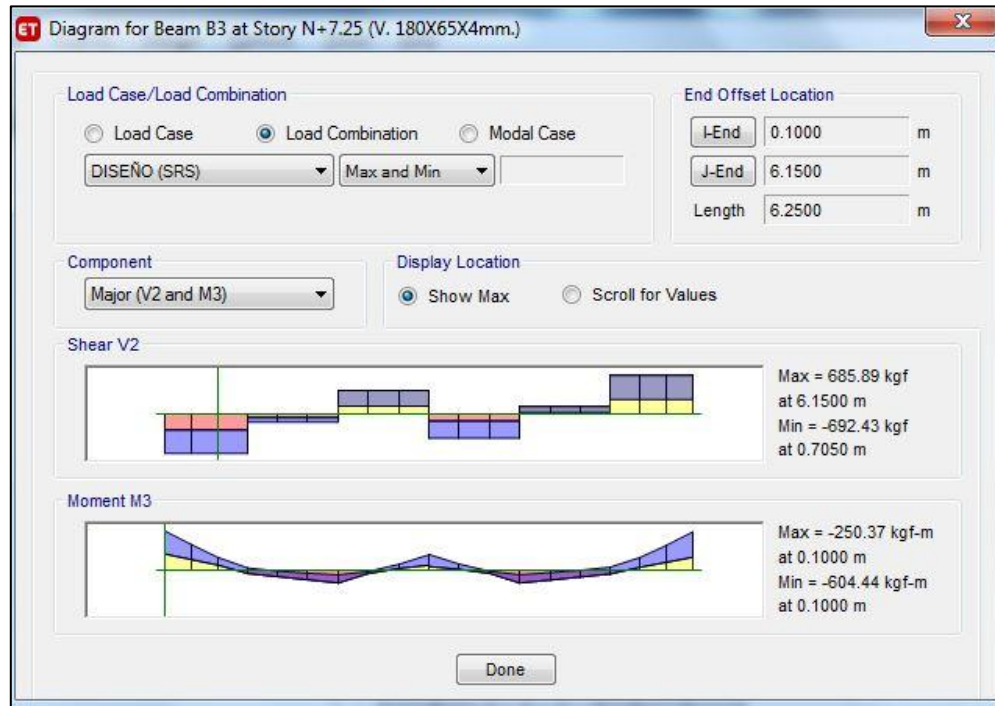


Ilustración 78: Graficas de cortante y momento de VT K. (3-4) N+7.25, obtenidas de ETABS
Fuente: Autor (2020)

Tabla 20: Comparación de Corte y Momento para viga VT K. 3-4 N+7.25

Elemento	Corte Kgf	Momento Kgf-m
(VT K. 3-4) Expandido	658.89	-250.37
(VT K. 3-4) No Expandido	2645	1910.75
(VT I. 3-4) Libro de Calculo	2569	1856

Fuente: Autor (2020)

Según lo establecido en la tabla anterior, se pudo apreciar que las cargas a las cuales fue sometida dicha viga disminuyeron, no solo por el cambio de techo aplicado (originalmente fue analizado como losa armada en una dirección, luego fue modificado a encofrado colaborante), sino también por las cartelas colocadas para cada una de las vigas.

4.4.5 Análisis Dinámico:

a) Chequeo de cortante basal para estructura modificada:

Así como para la evaluación sobre la estructura original, se procedió a realizar un análisis dinámico sobre la estructura expandida, para conocer su comportamiento ante una eventualidad sísmica; siendo la verificación del cortante basal el primer paso de este chequeo, dicha verificación arrojó como resultado:

Tabla 21: Resultados de Cortante Basal calculados con el software comercial ETABS 2016, para la estructura ampliada

Caso	Tipo de Caso	Paso	FX (Kgf)	FY (Kgf)	MX (Kgf-m)	MY (Kgf-m)
S. Dinámico "X"	LinRespSpec	Max	232316.4	219729.68	974594.1	987823.24
S. Dinámico "Y"	LinRespSpec	Max	232316.4	219729.68	974594.1	987823.24

Fuente: Autor

(2020)

Una vez obtenidos los valores del cortante basal según el software comercial ETBAS, se procedió a su verificación empleando cálculos manuales bajo los parámetros estipulados en la norma CONEVIN 1756:1-2001, y siguiendo los mismos pasos establecidos para la primera verificación realizada en las páginas 107-110:

- $T^* = 1$
- $B = 2.8$
- $P = 1$
- $A_0 = 0.25$
- $\alpha = 1.3$
- $R = 3$
- $T_+ = 0.2$
- $\phi = 0.7$

Periodo equivalente para edificaciones mixtas de Tipo I:

- $T_a = C_t \times h_n^{0.75} = 0.07 * 7.25^{0.75} = 0.309$

Factor de modificación de corte:

- $\mu = 1.4 \left(\frac{N+9}{2N+12} \right) = 1.4 \left(\frac{4+9}{2*4+12} \right) = 0.910$
- $\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{T}{T^*} - 1 \right) = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{0.353}{1} - 1 \right) = 0.765$

Se seleccionó el mayor de los dos: $\mu = 0.910$

Determinación de rama para periodo fundamental:

- $T = 0.309$; $T^+ = 0.2$; $T^* = 1$
- $T^+ \leq T \leq T^* \rightarrow 0.2 \leq 0.353 \leq 1$

Se empleó la segunda rama para el cálculo de A_d :

$$A_d = \alpha \varphi_b A_o = \frac{1.3}{R} * 0.7 * \frac{2.8}{3} * 0.25 = 0.212$$

Cortante Basal:

- $V_o = \mu \times A_d \times W = 0.910 \times 0.212 \times 1285104.89\text{Kgf} = 248312.25\text{Kgf}$

Coeficiente sísmico y coeficiente sísmico mínimo:

- $V_o / W = 248312.25\text{Kgf} / 1285104.89\text{Kgf} = 0.193$
- $(\alpha A_o) / R = (1.3 \times 0.25) / 3 = 0.1083$

$$0.193 > 0.1083$$

Comparación entre cortantes:

Cortante Basal Calculado = 248312.25Kgf

Cortante Basal en "X" dado por ETABS = 232316.4Kgf

Cortante Basal en "Y" dado por ETABS = 219729.68Kgf

$$248312.25\text{Kgf} > 232316.4\text{Kgf}; \text{ No Cumple!}$$

$$186080.67\text{Kgf} > 219729.68\text{Kgf}; \text{ No Cumple!}$$

Coeficiente de modificación de gravedad:

Para el sismo en X: $V_o \text{ calculado} / V_o = 248312.25\text{Kgf} / 231316.4\text{Kgf} = 1.069$

Para el sismo en Y: $V_o \text{ calculado} / V_o = 248312.25\text{Kgf} / 319729.68\text{Kgf} = 1.13$

Gravedad modificada:

- Para el caso en "X" = $1.069 * 9.81\text{m/s}^2 = 10.49$
- Para el caso en "Y" = $1.13 * 9.81\text{m/s}^2 = 11.086$

Tabla 22: Cortante Basal corregido calculado con el software comercial ETABS 2016, para la estructura ampliada

Caso	Tipo de Caso	Paso	FX (Kgf)	FY (Kgf)	MX (Kgf-m)	MY (Kgf-m)
S. Dinamico "X"	LinRespSpec	Max	253393.01	239644.38	1063012.38	7336388.76
S. Dinamico "Y"	LinRespSpec	Max	265470.62	251087.63	1113679.9	7686067.1

Fuente: Autor (2020)

b) Verificación de Desplazamiento y Derivas para estructura modificada:

Así mismo como para la estructura original, se realizó un análisis dinámico espacial de superposición modal de tres grados de libertad por nivel (3GLN), para la estructura ampliada; el cual permitió observar el desplazamiento que sufre la estructura al ser impactada por fuerzas sísmicas. Luego de realizar este análisis, se compararon los resultados con la norma COVENIN 1756:1-2001, y consiguientemente con el desplazamiento obtenido para la estructura no modificada, con el fin de observar si hubo mejoras en la respuesta sísmica de la estructura.

Para el cálculo de los desplazamientos totales y las derivas que sufrió la estructura durante el análisis, se siguieron los mismos pasos empleados en el cálculo de las mismas para la estructura no modificada:

Desplazamiento total:

- Para el sentido “X”, en el nivel 4, encontrado a la altura de 7.25m, se obtuvo un desplazamiento total de:

$$D_i = 0.8 * R * D_{ei} \rightarrow R = 3 ; D_{ei} = 0,003232m$$

$$D_i = 0.8 * 3 * 0,003232 = 0,007757m$$

Derivas:

- Para el sentido “X”, la deriva entre el nivel 3 y el nivel 4, los cuales están a 3.00m de distancia entre sí, fue de:

$$d_i = D_i - D_{i-1} \rightarrow D_4 = 0.007757m ; D_3 = 0,006305m$$

$$d_i = 0,007757m - 0,006305m = 0.001452m$$

Desplazamiento máximo permitido por norma:

- Para el sentido “X”, el valor límite de deriva para el nivel 4, ubicado a 7.25m de altura, fue de:

$$\frac{d_i}{(h_i - h_{i-1})} = \frac{0.001452}{(7.25 - 4.25)} = 0,000484 < 0,016 \rightarrow \text{Cumple!}$$

Tabla 23: Desplazamiento de la estructura modificada por nivel

Nivel	Elevación (m)	Ubicación	Desplazamiento	
			X-Dir (m)	Y-Dir (m)
N+7.25	7.25	Top	0.003232	0.009509
N+4.25	4.25	Top	0.002627	0.006136
N+3.25	3.25	Top	0.00291	0.005321
N+3.00	3	Top	0.003197	0.004717
Planta	0	Top	0	0

Fuente: Autor (2020)

Tabla 24: Desplazamientos laterales y Derivas en sentido “X” para estructura modificada

NIVEL	H _j	Δ _{ei}	Δ _i	δ _i	δ _i / (h _j - h _{j-1})	Limite	Estado
N+7.25	7.25	0.003232	0.007757	0.00145200	0.000484	0.016	CUMPLE!
N+4.25	4.25	0.002627	0.006305	0.00067920	0.0006792	0.016	CUMPLE!
N+3.25	3.25	0.00291	0.006984	0.00068880	0.0027552	0.016	CUMPLE!
N+3.00	3	0.003197	0.007673	0.00767280	0.0025576	0.016	CUMPLE!
Planta	0	0	0.000000	0.00000000	0.00000000	0.0000	0.0000

Fuente: Autor (2020)

Tabla 25: Desplazamientos laterales y Derivas en sentido "Y" para estructura modificada

NIVEL	Hj	Δe_i	Δ_i	δ_i	$\delta_i / (h_j - h_{j-1})$	Limite	Estado
N+7.25	7.25	0.009509	0.022822	0.00809520	0.0026984	0.016	CUMPLE!
N+4.25	4.25	0.006136	0.014726	0.00195600	0.001956	0.016	CUMPLE!
N+3.25	3.25	0.005321	0.012770	0.00144960	0.0057984	0.016	CUMPLE!
N+3.00	3	0.004717	0.011321	0.01132080	0.0037736	0.016	CUMPLE!
Planta	0	0	0.000000	0.00000000	0.00000000	0.0000	0.0000

Fuente: Autor (2020)

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Caso Modal	1	0.859	0.0013	0.5289	0	0.0013	0.5289	0	0.236
Caso Modal	2	0.714	0.969	0.0108	0	0.9703	0.5397	0	0.000
Caso Modal	3	0.664	0.0139	0.4453	0	0.9842	0.9851	0	0.148

98% OK!

Ilustración 79: Porcentaje de participación de masa durante análisis a estructura modificada
Fuente: Autor (2020)

Una vez obtenidos los valores de derivas y desplazamientos para la estructura modificada, se pudo hacer una comparación con sus resultados homólogos del análisis realizado a la estructura no modificada, y así determinar si se produjo una mejora en la respuesta sísmica del edificio; para lo antes mencionado se realizó una tabla que contiene los "estados" de cada nivel según el desplazamiento que sufrió. Cabe destacar que dicho estado es determinado por el cumplimiento de lo establecido en la Tabla 1 de Valores límites de desplazamiento, la cual se encuentra en la página 38.

Tabla 26: Comparación de estado según desplazamiento entre estructura no modificada y estructura modificada

Niveles	Estado			
	No Modificada		Modificada	
	Sentido "X"	Sentido "Y"	Sentido "X"	Sentido "Y"
N+7.25	Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple
N+4.25	Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple
N+3.25	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple
N+3.00	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple

Fuente: Autor (2020)

Si vemos los resultados más detalladamente, se puede observar una clara diferencia entre los desplazamientos que sufrió la estructura no modificada con respecto la estructura modificada. Los valores de la estructura no modificada, en comparación con el límite permitido por deriva, fueron de hasta 3.75 veces en el sentido "X", y hasta 11.25 veces en el sentido "Y"; mientras que para la estructura modificada, dichos valores no sobrepasaron el límite para deriva establecido por la norma COVENIN 1756:1-2001 de 0.016. Lo que se traduce como una mejora a la estructura

4.4.6 PushOver

Basándose en el criterio de la aparición de las rótulas plásticas para determinar la capacidad estructural, se realizó un segundo análisis PushOver, esta vez, sobre la estructura modificada para determinar en qué modo de vibración se dio la aparición de estas. Cabe destacar que para la estructura no modificada estas aparecieron de manera inmediata.

Ya realizado el análisis PushOver, se pudo observar la aparición de las rótulas en el segundo modo de vibración, específicamente en la base (nivel Planta) de las columnas de los ejes C0, C1, D0, D1, y entre los niveles N+3.00 y N+4.25 en los ejes C1 y D1, estos dos últimos más próximos al nivel N+3.00.

Sumado a esto, las rotulas se presentaron en dos colores, cinco en color verde, y una en color azul celeste; de manera específica, las rotulas en nivel Planta C0, C1, D0, D1, y la rótula en C1 N+3.00 fueron de color verde; mientras que la rótula D1 N+3.00 fue de color azul celeste. Las rotulas surgidas en el nivel Planta no poseen desplazamiento.

Para la rótula C1 N+3.00 el desplazamiento en sentido "X" fue de 0.021567m, mientras que en sentido "Y" fue de 0.008385m; y para la rótula D1 N+3.00 el desplazamiento en sentido "X" fue de 0.022731m, y en sentido "Y" fue de 0.010688m.

Las rótulas arrojadas por el software ETABS 2016, en color verde se encuentran en un nivel de desempeño Operacional, mientras que la rótula en color azul celeste se encuentra en un nivel de desempeño de Seguridad a la Vida, esto según los parámetros establecidos por el Comité SEAOC VISION 2000; y según la norma ASCE / SEI 41-13 las rotulas en color verde se encuentran en nivel de desempeño Ocupación Inmediata, y la rótula en color azul celeste se encuentra entre Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida.

Tabla 27: Resultado de Análisis PushOver sobre Estructura modificada, rotula verde

Nivel	Caso	Tipo de Caso	Paso	P	Elevación	Desp	Estado ETABS	Estado ASCE/SEI 41-13
				kgf	m	m		
N+3.00	Pushover "X"	NonStatic	Max	-5910.7	3.2775	0.022731	B to C	A to IO
N+3.00	Pushover "Y"	NonStatic	Max	5910.7	3.2775	0.010688	B to C	A to IO

Fuente: Autor (2020)

Tabla 28: Resultado de Análisis PushOver sobre Estructura modificada, rotula azul.

Nivel	Caso	Tipo de Caso	Paso	P	Elevación	Desp	Estado ETABS	Estado ASCE/SEI 41-13
				kgf	m	m		
N+3.00	Pushover "X"	NonStatic	Max	-2948.25	2.09	0.021567	C to D	IO to LS
N+3.00	Pushover "Y"	NonStatic	Max	2948.25	2.09	0.008385	C to D	IO to LS

Fuente: Autor (2020)

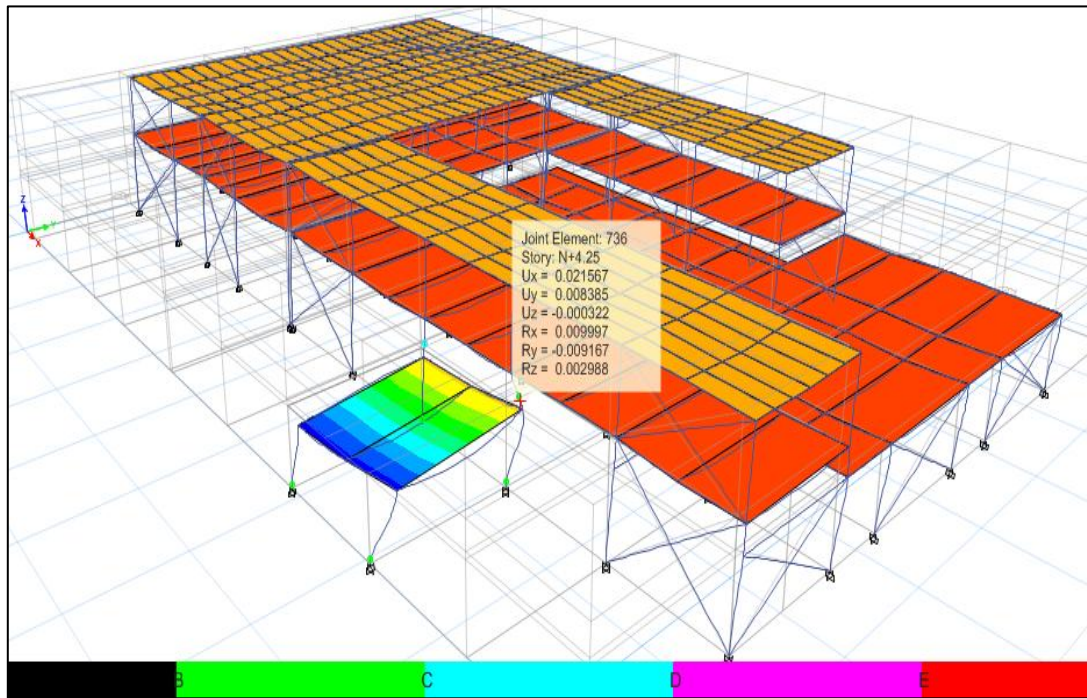


Ilustración 80: Aparición de rotula plástica color verde en C0, C1, D0, D1 Nivel planta, y C1 N+3.00
Fuente: Autor (2020)

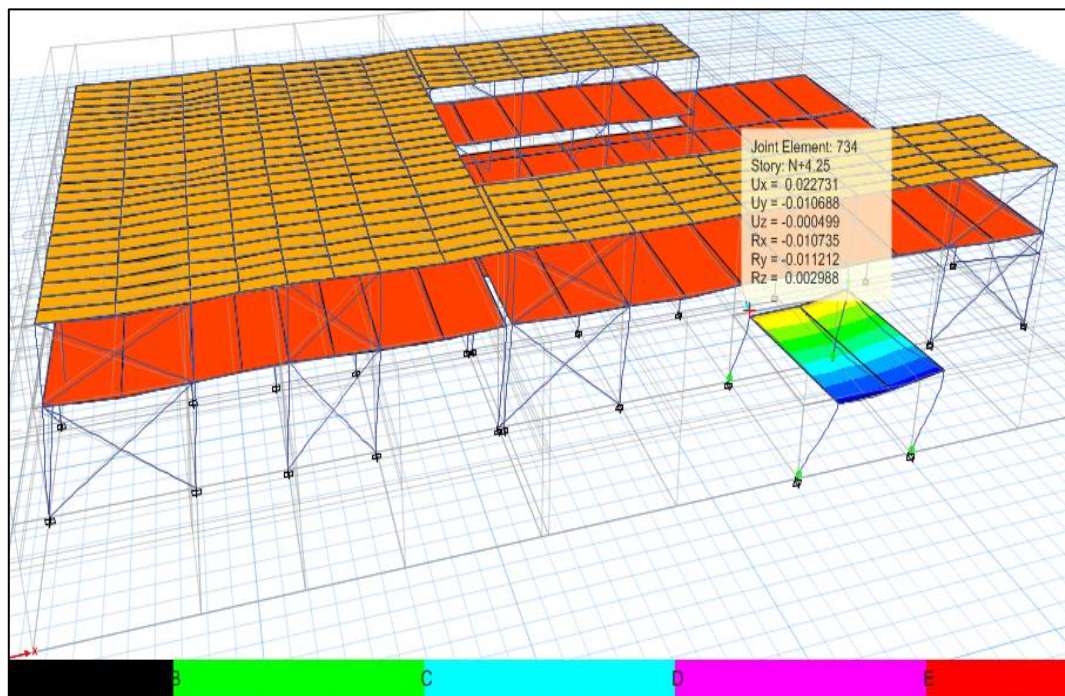


Ilustración 81: Aparición de rotula plástica color azul celeste en D1 N+3.00
Fuente: Autor (2020).

Al comprar los resultados obtenidos del análisis PushOver sobre la estructura modificada con los de la estructura no modificada, se ve una mejora en la respuesta a la eventualidad sísmica, así como un aumento en su capacidad estructural.

No solo hubo un aumento en el caso en el cual aparecieron las rótulas (para la estructura no modificada la rótula apareció en el primer caso, para la estructura modificada las rotulas aparecieron en el segundo caso); sino que las fuerzas actuantes sobre la estructura fueron menores, así como también lo fueron los desplazamientos sufridos por la estructura, viéndose menos afectada la estructura modificada.

Cabe destacar que para la estructura modificada se dio la aparición de rótulas en el nivel Planta, las cuales no fueron tomadas para la comparación por no tener desplazamiento.

Tabla 29: Comparación de PushOver para ambas estructuras

Rotula	Nivel	Caso	Tipo de Caso	Paso	P	Elevacion	Desp.	Estado ETABS	Estado ASCE/SEI 41-13
					Kgf	m	m		
Verde. Estructura No Modificada	N+7.25	PushOver "X"	NonStatic	Max	-16886.35	6.5075	0.251033	B to C	A to IO
	N+7.25	PushOver "Y"	NonStatic	Max	16886.35	6.5075	0.010688	B to C	A to IO
Verde. Estructura Modificada	N+3.00	PushOver "X"	NonStatic	Max	-5910.7	3.2775	0.022731	B to C	A to IO
	N+3.00	PushOver "Y"	NonStatic	Max	5910.7	3.2775	0.010688	B to C	A to IO
Azul Celeste. Estructura Modificada	N+3.00	PushOver "X"	NonStatic	Max	-2948.25	2.09	0.021567	C to D	IO to LS
	N+3.00	PushOver "Y"	NonStatic	Max	2948.28	2.09	0.008385	C to D	IO to LS

Fuente: Autor (2020)

4.4.7 Verificación de espesor de placa base

Se decidió realizar una verificación del espesor de las placas base que sostienen la estructura, ya que las modificaciones sobre la misma aumentan el peso que posee, incrementando así la sollicitación sobre las placas base, pudiendo requerir las mismas un grosor superior al empleado originalmente. Para esto se utilizó el caso de punzonamiento, siendo el de mayor incidencia

con respecto al aumento del peso de la estructura. Al mismo tiempo, la verificación se llevó a cabo con la columna que presentó la máxima carga.

- $M = 176.170\text{kgf-cm}$
- $P = 44.643\text{kgf}$
- $d = 22\text{cm}$
- $bf = 22\text{cm}$
- $F_y = 2.530\text{kgf/cm}^2$
- $f'c = 250\text{kgf/cm}^2$
- $N = 40\text{cm}$
- $B = 40\text{cm}$

Determinación de e y e_{crit}

- $e = \frac{176.170\text{kgf-cm}}{44.643\text{kgf}} = 3,95\text{cm}$
- $f_{p(max)} = 0,65 * (0,85 * 250\text{kgf/cm}^2) * 1 = 138,13\text{kgf/cm}^2$
- $q_{max} = 138,13\text{kgf/cm}^2 * 40\text{cm} = 5525,2\text{kgf/cm}$
- $e_{crit} = \frac{40\text{cm}}{2} - \frac{44.643\text{kgf}}{2 * 5525,2\text{kgf/cm}} = 15,96\text{cm}$

Comparación de e y e_{crit}

- $e = 3,95 < e_{crit} = 15,96 \rightarrow$ Cumple!

Longitud de aplastamiento

- $Y = 40\text{cm} - 2 * 3,95\text{cm} = 32,1\text{cm}$

Presión de aplastamiento

- $q = \frac{44.643\text{kgf}}{32,1\text{cm}} = 1390,75\text{kgf/cm}$

$q = 1390,75\text{kgf/cm} < q_{max} = 5525,2\text{kgf/cm} \rightarrow$ Cumple!

Interface de compresión

- $m = \frac{40\text{cm} - 0,95 * 22\text{cm}}{2} = 9,55\text{cm}$
- $n = \frac{40\text{cm} - 0,80 * 22\text{cm}}{2} = 11,2\text{cm}$

En este caso $l = n = 11,2\text{cm}$

Cálculo de espesor requerido

- $Y = 32,1\text{cm} \geq l_{\text{max}} = 11,2\text{cm} \rightarrow \text{Cumple!}$
- $f_p = \frac{44.643\text{kgf}}{40\text{cm} * 32,1\text{cm}} = 34.77\text{kgf/cm}^2$
- $t_{p(\text{req})} = 1.5 * 11,2\text{cm} * \frac{34,77\text{kgf/cm}^2}{2530\text{kgf/cm}^2} = 2.016\text{cm} \rightarrow \text{placa de } \varnothing 7/8''$

4.4.8 Verificación de soldadura

Así como para las placas base, es también necesario corroborar la soldadura empleada dentro de la Maternidad María Ojeda, para determinar si la misma posee las características necesarias para mantener unidos los elementos estructurales. Según el libro de cálculo original, la soldadura a utilizar es de filete con electrodo E70XX, con una altura de 8mm, y aplicada a todo el perímetro.

Así mismo, las columnas de la maternidad son perfiles Conduven 220*220*7mm, con un $F_y = 3515\text{kgf/cm}^2$, un momento estático de media sección de 387cm^3 , y un momento máximo de 176170kgf-cm . Mientras que la placa base a emplear es de $40*40\text{cm}$ y $e=\varnothing 7/8''$.

- **Calculo de esfuerzo a flexión**

$$f_b = \frac{176.170\text{kgfcm}}{387\text{cm}^3} = 455,22\text{kgf/cm}^2$$

$$F_b = 0.6 * 2.530\text{kgf/cm}^2 = 1.518\text{kgf/cm}^2$$

$$f_b = 455,22\text{kgf/cm}^2 < F_b = 1.518\text{kgf/cm}^2 \rightarrow \text{Cumple!}$$

- **Tracción en sus elementos**

$$T_b = 455,22\text{kgf/cm}^2 * 22\text{cm} * 0,7\text{cm} = 7010,40\text{kgf}$$

- **Determinación de garganta**

$$t_s = 8\text{mm} * \frac{\sqrt{2}}{2} = 5.66\text{mm}$$

- **Carga admisible por mm de soldadura**

$$P1 = 0.566 * 0.4 * 2530 \text{kgf/cm}^2 = 572,79 \text{kg/cm}$$

- Longitud de soldadura

$$LW = \frac{\frac{176.170 \text{kgfcm}}{15 \text{cm}}}{572,76 \text{cm}} = 20,51 \text{cm} \rightarrow \text{Se utiliza el tipo de soldadura original}$$

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1 Conclusiones.

- Se realizó una investigación documental para obtener los parámetros, bajo los cuales fue diseñada la estructura original de la Maternidad María Ojeda (MMO), la calidad de sus materiales, y los planos que llevarían a la realización de la obra. Dicha investigación resultó en una memoria de cálculo incompleta, más un juego de planos con discrepancia entre sí e igualmente incompletos. Se notó la falta del cálculo (parámetros normativos no considerados), diseño y plano de fundaciones.

- Se realizaron visitas para inspeccionar el sitio en cuestión, y se encontró una estructura completa en cuanto a vigas y columnas se refiere, más su losa de techo se vio al 90% de finalización. Sumado a esto, se observaron machones en la parte central de los pórticos externos. Además, se notó la presencia de óxido superficial en diversas zonas de la estructura, focalizado en su mayoría en las placas de anclaje.

- Al comparar la información obtenida en campo con la existente en los planos originales, salieron a relucir tres características. La primera fue la existencia de dos ejes en extrema cercanía, cualidad que no estaba contemplada en los planos originales; así como también se notó la presencia de dos pórticos extra. Además, se observó la falta de las secciones de perfiles L, que debían ser colocadas como refuerzos en la parte inferior de los nodos de cada unión viga-columna.

- El cambio de perfiles para realizar el modelo digital, y la aplicación de factores de modificación en las propiedades mecánicas de los perfiles, resultó ser una excelente opción para llevar a cabo el estudio, la cual conservo la esencia de la estructura en sí, y permitió obtener resultados que generalmente no pueden ser obtenidos por el software comercial ETABS 2016.
- El chequeo de ductilidad demostró efectivamente que los perfiles Conduven, específicamente los perfiles 350x170x9mm y 220x220x7mm son “No altamente dúctiles, no moderadamente dúctiles”, lo que significa que no son propensos a presentar deformaciones visibles, sino que tienden a fallar de manera repentina, sin poseer la liberación de energía necesaria.
- Al ser analizada la estructura original, se observaron diferentes elementos en falla, específicamente 74 elementos, siendo columnas en su mayoría, lo que resulta preocupante. Así mismo, comparando las vigas que presentaron falla con sus homólogas en la memoria de cálculo original, se pudo observar que la discrepancia entre la fuerza cortante y el momento entre estas, no fue superior a 100Kgf en corte, y 80kgf-m en momento.
- En el análisis dinámico de la estructura original, debido a que fue diseñada con factores incorrectos, y a no poseer ninguna medida de refuerzo estructural; en el sentido “Y” el desplazamiento lateral por acción sísmica, superó en cada uno de los niveles el máximo estipulado por la norma COVENIN 1756:1-2001, para estructuras de

tipo 1, el cual es de 0.016. Por su lado, para el sentido “X”, los niveles N+3.00 y N+3.25 superaron el límite de desplazamiento de 0.016, mientras que los niveles N+4.25 y N+7.25 cumplieron con el límite estipulado por la norma. Sumado a esto, se tuvo que aplicar un factor de corrección sobre el cortante basal, el cual fue de 0.9898 en sentido “X”, y 1.3445 en sentido “Y”.

- Las rótulas plásticas obtenidas con el análisis PushOver, surgieron de manera inmediata e indicaron la susceptibilidad de la estructura. Se mostraron en el estado de Ocupación Inmediata, pero al estar la estructura destinada a ser una Maternidad, más el deseo de ampliarla a Hospital, no es conveniente que su aparición se haya dado en el primer modo de vibración, ya que esto significa que la estructura requiere un reforzamiento inmediato.
- Para darle solución a los problemas evidenciados, se decidió rellenar las columnas con concreto $f'c = 250\text{Kgf/cm}^2$, para ofrecerle una mayor resistencia a la compresión, y permitirles soportar una mayor cantidad de carga. En orden de reforzar las vigas, se decidió emplear cartelas de diferentes tamaños (según viga), las cuales abarcaron un espectro de 1.2m a 2.00m de longitud, y 0.18m a 0.35m de altura. Por último, para aumentar su capacidad resistente, y controlar los desplazamientos dados por el análisis dinámico, se utilizaron arriostramientos laterales en forma de cruz y “V” invertida, para la planta inferior con perfiles Conduven 175x175x5.5mm, y para la planta superior, perfiles Conduven 120x120x4mm.

- Luego de aplicar las modificaciones, en el análisis estático se evidenció el aumento de resistencia en cada uno de los elementos, al trabajar cada uno de estos en niveles óptimos de desempeño, soportando correctamente las cargas aplicadas sobre la estructura.
- En cuanto al análisis dinámico, se observó que los desplazamientos obtenidos resultaron ser menores que el máximo permitido por norma, por lo que se pudo mejorar su respuesta sísmica, evitando la vibración excesiva del mismo; esto se hizo evidente al realizar el cuadro comparativo de Estado de Derivas. Sumado a esto, el cortante basal también tuvo que ser modificado; en factor de corrección en el eje “X” fue de 1.069, y en el eje “Y” fue de 1.13.
- Mediante el análisis PushOver, se pudo determinar el aumento de la capacidad resistente de la estructura, ya que las rotulas arrojadas aparecieron en el segundo modo de vibración. Estas aparecieron en los estados de Seguridad a la Vida para el Comité SEAOC VISION 2000, y entre los estados Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida para la norma ASCE / SEI 41-13. Sumado a esto, los desplazamientos fueron menores que para la maternidad no modificada.
- A causa del aumento del peso de la estructura luego de ser reforzada, las placas base resultaron muy delgadas para soportar la exigencia de la columna con carga máxima.

5.2 Recomendaciones:

- Realizar una mejor preservación de la estructura presente para que esta no sea afectada por los elementos naturales, y pueda

mantenerse en buenas condiciones hasta el momento en que las obras se reanuden. Esto se debe hacer a la brevedad posible, ya que no se sabe el momento exacto en el que se pueda poner en marcha el proyecto, para llevarlo a su culminación.

- Rellenar las columnas con concreto $f'c = 250\text{Kgf/cm}^2$, con lo que se les ofrecerá a estas una mayor rigidez, por lo que se reducirán las vibraciones durante un evento sísmico, agregándole resistencia y capacidad de respuesta a la totalidad de la estructura, al limitar los desplazamientos a causa de la esbeltez de estos elementos
- Colocar las cartelas especificadas para cada una de las vigas de la estructura, ya que estas serán primordiales para que el peso extra causado por el mobiliario y tránsito humano superior, pueda ser transmitido de manera correcta a las columnas, evitando que estas presenten una posible falla súbita en los nodos, al ser sometidas a sollicitaciones superiores a las originales.
- Para poder limitar los desplazamientos laterales y las derivas de manera exitosa, es imperiosa la colocación de refuerzos estructurales en forma de Cruz y "V" invertida, en los pórticos externos de la estructura, ya que estos probaron ser necesarios para que estas no se desplacen, por encima del límite permitido por la norma COVENIN 1756-1:2001.
- Aunque el cambio de propiedades mecánicas para la realización del análisis PushOver, dio buenos resultados sobre esta estructura, se necesita una mayor cantidad de pruebas, para determinar la total

capacidad de este método, y que se le permita ser empleado de manera general al momento de realizar un análisis estructural, sin importar las condiciones de la edificación en cuestión.

- Como refuerzo de las placas base se ha de realizar la sustitución correspondiente. Dicho proceso se basa en la implementación de puntales temporales que permitan sostener la edificación mientras se remueve la columna existente, permitiendo así la extracción de forma segura de la placa base original, colocando la nueva placa con las dimensiones requeridas, y finalmente restituyendo la sección de columna que fue retirada originalmente.

BIBLIOGRAFÍA

- Agudelo, J. (14 de octubre, 2014). **Aisladores y disipadores sísmicos [ESTRUCTURANDO]**. Recuperado de: <http://estructurando.net/2014/10/14/aisladores-y-disipadores-sismicos/>
- American Institute of Steel Construction (2010). **Seismic Provisions for Structural Steel buildings**. (ANSI / AISC 341-10).
- American Institute of Steel Construction (2010). **Specification for Structural Steel Buildings**. (ANSI / AISC 360-10).
- Arias, F. (2006). **El Proyecto De Investigación**. Caracas, Venezuela. Editorial Episteme.
- ARQHYS. (2019). **Rotulas plasticas**. [ARQHYS]. Recuperado de: https://www.arqhys.com/arq_uite_ctura/rotulas-plasticas.html
- ATC-40, (1996). **Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings**. California, United States.
- Azrak, J. (2012). **Diseño de planchas bases de columnas en estructuras sismorresistentes aplicando los criterios de la normativa nacional e internacional vigentes**. [Tesis De Grado]. Universidad de Carabobo. Valencia, Venezuela.
- Barbat, Alex. (1998). **El riesgo sísmico en el diseño de edificios**. Madrid, España.
- CIFEN. (2016). [CIFEN]. **Aproximación para el cálculo de riesgo**. Recuperado de: http://www.ciifen.org/index.php?option=com_content&view=category&layout=blog&id=84&Itemid=336&lang=es
- Davalillo, A. (2015). **Definiciones y conceptos básicos**. [SLIDESHARE]. Recuperado de: <https://es.slideshare.net/anadavalillo73/estructura-i-45622345>
- Fratelli, M. (2005). **Proyectos estructurales de acero**. Caracas, Venezuela

- FUNVISIS*. (2002). **La Investigación Sismologica en Venezuela**. Recuperado de: <http://www.funvisis.gob.ve/old/amenaza.php>
- García, J. (2018). **Elaboración de curvas de fragilidad para el edificio de aulas de la Universidad de Oriente**. [Tesis De Grado]. Universidad de Oriente. Cantaura, Venezuela.
- González, T. (2018). **Análisis estático no lineal (pushover) de estructura aporticada de hormigón armado**. Córdoba, Colombia.
- Gutiérrez, A. (2015). **Notas sobre el método de análisis no lineal (Pushover)**. [Documento en línea]. Recuperado de: https://www.alacero.org/sites/default/files/u16/ci_23_-_21_notas_sobre_el_metodo_de_analisis_no_lineal.pdf
- Norma Venezolana COVENIN (1756-01). (2001). *Edificaciones sísmoresistentes*. Fondondorma, Caracas.
- Oujades, L. (2002). **Vulnerabilidad sísmica de elementos estructurales**. Barcelona, España.
- Pérez; J. y Gardey; A. (2009). **Ductilidad**. [DEFINICION.DE]. Disponible en: <https://definicion.de/ductilidad/>
- Romero, S., & Souki, Y. (2017). **Evaluación Estructural de las patologías del módulo de aulas de la Universidad de Oriente extensión Cantaura**. [Tesis De Grado]. Universidad De Oriente. Cantaura, Venezuela.
- Saavedra, Carlos A. (2016). **Verificación del cortante Basal según Covenin 1756-2001**. [Wordpress]. Disponible en: <https://saavedraonline.wordpress.com/2016/10/29/verificacion-del-cortante-basal-segun-covenin-1756-2001>
- SEAOC Vision 2000 Committee (1995). **Performance-Based Seismic Engineering**. Sacramento, Estados Unidos
- Universidad Pedagógica Experimental Libertador (UPEL). (2006). **Manual De Trabajos De Grado De Especialización y Maestría y Tesis Doctorales**. Caracas, Venezuela

- Yagual, D. (2014). **Reforzamiento de estructuras**. [SLIDESHARE].
Disponibile en: <https://es.slideshare.net/dussanyagual/reforzamientos-de-estructuras>
- Zúñiga, R. (2016). **Análisis de la relación entre la capacidad de disipación de energía y el desempeño sísmico en pórticos especiales de acero resistentes a momento**. [Tesis De Grado].
Universidad del Zulia. Maracaibo, Venezuela.

HOJAS DE METADATOS

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 1/6

Título	“Evaluación de la Maternidad María Ojeda (MMO) Ubicada en el Municipio San José de Guanipa, Anzoátegui.”
Subtítulo	

Autor(es)

Apellidos y Nombres	Código CVLAC / e-mail	
Aponte Avila, José Jesús	CVLAC	24.229.520
	e-mail	jj.aponte.a@gmail.com
	e-mail	
Morón Roque, Eduardo Alfonso	CVLAC	25.810.575
	e-mail	eduardomoron7@hotmail.com
	e-mail	

Palabras o frases claves:

estructura
pushover
análisis
maternidad
sismo

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 2/6

Líneas y sublíneas de investigación:

Área	Subárea
Ingeniería y Ciencias Aplicadas	Ingeniería Civil

Resumen (abstract):

Resumen

En este proyecto se evaluó la capacidad estructural de la Maternidad María Ojeda (MMO). El análisis se basó en la creación de un modelo base realizado mediante el software ETABS 2016, al cual se le aplicaron cargas de peso muerto, carga viva, peso propio de la estructura, cargas sísmicas, y cargas de desplazamiento lateral para determinar la capacidad de la estructura. Para esto fue necesaria la revisión de material documental como planos originales y la memoria de cálculo de la estructura, así como un levantamiento planialtimétrico de la misma. Con los resultados obtenidos se llevó a cabo la propuesta de reforzamiento estructural para que esta pueda ser utilizada de manera segura, y perdure en el tiempo.

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 3/6

Contribuidores:

Apellidos y Nombres	ROL / Código CVLAC / e-mail										
Ing. Martínez Guerra, Jhonatan Alex	ROL	CA		AS		TU	X	JU			
	CVLAC	15.376.400									
	e-mail	ingmartinezgj@gmail.com									
	e-mail										
Ing. Cermeño, Carlos	ROL	CA		AS		TU		JU	X		
	CVLAC	8.494.906									
	e-mail	carloscermeno@hotmail.com									
	e-mail										
Ing. Cabrera, Daniel	ROL	CA		AS		TU		JU	X		
	CVLAC	17.421.606									
	e-mail	danielcabrera@udo.edu.ve									
	e-mail										

Fecha de discusión y aprobación:

Año	Mes	Día
2020	11	06

Lenguaje: SPA

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 4/6

Archivo(s):

Nombre de archivo	Tipo MIME
Tesis. Maternidad María Ojeda.doc	Aplication/word

Alcance:

Espacial: ESPECIFICO

Temporal: INTEMPORAL

Título o Grado asociado con el trabajo:

Ingeniero Civil

Nivel Asociado con el Trabajo: Ingeniero

Área de Estudio:

Ingeniería y Ciencias Aplicadas

Institución(es) que garantiza(n) el Título o grado:

Universidad de Oriente

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 5/6



UNIVERSIDAD DE ORIENTE
CONSEJO UNIVERSITARIO
RECTORADO

CUN° 0975

Cumaná, 04 AGO 2009

Ciudadano
Prof. JESÚS MARTÍNEZ YÉPEZ
Vicerrector Académico
Universidad de Oriente
Su Despacho

Estimado Profesor Martínez:

Cumplo en notificarle que el Consejo Universitario, en Reunión Ordinaria celebrada en Centro de Convenciones de Cantaura, los días 28 y 29 de julio de 2009, conoció el punto de agenda **"SOLICITUD DE AUTORIZACIÓN PARA PUBLICAR TODA LA PRODUCCIÓN INTELECTUAL DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UDO, SEGÚN VRAC N° 696/2009"**.

Leído el oficio SIBI – 139/2009 de fecha 09-07-2009, suscrita por el Dr. Abul K. Bashirullah, Director de Bibliotecas, este Cuerpo Colegiado decidió, por unanimidad, autorizar la publicación de toda la producción intelectual de la Universidad de Oriente en el Repositorio en cuestión.

Comunicación que hago a usted a los fines consiguientes.

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
SISTEMA DE BIBLIOTECA
RECIBIDO POR *[Signature]*
FECHA 5/8/09 HORA 5:30

Cordialmente,

[Signature]
JUAN A. BOLANOS CUNPEL
Secretario



C.C: Rectora, Vicerrectora Administrativa, Decanos de los Núcleos, Coordinador General de Administración, Director de Personal, Dirección de Finanzas, Dirección de Presupuesto, Contraloría Interna, Consultoría Jurídica, Director de Bibliotecas, Dirección de Publicaciones, Dirección de Computación, Coordinación de Teleinformática, Coordinación General de Postgrado.

JABC/YGC/maruja

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 6/6

Artículo 41 del REGLAMENTO DE TRABAJO DE PREGRADO (vigente a partir del II Semestre 2009, según comunicación CU-034-2009): “Los trabajos de grados son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente, y solo podrá ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Concejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Concejo Universitario, para su autorización”.

Aponte A., José J.

AUTOR

Morón R., Eduardo A.

AUTOR

Prof. Martínez, Jhonatan

TUTOR