

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS  
LATERALES DE LA UNIÓN SOLDADA ENTRE COLUMNA  
COMPUESTA Y VIGA DE ALMA LLENA, REFORZADA CON  
ANILLO RIGIDIZANTE, EN NUDOS INTERIORES DE PÓRTICOS  
RESISTENTES A MOMENTO**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
MAGÍSTER EN ESTRUCTURAS**

**MARCO EFRÉN MANZANO SUÁREZ**  
[marco.manzano@epn.edu.ec](mailto:marco.manzano@epn.edu.ec)

**PAÚL SANTIAGO ZÚÑIGA MORALES**  
[paul.zunigam@epn.edu.ec](mailto:paul.zunigam@epn.edu.ec)

**DIRECTOR: ING. JORGE RICARDO VINTIMILLA JARAMILLO, MSc**  
[jvintimillaj@epn.edu.ec](mailto:jvintimillaj@epn.edu.ec)

**Quito, junio 2018**

## **DECLARACIÓN**

Nosotros, Marco Efrén Manzano Suárez, Paúl Santiago Zúñiga Morales, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado en ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normativa vigente.

---

**MARCO MANZANO SUÁREZ**

---

**PAÚL ZÚÑIGA MORALES**

## **CERTIFICACIÓN**

Certificó que el presente trabajo fue desarrollado por Marco Efrén Manzano Suárez y Paúl Santiago Zúñiga Morales, bajo mi supervisión.

---

**ING. JORGE VINTIMILLA, MSc.**  
**DIRECTOR DEL PROYECTO**

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a mis profesores de pregrado y maestría por compartir desinteresadamente sus conocimientos, los cuales me han sido muy útiles al ejercer mi profesión.

Agradezco a mi familia toda, en especial a mi madre, por enseñarme valores morales y de tal forma poder ejercer mi profesión de una manera ética.

Agradezco a mi esposa por su apoyo moral y por brindarme su cariño desinteresado.

Agradezco a mi amigo y compañero de tesis Paúl Zúñiga por su esfuerzo y compromiso para poder cumplir nuestro objetivo común.

Agradezco a mis amigos Darío Pallares y Jorge Martínez, por su valiosa participación en la ejecución de los ensayos referentes a la presente tesis.

Marco Efrén Manzano Suárez

## AGRADECIMIENTO

A la Escuela Politécnica Nacional alma mater de mi educación.

A todos los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, al personal del Centro de Investigación de la Vivienda y del Laboratorio de Ensayo de Materiales y Mecánica de Suelos y Rocas.

Al Ing. Jorge Vintimilla, por la guía en el desarrollo de este proyecto, por la paciencia y por compartir sus conocimientos con nosotros.

A la Ing. Mercedes Villacis, por estar siempre pendiente y por darme ánimos a lo largo de esta carrera.

A Marco, mi compañero de tesis y amigo, por sobre todas las cosas, gracias por colaborar y permitir que este proyecto se concrete.

A mis amigos Darío y Jorge que formaron parte fundamental de esta investigación y de toda la carrera.

Al Ing. Luis Rodríguez por haber estado siempre presente en mi vida y por guiarme en el camino de la ingeniería civil.

A Lis, July, Kary C., Kary R., Fanny, Iván, Toño y David por su apoyo incondicional y por formar parte de mi vida.

Paúl Santiago Zúñiga Morales

## **DEDICATORIA**

Dedico el presente escrito a mis padres, pues representa el esfuerzo que cada uno de ellos ha realizado en su vida, para ver a cada uno de sus hijos crecer como persona y como profesionales.

Marco Efrén Manzano Suárez

## **DEDICATORIA**

A Dios por siempre estar presente en mi vida, a mi madrecita querida pilar fundamental y quien guía mi camino, a mis hermanas que son esa luz que me impulsa a seguir adelante, a Carlitos y a Lis quienes han formado parte importante de mi vida y que me han motivado a demostrar que con esfuerzo todo es posible.

Paúl Santiago Zúñiga Morales

## ÍNDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN .....	II
CERTIFICACIÓN .....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
AGRADECIMIENTO.....	V
DEDICATORIA.....	VI
DEDICATORIA.....	VII
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	VIII
INDICE DE TABLAS .....	X
LISTA DE GRÁFICOS.....	XVIII
RESUMEN .....	XXII
ABSTRACT .....	XXIII
PRESENTACIÓN .....	XXIV
CAPÍTULO 1 .....	1
1 GENERALIDADES .....	1
1.1 INTRODUCCIÓN .....	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
2.1 JUSTIFICACIÓN.....	3
2.2 ALCANCE .....	4
CAPÍTULO 2 .....	5
2 MATERIALES.....	5
2.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICO MECÁNICAS .....	5
CAPÍTULO 3 .....	10
3 MODELACIÓN MATEMÁTICA.....	10
3.1 SISTEMAS APORTICADOS RESISTENTES A MOMENTOS.....	10



3.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE 2 PLANTAS.....	10
CAPÍTULO 4 .....	48
4 MODELACIÓN FÍSICA .....	48
4.1 MODELOS FÍSICOS.....	48
4.2 DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS QUE CONFORMAN LOS PÓRTICOS A ENSAYAR .....	51
4.3 EQUIPOS Y MATERIALES USADOS PARA EL ENSAYO.....	56
4.4 ENSAYOS.....	59
CAPÍTULO 5 .....	89
5 MODELACIÓN MATEMÁTICA-ELEMENTOS FINITOS.....	89
5.1 GENERALIDADES.....	89
5.2 MODELOS REALIZADOS EN SOLIDWORKS .....	92
5.3 MODELACIÓN EN SEISMOSTRUCT - CALIBRACIÓN .....	113
CAPÍTULO 6 .....	131
6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	131
6.1 COMPARACIÓN DERIVAS .....	131
6.2 COMPARACIÓN CAMBIO DE RIGIDEZ .....	134
6.3 COMPARACIÓN COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO .....	135
6.4 COMPARACIÓN DISIPACIÓN DE ENERGÍA .....	136
ANEXOS .....	143
Anexo No. 1: PLANOS ESTRUCTURALES.....	144
Anexo No. 2: INFORMES DE RESULTADOS .....	148

## INDICE DE TABLAS

TABLA 3.1 ESFUERZO DEL HORMIGÓN.....	15
TABLA 3.2 ESFUERZO DEL ACERO.....	15
TABLA 3.3 CÁLCULO DE CORTANTE BASAL (NEC-15).....	16
TABLA 3.4 TABLA DE PERÍODOS Y PARTICIPACIÓN DE MASA MODAL .....	24
TABLA 3.18 DERIVAS INELÁSTICAS .....	29
TABLA 3.5 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y DE LA COLUMNA .....	30
TABLA 3.6 DATOS DEL ATIEZADOR .....	31
TABLA 3.7 RAZONES ANCHO – ESPESOR LÍMITES PARA ELEMENTOS DE ACERO COMPRIMIDOS EN MIEMBROS COMPUESTOS SUJETOS A COMPRESIÓN AXIAL .....	31
TABLA 3.8 REVISIÓN POR PANDEO LOCAL .....	31
TABLA 3.9 RESISTENCIA DISPONIBLE A COMPRESIÓN.....	32
TABLA 3.10 CARGA CRÍTICA DE PANDEO ELÁSTICO .....	33
TABLA 3.11 RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESIÓN.....	33
TABLA 3.12 CAPACIDAD DE LA COLUMNA DISPONIBLE A FLEXIÓN.....	34
TABLA 3.13 DETERMINACIÓN DE FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL R.....	34
TABLA 3.14 CÁLCULO DEL MOMENTO A FLEXIÓN REQUERIDO EN VIGA.....	35
TABLA 3.15 CÁLCULO DE MOMENTO A FLEXIÓN PLÁSTICO .....	36
TABLA 3.16 RAZONES ANCHO – ESPESOR DE ELEMENTOS EN COMPRESIÓN DE MIEMBROS A FLEXIÓN.....	37
TABLA 3.17 REVISIÓN DE PANDEO LOCAL EN VIGA.....	38
TABLA 3.19 DISEÑO DE CONEXIÓN VIGA - COLUMNA.....	39

TABLA 4.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN REDUCIDA.....	55
TABLA 4.2 CÁLCULO DE COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE Y ENERGÍA DISIPADA PÓRTICO 1 SIN REFORZAMIENTO .....	84
TABLA 4.3 CÁLCULO DE COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE Y ENERGÍA DISIPADA PÓRTICO 2 CON REFORZAMIENTO RECTANGULAR .....	85
TABLA 4.4 CÁLCULO DE COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE Y ENERGÍA DISIPADA PÓRTICO 3 CON REFORZAMIENTO TRAPEZOIDAL .....	86
TABLA 5.1 PROPIEDADES MEDIDAS DEL ACERO A 36.....	89
TABLA 5.2 PROPIEDADES MEDIDAS DEL HORMIGÓN F'C=210 KG/CM <sup>2</sup> .....	90
TABLA 5.3 CARGA - DEFORMACIÓN EN MODELOS TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES – PÓRTICO 1 .....	122
TABLA 5.4 CARGA - DEFORMACIÓN EN MODELOS TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES – PÓRTICO 2 .....	125
TABLA 5.5 CARGA - DEFORMACIÓN EN MODELOS TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES – PÓRTICO 3 .....	129
TABLA 6.1 DERIVAS EN PÓRTICO 1.....	133

## INDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL ACERO SOMETIDO A TRACCIÓN .....	6
FIGURA 2.2 CURVAS TENSIÓN-DEFORMACIÓN AXIAL Y TRANSVERSAL DE UN HORMIGÓN DE RESISTENCIA NORMAL CONFINADO CON TUBO DE ACERO .....	9
FIGURA 3.1 DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA DE PLANTA BAJA .....	11
FIGURA 3.2 DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA DE PLANTA ALTA .....	12
FIGURA 3.3 FACHADAS DE VIVIENDA PLANTEADA .....	13
FIGURA 3.4 FACHADAS DE VIVIENDA PLANTEADA .....	13
FIGURA 3.5 VISTA EN PLANTA Y ELEVACIÓN DE ESTRUCTURA A SER DISEÑADA .....	14
FIGURA 3.6 MATERIALES DEFINIDOS EN ETABS .....	19
FIGURA 3.7 SECCIÓN DE COLUMNA.....	19
FIGURA 3.8 SECCIÓN DE VIGA PRINCIPAL .....	20
FIGURA 3.9 SECCIÓN DE VIGA SECUNDARIA.....	20
FIGURA 3.10 VISTA 3D DE MODELO ESTRUCTURAL DE CASA DE 2 PISOS .....	21
FIGURA 3.11 DEFINICIÓN DE PATRONES DE CARGA.....	21
FIGURA 3.12 CARGAS MUERTAS DE DISEÑO ASIGNADAS.....	22
FIGURA 3.13 CARGAS VIVAS DE DISEÑO ASIGNADAS.....	23
FIGURA 3.14 CORTANTE BASAL ASIGNADO.....	23
FIGURA 3.15 DEFINICIÓN DE COMBINACIONES DE CARGA .....	24
FIGURA 3.16 DISEÑO DE COLUMNAS COMPUESTAS EN ETABS .....	25
FIGURA 3.17 DISEÑO DE VIGAS EN ETABS.....	26
FIGURA 3.18 DEFORMACIÓN POR SX .....	27
FIGURA 3.19 DEFORMACIÓN POR SY .....	27
FIGURA 3.20 DERIVAS ELÁSTICAS POR SX .....	28

FIGURA 3.21 DERIVAS ELÁSTICAS POR SY .....	28
FIGURA 3.22 SECCIÓN DE VIGA TIPO I.....	41
FIGURA 3.23 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN $F'_{C}=210$ KG/CM <sup>2</sup> EN SEISMOSTRUCT .....	45
FIGURA 3.24 PROPIEDADES DEL ACERO A36 EN SEISMOSTRUCT.....	46
FIGURA 3.25 PÓRTICO 2D EN SOFTWARE SEISMOSTRUCT .....	46
FIGURA 3.26 GRÁFICA DE DESPLAZAMIENTO Y CARGA MÁXIMA LATERAL (PREDICTIVA).....	47
FIGURA 4.1 UNIÓN VIGA COLUMNA.....	48
FIGURA 4.2 UNIÓN CON REFUERZO EXTERIOR RECTANGULAR .....	49
FIGURA 4.3 UNIÓN CON REFUERZO EXTERIOR CON EXTREMOS TRAPEZOIDALES.....	50
FIGURA 4.4 SECCIÓN TRANSVERSAL DE COLUMNAS .....	51
FIGURA 4.5 ALTURA DE VIGA .....	52
FIGURA 4.6 ANCHO DE ALAS.....	52
FIGURA 4.7 SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA .....	53
FIGURA 4.8 ESQUEMA CONEXIÓN DE SECCIÓN REDUCIDA .....	53
FIGURA 4.9 CONEXIÓN CON SECCIÓN REDUCIDA EN VIGAS - MODELO FÍSICO.....	54
FIGURA 4.10 ENSAMBLE DE VIGAS A COLUMNAS.....	56
FIGURA 4.11 PÓRTICO ENSAMBLADO.....	56
FIGURA 4.12 GATA HIDRÁULICA CON PISTÓN DE CARGA.....	57
FIGURA 4.13 SUJECCIÓN DE PLACAS BASE DE COLUMNA A LOSA DE REACCIÓN .....	57
FIGURA 4.14 ARRIOSTRAMIENTO LATERAL DE PÓRTICO .....	58
FIGURA 4.15 SUJECCIÓN DE GATA Y PISTÓN CON LOS PÓRTICOS A ENSAYAR .....	58
FIGURA 4.16 UBICACIÓN DE STRAIN GAUGES EN EL PÓRTICO SIN REFORZAMIENTO .....	60
FIGURA 4.17 COLOCACIÓN DE STRAIN GAUGES EN LABORATORIO (NUDO CENTRAL INFERIOR).....	61
FIGURA 4.18 COLOCACIÓN DE STRAIN GAUGES EN LABORATORIO (NUDO CENTRAL SUPERIOR) .....	61

FIGURA 4.19 PÓRTICO NO DEFORMADO .....	62
FIGURA 4.20 PÓRTICO DEFORMADO .....	62
FIGURA 4.21 DESPRENDIMIENTO DE ACERO DE LAS COLUMNAS .....	67
FIGURA 4.22 PÉRDIDA DE ADHERENCIA ENTRE HORMIGÓN Y ACERO DE LAS COLUMNAS .....	67
FIGURA 4.23 UBICACIÓN DE STRAIN GAUGES EN EL PÓRTICO 2 - CON REFUERZO DE PLACA RECTANGULAR.....	68
FIGURA 4.24 COLOCACIÓN DE STRAIN GAUGES EN LABORATORIO (NUDO CENTRAL SUPERIOR) .....	69
FIGURA 4.25 COLOCACIÓN DE STRAIN GAUGES EN LABORATORIO (NUDO CENTRAL INFERIOR).....	69
FIGURA 4.26 PÓRTICO NO DEFORMADO .....	70
FIGURA 4.27 PÓRTICO DEFORMADO .....	70
FIGURA 4.28 FALLA DE LA SOLDADURA ENTRE LAS VIGAS Y LAS PLACAS DE REFUERZO .....	75
FIGURA 4.29 FALLA DE LA SOLDADURA ENTRE LAS COLUMNAS Y SUS PLACAS DE REFUERZO EN LA BASE .....	75
FIGURA 4.30 UBICACIÓN DE STRAIN GAUGES EN EL PÓRTICO 3 CON REFUERZO PLACA TRAPEZOIDAL .....	76
FIGURA 4.31 COLOCACIÓN DE STRAIN GAUGES EN LABORATORIO (NUDO CENTRAL INFERIOR).....	77
FIGURA 4.32 COLOCACIÓN DE STRAIN GAUGES EN LABORATORIO (NUDO CENTRAL SUPERIOR) .....	77
FIGURA 4.33 PÓRTICO 3 NO DEFORMADO .....	78
FIGURA 4.34 PÓRTICO 3 DEFORMADO .....	78
FIGURA 4.35 FALLA DE LA SOLDADURA ENTRE LA PLACA DE REFUERZO TRAPEZOIDAL Y EL ALA DE VIGA.....	82
FIGURA 4.36 CURVA HISTERÉTICA P- $\Delta$ (CARGA-DEFORMACIÓN).....	83
FIGURA 5.1 MODELO COLUMNA TUBULAR.....	90
FIGURA 5.2 MODELO VIGA.....	91
FIGURA 5.3 SUJECIÓN BASE DE COLUMNAS – RODILLO / CONTROL DESPLAZAMIENTO LATERAL.....	91

FIGURA 5.4 PÓRTICO 1 SIN REFORZAMIENTO MODELADO EN SOLIDWORKS .....	92
FIGURA 5.5 NUDO VIGA-COLUMNA INCLUYENDO RELLENO DE HORMIGÓN .....	93
FIGURA 5.6 MALLADO DE ELEMENTOS FINITOS DEL PÓRTICO 1 .....	93
FIGURA 5.7 TENSIONES DE VON MISES, PÓRTICO 1 SIN REFORZAMIENTO .....	94
FIGURA 5.8 TENSIONES DE VON MISES, CONEXIÓN CENTRAL SUPERIOR.....	95
FIGURA 5.9 TENSIONES DE VON MISES, CONEXIÓN CENTRAL INFERIOR .....	95
FIGURA 5.10 DESPLAZAMIENTOS PÓRTICO 1 SIN REFORZAMIENTO .....	96
FIGURA 5.11 DEFORMACIONES UNITARIAS, CONEXIÓN CENTRAL SUPERIOR.....	96
FIGURA 5.12 DEFORMACIONES UNITARIAS, CONEXIÓN CENTRAL INFERIOR .....	97
FIGURA 5.13 PERCEPCIÓN DEL DISEÑO PÓRTICO 1 SIN REFORZAMIENTO .....	97
FIGURA 5.14 ZONAS DE FLUENCIA PÓRTICO 1 – ENSAYO EXPERIMENTAL.....	99
FIGURA 5.15 CONEXIÓN CENTRAL SUPERIOR PÓRTICO 2 CON REFUERZO RECTANGULAR.....	100
FIGURA 5.16 MALLADO DE ELEMENTOS FINITOS PÓRTICO 2 CON REFORZAMIENTO RECTANGULAR .....	100
FIGURA 5.17 TENSIONES DE VON MISES EN PÓRTICO 2 CON REFORZAMIENTO RECTANGULAR .....	101
FIGURA 5.18 TENSIONES DE VON MISES, CONEXIÓN CENTRAL SUPERIOR.....	101
FIGURA 5.19 TENSIONES DE VON MISES, CONEXIÓN CENTRAL INFERIOR .....	102
FIGURA 5.20 DESPLAZAMIENTOS EN PÓRTICO 2 CON REFORZAMIENTO RECTANGULAR .....	102

FIGURA 5.21 DEFORMACIONES UNITARIAS, CONEXIÓN CENTRAL SUPERIOR.....	103
FIGURA 5.22 DEFORMACIONES UNITARIAS, CONEXIÓN CENTRAL INFERIOR .....	103
FIGURA 5.23 PERCEPCIÓN DEL DISEÑO, PÓRTICO 2 CON REFORZAMIENTO RECTANGULAR .....	104
FIGURA 5.24 ZONAS DE FLUENCIA PÓRTICO 2 – ENSAYO EXPERIMENTAL.....	106
FIGURA 5.25 CONEXIÓN CENTRAL SUPERIOR CON RELLENO.....	107
FIGURA 5.26 MALLADO DE ELEMENTOS FINITOS PÓRTICO 3 CON REFORZAMIENTO TRAPEZOIDAL.....	107
FIGURA 5.27 APLICACIÓN DE CARGA LATERAL.....	108
FIGURA 5.28 TENSIONES DE VON MISES, PÓRTICO 3 CON REFORZAMIENTO TRAPEZOIDAL .....	108
FIGURA 5.29 TENSIONES DE VON MISES, CONEXIÓN CENTRAL SUPERIOR.....	109
FIGURA 5.30 TENSIONES DE VON MISES, CONEXIÓN CENTRAL INFERIOR .....	109
FIGURA 5.31 DESPLAZAMIENTOS EN PÓRTICO 3 CON REFORZAMIENTO TRAPEZOIDAL .....	110
FIGURA 5.32 DEFORMACIONES UNITARIAS, CONEXIÓN CENTRAL SUPERIOR.....	110
FIGURA 5.33 DEFORMACIONES UNITARIAS, CONEXIÓN CENTRAL INFERIOR .....	111
FIGURA 5.34 PERCEPCIÓN DEL DISEÑO, PÓRTICO 3 CON REFORZAMIENTO TRAPEZOIDAL .....	111
FIGURA 5.35 ZONAS DE FLUENCIA PÓRTICO 3 – ENSAYO EXPERIMENTAL.....	113
FIGURA 5.36 GRÁFICA DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN NO CONFINADO Y CONFINADO.....	116
FIGURA 5.37 CARACTERÍSTICAS DE ACERO ESTRUCTURAL A36 – PLACA DE 4MM.....	117
FIGURA 5.38 CARACTERÍSTICAS DE HORMIGÓN .....	118



FIGURA 5.39 MODELO DEL PÓRTICO 3D.....	118
FIGURA 5.40 ESQUEMA DE CONEXIONES ANALIZADAS PARA DESPLAZAMIENTOS .....	119

## LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 3.1 ESPECTRO ELÁSTICO E INELÁSTICO DEL SISMO DE DISEÑO.....	17
GRÁFICO 4.1 CARGA VS TIEMPO DE PÓRTICO 1 - SIN REFORZAMIENTO .....	63
GRÁFICO 4.2 CARGA VS DEFORMACIÓN DE PÓRTICO 1 SIN REFORZAMIENTO (SEGUNDO PISO) .....	64
GRÁFICO 4.3 CARGA VS DEFORMACIÓN DE PÓRTICO 1 SIN REFORZAMIENTO (PRIMER PISO) .....	64
GRÁFICO 4.4 FUNCIONES DE PRIMER GRADO PARA DETERMINACIÓN DE RIGIDEZ EN CADA CICLO DE PÓRTICO 1 - SIN REFORZAMIENTO .....	65
GRÁFICO 4.5 PÉRDIDA DE RIGIDEZ EN CADA CICLO DE PÓRTICO 1 - SIN REFORZAMIENTO .....	66
GRÁFICO 4.6 ENVOLVENTE PÓRTICO 1 .....	66
GRÁFICO 4.7 CARGA VS TIEMPO DE PÓRTICO 2 CON REFORZAMIENTO RECTANGULAR .....	71
GRÁFICO 4.8 CARGA VS DEFORMACIÓN DE PÓRTICO 2 CON REFORZAMIENTO RECTANGULAR (SEGUNDO PISO) .....	72
GRÁFICO 4.9 CARGA VS DEFORMACIÓN DE PÓRTICO 2 CON REFORZAMIENTO RECTANGULAR (PRIMER PISO) .....	72
GRÁFICO 4.10 FUNCIONES DE PRIMER GRADO PARA DETERMINACIÓN DE RIGIDEZ EN CADA CICLO DE PÓRTICO 2 CON REFORZAMIENTO RECTANGULAR .....	73
GRÁFICO 4.11 PÉRDIDA DE RIGIDEZ EN CADA CICLO DE PÓRTICO 2 CON REFORZAMIENTO RECTANGULAR .....	74
GRÁFICO 4.12 ENVOLVENTE PÓRTICO 2.....	74

GRÁFICO 4.13 CARGA VS TIEMPO DE PÓRTICO 3 CON REFORZAMIENTO TRAPEZOIDAL .....	79
GRÁFICO 4.14 CARGA VS DEFORMACIÓN DE PÓRTICO 3 CON REFORZAMIENTO TRAPEZOIDAL (SEGUNDO PISO) .....	80
GRÁFICO 4.15 CARGA VS DEFORMACIÓN DE PÓRTICO 3 CON REFORZAMIENTO TRAPEZOIDAL (PRIMER PISO).....	80
GRÁFICO 4.16 FUNCIONES DE PRIMER GRADO PARA DETERMINACIÓN DE RIGIDEZ EN CADA CICLO DE PÓRTICO 3 CON REFORZAMIENTO TRAPEZOIDAL.....	81
GRÁFICO 4.17 PÉRDIDA DE RIGIDEZ EN CADA CICLO DE PÓRTICO 3 CON REFORZAMIENTO TRAPEZOIDAL .....	81
GRÁFICO 4.18 ENVOLVENTE PÓRTICO 3.....	82
GRÁFICO 4.19 COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE VS CICLO DE ENSAYO DE PÓRTICO 1 SIN REFORZAMIENTO .....	84
GRÁFICO 4.20 COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE VS CICLO DE ENSAYO DE PÓRTICO 2 CON REFORZAMIENTO RECTANGULAR .....	85
GRÁFICO 4.21 COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE VS CICLO DE ENSAYO DE PÓRTICO 3 CON REFORZAMIENTO TRAPEZOIDAL .....	86
GRÁFICO 4.23 ENERGÍA DISIPADA VS CICLO DE ENSAYO DE PÓRTICO 1 SIN REFORZAMIENTO .....	87
GRÁFICO 4.24 ENERGÍA DISIPADA VS CICLO DE ENSAYO DE PÓRTICO 2 CON REFORZAMIENTO RECTANGULAR .....	87
GRÁFICO 4.25 ENERGÍA DISIPADA VS CICLO DE ENSAYO DE PÓRTICO 3 CON REFORZAMIENTO TRAPEZOIDAL .....	88
GRÁFICO 5.1 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA - PÓRTICO 1.....	98
GRÁFICO 5.2 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA - PÓRTICO 2.....	105
GRÁFICO 5.3 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA - PÓRTICO 2.....	105
GRÁFICO 5.4 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA - PÓRTICO 3.....	112
GRÁFICO 5.5 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA - PÓRTICO 3.....	112

GRÁFICO 5.6 GRÁFICA DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN MODELO DE MENEGOTTO-PINTO .....	114
GRÁFICO 5.7 DESPLAZAMIENTO EN FUNCIÓN DEL TIEMPO – PÓRTICO 1 .....	120
GRÁFICO 5.8 CALIBRACIÓN MODELO (LVDT SUPERIOR) - PÓRTICO 1 .....	121
GRÁFICO 5.9 CALIBRACIÓN MODELO (LVDT INTERMEDIO) - PÓRTICO 1 .....	121
GRÁFICO 5.10 COMPARACIÓN DE LA ENVOLVENTE - PÓRTICO 1 .....	122
GRÁFICO 5.11 COMPARACIÓN DE LA PÉRDIDA DE RIGIDEZ - PÓRTICO 1 .....	123
GRÁFICO 5.12 GRÁFICA DESPLAZAMIENTO EN FUNCIÓN DEL TIEMPO – PÓRTICO 2 .....	124
GRÁFICO 5.13 CALIBRACIÓN MODELO (LVDT SUPERIOR) - PÓRTICO 2 .....	124
GRÁFICO 5.14 CALIBRACIÓN MODELO (LVDT INTERMEDIO) - PÓRTICO 2 .....	125
GRÁFICO 5.15 COMPARACIÓN DE LA ENVOLVENTE - PÓRTICO 2 .....	126
GRÁFICO 5.16 COMPARACIÓN DE LA PÉRDIDA DE RIGIDEZ - PÓRTICO 2 .....	126
GRÁFICO 5.17 GRÁFICA DESPLAZAMIENTO EN FUNCIÓN DEL TIEMPO – PÓRTICO 3 .....	127
GRÁFICO 5.18 CALIBRACIÓN MODELO (LVDT SUPERIOR) - PÓRTICO 3 .....	128
GRÁFICO 5.19 CALIBRACIÓN MODELO (LVDT INTERMEDIO) - PÓRTICO 3 .....	128
GRÁFICO 5.20 COMPARACIÓN DE LA ENVOLVENTE - PÓRTICO 3 .....	129
GRÁFICO 5.21 COMPARACIÓN DE LA PÉRDIDA DE RIGIDEZ - PÓRTICO 3 .....	130
GRÁFICO 6.1 CARGA DEFOMACIÓN LVDT SUPERIOR E INFERIOR – PÓRTICO 1 .....	132
GRÁFICO 6.2 CARGA DEFOMACIÓN LVDT SUPERIOR E INFERIOR – PÓRTICO 2 .....	132

GRÁFICO 6.3 CARGA DEFORMACIÓN LVDT SUPERIOR E INFERIOR – PÓRTICO 3 .....	133
GRÁFICO 6.4 ENVOLVENTE DE CARGA VS DEFORMACIÓN PÓRTICOS EXPERIMENTALES .....	134
GRÁFICO 6.5 PÉRDIDA DE RIGIDEZ EN PÓRTICOS EXPERIMENTALES.....	135
GRÁFICO 6.6 COMPARACIÓN DE COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO EXPERIMENTALES .....	136
GRÁFICO 6.7 ENERGÍA DISIPADA EN PÓRTICOS ENSAYADOS .....	137

## RESUMEN

El Proyecto realizado tiene como finalidad comprender el funcionamiento estructural de la conexión soldada viga columna en pórticos de acero con columnas rellenas de hormigón, específicamente utilizando anillos de refuerzo exteriores en forma rectangular y trapezoidal en los nudos; para lo cual se supondrá el diseño un casa tipo de 2 plantas con luces entre 3.00 y 4.00 m, cuya modelación y obtención de datos iniciales para el ensayo físico de los pórticos fue realizada utilizando los software ETABS y SEISMOSTRUCT, tomando en cuenta que en la unión de vigas y columnas los software mencionados consideran al nudo como una zona rígida indeformable.

Se plantea obtener una comparación clara de resultados entre un pórtico construido sin anillo de refuerzo, otro con anillo de refuerzo rectangular y un tercer pórtico con anillo de refuerzo trapezoidal, de tal forma que se pueda recomendar el uso de uno de ellos en las construcciones futuras de similares características dentro de nuestro país.

Adicionalmente, se utilizará el software SOLIDWORKS para determinar esfuerzos “teóricos” y poder ser comparados con los datos de esfuerzos obtenidos en los ensayos físicos mediante el uso de strain gauges, verificando la veracidad de los resultados.

## ABSTRACT

The purpose of the Project is to understand the structural functioning of the welded column girder connection in steel frames with concrete-filled columns, specifically using external reinforcing rings in rectangular and trapezoidal shapes in the nodes; for which it will be assumed the design a house type of 2 floors with lights between 3.00 and 4.00 m, whose modeling and obtaining initial data for the physical test of the frames was done using the ETABS and SEISMOSTRUCT software, taking into account that in the union of beams and columns the aforementioned software considers the node as a rigid undeformable zone.

It is proposed to obtain a clear comparison of results between a frame constructed without a reinforcement ring, another with a rectangular reinforcing ring and a third frame with a trapezoidal reinforcement ring, in such a way as to be able to recommend the use of one of them in the future constructions of similar characteristics within our country.

Additionally, the SOLIDWORKS software will be used to determine "theoretical" stresses and be able to be compared with the data of stresses obtained in the physical tests through the use of strain gauges, verifying the veracity of the results.

## PRESENTACIÓN

El presente estudio está desarrollado considerando la realidad constructiva de nuestro país, basándose en normas nacionales vigentes como son la NEC-15 o el AISC 360-10 que corresponden al diseño de estructuras en acero.

Su propósito es plantear una opción óptima en la unión viga columna, para que se garantice un adecuado comportamiento sismo resistente y así poder confiar en los datos obtenidos de los programas de diseño estructural.

Este escrito se divide en 6 capítulos, los cuales están desarrollados de la siguiente manera:

**CAPÍTULO 1.-** Comprende una introducción previa del motivo por el cual se desarrolla la presente tesis, mencionando sus objetivos específicos y general. Adicionalmente, se menciona los aspectos teóricos considerados para el desarrollo de la misma y su alcance esperado como aporte para la comunidad investigativa en nuestro medio.

**CAPÍTULO 2.-** Se menciona los tipos de materiales que se van a utilizar en la modelación y posterior ensayo físico, indicando sus principales características físico-mecánicas, que influyen en el comportamiento de la estructura en estudio.

**CAPÍTULO 3.-** Se realiza la respectiva modelación matemática de una estructura de dos pisos planteada como base para la obtención de datos preliminares de las secciones de su pórtico central. Adicionalmente, se realizó una evidencia de diseño de los elementos estructurales que conforman los pórticos, de esta manera se verificó que los resultados obtenidos en la modelación en Etabs sean coherentes. Posterior a esto se utilizó el software Seismostruct para determinar la carga y desplazamiento máximos que serán considerados como predictivos para la ejecución del ensayo físico.

**CAPÍTULO 4.-** Se procede a realizar la modelación física de los tres pórticos planteados, el uno sin ningún tipo de reforzamiento en el nudo (construcción común e informal), otro con anillos rigidizantes de forma rectangular y un tercer pórtico con anillos rigidizantes con sus esquinas chaflanadas (trapezoidal). Los elementos



estructurales que conforman los pórticos a ensayar se los fabricará en taller y luego serán ensamblados para conformar los pórticos en las instalaciones del laboratorio de la vivienda, lugar donde se desarrollará todo lo referido a este mencionado capítulo.

Los aspectos principales que se determinarán con el ensayo físico serán sus ciclos de carga, carga y deformaciones en cada ciclo, pérdida de rigidez, determinación de su coeficiente de amortiguamiento equivalente y la disipación de energía.

CAPÍTULO 5.- Para un análisis y comparación del comportamiento de los pórticos, se utilizó el software SOLIDWORKS, para verificar la concentración de esfuerzos que existe sobre todo en el nudo central, el mismo que es el objeto de la investigación.

CAPÍTULO 6.- Se procede a realizar una comparación de resultados y plantear varias conclusiones y recomendaciones referentes al presente escrito.

# CAPÍTULO 1

## 1 GENERALIDADES

### 1.1 INTRODUCCIÓN

En la actualidad se ve la necesidad de mejorar los procesos y técnicas constructivas de edificaciones destinadas a viviendas y oficinas, para de esta manera, optimizar recursos y disminuir los tiempos de construcción, sin descuidar la seguridad y el cumplimiento de las normas de construcción vigentes.

Las estructuras más comunes en nuestro medio son diseñadas basándose en sistemas aporticados, donde las columnas y vigas son las encargadas de soportar y disipar la energía generada en la misma ante cargas verticales (cargas de servicio viva y muerta) y laterales (sismo y/o viento).

Para optimizar los tiempos de construcción se está empleando el acero estructural como material principal de los pórticos resistentes a momentos, creando vigas y columnas mediante perfiles de acero laminados en caliente, perfiles formados por placas y perfiles conformados en frío.

Dentro de este desarrollo técnico - constructivo se tiene las “secciones compuestas” de acero rellenas hormigón, cuyo uso está tomando fuerza en nuestro país.

La conexión entre vigas y columnas es de vital importancia, ya que, al usar acero estructural, se debe garantizar la continuidad de los esfuerzos resultantes por la acción de cargas externas, para que, de esta forma, la estructura se comporte dentro de los parámetros supuestos disipando adecuadamente la energía, es decir, garantizar que se tenga el comportamiento de columna fuerte-viga débil y nudo

fuerte-viga débil. Se requiere que el nudo no falle, y se mantenga indeformable durante todo este proceso.

Existen algunas propuestas de conexión viga-columna que han sido calificadas como aptas por entes internacionales referidos al tema, en este estudio nos enfocaremos en el análisis de la unión soldada entre columna compuesta y viga de alma llena, reforzada con anillo de acero perimetral.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 OBJETIVO GENERAL**

Analizar el comportamiento ante cargas laterales de la unión soldada entre columna compuesta y viga de alma llena, reforzada con anillo rigidizante, en pórticos resistentes a momento.

### **1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Realizar el análisis y diseño de una estructura tridimensional de 2 plantas sujeta a cargas establecidas en la NEC-15 a través del software Etabs.
- Determinar las acciones que serán aplicadas al modelo físico bidimensional.
- Diseñar la unión soldada reforzada entre elementos estructurales.
- Ensayar experimentalmente el pórtico representativo del modelo matemático de la estructura.
- Comparar los resultados obtenidos entre el modelo matemático y el modelo físico de la unión soldada reforzada.
- Comparar la unión en estudio con la unión de armadura de continuidad.

## 2.1 JUSTIFICACIÓN

Al pretender que existe una transmisión de esfuerzos entre las vigas y columnas cumpliendo con la hipótesis de nudo rígido, donde la viga y la columna forman un vértice a 90", el estudio del nudo y su comportamiento ante cargas laterales es fundamental.

Debemos tomar en cuenta que la presente investigación se la realizó considerando columnas de acero de lámina delgada rellenas de hormigón y vigas de acero de alma llena, cuyo nudo será reforzado utilizando un anillo rigidizante.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) no brinda suficiente información sobre elementos estructurales compuestos, ni sobre el comportamiento del nudo formado entre estos elementos ante cargas laterales, de ahí que se ve la gran importancia que tiene el presente estudio.

Se ve la necesidad de realizar ensayos físicos para poder comparar los resultados obtenidos previamente con los modelos matemáticos, pues estos modelos físicos buscan representar de manera muy cercana la realidad de la estructura.

Mediante los resultados experimentales, basados en fundamentos teóricos para el nudo reforzado con anillos rigidizantes; se obtuvo información suficiente para poder establecer si el tipo de nudo en estudio se comporta mejor que el comúnmente utilizado en el medio.

## 2.2 ALCANCE

El presente estudio se basa en analizar un nudo de conexión viga columna, entre una columna compuesta y una viga de alma llena, la cual deberá cumplir con normativas internacionales respecto a sismo-resistencia, al no haber un reglamento nacional, se utilizó la base teórica del AISC y el EUROCODIGO.

El estudio de este tipo de nudo, será objeto de ensayos experimentales y comprobaciones matemáticas, pretendiendo dar una opción constructiva que cumpla con las condiciones sismo-resistentes existentes en nuestro medio.

La estructura propuesta para el análisis se basa en elementos compactos y sísmicamente compactos, requerimiento fundamental para garantizar un adecuado comportamiento de la estructura ante cargas laterales.

Por lo regular en nuestro país se suele realizar una soldadura directa entre la viga y la columna, y, en muchos casos al no tener mano de obra especializada, se puede provocar un posible plano de falla o debilitación de los elementos soldados; produciéndose incluso en algunos casos, pandeo local en la columna en la zona del nudo, razón por la cual se plantea la utilización del anillo rigidizante pudiendo tenerse dos opciones:

- Anillo rigidizante a lo largo de toda la sección de nudo.
- Anillo rigidizante en la zona de las alas de la viga

Se escogió la segunda opción y se analizó mediante un modelo matemático para determinar si efectivamente presenta un adecuado comportamiento sismo-resistente. Una vez determinado el análisis matemático, esta se utilizó para realizar los ensayos físicos respectivos correspondientes a la presente investigación.

## **CAPÍTULO 2**

### **2 MATERIALES**

Los materiales usados en el diseño de la estructura son el acero estructural tipo A36 y el hormigón, dichos materiales tienen ciertas propiedades físicas y mecánicas que al combinarlas se complementan y forman un elemento estructural importante.

#### **2.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICO MECÁNICAS**

El adecuado desempeño de una estructura depende de muchas variables, entre las cuales es importante destacar el uso de materiales de calidad, que cumplan con los parámetros establecidos en los códigos y normas de diseño.

##### **2.1.1 ACERO ESTRUCTURAL**

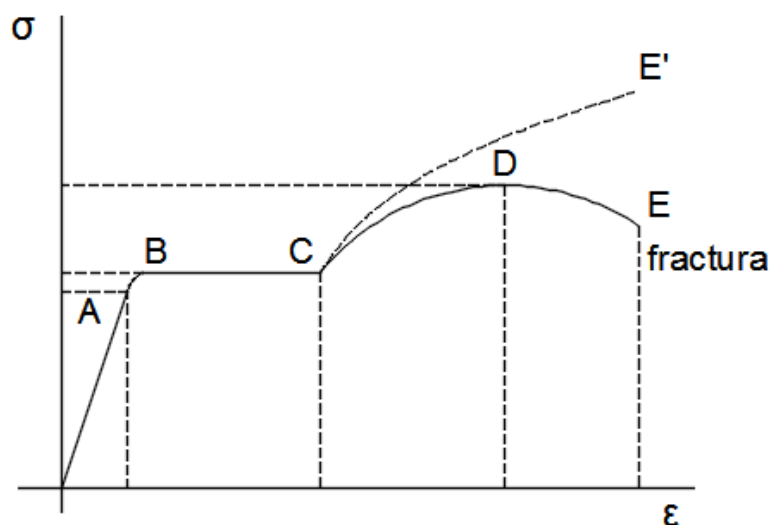
Es la combinación de hierro y carbono, que junto a otros elementos permiten mejorar las propiedades físicas del hierro, convirtiéndolo en uno de los materiales más utilizados en la construcción, debido a su alta resistencia y su docilidad de uso.

Las principales características que se van a analizar en el presente estudio y que influyen directamente en el comportamiento estructural del acero son:

###### **2.1.1.1 Diagrama Esfuerzo - Deformación**

Este diagrama muestra el comportamiento del acero ante la aplicación de una carga de tensión, el área bajo esta curva representa la energía disipada, un área mayor implica una mayor tenacidad. En el primer tramo se tiene la zona elástica, el segundo tramo representa la zona de fluencia, el tercer tramo es la zona de endurecimiento por deformación donde su comportamiento es plástico, la cuarta zona es la de estricción donde se produce un cambio de sección en la probeta hasta alcanzar la rotura.

**FIGURA 2.1 Curva esfuerzo-deformación del acero sometido a tracción**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### 2.1.1.2 Límite Elástico

La curva esfuerzo deformación en su tramo inicial presenta una tendencia proporcional que sigue la ley de Hooke, el punto máximo de este tramo representa el límite elástico, es decir, es el punto hasta el cual se puede aplicar una fuerza que produzca una deformación, la cual al ser retirada permite que el elemento de acero pueda recuperarse y volver a su estado inicial.

### 2.1.1.3 Esfuerzo de tracción

El esfuerzo de tracción es el máximo esfuerzo que puede soportar un elemento antes de que se produzca la rotura, es decir, es la capacidad de oponerse a la aplicación de una fuerza externa. Este valor se encuentra en la zona de fluencia.

### 2.1.1.4 Ductilidad

Es la capacidad de deformarse antes de alcanzar la falla debido a la aplicación de fuerzas de tensión, se produce cuando la relación entre la deformación longitudinal y la disminución de la sección transversal es muy grande.

#### **2.1.1.5 Módulo de elasticidad longitudinal o Módulo de Young**

Es la pendiente del tramo inicial de la curva esfuerzo – deformación, es decir es la relación entre la variación del esfuerzo y la deformación.

#### **2.1.1.6 Resiliencia**

Se entiende como resiliencia a la energía necesaria para deformar un elemento de acero hasta alcanzar el límite elástico.

#### **2.1.1.7 Tenacidad a la fractura**

Es la energía que puede absorber o disipar un material antes de alcanzar la rotura, esto al aplicar fuerzas de tensión sobre el acero. En una curva esfuerzo – deformación se la puede visualizar como el área bajo la curva.

#### **2.1.1.8 Dureza Brinell**

Se refiere a una escala para clasificar la dureza de un material mediante un ensayo que consiste en medir la penetración sobre éste, utilizando bolas de acero templado o de tungsteno.

#### **2.1.1.9 Soldabilidad**

Es una propiedad de cada material que le permite unirse con otros de la misma o diferente naturaleza, mediante soldaduras sin que estas produzcan transformaciones estructurales o alteraciones en las características físico-químicas del material. Existen ciertos factores del proceso de soldadura que pueden afectar la soldabilidad de un elemento, como la velocidad de enfriamiento, la temperatura de precalentamiento, tipo de junta, energía suministrada.

### **2.1.2 HORMIGÓN**

Se debe manifestar que el hormigón es un material noble y a pesar de que en este caso de estudio su función será únicamente para rigidizar la estructura y aumentar la capacidad axial de la misma, se deben tomar en consideración algunos parámetros a ser analizados, entre los más importantes están:



### **2.1.2.1 Resistencia**

Es la relación entre la fuerza máxima que puede soportar un elemento y el área transversal del mismo.

### **2.1.2.2 Tracción Indirecta**

Es un esfuerzo que permite determinar el comportamiento del hormigón, sometido a una fuerza aplicada en el sentido transversal de su eje longitudinal.

### **2.1.2.3 Módulo de Elasticidad**

Es la relación entre el esfuerzo y las deformaciones longitudinales unitarias medidas en el sentido de aplicación de la carga. Esta propiedad permite conocer la capacidad de deformarse de un elemento en el rango elástico.

### **2.1.2.4 Comportamiento del Hormigón confinado**

El uso de columnas de hormigón con encamisado de acero data de comienzos del siglo pasado, cuando algunos puentes y edificios en Inglaterra, Suiza y Bélgica fueron construidos usando este sistema.

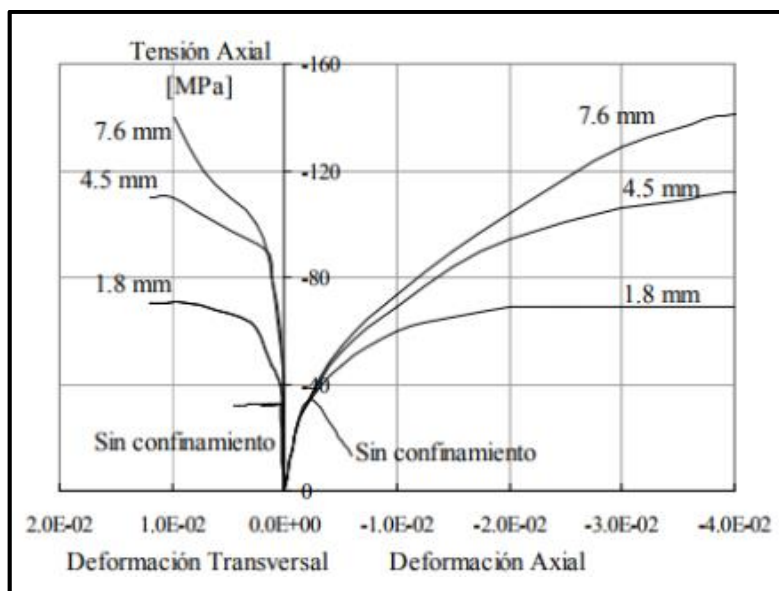
Los beneficios de los tubos de acero incluyen rigidez y tensión elevadas, gran absorción de energía, además, mejora la ductilidad y estabilidad. El tubo de acero interactúa con el hormigón de tres formas:

- Confina el núcleo, por lo tanto, mejora su resistencia y ductilidad
- Le proporciona resistencia adicional al corte
- Dependiendo de la unión con el hormigón y de la rigidez del tubo de acero en la dirección axial, el tubo desarrolla una leve acción de elemento compuesto, que mejora también la resistencia a flexión del hormigón.

El núcleo de hormigón, a su vez, previene el pandeo general del tubo, además brinda cierto tipo de protección contra las altas temperaturas provocadas en incendios y contra la corrosión. Sin embargo, debido a que el acero es un material isótropo, su resistencia en la dirección axial y circunferencial no puede ser desacoplada ni optimizada. Además, debido a su elevado módulo de elasticidad, una gran proporción de las cargas axiales es tomada por el tubo, dando lugar al pandeo prematuro del mismo. Otro inconveniente es la separación parcial de los

dos materiales, pues el mayor coeficiente de Poisson del tubo, retrasa la activación del mecanismo de confinamiento (M. Shams y M. Saadeghvaziri, 1997).

**FIGURA 2.2 Curvas tensión-deformación axial y transversal de un hormigón de resistencia normal confinado con tubo de acero**



Fuente: (Untiveros, 2002)

En la FIGURA 2.2 se puede ver como el hormigón confinado por tubos de acero adquiere un incremento significativo en su capacidad de resistencia y deformación, mejorando su ductilidad, este incremento depende de varios factores, tales como, el espesor del tubo de acero, la relación de esbeltez y forma de la sección transversal. En el caso de columnas circulares el efecto de confinamiento es mayor que en columnas de sección cuadrada.

El acero estructural y el hormigón pese a ser de diferente naturaleza, se complementan dado que:

- El hormigón es eficiente en compresión y el acero en tracción.
- Los componentes de acero son relativamente delgados y propensos a pandear, el hormigón puede arriostrar dichos componentes evitando su pandeo.
- El hormigón también proporciona protección contra la corrosión y aislamiento térmico a altas temperaturas provocadas por incendios.
- El acero proporciona mayor ductilidad a la estructura.

## **CAPÍTULO 3**

### **3 MODELACIÓN MATEMÁTICA**

Para poder profundizar en el tema de estudio, se inició con un diseño de una estructura de una vivienda unifamiliar de 2 pisos en el software “ETABS”, con lo cual se determinaron las secciones del pórtico, para posteriormente modelarlo en “SEISMOSTRUCT”, y así, poder determinar los resultados esperados de desplazamiento y carga máxima en el pórtico, adicionalmente se modelará el nudo en “SOLIDWORKS” para poder comparar resultados entre el modelo matemático y los resultados obtenidos en los ensayos físicos. La modelación en “SOLIDWORKS” se explicará en el capítulo 5 del presente escrito.

#### **3.1 SISTEMAS APORTICADOS RESISTENTES A MOMENTOS**

Se refiere a un sistema de configuración estructural donde todas las columnas y vigas están unidas rígidamente, sin juntas articuladas; y cualquier carga aplicada produce momentos y esfuerzos cortantes; se trata de una estructura estáticamente indeterminada que sólo es rígida en su plano.

Ecuador está dentro de la zona llamada “Cinturón de fuego”, la cual, es considerada de alto peligro sísmico, por tal motivo la NEC-15 abarca aspectos sismo-resistentes, considerando en este caso sus capítulos NEC-SE-AC Y NEC-SE-DS.

#### **3.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE 2 PLANTAS**

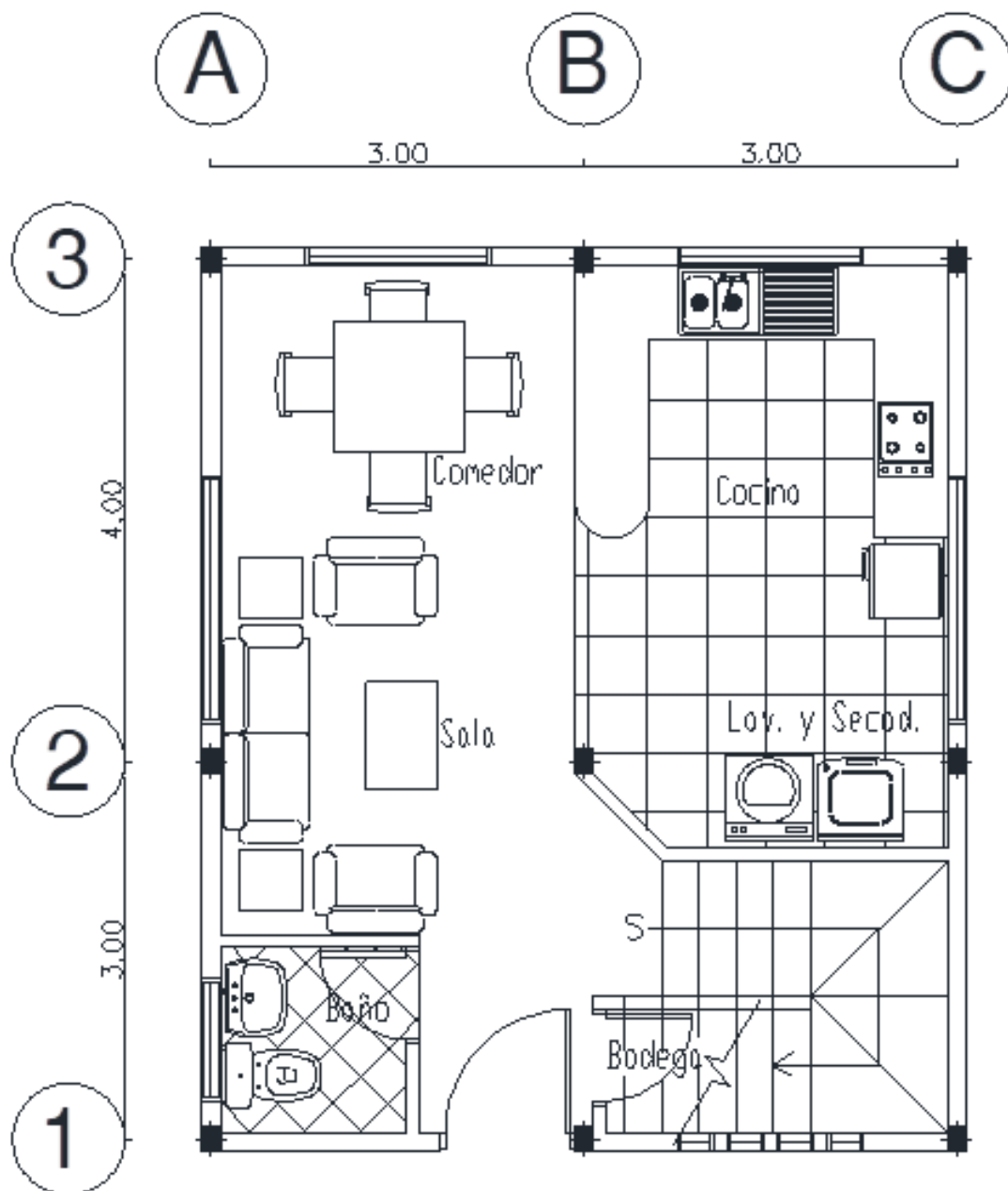
##### **3.2.1 PRELIMINARES DEL DISEÑO**

En la FIGURA 3.3 y FIGURA 3.4 se muestran las fachadas de una vivienda de medidas estándar para una familia de 4 personas, que es común en nuestro medio. Dicha vivienda de dos plantas tendrá un área de aproximadamente 42 m<sup>2</sup> en cada nivel.

La distribución arquitectónica de la vivienda en planta baja como en planta alta se muestra en la FIGURA 3.1 y FIGURA 3.2, respectivamente.

- **Planta Baja**

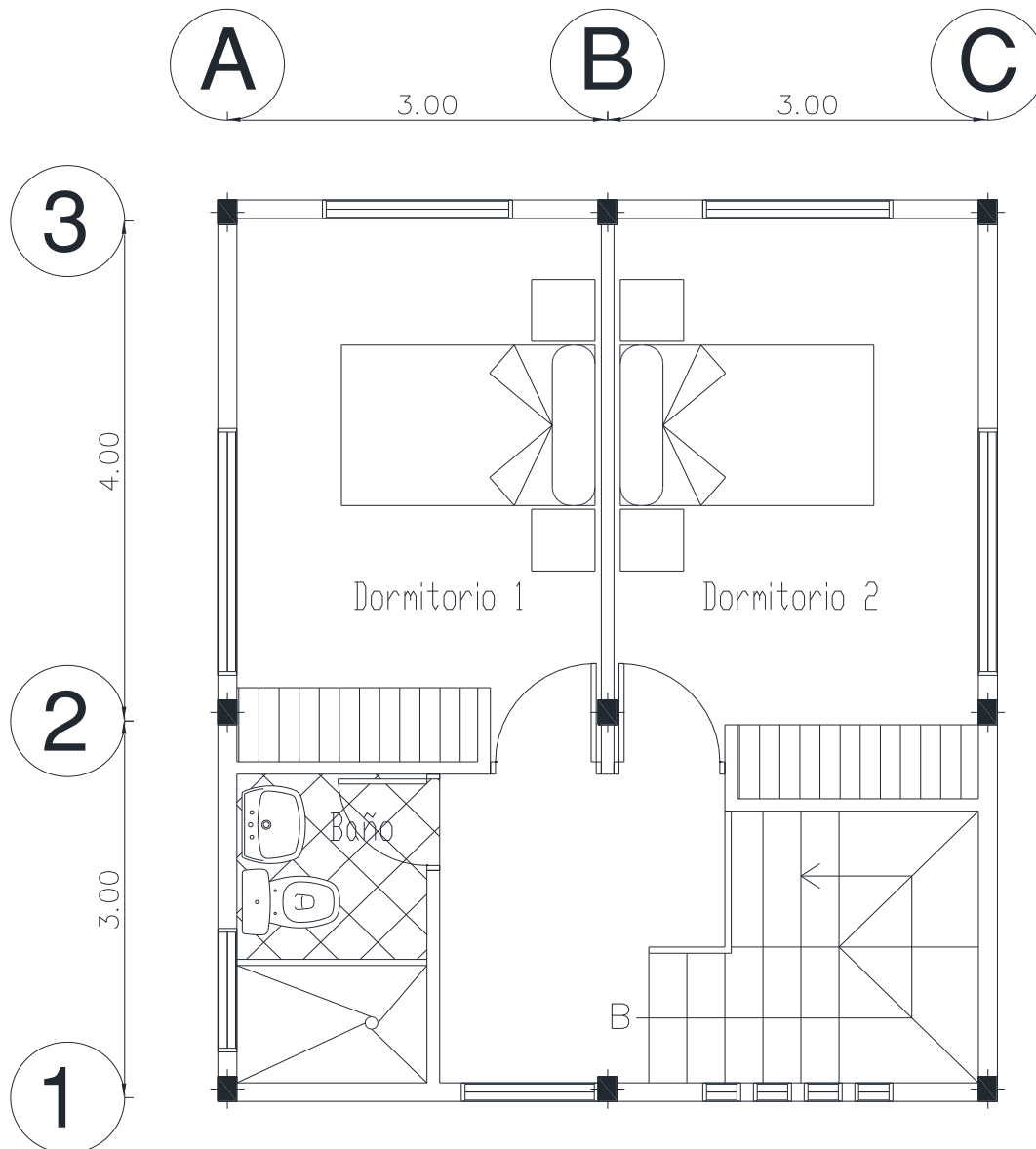
**FIGURA 3.1 Distribución arquitectónica de planta baja**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

- Planta Alta

**FIGURA 3.2 Distribución arquitectónica de planta alta**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 3.3 Fachadas de vivienda planteada**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 3.4 Fachadas de vivienda planteada**

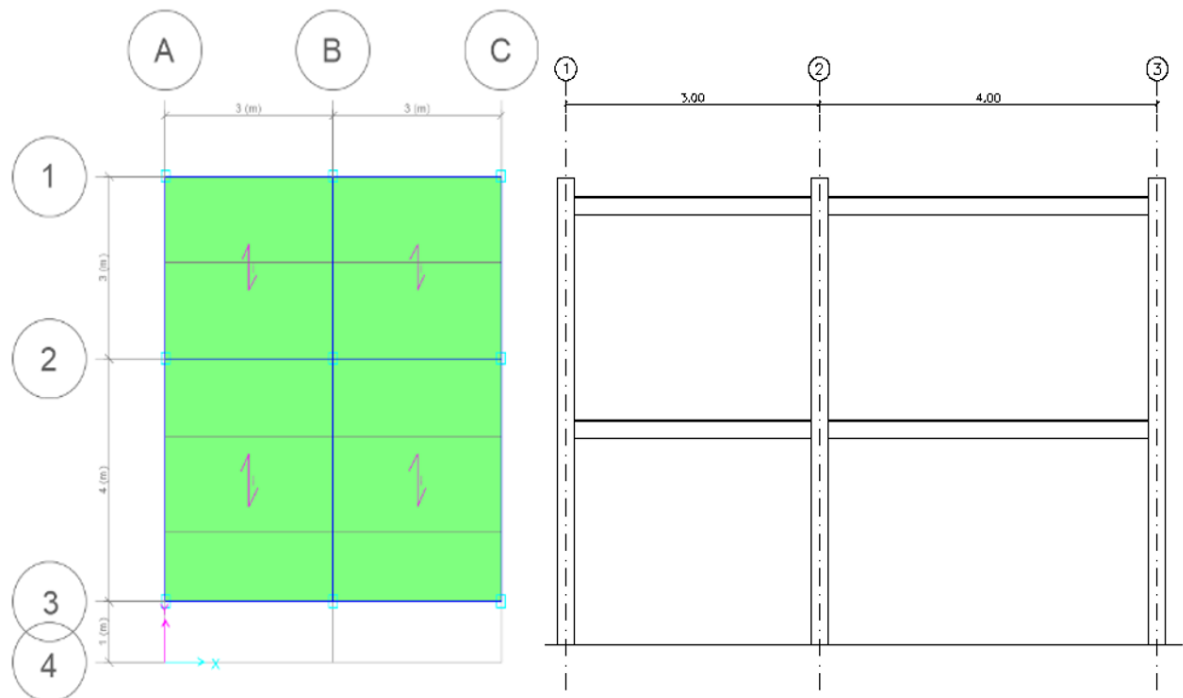


Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### **3.2.1.1 Geometría de la estructura**

Se ha optado por diseñar una vivienda de luces de 3.0 y 4.0 m tal como se observa en la FIGURA 3.5:

**FIGURA 3.5 Vista en planta y elevación de estructura a ser diseñada**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### **3.2.1.2 Características de los elementos estructurales que constituyen el modelo tridimensional.**

El modelo matemático tridimensional se basa en columnas compuestas de acero rellenas de hormigón y vigas cuya sección transversal está compuesta por alas sísmicamente compactas y alma compacta. Adicionalmente, se plantea un sistema de entrepiso conformado por correas secundarias de acero y loseta de hormigón armado sobre deck metálico.

### **3.2.1.3 Utilidad de la estructura**

Se considera una estructura que va estar destinada a vivienda unifamiliar por lo tanto todas las cargas y combinaciones de cargas a ser consideradas en el análisis y diseño deberán ser las especificadas en la NEC-15.

### 3.2.1.4 Materiales

#### 3.2.1.4.1 Hormigones

**TABLA 3.1 Esfuerzo del hormigón**

HORMIGÓN	f'c
Relleno Columnas	210 kg/cm <sup>2</sup>
Losetas	210 kg/cm <sup>2</sup>

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

#### 3.2.1.4.2 Acero Estructural

Todos los elementos de acero estructural son del tipo A36

**TABLA 3.2 Esfuerzo del acero**

Tipo de Acero	Fy
Estructural – A36	2530 kg/cm <sup>2</sup>

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### 3.2.1.5 Cargas de diseño

Los tipos de cargas a las que ha sido sometida la estructura para su análisis y diseño son: cargas permanentes, carga viva y carga de sismo.

#### 3.2.1.5.1 Cargas Permanentes

Peso propio de la estructura (DEAD)

Carga Muerta Entrepiso (CMA)            0.25 t/m<sup>2</sup>

Carga Muerta Cubierta (CMA)            0.15 t/m<sup>2</sup>

#### 3.2.1.5.2 Cargas Vivas

Las cargas vivas determinadas para la vivienda unifamiliar son:

Carga Viva Entrepiso (LIVE)            0.20 t/m<sup>2</sup>

Carga Viva Cubierta (LIVE)            0.15 t/m<sup>2</sup>



### 3.2.1.5.3 Carga de Sismo

La carga sísmica para el diseño según NEC-15, considera los parámetros que se muestran en la TABLA 3.3.

El factor de reducción de respuesta estructural  $R$  está establecido en la norma como 2.5 para elementos conformados en frío, sin embargo, dado que las columnas que se van a utilizar en el presente proyecto son rellenas de hormigón; se considera que la capacidad de las mismas se incrementa, por lo que este valor será mayorado en 1.61, siendo el  $R$  utilizado 4.

**TABLA 3.3 Cálculo de cortante basal (NEC-15)**

<u>Datos de entrada</u>			<u>Parámetros</u>		
$h_n =$	4.9	m			
<b>Zona sísmica</b>	<b>V</b>	→	<b><math>F_a</math></b>	<b><math>F_d</math></b>	<b><math>F_s</math></b>
<b><math>Z =</math></b>	<b>0.4</b>		1.2	1.19	1.28
<b>Región</b>	<b>2</b>	→	<b><math>\eta =</math></b>	2.48	
<b>Tipo Suelo</b>	<b>D</b>	→	<b><math>r =</math></b>	1.00	
<b>Tipo de Estructura</b>	<b>3</b>	→	<b><math>C_t =</math></b>	0.072	
			<b><math>\alpha =</math></b>	0.800	
			<b><math>I =</math></b>	1	
			<b><math>R =</math></b>	4	
			<b><math>\Phi_P =</math></b>	1	
			<b><math>\Phi_E =</math></b>	1	

#### Cálculo de períodos y aceleración ( $S_a$ )

<b><math>T =</math></b>	0.257	s		
<b><math>T_{\text{máximo}} =</math></b>	0.334	s		
<b><math>T_c =</math></b>	0.698	s		
<b><math>T_L =</math></b>	2.856	s		
<b><math>T_0 =</math></b>	0.129	s		
<b><math>S_a =</math></b>	1.190	Si $0 \leq T \leq T_c$	<b><math>T_{\text{programa}}</math></b>	0.505

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Considerando los coeficientes de la TABLA 3.3, se ha determinado que el corte basal para esta estructura es: 0.2976 W mediante la siguiente fórmula:

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

Donde

$S_a$  Espectro de diseño en aceleración.

$\phi_P \phi_E$  Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I Coeficiente de importancia.

R Factor de reducción de respuesta estructural

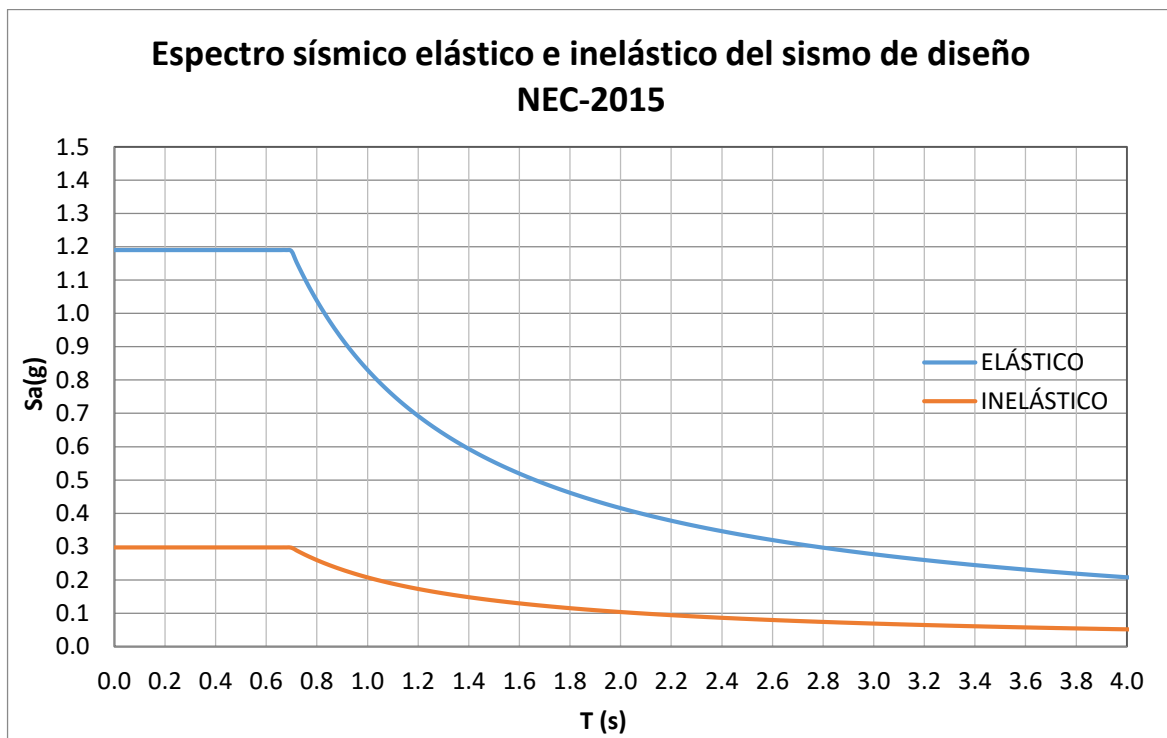
V Cortante basal total de diseño.

W Carga sísmica reactiva.

$T_a$  Período de vibración.

Adicionalmente, usando la información de la imagen anterior, podemos definir los espectros elásticos e inelásticos del sismo de diseño.

### GRÁFICO 3.1 Espectro elástico e inelástico del sismo de diseño



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

#### **3.2.1.5.4 Combinaciones de Carga**

Están definidas en la NEC-15 y se analizaron las más significativas:

- a) 1.4 D
- b) 1.2 D + 1.6 L
- c) 1.2 D + L  $\pm$  E
- d) 0.9 D  $\pm$  E

Donde:

D: carga muerta de peso propio y cargas permanentes adicionales (DEAD y CMA)

L: carga viva (LIVE)

E: carga sísmica

### **3.2.2 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA**

El diseño de estructuras de acero contempla una serie de consideraciones a tener en cuenta: pandeo local, pandeo general, capacidad a carga axial, a flexión y flexo-compresión; adicionalmente, debe cumplir con requerimientos generales de estructuras sismo resistentes como: nudo fuerte-viga débil, columna fuerte-viga débil, adecuado comportamiento modal, control de la torsión en planta, control de la irregularidad torsional, control de los períodos fundamentales de las estructuras, control de derivas y desplazamientos.

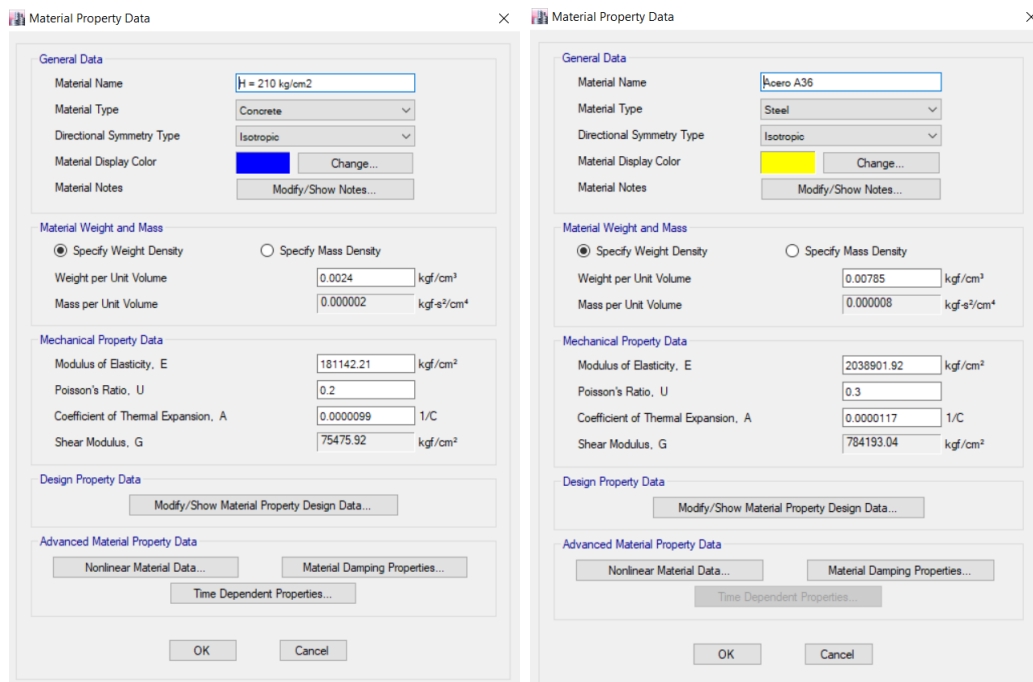
Para facilitar el diseño de la estructura se usó el software ETABS para generar su modelo tridimensional.

#### **3.2.2.1 Proceso de modelación en ETABS**

##### **3.2.2.1.1 Definición de materiales**

En la FIGURA 3.6 se muestra la definición de los materiales que se van a utilizar para la conformación del modelo.

**FIGURA 3.6 Materiales definidos en ETABS**

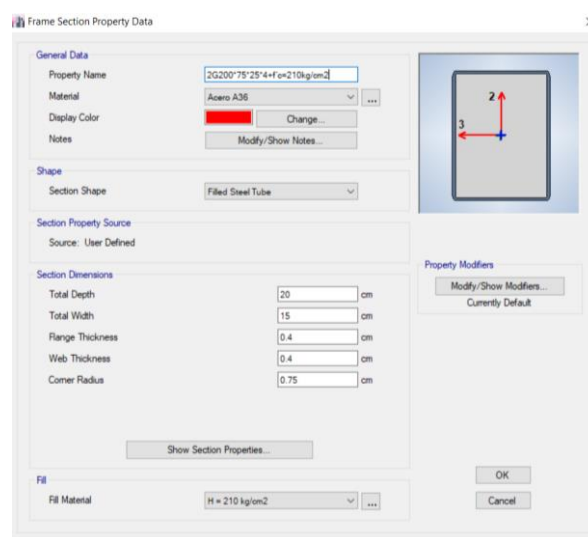


Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### 3.2.2.1.2 Definición de secciones

Para la columna se asumió dos perfiles tipo G (2 G de 200 x 75 x 25 x 4 mm) como se muestra en la FIGURA 3.7.

**FIGURA 3.7 Sección de columna**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Para la sección de la viga principal se asumió una viga de acero tipo I, de I 200 x 100 x 8 x 4 mm, como se observa en la FIGURA 3.8.

**FIGURA 3.8 Sección de viga principal**

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a main beam section. The 'General Data' section includes:
 

- Property Name: I 200\*100\*8\*4 Principal
- Material: Acero A36
- Display Color: Yellow
- Notes: (empty)

 The 'Shape' section shows:
 

- Section Shape: Steel IWide Flange

 The 'Section Property Source' section shows:
 

- Source: User Defined

 The 'Section Dimensions' section includes:
 

- Total Depth: 20 cm
- Top Flange Width: 10 cm
- Top Flange Thickness: 0.8 cm
- Web Thickness: 0.4 cm
- Bottom Flange Width: 10 cm
- Bottom Flange Thickness: 0.8 cm
- Fillet Radius: 0 cm

 A diagram on the right shows an I-beam cross-section with a vertical red arrow labeled '2' pointing upwards and a horizontal red arrow labeled '3' pointing to the left. The 'Property Modifiers' section is currently set to 'Currently Default'. Buttons for 'OK' and 'Cancel' are at the bottom right.

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Para la viga secundaria se escogió una sección de acero tipo I, de I 160 x 80 x 6 x 4 mm, como se muestra en la FIGURA 3.9

**FIGURA 3.9 Sección de viga secundaria**

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a secondary beam section. The 'General Data' section includes:
 

- Property Name: I 160\*80\*6\*4 Secundaria
- Material: Acero A36
- Display Color: Grey
- Notes: (empty)

 The 'Shape' section shows:
 

- Section Shape: Steel IWide Flange

 The 'Section Property Source' section shows:
 

- Source: User Defined

 The 'Section Dimensions' section includes:
 

- Total Depth: 16 cm
- Top Flange Width: 8 cm
- Top Flange Thickness: 0.6 cm
- Web Thickness: 0.4 cm
- Bottom Flange Width: 8 cm
- Bottom Flange Thickness: 0.6 cm
- Fillet Radius: 0 cm

 A diagram on the right shows an I-beam cross-section with a vertical red arrow labeled '2' pointing upwards and a horizontal red arrow labeled '3' pointing to the left. The 'Property Modifiers' section is currently set to 'Currently Default'. Buttons for 'OK' and 'Cancel' are at the bottom right.

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Una vez definidos materiales y secciones se puede generar el modelo tridimensional de la estructura obteniendo la vista 3D mostrada en la FIGURA 3.10.

**FIGURA 3.10 Vista 3D de modelo estructural de casa de 2 pisos**



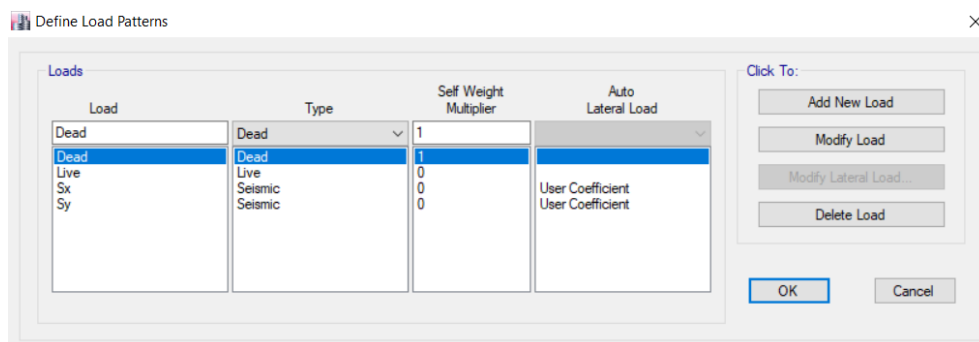
Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Posterior a la definición de materiales y secciones, se definen las cargas y combinaciones de cargas antes mencionadas, se asignan brazos rígidos a la estructura, se asignan placas rigidizadoras intermedias cada longitud plástica a las vigas que no soportan elementos intermedios y se procede a ejecutar el análisis del modelo tridimensional.

### 3.2.2.1.3 Cargas y combinaciones de carga aplicadas en el modelo

Los patrones de carga definidos para el presente proyecto se muestran en la FIGURA 3.11.

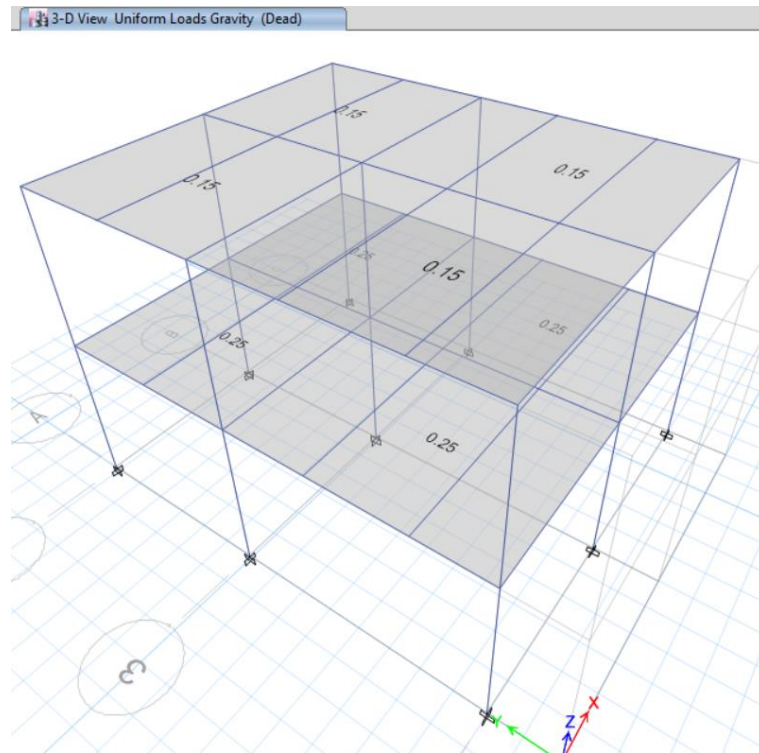
**FIGURA 3.11 Definición de patrones de carga**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

La carga muerta adicional de diseño, aplicada tanto en el entrepiso como en la cubierta del modelo 3D, se muestran en la FIGURA 3.12

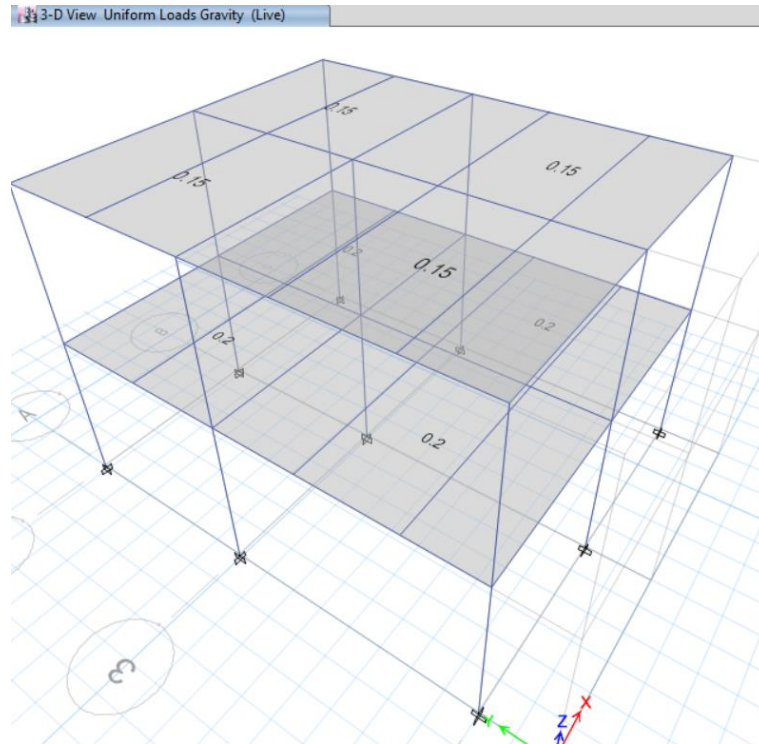
**FIGURA 3.12 Cargas muertas de diseño asignadas**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

La carga viva de diseño asignada al modelo tanto en la cubierta como en la planta baja se muestran en la FIGURA 3.13.

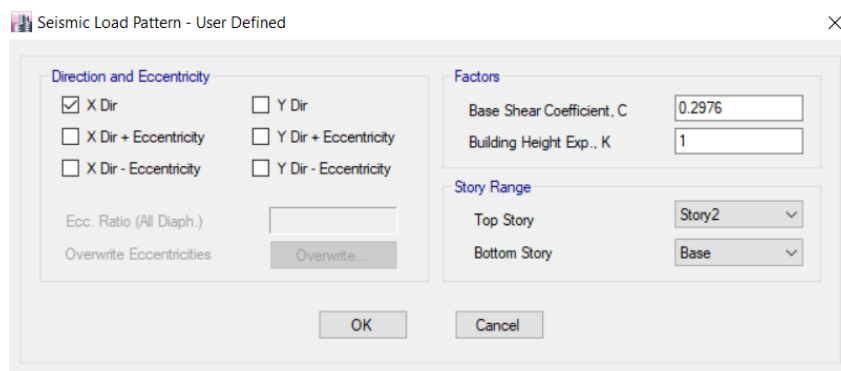
**FIGURA 3.13 Cargas vivas de diseño asignadas**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

El cortante basal asignado al modelo se muestra en la FIGURA 3.14.

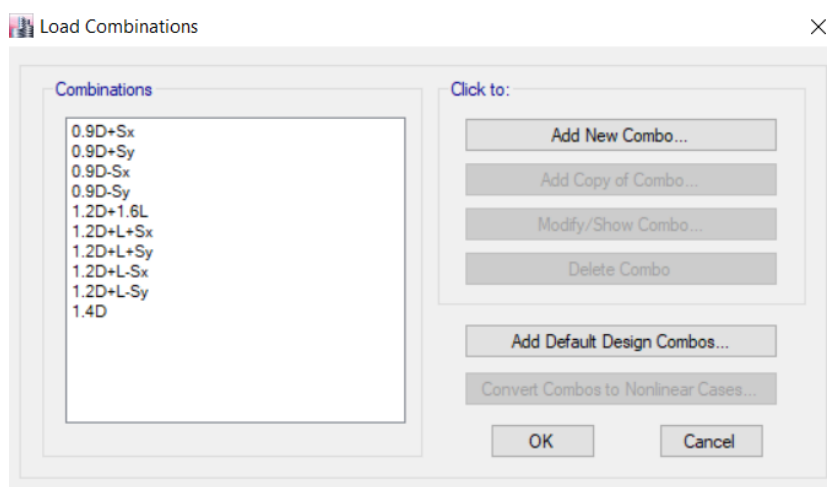
**FIGURA 3.14 Cortante basal asignado**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Las combinaciones de carga aplicadas al modelo objeto del presente estudio se muestran en la FIGURA 3.15



**FIGURA 3.15 Definición de combinaciones de carga**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

#### 3.2.2.1.4 Obtención de resultados de ETABS

Los resultados obtenidos de la modelación en el programa se muestran a continuación:

##### 3.2.2.1.4.1 Períodos de vibración y Participación modal

En la TABLA 3.4 se muestran los valores de los períodos de vibración y la participación modal de los mismos.

**TABLA 3.4 Tabla de períodos y participación de masa modal**

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	0.505	0.8896	0	0.0039
Modal	2	0.454	0	0.8736	0
Modal	3	0.375	0.0038	0	0.8818
Modal	4	0.158	0.1062	0	0.0004
Modal	5	0.13	0	0.1264	0
Modal	6	0.115	0.0004	0	0.1138

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

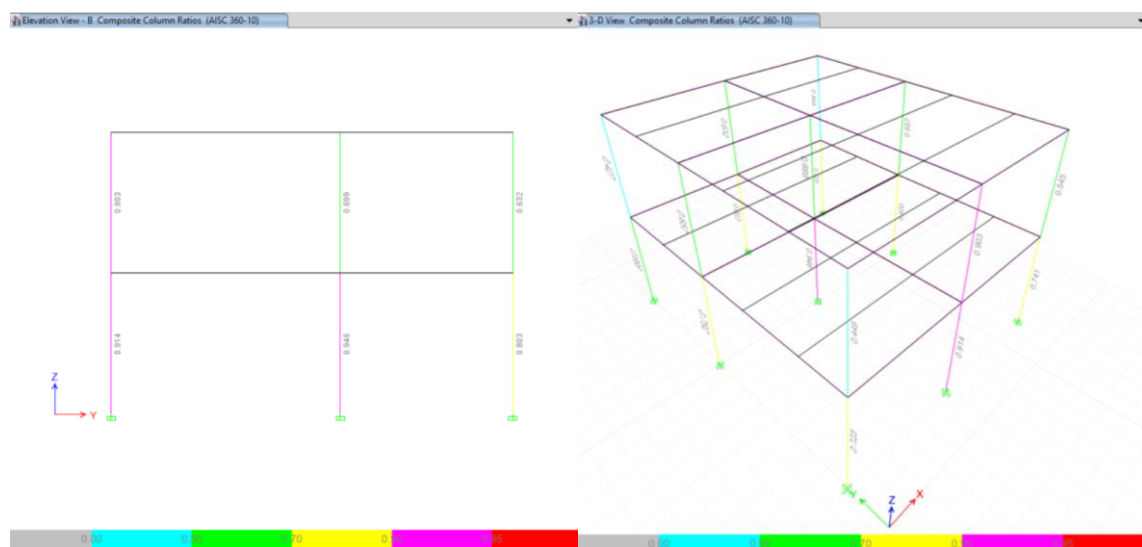
Es importante mencionar que en un modelo de casa real se debe verificar que no haya una diferencia mayor a 1.3 entre el período determinado según el método 1 y el período determinado por el método 2 (según NEC-15); adicionalmente, una vez dimensionada la estructura, los períodos fundamentales deben recalcularse por el método 2 o por medio de un análisis modal, el cortante basal debe ser re-evaluado junto con las secciones de la estructura. Este proceso debe repetirse hasta que, en interacciones consecutivas, la variación de períodos sea menor o igual a 10%.

Debido a condiciones y limitaciones del Centro de Investigación de la Vivienda y de sus equipos, lugar donde se ejecutó el ensayo del modelo físico, no se realizó lo mencionado en el párrafo anterior, es decir, se tiene una estructura con período fundamental alto (estructura flexible) pero se tendrá secciones que cumplan con los límites de capacidad ante las cargas aplicadas.

### 3.2.2.1.5 *Diseño obtenido en ETABS*

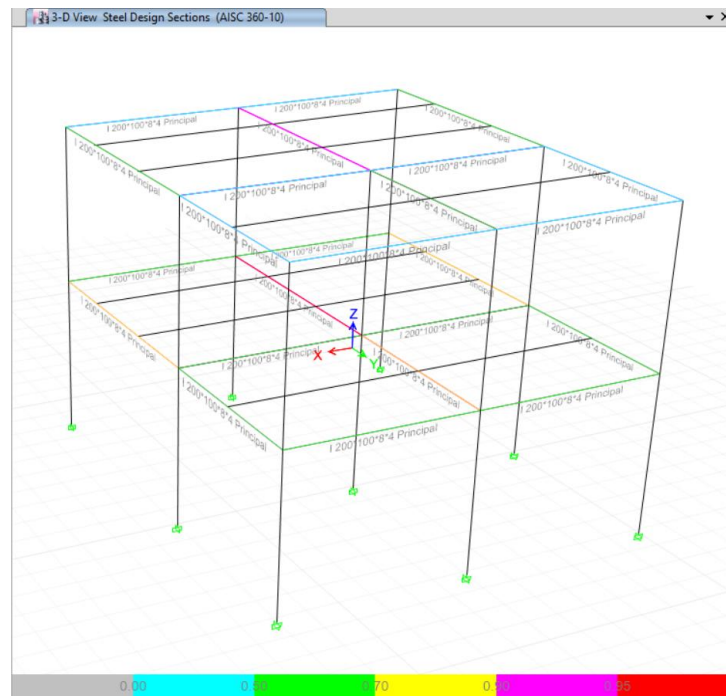
Una vez que se ha realizado todo lo necesario, se ejecuta el programa y se obtiene el siguiente diseño de los elementos estructurales:

**FIGURA 3.16 Diseño de columnas compuestas en ETABS**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 3.17 Diseño de vigas en ETABS**

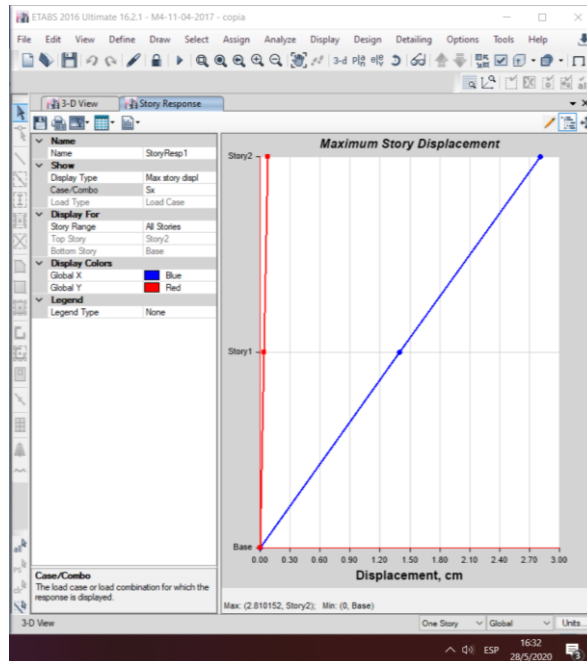


Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### 3.2.2.1.6 Deformaciones en la estructura

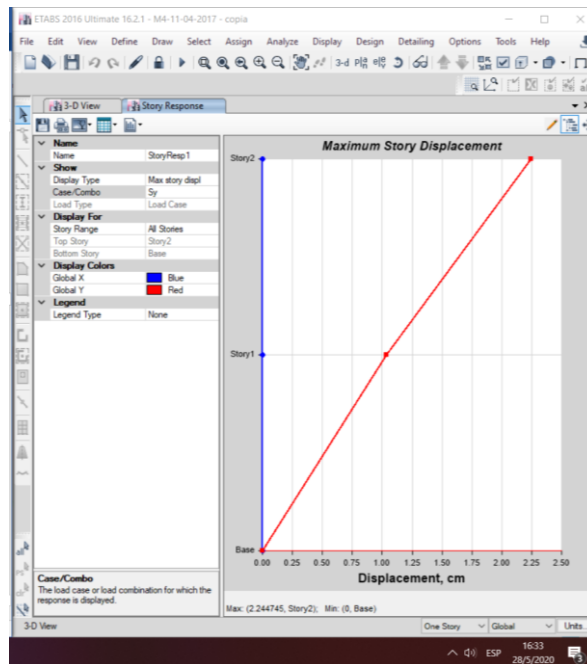
Las deformaciones elásticas obtenidas en el programa se muestran en las FIGURA 3.18 y FIGURA 3.19.

FIGURA 3.18 Deformación por Sx



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

FIGURA 3.19 Deformación por Sy

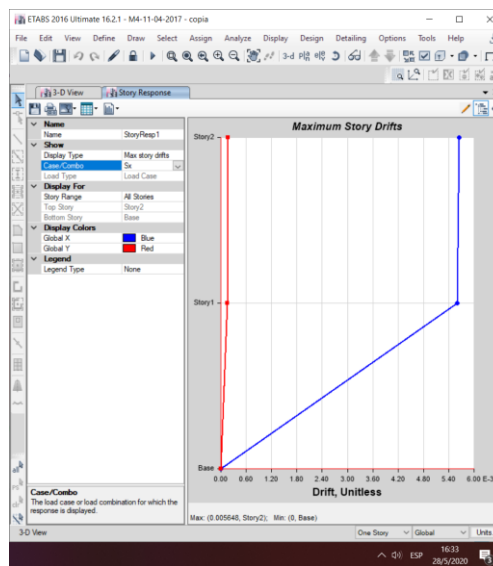


Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### 3.2.2.1.7 Derivas elásticas

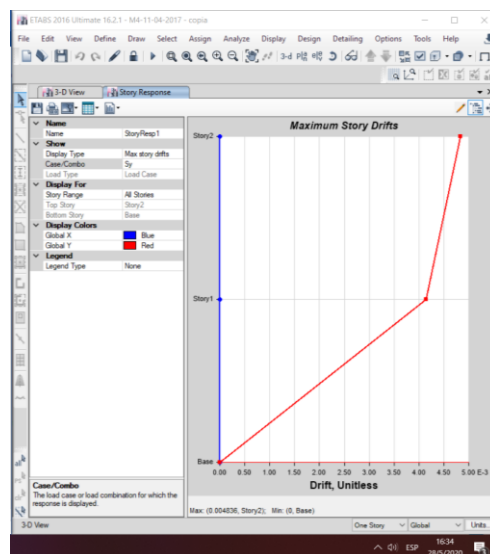
Las derivas elásticas se calculan haciendo una diferencia de los desplazamientos obtenidos en cada nivel de entrepiso por carga sísmica en cada sentido, respecto a un punto con similares coordenadas (x,y) pero con su coordenada z diferente según cada nivel de entrepiso, dicha diferencia de valores se divide para la altura de entrepiso.

**FIGURA 3.20 Derivas elásticas por Sx**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 3.21 Derivas elásticas por Sy**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### 3.2.2.1.8 Derivas Inelásticas

La deriva inelástica se determina multiplicando la deriva elástica por un coeficiente de ajuste igual a 0.75, y a su vez se lo multiplica por el valor del coeficiente de reducción de respuesta estructural “R” usado para el cálculo del coeficiente de corte basal.

Las derivas máximas inelásticas ( $0.75R\Delta_E$ ) deben ser menores de 0.02.

**TABLA 3.5 Derivas inelásticas**

R =	4				
Story	Load Case/Comb	Direction	Drift	Deriva Inelástica X	Deriva Inelástica Y
Story2	Sx	X	0.005346	0.0160	
Story2	Sy	Y	0.004532		0.0136
Story1	Sx	X	0.005131	0.0154	
Story1	Sy	Y	0.003793		0.0114

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### 3.2.2.2 Evidencias de diseño de elementos estructurales

#### 3.2.2.2.1 Evidencia de diseño de columnas

La resistencia de diseño de una columna compuesta se determina de forma similar como se hace para las columnas ordinarias de acero, no obstante, se debe considerar que en columnas compuestas es recomendable trabajar con elementos de características compactas o sísmicamente compactas, según el tipo de estructura a diseñar. Para este caso, se consideró columnas compuestas con elementos de acero compactos.

Considerando el AISC 10, se deben cumplir con ciertas condiciones básicas para que las columnas puedan ser consideradas compuestas, estas condiciones son:

- El área transversal de la sección de acero estructural debe ser por lo menos el 1% del área total de la sección compuesta.
- Se deberá tener un hormigón con resistencia a la compresión no menor a 210 kg/cm<sup>2</sup>.

- El espesor permisible para los perfiles tubulares de acero es  $b\sqrt{F_y/3E_s}$ , para cada cara “b” de la sección rectangular.

De tal forma, el pre-diseño de las columnas compuestas es el siguiente:

**TABLA 3.6 Propiedades de los materiales y de la columna**

<b>PROPIEDADES DE LOS MATERIALES</b>				
<b>DESCRIPCIÓN</b>				<b>UNIDAD</b>
<b>ACERO</b>	Tipo	ASTM A	36	---
	Módulo de elasticidad	Es	2100000.00	Kg/cm <sup>2</sup>
	Peso específico	γ	7850.00	Kg/m <sup>3</sup>
	Esfuerzo de fluencia	fy	2530.62	Kg/cm <sup>2</sup>
	Reducción de capacidad del acero 4%	Red.	100.00	Kg/cm <sup>2</sup>
	Esfuerzo de fluencia reducido	fy	2430.62	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>HORMIGÓN</b>	Esfuerzo a compresión	f'c	210.00	Kg/cm <sup>2</sup>
	Módulo de elasticidad [12500*√(f'c)]	Ec	181142.21	Kg/cm <sup>2</sup>

<b>DATOS DE LA COLUMNA</b>				
<b>DESCRIPCIÓN</b>				<b>UNIDAD</b>
<b>COLUMNA</b>	Ancho de la columna	b	15.00	cm
	Altura de la columna	h	20.00	cm
	Longitud de la columna	L	2.40	m
	Factor de apoyo	K	2.00	cm
	Área transversal de la columnas	A	300.00	cm <sup>2</sup>
<b>ACERO</b>	Sección	2G 200x75x25x4		
	Ancho de la sección	bs	15.00	cm
	Altura de la sección	hs	20.00	cm
	Espesor columna	t	0.40	cm

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

El momento de inercia de los rigidizadores extremos debe ser mayor o igual a:

$$I_{MIN} = 1.83 t^4 \sqrt[6]{\left[\frac{w}{t}\right]^2 - \frac{281,480}{F_y}}$$

$$I_{MIN} = 9.2t^4$$

**TABLA 3.7 Datos del atieizador**

DESCRIPCIÓN				UNIDAD
<b>ATIEZADOR ALA</b>	# Atieizadores	n1	1	U
	Longitud del atieizador	L1	2.10	cm
	Espesor del atieizador	t1	0.80	cm
	Inercia del Atieizador	I1	0.62	cm <sup>4</sup>
	Inercia mínima del atieizador	Imin	0.15	cm <sup>4</sup>
	Inercia mínima del atieizador	Imin	0.24	cm <sup>4</sup>
	Máxima inercia mínima del atieizador	Max(Imin)	0.24	cm <sup>4</sup>

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Adicionalmente, se debe clasificar a la sección por pandeo local, para secciones cerradas rellenas de hormigón la esbeltez de los elementos de la sección de acero deberá satisfacer las condiciones establecidas en la TABLA 3.8:

**TABLA 3.8 Razones ancho – espesor límites para elementos de acero comprimidos en miembros compuestos sujetos a compresión axial**

Descripción del Elemento	Razón Ancho-espesor	$\lambda_p$ Compacto/ No compacto	$\lambda_r$ No compacto/ Esbelto	Máximo Permitido
Paredes de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme	$b/t$	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Secciones tubulares (HSS) redondas	$D/t$	$\frac{0.15E}{F_y}$	$\frac{0.19E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

Fuente: ANSI/AISC 360, 2010

Utilizando los valores límites calculados y comparándolos con la razón ancho espesor de la columna se verificó que la columna es compacta como se muestra en la TABLA 3.9.

**TABLA 3.9 Revisión por pandeo local**

DESCRIPCIÓN		
Coeficientes límites para las relaciones ancho - espesor	$\lambda_p$	65.10
	$\lambda_r$	86.42
	Max. Permitido	144.03
Razón ancho espesor de la columna	$h/t$	50

**COLUMNA COMPACTA**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga



El porcentaje de acero estructural ( $A_s$ ) respecto a la sección total ( $A$ ) es:

$$A_s / A = 10\%$$

CUMPLE

### Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión disponible se determina por:

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

Donde  $C_2 = 0.85$  para secciones rectangulares y  $C_2 = 0.95$  para secciones circulares

**TABLA 3.10 Resistencia disponible a compresión**

DESCRIPCIÓN			UNIDAD
<b>Sección de Concreto</b>	Ancho de la sección de hormigón	bc	14.2 cm
	Altura de la sección	hc	19.2 cm
	Área de la sección	Ac	272.64 cm <sup>2</sup>
	Inercia de la sección	lc	8375.50 cm <sup>4</sup>
	Factor	c2	0.85
	Resistencia disponible a compresión	Pp	123334.80 Kg

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Se deberá determinar la carga crítica de pandeo elástico  $P_e$ :

$$P_e = \pi^2 * (EI_{eff}) / (kL)^2$$

Donde:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$$

$C_3$  es el coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de miembros compuestos rellenos de hormigón y se calcula de la siguiente manera:

$$C_3 = 0.6 + 2 \left( \frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9$$

Por lo tanto, aplicando las fórmulas anteriores tenemos:

**TABLA 3.11 Carga crítica de pandeo elástico**

DESCRIPCIÓN			UNIDAD
Coeficiente	c3	0.8025	
Rigidez efectiva de la sección compuesta	Eieff	3.41E+09	Kg-cm <sup>2</sup>
Carga crítica de pandeo elástico	Pe	2.92E+05	Kg

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

La carga axial nominal de la columna compuesta no debe ser menor que la carga axial nominal de la sección de acero sola.

$$\text{Cuando } \frac{P_{no}}{P_{ec}} \leq 2.25$$

$$P_{nc} = P_{no} * \left[ 0.658 \frac{P_{no}}{P_{ec}} \right]$$

$$\text{Cuando } \frac{P_{no}}{P_{ec}} > 2.25$$

$$P_{nc} = 0.877 * P_{ec}$$

En el caso de secciones compactas  $P_{nc} = P_p$

**TABLA 3.12 Resistencia de diseño a compresión**

DESCRIPCIÓN			UNIDAD
Relación	Pp/Pe	0.42	
Resistencia nominal a compresión	Pn comp.	103355.50	Kg
Factor de resistencia en columnas LRFD	φ	0.75	
<b>Resistencia de diseño de compresión</b>	φPn	77516.62	Kg
	<b>φPn</b>	<b>77.52</b>	<b>Ton</b>

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Si comparamos la carga axial nominal de la columna compuesta con la carga axial nominal de una columna de acero de similar sección, se podrá tener el porcentaje de capacidad adicional que tiene la una respecto a la otra. Este valor nos servirá

para el reajuste del coeficiente de reducción de respuesta estructural “R” para la obtención del coeficiente de corte basal.

Por lo tanto, en este caso, la columna sin relleno tiene la siguiente capacidad:

**TABLA 3.13 Capacidad de la columna disponible a flexión**

DESCRIPCIÓN			UNIDAD
Altura de la columna	Hcol	2.4	m
Capacidad que soporta la columna	Pn col.	64.07	Ton
Capacidad usada a compresión	% C	33%	
Momento resistente de la columna a flexión	Mnx	6	Ton - m
	Mny	4	Ton - m
Factor de forma	Fx	1.18	
	Fy	1.13	
Capacidad disponible a flexión	% Fx	4	Ton - m
	% Fy	3	Ton - m

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

La NEC 2015 nos indica que para elementos conformados en frío se utiliza un factor de respuesta estructural de 2.5, sin embargo, como se dijo anteriormente son columnas compuestas y al tener el aporte del hormigón se incrementa la capacidad a un porcentaje del 161% por lo que se opta por considerar un valor de 4 para R, como se muestra en la TABLA 3.14.

**TABLA 3.14 Determinación de factor de reducción de respuesta estructural R.**

DESCRIPCIÓN			UNIDAD
Capacidad que soporta la columna	Pn col	64.069	Ton
Relación entre capacidad con y sin relleno	Pn comp / Pn col	161.32%	
<b>Factor de reducción de respuesta estructural</b>	<b>R</b>	2.500	Norma NEC-15
		4.033	Correlacionado
		<b>4.00</b>	<b>Asumido</b>

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### 3.2.2.2.2 Evidencia de diseño de vigas

La sección que se adopte de la viga deberá estar acorde a las cargas aplicadas, y su peralte deberá cumplir con condiciones de deflexiones y serviciabilidad, para lo cual, siempre se empieza con un pre-dimensionamiento ante cargas gravitacionales y las secciones finales se adoptarán en el modelo tridimensional en ETABS.

**TABLA 3.15 Cálculo del momento a flexión requerido en viga**

DESCRIPCIÓN			UNIDAD
Ancho colaborante	b	3.00	m
Longitud de la viga	Lon	4.00	
Volumen del hormigón	Vh	0.72	m <sup>3</sup>
Carga de hormigón	Dh	1.58	T
Carga muerta adicional	CMA	0.25	t/m <sup>2</sup>
Carga muerta adicional total	CMA total	3.00	T
Carga de acero	D acero	0.0734	T
<b>Carga Muerta Total</b>	<b>D total</b>	<b>4.66</b>	<b>T</b>
Carga viva adicional	L	0.2	t/m <sup>2</sup>
<b>Carga viva adicional total</b>	<b>L total</b>	<b>2.4</b>	<b>T</b>
<b>Combinación de carga</b>	<b>1.2D + 1.6L</b>	<b>9.43</b>	<b>T</b>
Carga repartida	q	2.36	t/m
<b>Momento de flexión requerido</b>	<b>M req.</b>	<b>4.71</b>	<b>t-m</b>

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Se comparan el momento a flexión requerido con el momento a flexión plástico, dado que el primero es menor, se considera que la sección cumple. Esto se puede visualizar estos valores en la TABLA 3.15 y la TABLA 3.16.

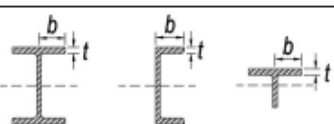
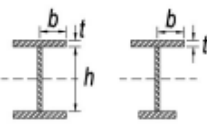
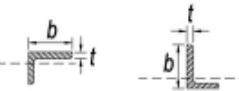
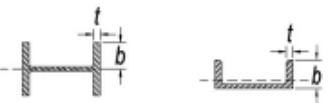

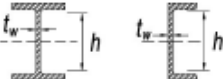
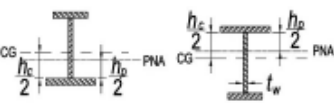
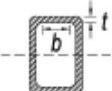
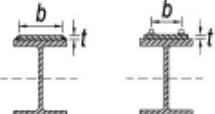
**TABLA 3.16 Cálculo de momento a flexión plástico**

DESCRIPCIÓN			UNIDAD
Módulo de elasticidad de acero	E	2100000	kg/cm <sup>2</sup>
Tipo de acero	Acero A:	36	
Ancho de sección	bf	10	cm
Espesor del patín superior	tf1	0.8	cm
Espesor del patín inferior	tf2	0.8	cm
Altura del alma	h	20	cm
Espesor del alma	tw	0.4	cm
Coefficiente para elementos esbeltos no atezados	kc	0.566	
Esfuerzo de fluencia	Fy	2529.87	kg/cm <sup>2</sup>
Área de la sección	A	23.36	cm <sup>2</sup>
Inercia de la sección	Ix	1683.06	cm <sup>4</sup>
	Iy	133.43	
Módulo de sección elástico	Sx	168.31	cm <sup>3</sup>
	Sy	26.69	
Radio de giro	rx	8.49	cm
	ry	2.39	
Módulo plástico	Zx	187.46	cm <sup>3</sup>
	Zy	40.74	
Factor de forma	fx	1.11	
	fy	1.53	
<b>Momento de flexión plástico</b>	<b>Mp</b>	<b>4.74</b>	<b>T-m</b>

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Las vigas deberán ser diseñadas con su alma y sus patines superior e inferior sísmicamente compactos, para lo cual se verificará con los límites establecidos en la TABLA 3.17, usando los casos 11 y 15.

**TABLA 3.17 Razones ancho – espesor de elementos en compresión de miembros a flexión**

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos	
			$\lambda_c$ (compacta-no compacta)	$\lambda$ (esbelto-no esbelto)		
Elementos No-Atiesados	10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [a] [b]	
	12	Alas de ángulos simples	b/t	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Alas de toda doble t y canal en torno a su eje más débil.	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Almas de tes	d/t	$0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	15	Almas de doble T simétricas y canales.	$h/t_w$	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16	Alas de secciones doble T con un solo eje de simetría.	$h_c/t_w$	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \lambda_c$ [c] $\left( \frac{0.54 M_x}{M_y} - 0.09 \right) \leq \lambda_c$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17	Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de soldadura.	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fuente: ANSI/AISC 360, 2010

La viga analizada cumple tanto en el alma como en las alas con la condición de ser sísmicamente compacta como se muestra en la TABLA 3.18.

**TABLA 3.18 Revisión de pandeo local en viga**

DESCRIPCIÓN			
Coeficientes límite para las relaciones ancho - espesor	Alas	$\lambda_p$ (caso 11)	10.95
		$\lambda_r$ (caso 11)	26.58
	Alma	$\lambda_p$ (caso 15)	108.33
		$\lambda_r$ (caso 15)	164.22
Relación ancho - espesor de la columna	bf / tf1	<b>6.25</b>	<b>SISMICAMENTE COMPACTA</b>
	bf / tf2	<b>6.25</b>	<b>SISMICAMENTE COMPACTA</b>
	h / tw	<b>46.00</b>	<b>SISMICAMENTE COMPACTA</b>

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### 3.2.2.3 Diseño de las conexiones

#### 3.2.2.3.1 *Diseño de la conexión viga - columna*

El diseño de la conexión viga – columna que incluyen los chequeos de la resistencia requerida y de diseño en el centro de VSR, de resistencia cortante de diseño, y del criterio de columna fuerte – viga débil se muestran en la TABLA 3.19.

TABLA 3.19 Diseño de conexión viga - columna

DESCRIPCIÓN			UNIDAD	
<b>DATOS GEOMÉTRICOS DE LA ESTRUCTURA</b>				
Luces	L1	4.00	m	
	L2	3.00	m	
Columna solo acero	bcol	15.00	cm	
	hcol	20.00	cm	
	Ixx	1870.12	cm <sup>4</sup>	
	Zxx	220.06	cm <sup>3</sup>	
	rx	7.80	cm	
Viga	Ixx	1683.06	cm <sup>4</sup>	
	Zxx	187.46	cm <sup>3</sup>	
	rx	8.49	cm	
<b>CONEXIÓN AL CORTE</b>				
Esfuerzo de fluencia	Fy	2530	kg/cm <sup>2</sup>	
Resistencia a la tensión	Fu	4070	kg/cm <sup>2</sup>	
Módulo de sección plástico en el centro de la sección reducida	ZVSR	147.52	cm <sup>3</sup>	
Momento plástico viga	Mp	4.74	T-m	
***	Cpr	1.16		
Factor de esfuerzo de fluencia probable - sobrerresistencia	Ry	1.3		
Resistencia de diseño en el centro de VSR	Mn@VSR	3.73	T-m	
	$\phi$ Mn@VSR	3.36	T-m	
Resistencia requerida	Mu1	3.33	T-m	
	Mu2	1.00	T-m	
$\phi$ Momento plástico viga	$\phi$ Mp	4.27	T-m	
<b>Chequeo de resistencia requerida y de diseño en el centro de VSR</b>				
****	$\phi$ Mn@VSR	>	Mu1	ok
	$\phi$ Mn@VSR	>	Mu2	ok
	$\phi$ Mp	>	Mu1	ok
	$\phi$ Mp	>	Mu2	ok



<b>RESISTENCIA DE CORTANTE DE DISEÑO</b>			
Resistencia a cortante	$\phi V_n$	12.14	T
	$V_u$	4.79	T
<b>Chequeo de resistencia de cortante de diseño</b>			
****	$\phi V_n$	>	$V_u$ ok
<b>DISEÑO DE CONEXIÓN VIGA - COLUMNA</b>			
Momento probable maximo en el centro de VSR	$M_{pr}$	5.63	T-m
Distancia desde cara columna al eje de rótula plástica	$Sh$	0.145	m
Distancia entre centros de VSR	$L_{h1}$	3.51	m
	$L_{h2}$	2.51	m
Momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia esperado	$M_{pe}$	6.165	T-m
<b>Chequeo de criterio columna fuerte - viga débil</b>			
DATOS DEL MODELO	$Z_{c1}$	303.60	cm <sup>3</sup>
	$Z_{c2}$	303.60	cm <sup>3</sup>
	$F_{yc}$	2530	Kg/cm <sup>3</sup>
	$P_{uc1}$	10340.00	Kg
	$P_{uc2}$	22590.00	Kg
	$A_{g1}$	51.20	cm <sup>2</sup>
	$A_{g2}$	51.20	cm <sup>2</sup>
	$h_{c1}$	2.40	m
	$h_{c2}$	2.40	m
Factor para cálculo de $\Sigma M^*_{pc}$	$f_1$	1.09	
	$f_2$	1.09	
Sumatoria de momentos plásticos nominales de la columna	$\Sigma M^*_{pc}$	1462767.62	Kg-cm
Sumatoria de momentos plásticos nominales de la viga	$\Sigma M^*_{pv}$	1245110.06	Kg-cm
$\Sigma M^*_{pc} / \Sigma M^*_{pv}$	1.17	$\geq 1.00$	ok

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Este es el principal tema en estudio, de forma que se pueda plantear una alternativa adecuada para que se cumplan los requisitos de este apartado. El planteamiento en estudio es el siguiente:

a) Evitar la soldadura directa entre las alas de las vigas y las caras de la columna colocando anillos rigidizantes que tengan las siguientes características:

- Espesor similar a la sección de las alas de viga.
- Se deberá tener un sobre ancho no menor a 3cm que permita redistribuir los esfuerzos que se generan en los nudos ante cargas laterales.
- Se plantea dos opciones geométricas, una opción rectangular y otra con sus esquinas chaflanadas.

b) Las columnas no deben tener perfiles con espesores muy delgados para evitar concentraciones de esfuerzos en las caras de las mismas.

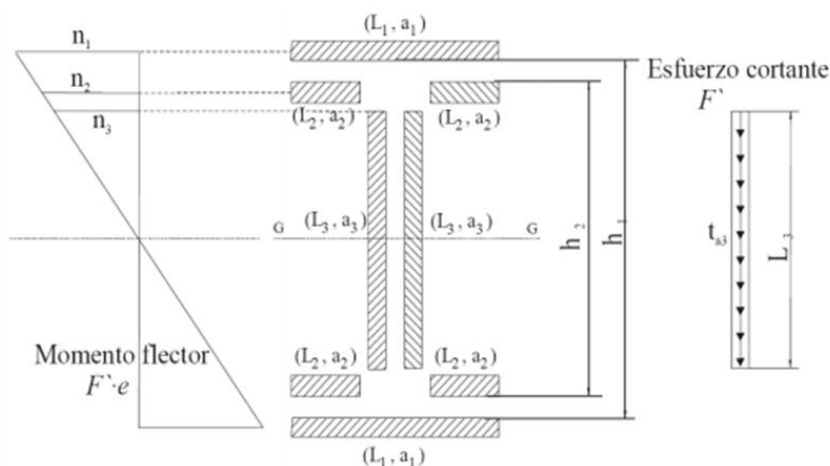
### 3.2.2.3.2 Diseño de la conexión soldada

En Ecuador es común poner en práctica la soldadura continua entre la viga y la columna, razón por la cual se la va a considerar como unión de diseño en la estructura en estudio.

El procedimiento de diseño de este tipo de unión es el siguiente:

$$I_G = 2 \left[ \frac{L_1 * a_1^3}{12} + L_1 * a_1 * \left( \frac{h_1}{2} + \frac{a_1}{2} \right)^2 \right] + 4 \left[ \frac{L_2 * a_2^3}{12} + L_2 * a_2 * \left( \frac{h_2}{2} - \frac{a_2}{2} \right)^2 \right] + 2 * \frac{a_3 * L_3^3}{12}$$

**FIGURA 3.22 Sección de viga tipo I**



Fuente: EC3 Eurocodigo

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Las dimensiones de la sección de la viga tipo I son:

$$\begin{aligned}
 \text{patín} &= 10.00 \text{ cm} \\
 h &= 25.00 \text{ cm} \\
 \text{garganta} &= 0.30 \text{ cm} \\
 t_f &= 0.80 \text{ cm} \\
 t_w &= 0.40 \text{ cm} \\
 L_1 &= 10.00 \text{ cm} \\
 a_1 &= 0.30 \text{ cm} \\
 L_2 &= 4.50 \text{ cm} \\
 a_2 &= 0.30 \text{ cm} \\
 L_3 &= 22.80 \text{ cm} \\
 a_3 &= 0.30 \text{ cm} \\
 h_1 &= 25.00 \text{ cm} \\
 h_2 &= 23.40 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Donde:

$L_1$ ,  $L_2$  y  $L_3$  son longitudes de soldadura de las alas y alma de la viga tipo I.

$a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$  son espesor (garganta) de soldadura

$$I_G = 2273.2116 \text{ cm}^4 = 22732116 \text{ mm}^4$$

$$W = \frac{I_G}{\left(\frac{h_1}{2} + \frac{a_1}{2}\right)} ; A_{cortante} = 2 * L_3 * a_3$$

$$W = 179.701 \text{ cm}^3$$

$$A_{cortante} = 13.68 \text{ cm}^2$$

Las tensiones en cada uno de los tres tipos de cordón son las siguientes:

Cordones tipo 1

$$n_1 = \frac{F^* * e}{W} ; t_{n1} = 0 ; t_{a1} = 0 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = \tau_{n1} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{F^* * e}{W} \\ \tau_{a1} = 0 \end{cases}$$

$$F^* = 5424 \text{ kg}$$

$$e = 50 \text{ cm}$$

$$n_1 = 1509$$

$$t_{n1} = 0 \quad \Gamma_1 = T n_1 = 1067.19 \quad T_{a1} = 0$$

$$t_{a1} = 0$$

Cordones tipo 2

$$n_2 = \frac{F^* \cdot e}{W} * \frac{h_2 - a_2}{h_1 + a_1}; \quad t_{n2} = 0; \quad t_{a2} = 0 \rightarrow \begin{cases} \sigma_2 = \tau_{n2} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{F^* \cdot e}{W} * \frac{h_2 - a_2}{h_1 + a_1} \\ \tau_{a2} = 0 \end{cases}$$

$$n_2 = 1378$$

$$t_{n2} = 0 \quad \Gamma_2 = T n_2 = 974.39 \quad T_{a2} = 0$$

$$t_{a2} = 0$$

Cordones tipo 3

$$n_3 = \frac{F^* \cdot e}{W} * \frac{L_3}{h_1 + a_1}; \quad t_{n3} = 0; \quad t_{a3} = \frac{F^*}{2 * L_3 * a_3} \rightarrow \begin{cases} \sigma_3 = \tau_{n3} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{F^* \cdot e}{W} * \frac{L_3}{h_1 + a_1} \\ \tau_{a3} = \frac{F^*}{2 * L_3 * a_3} \end{cases}$$

$$n_3 = 1360$$

$$t_{n3} = 0 \quad \Gamma_3 = T n_3 = 961.74 \quad T_{a3} = 396.51$$

$$t_{a3} = 397$$

$$F_u = 4070 \text{ kg/cm}$$

$$\beta_w = 0.9$$

$$\gamma_{mw} = 1.25$$

Mediante la aplicación del método direccional se obtienen las siguientes expresiones finales:

Cordones 1:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_n^2 + \tau_a^2)} = \sqrt{\left(\frac{1}{\sqrt{2}} \left(\frac{F^* \cdot e}{W}\right)\right)^2 + 3 \left(\frac{1}{\sqrt{2}} \left(\frac{F^* \cdot e}{W}\right)\right)^2} = \sqrt{2} * \frac{F^* \cdot e}{W} \leq \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{mw}}$$

Cordones 2:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_n^2 + \tau_a^2)} = \sqrt{2} * \frac{F^* * e}{W} * \frac{h_2 - a_2}{h_1 + a_1} \leq \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{Mw}}$$

Cordones 3:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_n^2 + \tau_a^2)} = \sqrt{2 * \left(\frac{F^* * e}{W} * \frac{L_3}{h_1 + a_1}\right)^2 + 3 \left(\frac{F^*}{2 * L_3 * a_3}\right)^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{Mw}}$$

Cordones 1	2134.39	<=	3617.78	OK
Cordones 2	1948.79	<=	3617.78	OK
Cordones 3	2042.41	<=	3617.78	OK

### 3.2.3 PREDICCIÓN DE CARGAS EN PÓRTICO PLANO

Para realizar este proceso, se considera el cortante basal determinado anteriormente, mismo que hace referencia a toda la estructura, es decir, la carga lateral que soportará uno de los pórticos representa la tercera parte de la carga sísmica de toda la estructura.

Debido a que el ensayo experimental se lo llevará a cabo considerando la aplicación de cargas en un pórtico, en un plano de coordenadas, se utilizará el software “seismostruct” para poder predecir la carga lateral máxima que soportará el pórtico antes de producirse su falla.

Las secciones adoptadas para el proceso son las que cumplieron con la modelación matemática anteriormente realizada y basada en las condiciones que se disponen en el Centro de Investigación de la Vivienda (CIV), perteneciente a la Escuela Politécnica Nacional.

Se procuró que las secciones y el pórtico configurado no sobrepasen la capacidad de 20Ton, ya que de esta manera se podrá realizar un ensayo cíclico simulando el

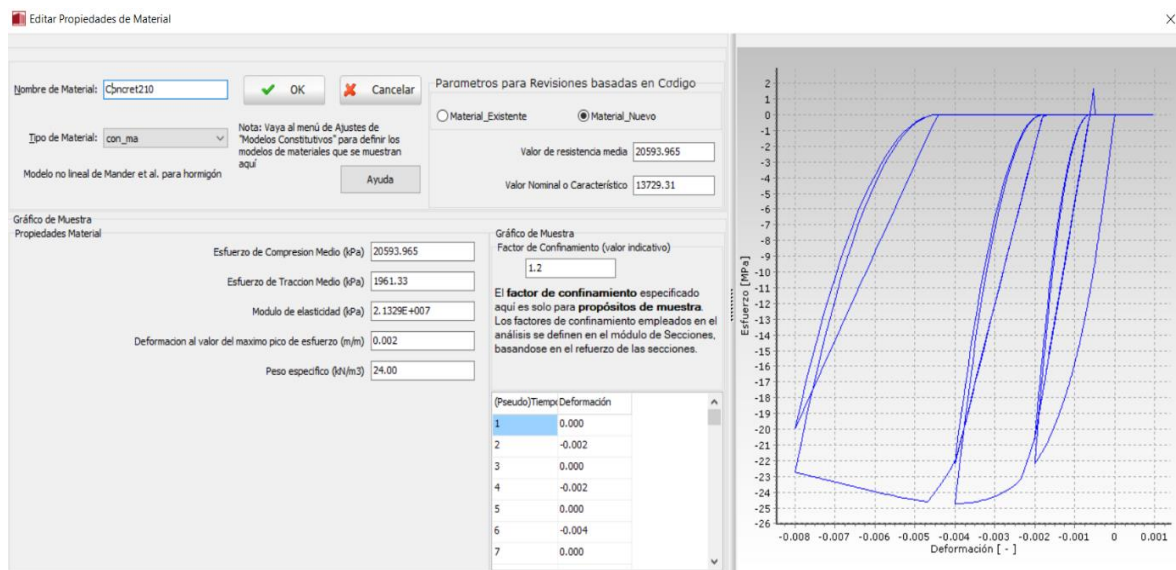
comportamiento del pórtico ante la presencia de un sismo mediante una carga lateral.

### 3.2.3.1 Modelación de pórtico ideal en Seismostruct

#### 3.2.3.1.1 Materiales

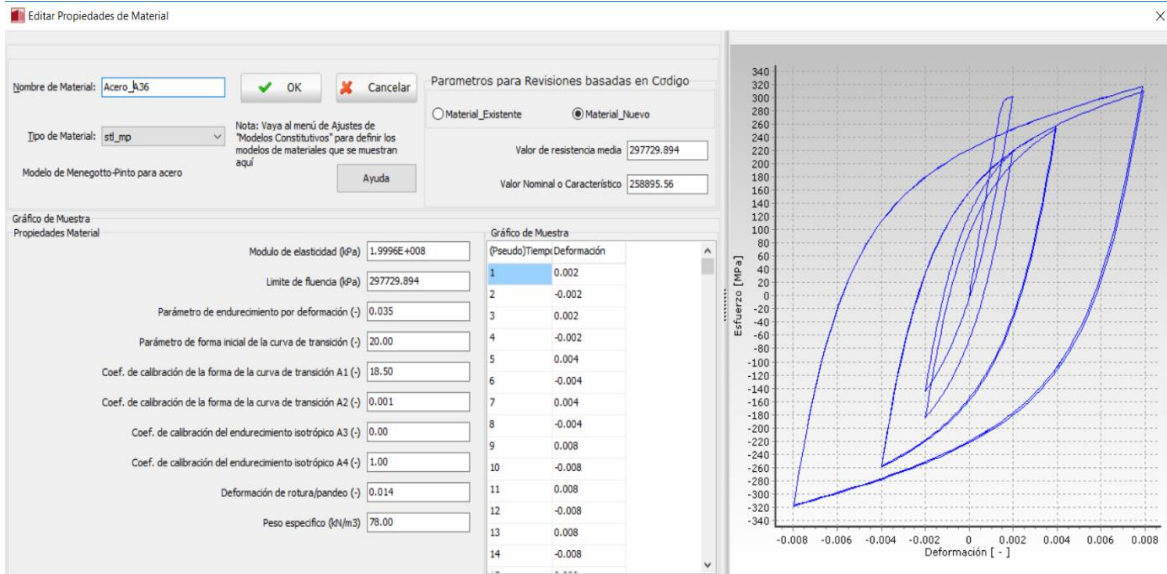
Las propiedades de los materiales utilizados son las que por default nos entrega el programa, considerando un hormigón con un  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y un acero estructural A36. Estos valores son provisionales, se realizarán los ensayos necesarios para determinar las propiedades reales y de ésta manera calibrar los modelos matemáticos comparándolos con los modelos físicos.

**FIGURA 3.23 Propiedades del hormigón  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$  en SEISMOSTRUCT**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

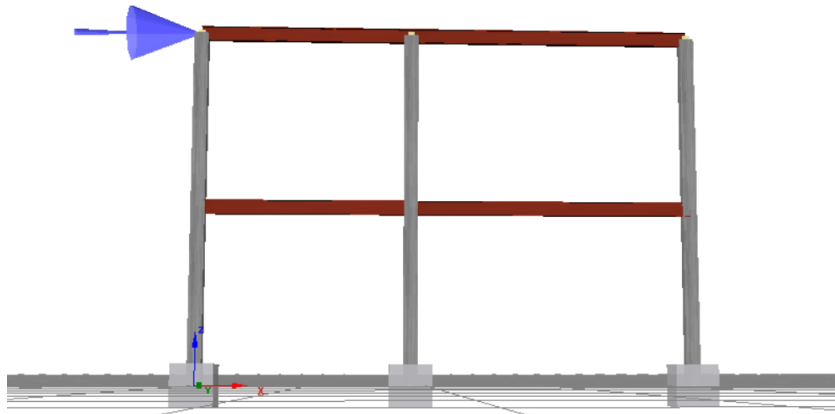
**FIGURA 3.24 Propiedades del acero A36 en SEISMOSTRUCT**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

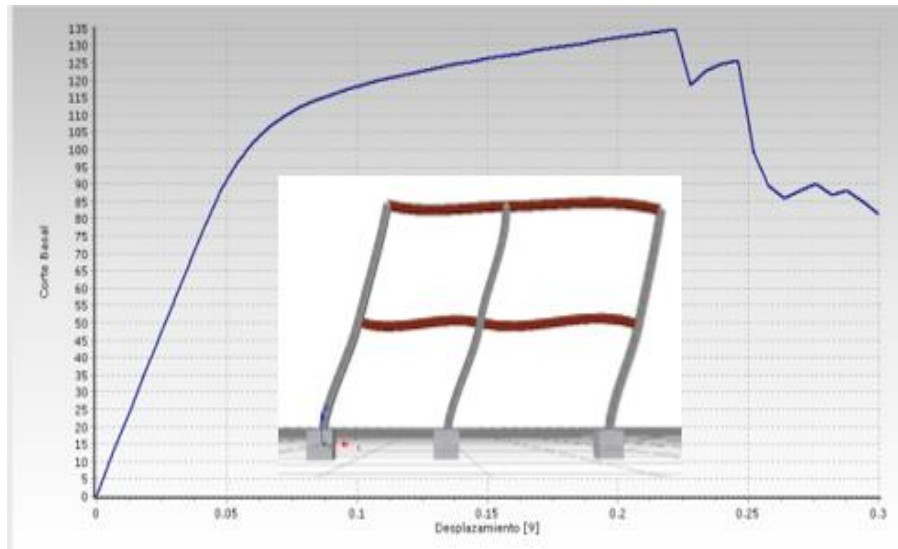
### 3.2.3.1.2 Modelo del Pórtico

**FIGURA 3.25 Pórtico 2D en software SEISMOSTRUCT**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Debemos tomar en cuenta que el análisis del pórtico en el software Seismostruct considera condiciones “ideales”, ya que asume que no existen fallas en las uniones y que los nudos son completamente rígidos; de tal forma, que la carga lateral máxima que se obtuvo para la predicción fue de 13.5 Ton, con un desplazamiento de alrededor de 222mm, tal como se muestra en la FIGURA 3.26:

**FIGURA 3.26 Gráfica de desplazamiento y carga máxima lateral (predictiva)**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Es importante mencionar que se debe realizar la calibración del modelo matemático mediante la comparación con los datos del ensayo físico. Dicha calibración se la analizará dentro del capítulo 5.



## CAPÍTULO 4

### 4 MODELACIÓN FÍSICA

Dentro del presente estudio se realizaron tres modelos físicos con elementos estructurales de secciones definidas según el modelo tridimensional generado en ETABS y probado en el Seismostruct, cada modelo físico tendrá características diferentes en lo que respecta a su unión soldada viga-columna. Se utilizó el pórtico B para este análisis.

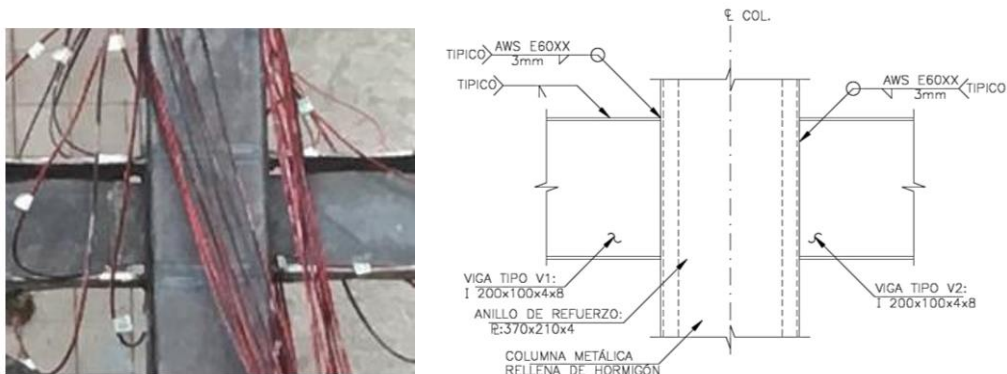
#### 4.1 MODELOS FÍSICOS

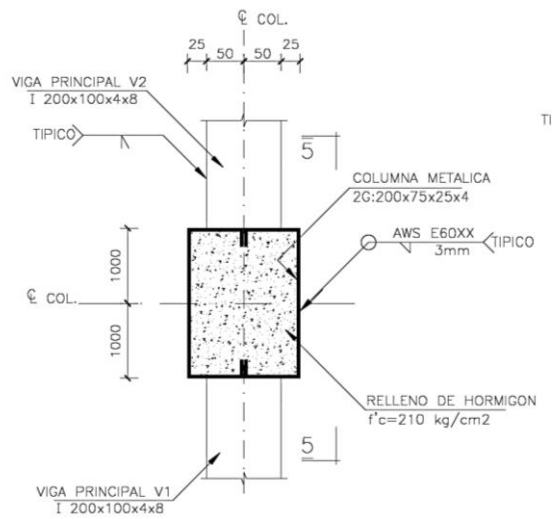
Se planificaron los ensayos considerando disminuir la mayor cantidad de variables como el material utilizado, mano de obra calificada, equipos necesarios con la finalidad de observar el comportamiento de la conexión viga columna de la estructura bajo condiciones controladas.

El primer modelo, que comúnmente se ve en nuestro medio, es aquel que consiste en una conexión viga columna sin reforzamientos.

- a) Unión común de viga-columna (sin refuerzo en el nudo)

**FIGURA 4.1 Unión viga columna**



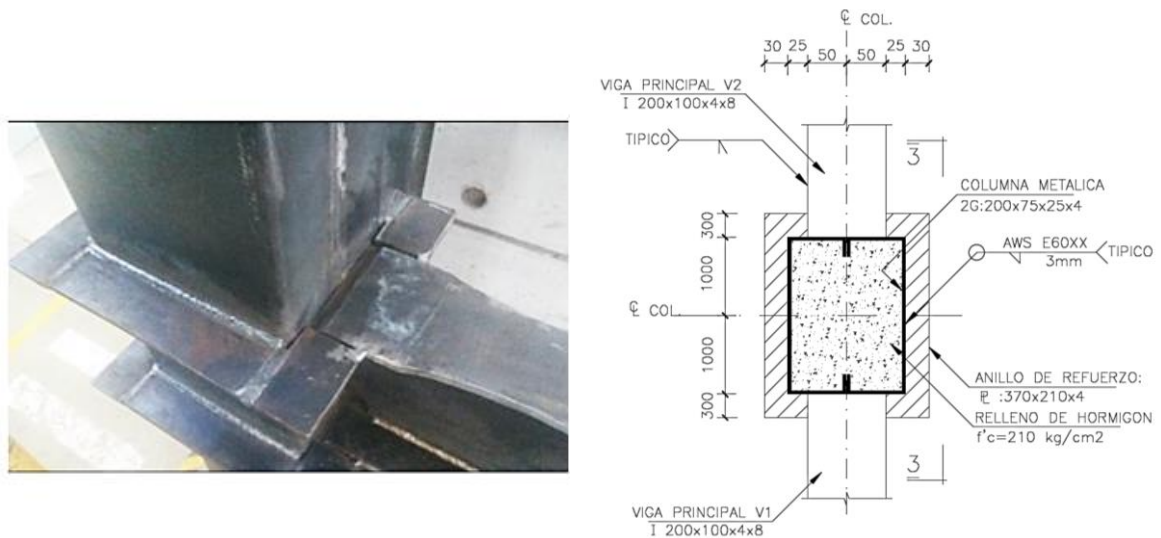


Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Los dos pórticos siguientes, incluyen reforzamiento externo en el nudo mediante un anillo perimetral.

b) Unión viga-columna con anillo exterior rectangular

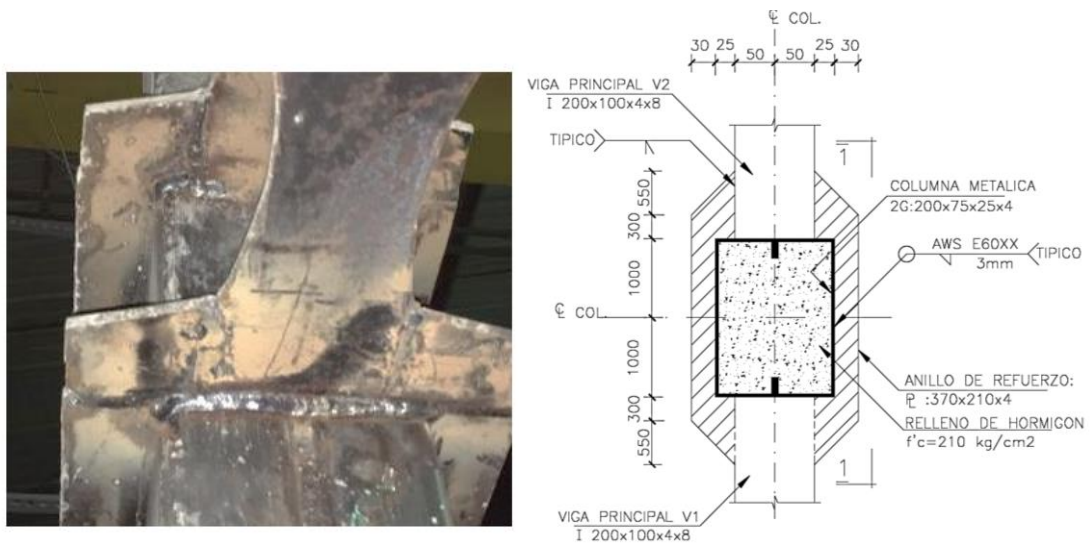
**FIGURA 4.2 Unión con refuerzo exterior rectangular**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

c) Unión viga-columna con anillo exterior con extremos trapezoidales

**FIGURA 4.3 Unión con refuerzo exterior con extremos trapezoidales**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Las tres estructuras servirán para verificar el desempeño que cada una presenta y la influencia de utilizar o no reforzamientos en el nudo (Conexión Viga –Columna). Estos modelos experimentales van a ser comparados, y de esta forma se determinará cuál de ellos resulta ser el que más se acerca a los resultados teóricos y/o brinda un mejor comportamiento estructural.

De cada modelo se tomará información de fuerza lateral aplicada y deformación, en intervalos de fuerza de aproximadamente 1 tonelada. La fuerza lateral será aplicada en una sola dirección (paralela al plano del pórtico) pero considerando sentidos contrarios (simulando un evento sísmico).

## 4.2 DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS QUE CONFORMAN LOS PÓRTICOS A ENSAYAR

### 4.2.1 COLUMNAS

Las columnas serán conformadas por la soldadura de dos perfiles tipo G200x75x25x4, y se rellenarán de hormigón con un  $f'_c=210 \text{ Kg/cm}^2$ .

**FIGURA 4.4 Sección transversal de columnas**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### 4.2.2 VIGAS

Las vigas serán armadas con placas soldadas, sus espesores, medidas de alas y alma se determinaron en el diseño estructural y están indicados en los respectivos planos de detalles adjuntos al presente escrito (Anexo 1).

**FIGURA 4.5** Altura de viga



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 4.6** Ancho de alas



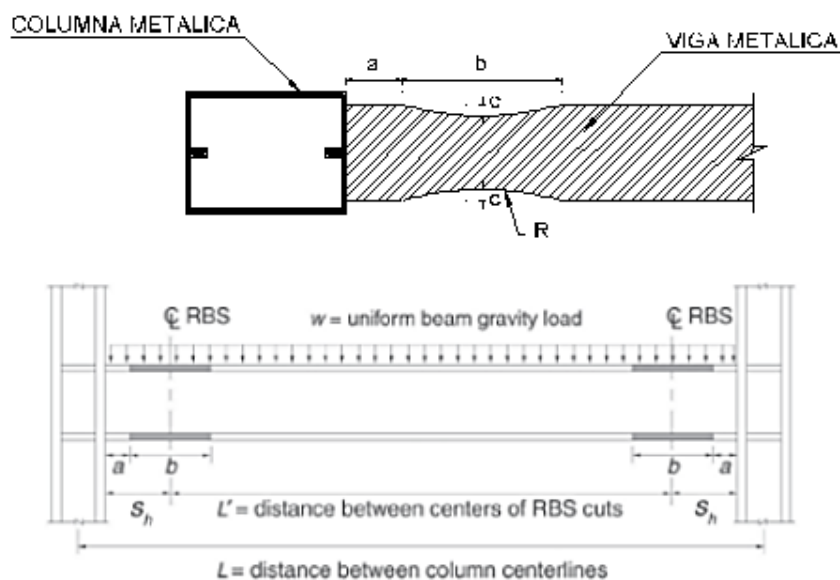
Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 4.7 Sección transversal de la viga**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

#### 4.2.2.1 Conexiones Calificadas RBS (Reduced Beam Section)

Las conexiones RBS están precalificadas para su uso en los pórticos tipo SMF (Special Moment Frames) y tipo IMF (Intermediate Moment Frames), en este tipo de conexiones se reduce las alas de la viga recortándolas selectivamente en la región adyacente a la columna, el objetivo es generar las denominadas rótulas plásticas.

**FIGURA 4.8 Esquema conexión de sección reducida**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Donde el valor "a" se considera entre el 50-75% del ancho del ala de la viga.

Adicionalmente, se considera que el centro de la rótula plástica, en vigas de peraltes considerables, se encuentra a una distancia de 1.1 veces la altura efectiva de la viga, medida desde la cara de la columna

**FIGURA 4.9 Conexión con sección reducida en vigas - modelo físico**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

De esta manera, la sección reducida en las vigas del modelo físico tiene las siguientes características geométricas:

$$R = \frac{(4c^2 + b^2)}{8c}$$

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

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

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

Donde:

R= Radio

$b_f$  = Ancho del ala de la viga

d= Peralte de la viga

a= Distancia desde la cara de la columna hasta donde empieza la sección reducida

$b$ = Longitud del corte de la viga de sección reducida

$c$ = Profundidad del corte en el centro de la viga de sección reducida.

**TABLA 4.1 Características geométricas de la sección reducida**

DESCRIPCIÓN		UNIDAD
$b_f$	10	cm
$d$	20	cm
$a$	$5 < a < 7.5$	cm
$a$ asumido	7	cm
$b$	$13 < b < 17$	
$b$ asumido	15	cm
$c$	$1 < c < 2.5$	cm
$c$ asumido	1.3	cm
$R$	22.28462	cm
Zona protegida	22	cm
$b/2+a$ (eje SR)=	14.5	cm

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

#### 4.2.3 ENSAMBLADO Y CONSTRUCCIÓN DE LOS PÓRTICOS A ENSAYAR

La construcción de los pórticos se la realizó dentro del laboratorio de la vivienda, cumpliendo con los requisitos de seguridad en la manipulación de los equipos. Los pórticos se ensamblaron cuidando la perpendicularidad de los elementos.



**FIGURA 4.10** Ensamble de vigas a columnas



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 4.11** Pórtico ensamblado



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### **4.3 EQUIPOS Y MATERIALES USADOS PARA EL ENSAYO**

#### **4.3.1 APLICACIÓN DE CARGA**

Para la aplicación de la carga se utiliza un pistón con una celda de carga de 20 t con posibilidad de desplazar al extremo superior del pórtico hasta 23 cm hacia la derecha o izquierda de su posición inicial.

**FIGURA 4.12 Gata hidráulica con pistón de carga**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

#### **4.3.2 PERNOS DE BASE**

Es necesario arriostrar la estructura a la losa de reacción para simular el empotramiento, que por lo regular se tiene entre la cimentación y las columnas, para lo cual se utilizó pernos pretensados para asegurar la placa base de las columnas hacia la losa de reacción del laboratorio y así garantizar que los pies de columnas no se desplacen en las tres direcciones (horizontal, vertical y elevación).

**FIGURA 4.13 Sujeción de placas base de columna a losa de reacción**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### 4.3.3 RIOSTRAS LATERALES DEL PÓRTICO

Para impedir que los pórticos puedan desplazarse en un plano ajeno al de la aplicación de la carga se requiere de la colocación de arrastramientos laterales para impedir efectos no deseados en la ejecución del ensayo.

**FIGURA 4.14 Arriostramiento lateral de pórtico**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### 4.3.4 SUJECCIÓN DE PISTÓN A PÓRTICOS

La sujeción del pistón se realiza mediante una canastilla de acero, a través de la cual se logra aplicar la carga lateral a los pórticos.

**FIGURA 4.15 Sujeción de gata y pistón con los pórticos a ensayar**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

## **4.4 ENSAYOS**

Una vez concluido el proceso de construcción, se procede a instrumentar los pórticos usando strain gauges, los mismos que son utilizados para registrar el comportamiento de los materiales y del pórtico en distintas zonas del nudo. Se tomará datos de los nudos del eje central del pórtico, de tal manera que se pueda registrar los esfuerzos que se generen durante la aplicación de la carga lateral. Dentro de la instrumentación se utilizaron deformímetros para conocer los desplazamientos laterales generados en los pórticos durante la aplicación de cargas.

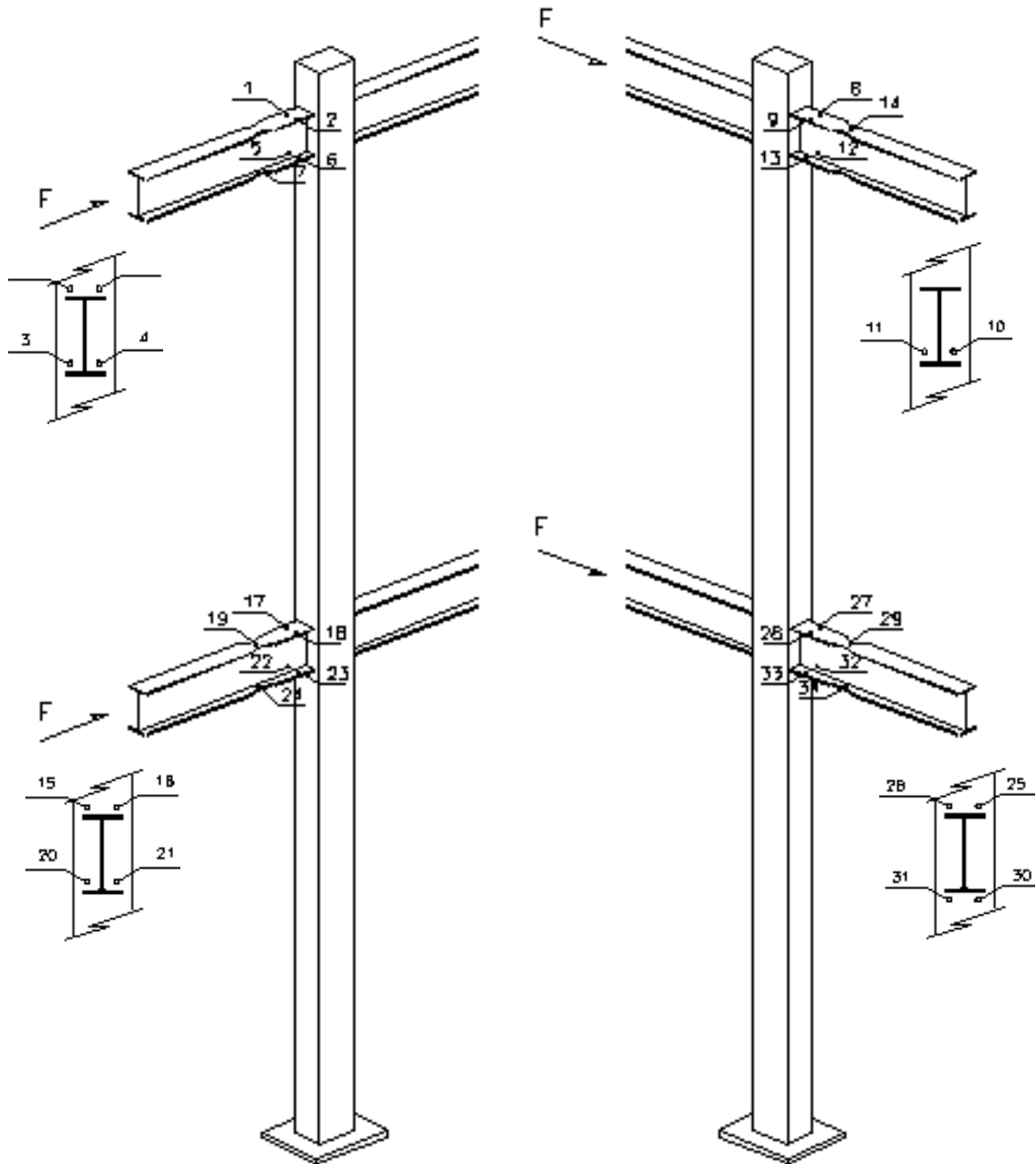
Con el fin de comparar el comportamiento de todos los pórticos a ensayarse, se definió un patrón de carga que varié una tonelada en cada sentido, es decir, de cero a uno en un sentido, se descarga y se realiza el mismo procedimiento en el otro sentido y así sucesivamente. Teniendo en cuenta que la mayor carga que alcanzará el pórtico será alrededor de las 15 toneladas, y el valor estimado de deformación será menor a los 23 centímetros que es la capacidad máxima de desplazamiento del gato a utilizar.

### **4.4.1 ENSAYO DE PÓRTICO SIN REFORZAMIENTO**

#### **4.4.1.1 Ubicación de strain gauges**

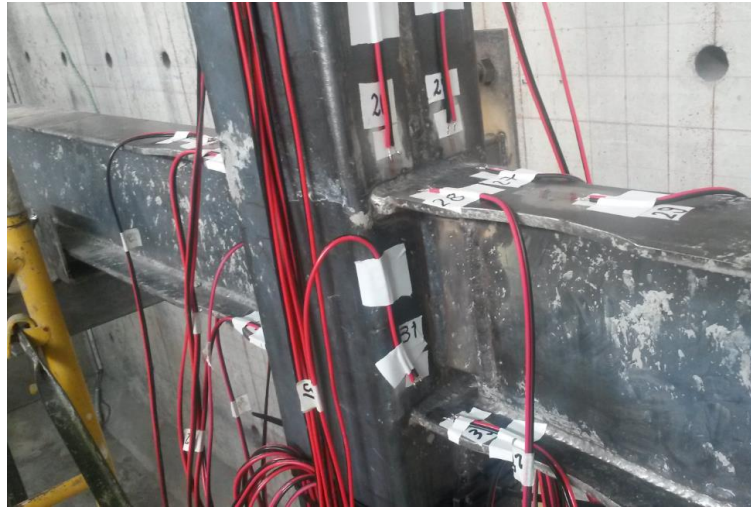
En este pórtico estarán colocados 34 strain gauges, tal como se puede ver en la FIGURA 4.16.

FIGURA 4.16 Ubicación de strain gauges en el pórtico sin reforzamiento



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 4.17 Colocación de strain gauges en laboratorio (nudo central inferior)**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 4.18 Colocación de strain gauges en laboratorio (nudo central superior)**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 4.19 Pórtico no deformado**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

De cada pórtico ensayado se podrá obtener curvas de carga vs tiempo, carga vs deformación, además se podrá determinar la rigidez y pérdida de la misma en cada ciclo de carga y descarga.

**FIGURA 4.20 Pórtico deformado**

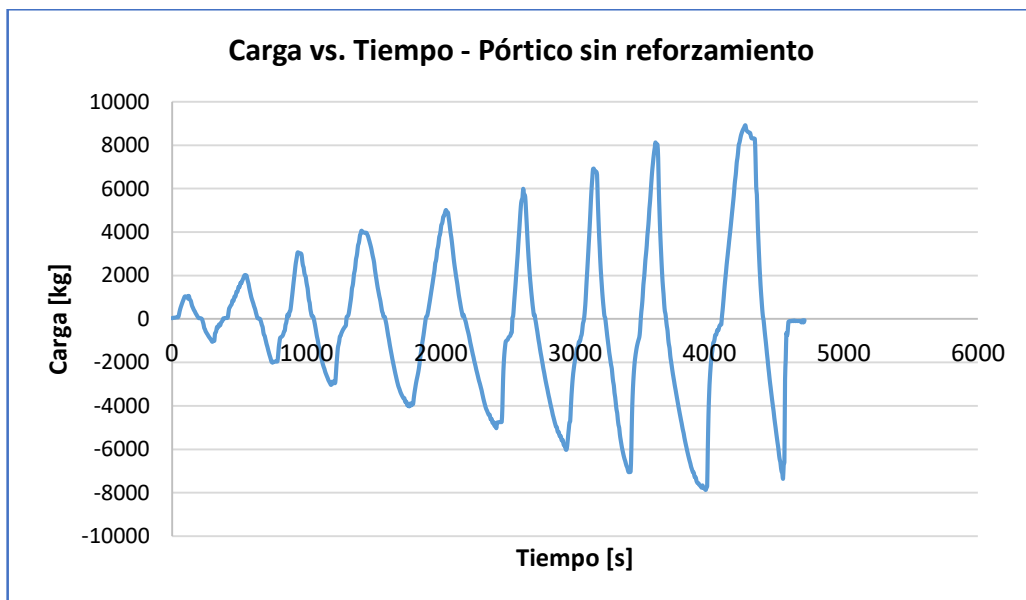
Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

#### 4.4.1.2 Medición de Carga vs Tiempo

Se registra la aplicación de cargas a lo largo del tiempo, lo que permite graficar su relación y de esta manera observar el número de ciclos de carga dados para cada pórtico en estudio.

Se puede ver en el GRÁFICO 4.1 que dicho pórtico pudo ser cargado hasta las 8.917 ton, la duración del ensayo fue de aproximadamente 1.3 horas.

**GRÁFICO 4.1 Carga vs tiempo de pórtico 1 - sin reforzamiento**



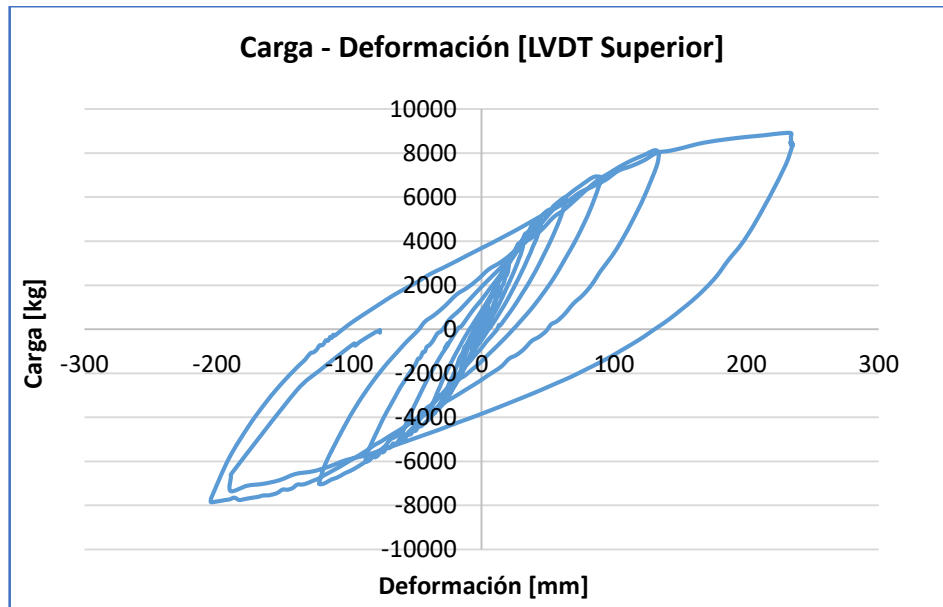
Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

#### 4.4.1.3 Medición de Carga vs Deformación

Con la ayuda de los LVDT colocados en la etapa de instrumentación, se puede observar las deformaciones obtenidas en los dos pisos de cada pórtico, la deformación máxima en el segundo piso de 233.6 mm mientras que en el primer piso 108.9 mm, todos estos valores son para la carga mencionada anteriormente de 8.917 ton, pero hay que recalcar que la deformación máxima alcanzada por el pórtico es de 234.7mm.

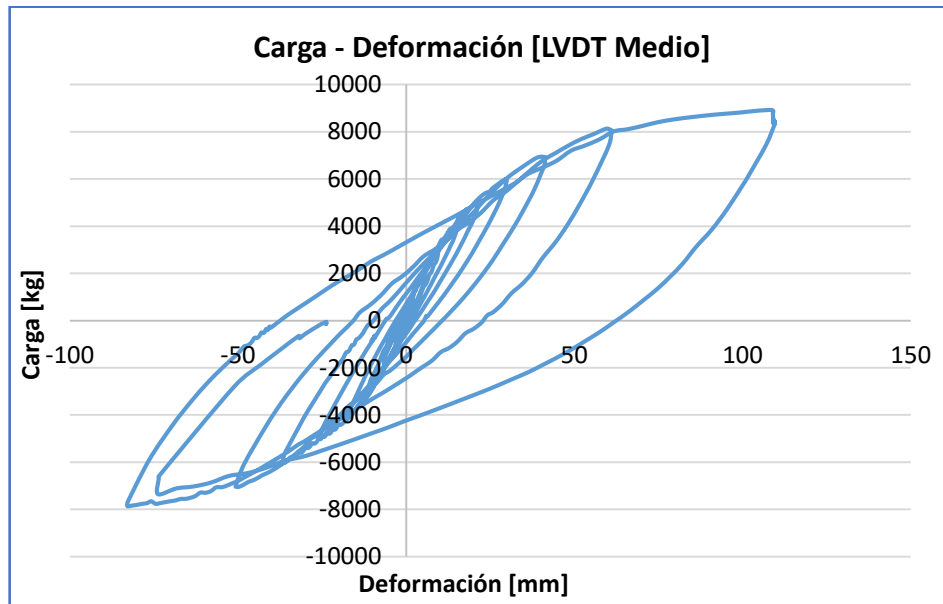


**GRÁFICO 4.2 Carga vs deformación de pórtico 1 sin reforzamiento (segundo piso)**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**GRÁFICO 4.3 Carga vs deformación de pórtico 1 sin reforzamiento (primer piso)**

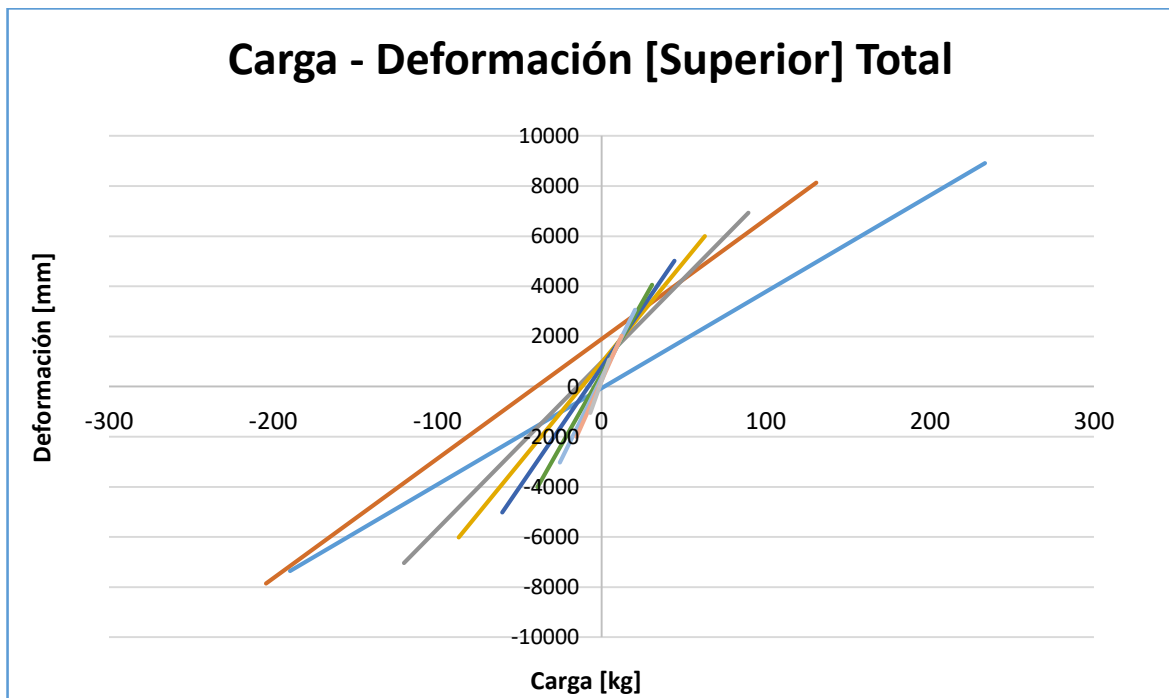


Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

#### 4.4.1.4 Pérdida de rigidez

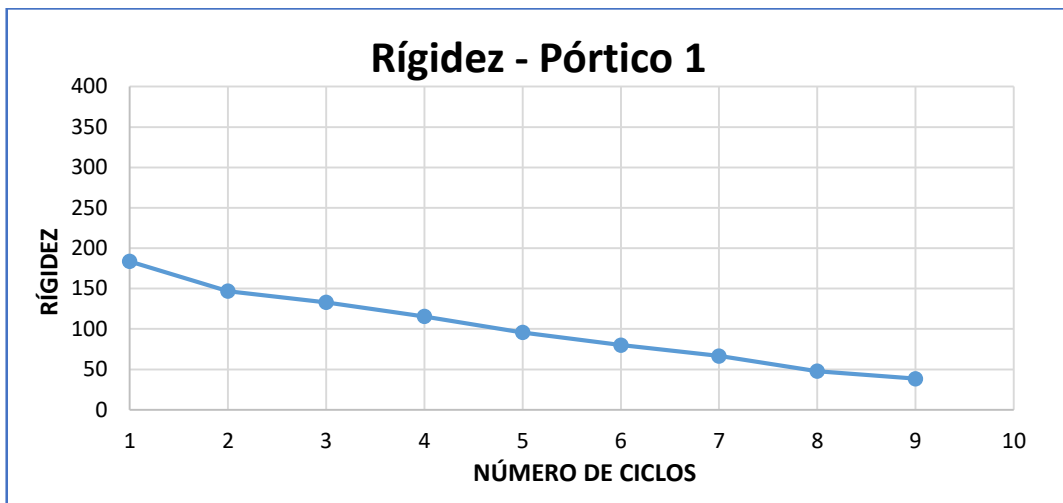
La rigidez fue calculada con el método de rigidez secante; la misma se determina seleccionando los puntos de mayor valor absoluto de las curvas de carga-deformación para cada ciclo y trazando una recta entre ellos, estas rectas pueden ser representadas en una función de primer grado, en la cual el valor de la pendiente resulta ser el valor de la rigidez en cada ciclo. De esta forma, se puede ver gráficamente la variación de rigidez conforme se incrementa la carga lateral de ensayo.

**GRÁFICO 4.4 Funciones de primer grado para determinación de rigidez en cada ciclo de pórtico 1 - sin reforzamiento**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

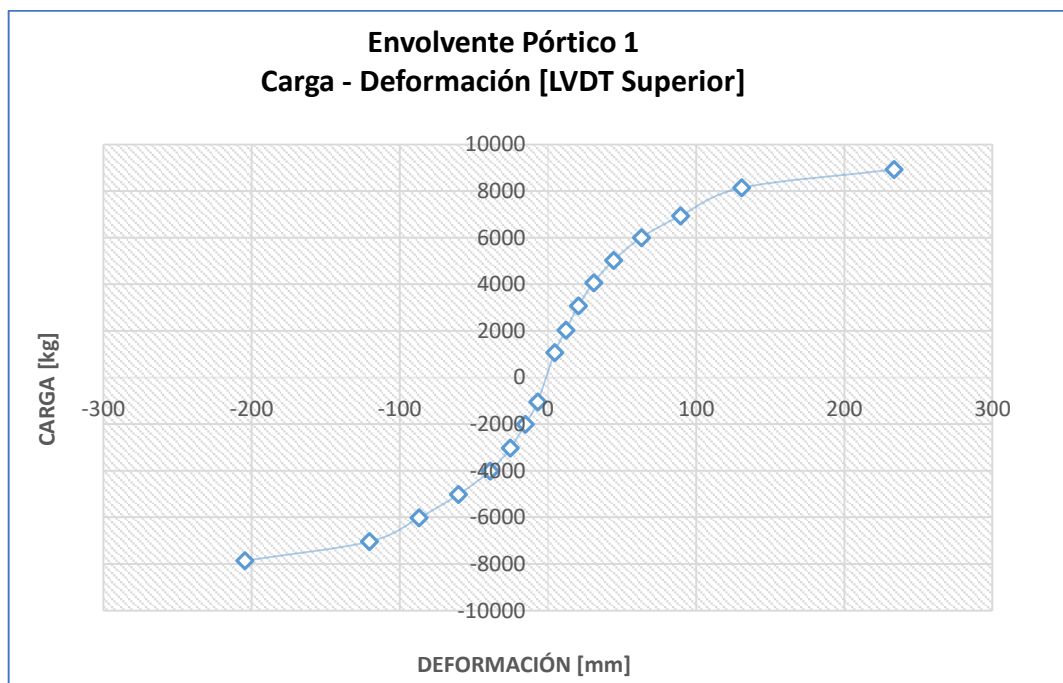
**GRÁFICO 4.5 Pérdida de rigidez en cada ciclo de pórtico 1 - sin reforzamiento**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

La envolvente se refiere a la representación gráfica de las mayores cargas por ciclo con sus respectivas deformaciones.

**GRÁFICO 4.6 Envolvente pórtico 1**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

#### 4.4.1.5 Fallas en pórtico 1 - sin reforzamiento

Este pórtico tuvo una baja capacidad a carga lateral debido a la fractura del acero de las columnas en la unión soldada con las vigas, dándose la primera falla en el nudo central del primer piso, dichas fallas se pueden observar en la FIGURA 4.21.

**FIGURA 4.21 Desprendimiento de acero de las columnas**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Adicionalmente, se puede observar la pérdida de adherencia entre el hormigón y el acero de las columnas.

**FIGURA 4.22 Pérdida de adherencia entre hormigón y acero de las columnas**



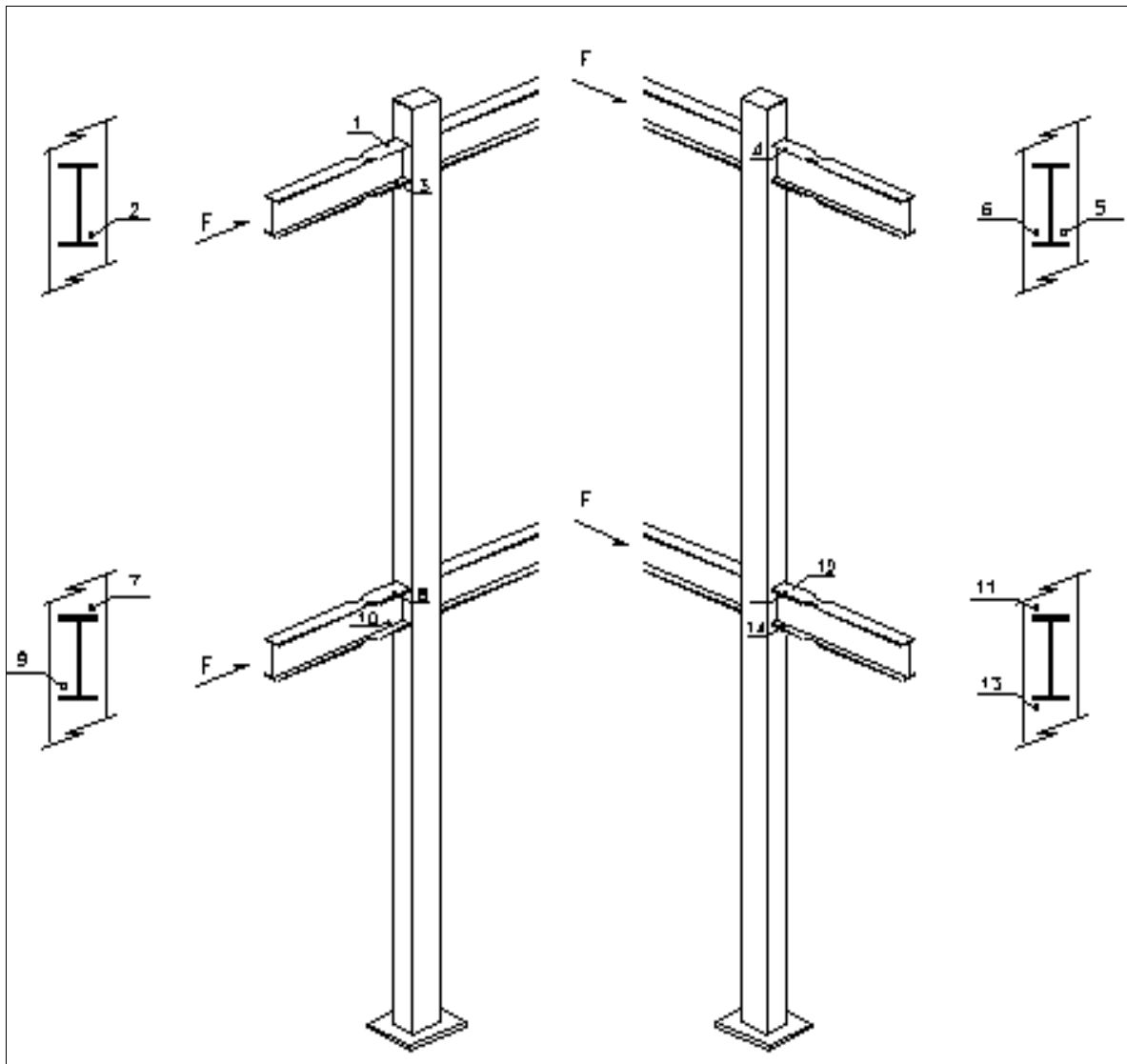
Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

#### 4.4.2 ENSAYO DE PÓRTICO 2 - CON REFORZAMIENTO DE LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA CON PLACA RECTANGULAR

##### 4.4.2.1 Ubicación de strain gauges

En este pórtico estarán colocados 14 strain gauges, tal como se puede ver en la FIGURA 4.23, se disminuyó este número respecto al pórtico ensayado sin refuerzo, ya que, se observó un comportamiento similar en algunos puntos, es decir, la concentración de esfuerzos fue similar.

**FIGURA 4.23 Ubicación de strain gauges en el pórtico 2 - con refuerzo de placa rectangular**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 4.24 Colocación de strain gauges en laboratorio (nudo central superior)**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 4.25 Colocación de strain gauges en laboratorio (nudo central inferior)**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 4.26 Pórtico no deformado**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

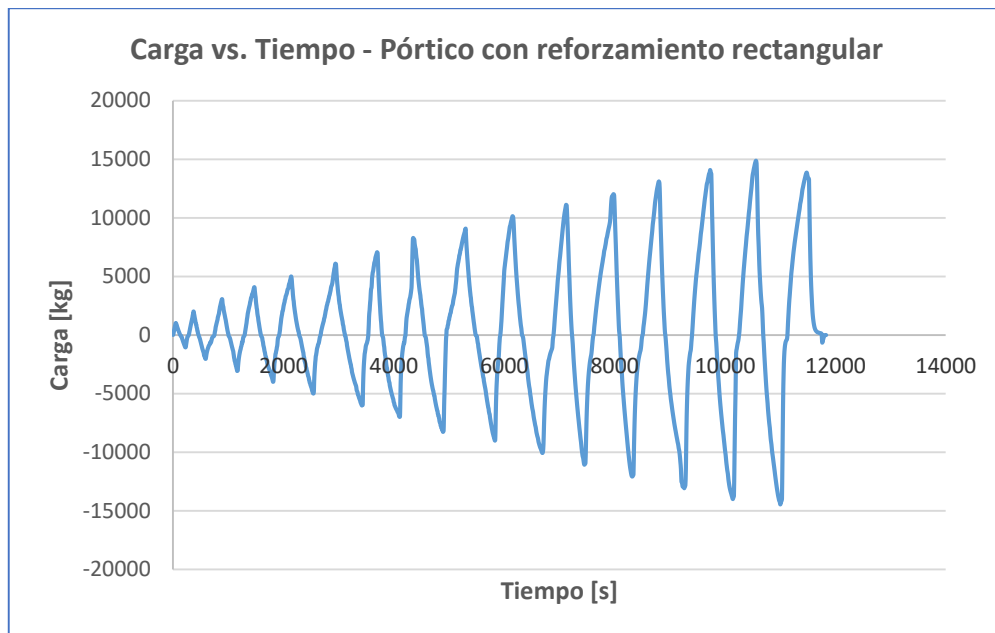
**FIGURA 4.27 Pórtico deformado**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

#### 4.4.2.2 Medición de carga vs tiempo de pórtico con reforzamiento rectangular

En este pórtico se pudo realizar el ensayo hasta aplicar una carga máxima de aproximadamente 14.87 ton, la duración de este ensayo fue de aproximadamente 3.28 horas.

#### GRÁFICO 4.7 Carga vs tiempo de pórtico 2 con reforzamiento rectangular



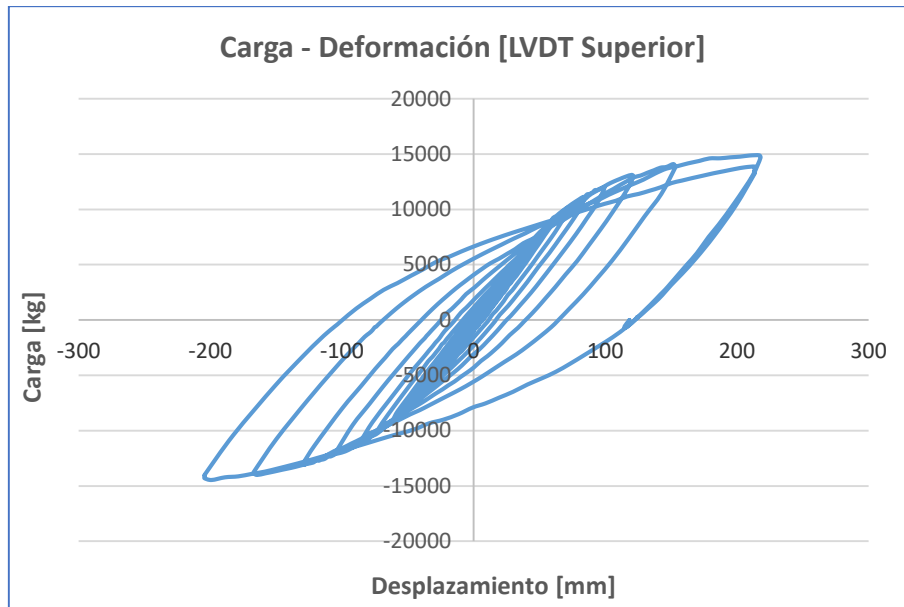
Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

#### 4.4.2.3 Medición carga vs deformación de pórtico 2 con reforzamiento rectangular

Se realizó la aplicación de carga en ciclos de carga-descarga de forma que se generen los gráficos con las curvas de laso histérico, tanto para la viga superior como para la viga inferior. Se obtuvo una deformación para la carga máxima mencionada anteriormente de 217 mm en el segundo piso, mientras que para el primer piso 109.81 mm

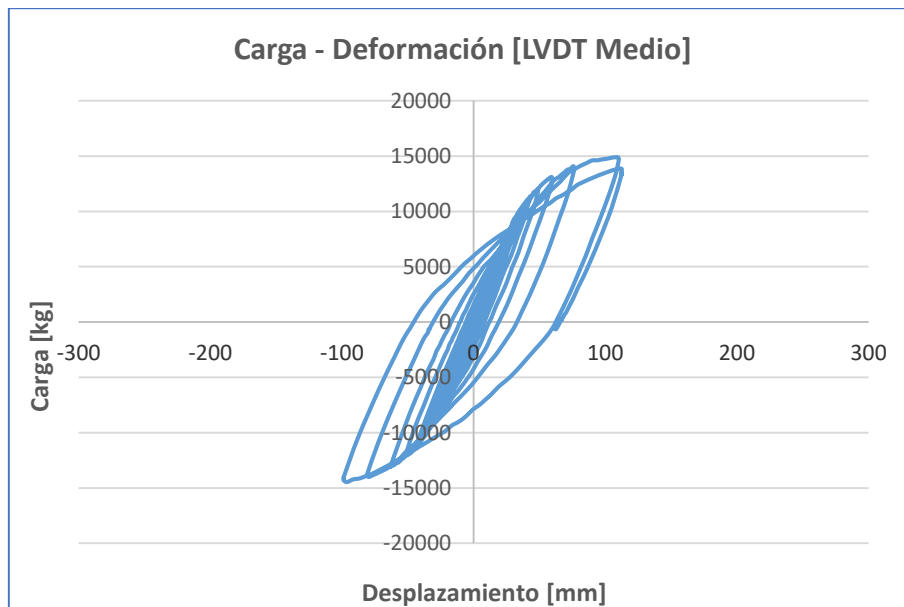


**GRÁFICO 4.8 Carga vs deformación de pórtico 2 con reforzamiento rectangular (segundo piso)**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**GRÁFICO 4.9 Carga vs deformación de pórtico 2 con reforzamiento rectangular (primer piso)**

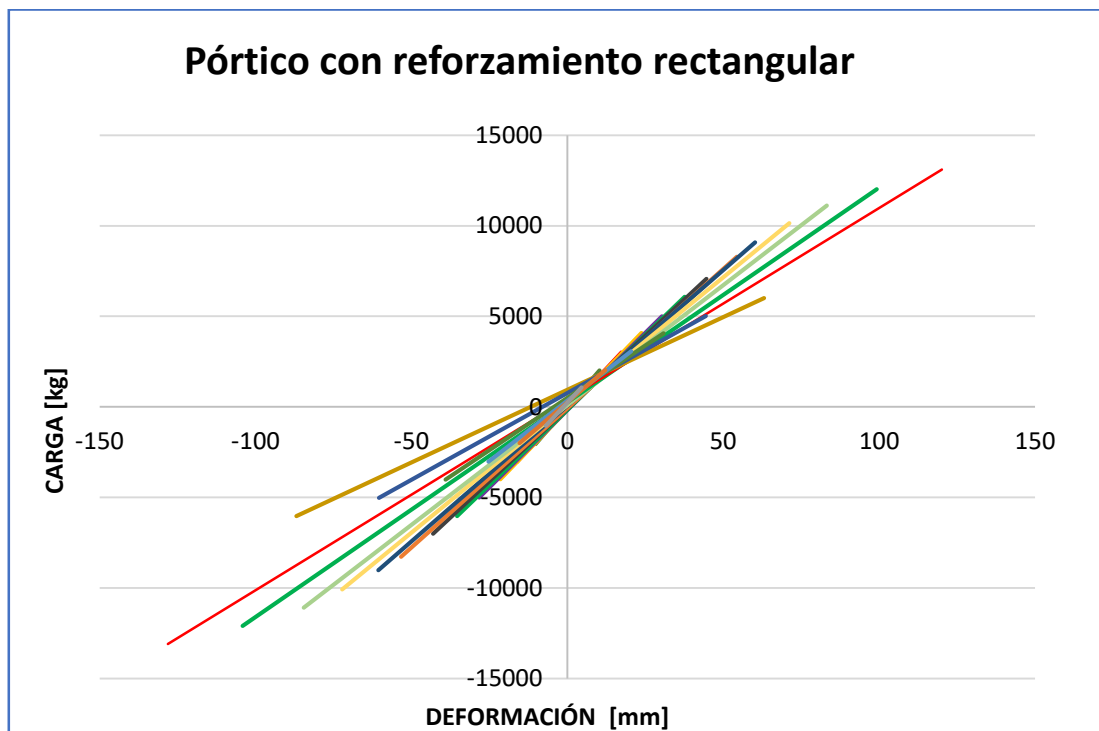


Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

#### 4.4.2.4 Pérdida de rigidez en pórtico con reforzamiento rectangular

La rigidez de la estructura se determinó en la gráfica esfuerzo vs deformación, como la pendiente de la línea que une los puntos: deformación máxima – carga máxima con la deformación mínima – carga mínima, para cada ciclo de carga.

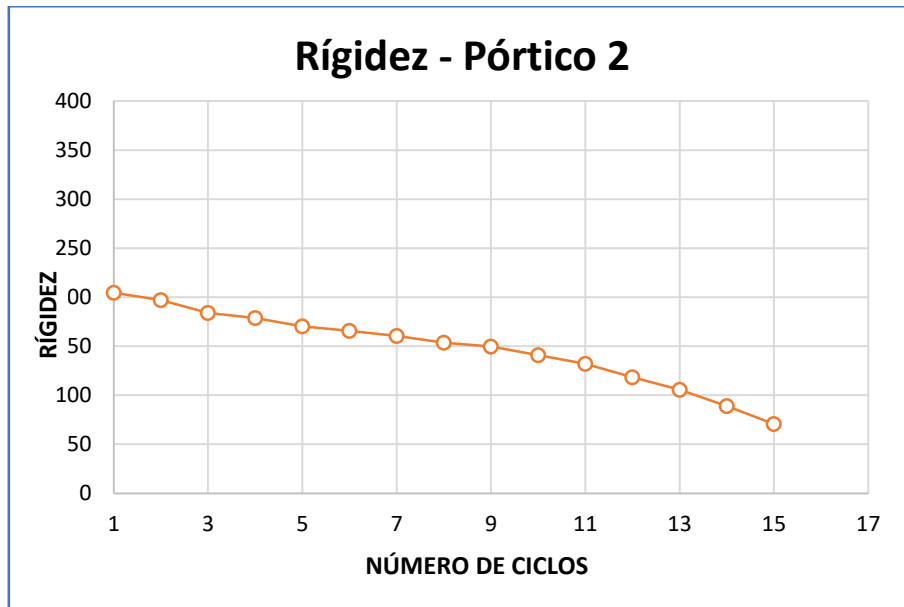
**GRÁFICO 4.10 Funciones de primer grado para determinación de rigidez en cada ciclo de pórtico 2 con reforzamiento rectangular**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

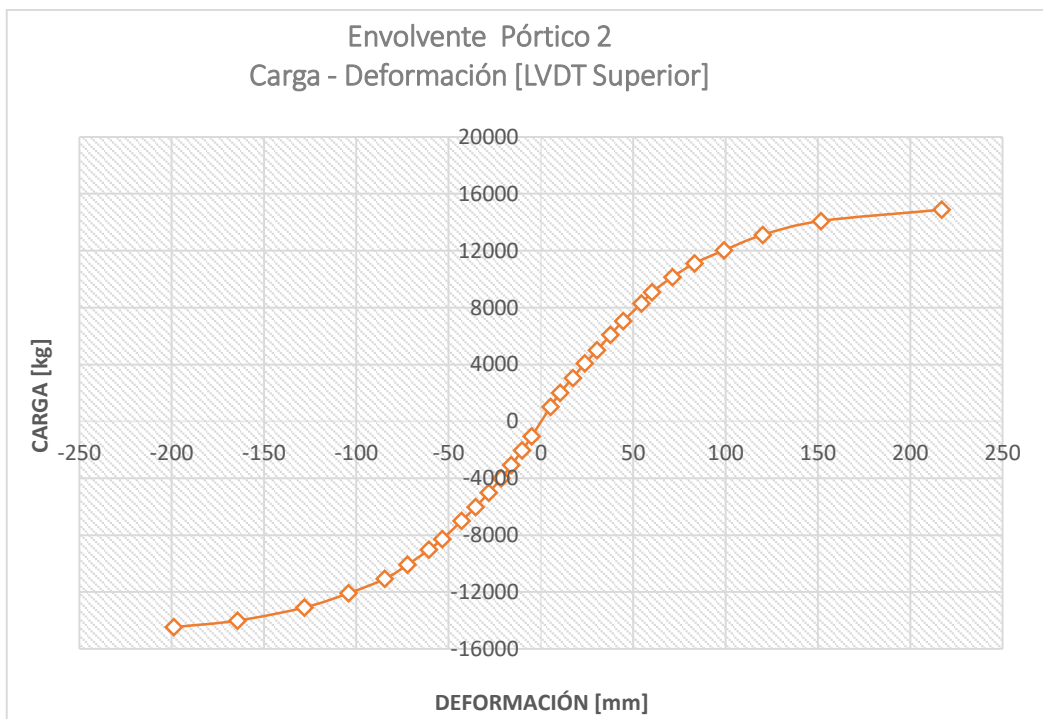
En el GRÁFICO 4.11 se puede observar la pérdida de rigidez representada por la disminución en las pendientes de las rectas a medida que se incrementan los ciclos de aplicación de carga.

**GRÁFICO 4.11 Pérdida de rigidez en cada ciclo de pórtico 2 con reforzamiento rectangular**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**GRÁFICO 4.12 Envoltente pórtico 2**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

#### 4.4.2.5 Fallas en pórtico 2 con reforzamiento rectangular

En este pórtico se tuvo una buena capacidad, similar a la capacidad teórica establecida; sin embargo, se pudo observar como fallas principales la fractura de las soldaduras en las placas de refuerzo de los nudos y en las placas de refuerzo en las bases de columnas.

**FIGURA 4.28** Falla de la soldadura entre las vigas y las placas de refuerzo



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 4.29** Falla de la soldadura entre las columnas y sus placas de refuerzo en la base



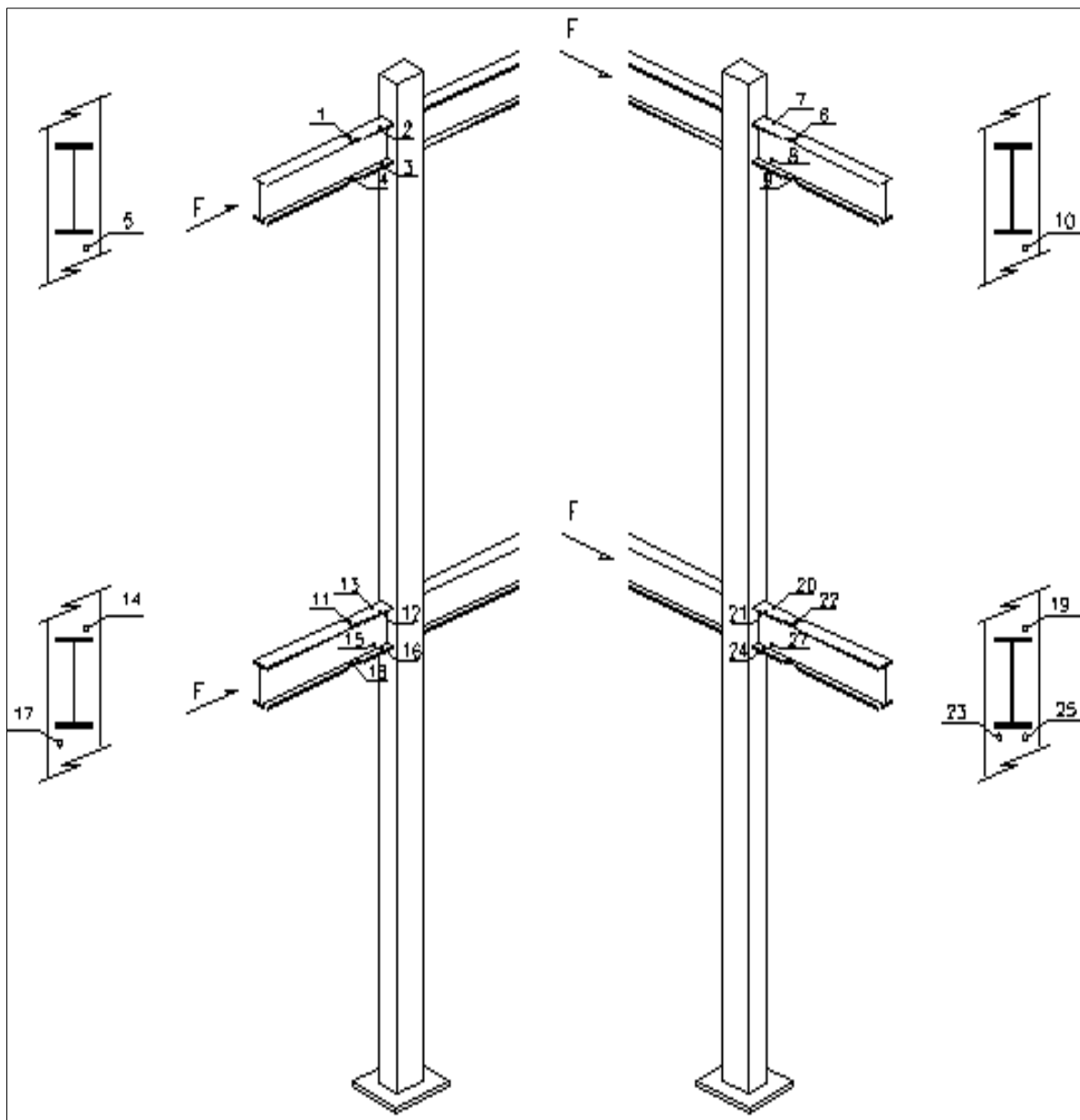
Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### 4.4.3 ENSAYO DE PÓRTICO 3 CON REFORZAMIENTO DE LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA CON PLACA TRAPEZOIDAL

#### 4.4.3.1 Ubicación de strain gauges en pórtico 3

En este pórtico estarán colocados 27 strain gauges, tal como se puede ver en la FIGURA 4.30.

**FIGURA 4.30** Ubicación de strain gauges en el pórtico 3 con refuerzo placa trapezoidal



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 4.31** Colocación de strain gauges en laboratorio (nudo central inferior)



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 4.32** Colocación de strain gauges en laboratorio (nudo central superior)



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 4.33 Pórtico 3 no deformado**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

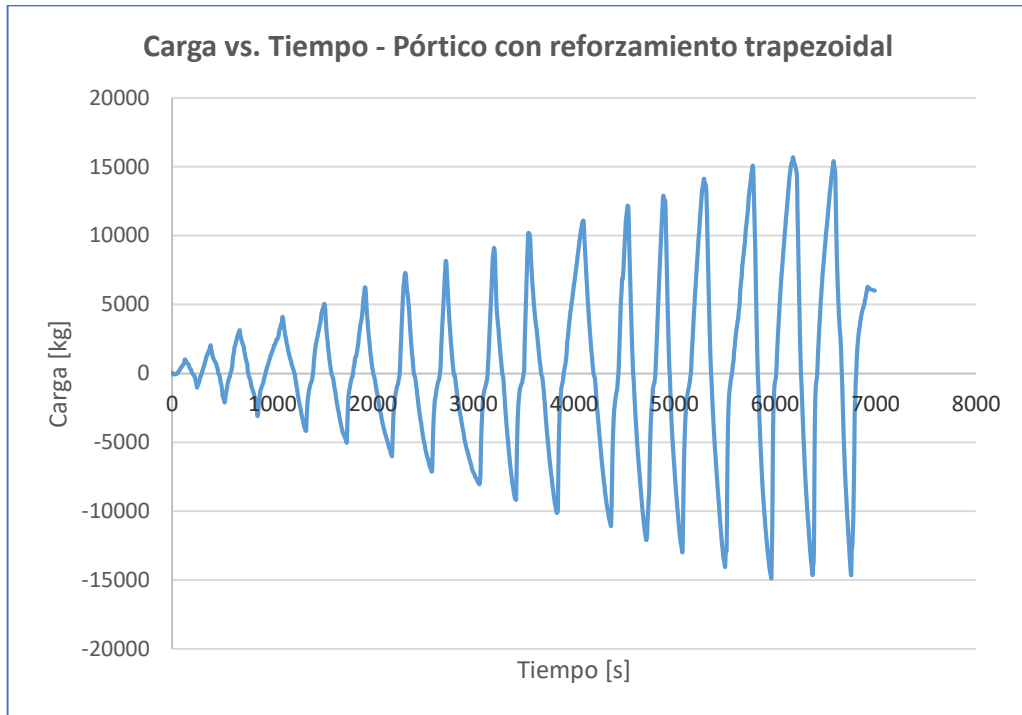
**FIGURA 4.34 Pórtico 3 deformado**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

#### **4.4.3.2 Medición carga vs tiempo de pórtico 3 con reforzamiento trapezoidal**

En este pórtico se pudo realizar el ensayo hasta aplicar una carga máxima de aproximadamente 15.69 ton.

**GRÁFICO 4.13 Carga vs tiempo de pórtico 3 con reforzamiento trapezoidal**



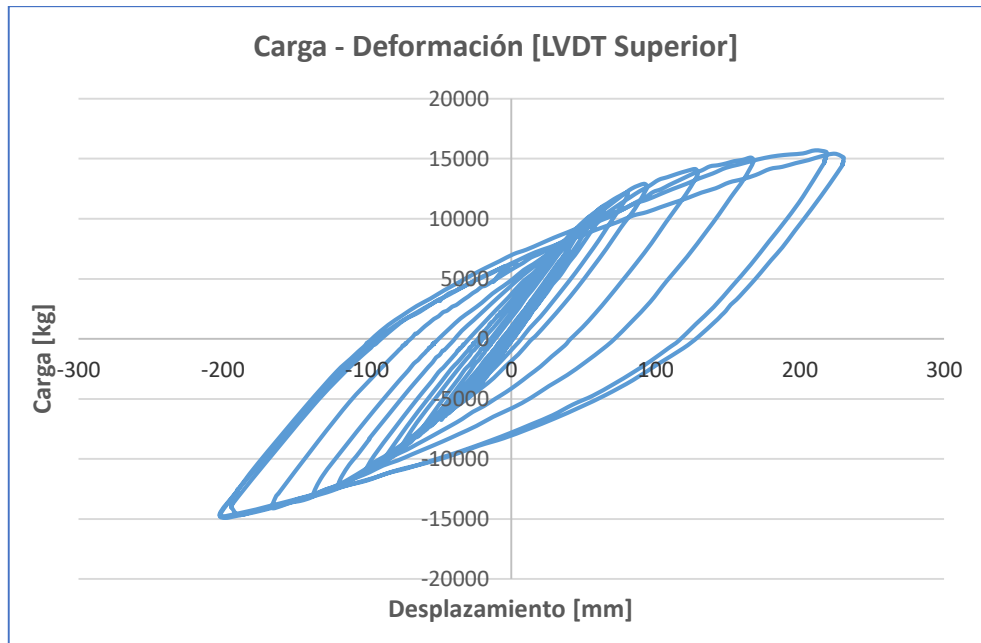
Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

#### **4.4.3.3 Medición carga vs deformación de pórtico 3 con reforzamiento trapezoidal**

Para la carga máxima establecida se obtuvo una deformación en el segundo piso de 210.60 mm, mientras que, en el primer piso fue de 95.77 mm. En este pórtico se aplicaron más ciclos de carga, hasta alcanzar una deformación máxima de 230.41mm.

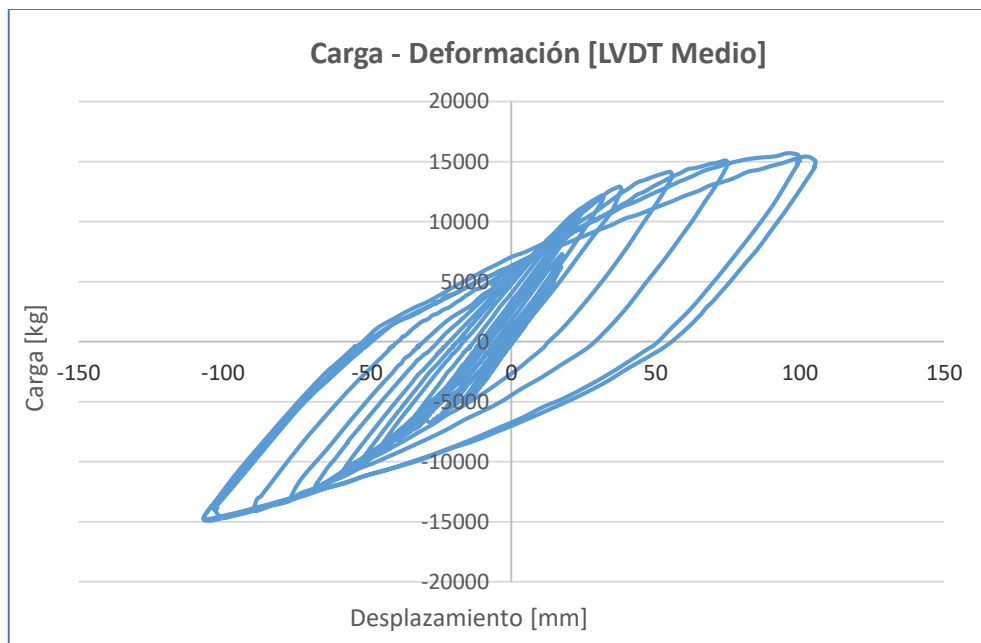


**GRÁFICO 4.14 Carga vs deformación de pórtico 3 con reforzamiento trapezoidal (segundo piso)**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

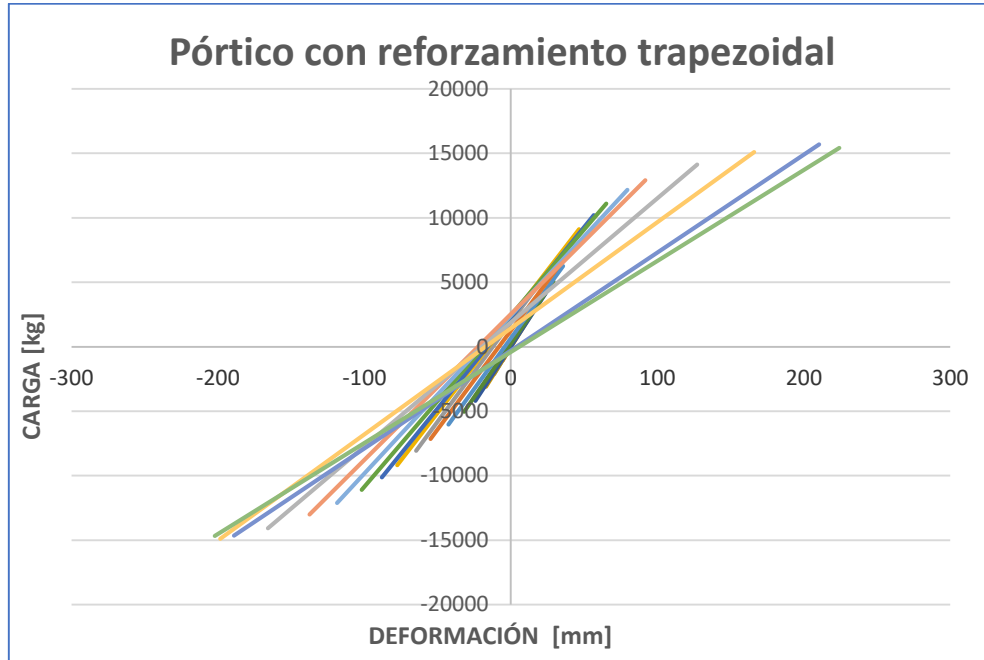
**GRÁFICO 4.15 Carga vs deformación de pórtico 3 con reforzamiento trapezoidal (primer piso)**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

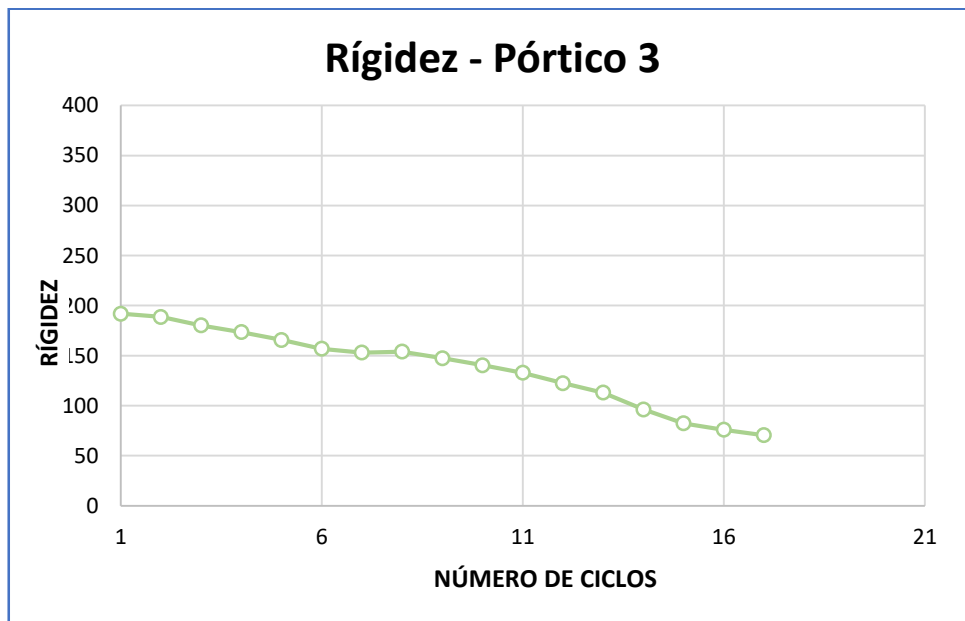
#### 4.4.3.4 Pérdida de rigidez en pórtico 3 con reforzamiento trapezoidal

**GRÁFICO 4.16** Funciones de primer grado para determinación de rigidez en cada ciclo de pórtico 3 con reforzamiento trapezoidal



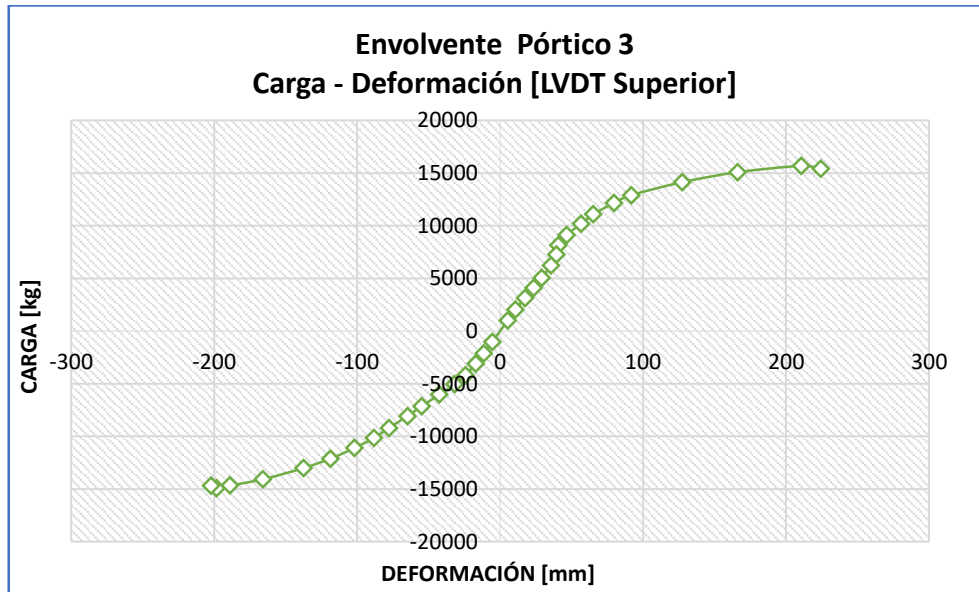
Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**GRÁFICO 4.17** Pérdida de rigidez en cada ciclo de pórtico 3 con reforzamiento trapezoidal



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**GRÁFICO 4.18** Envolvente pórtico 3



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

#### 4.4.3.5 Fallas en pórtico 3 con reforzamiento trapezoidal

En este pórtico se obtuvo los resultados más favorables a pesar de que también tuvo fallas en las uniones soldadas entre la placa de refuerzo y las alas de viga.

**FIGURA 4.35** Falla de la soldadura entre la placa de refuerzo trapezoidal y el ala de viga



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

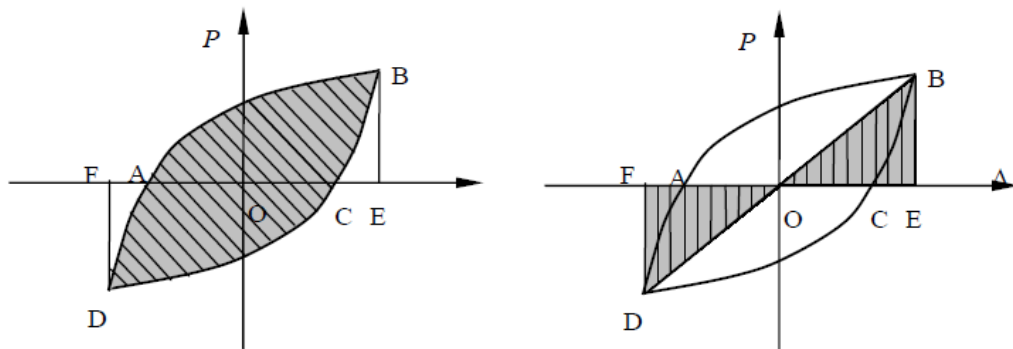
#### 4.4.4 COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Según Wenda Wang, en su artículo científico titulado “Cyclic Performance of Steel Beam to Square Concrete Filled Steel Tubular Column Joints”, el coeficiente de amortiguamiento equivalente ( $h_e$ ) puede calcularse de la siguiente manera:

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \frac{S_{ABC} + S_{CDA}}{S_{OBE} + S_{ODF}}$$

Donde las áreas indicadas en la ecuación corresponden a las áreas sombreadas mostradas en la FIGURA 4.36:

**FIGURA 4.36 Curva histerética P-Δ (carga–deformación)**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

El coeficiente de amortiguamiento equivalente acumulado aumenta significativamente a medida que se incrementa el desplazamiento relativo.

Respecto a la disipación de energía, podemos mencionar que está completamente ligada a la pérdida o degradación de la rigidez, de tal forma que se la puede cuantificar relacionándola con el coeficiente de amortiguamiento equivalente de la siguiente manera:

$$E = 2 \cdot \pi \cdot h_e$$

Considerando lo mencionado, podemos determinar el coeficiente de amortiguamiento equivalente y la pérdida de energía de cada pódico tal como se observa a continuación:

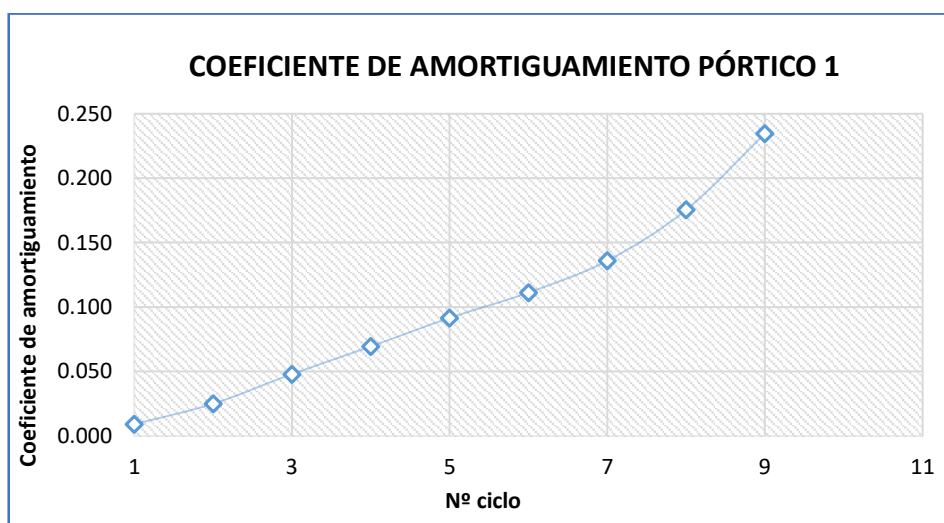
**TABLA 4.2 Cálculo de coeficiente de amortiguamiento equivalente y energía disipada pódico 1 sin reforzamiento**

Ciclo	Carga máxima [kg]	Deformación máxima [mm]	Carga mínima [kg]	Deformación mínima [mm]	Amortiguamiento he	Energía disipada	Energía disipada acumulada
9	8917.84	233.57	-7356.38	-189.70	0.235	1.474	5.654
8	8134.51	130.78	-7863.05	-204.46	0.175	1.102	4.180
7	6929.67	89.47	-7044.12	-120.41	0.136	0.854	3.078
6	6000.29	63.06	-6022.15	-86.93	0.111	0.699	2.224
5	5023.28	44.45	-5023.28	-60.40	0.092	0.575	1.526
4	4065.24	30.86	-4017.08	-39.08	0.069	0.436	0.950
3	3068.76	20.54	-3030.38	-25.33	0.048	0.301	0.514
2	2028.66	12.17	-2004.83	-15.29	0.025	0.157	0.213
1	1068.45	4.57	-1046.74	-6.94	0.009	0.057	0.057

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

El coeficiente de amortiguamiento tiende a crecer con la aplicación de cada ciclo de carga, alcanzando un valor máximo de 0.235 para el pódico 1, lo que se puede visualizar en el GRÁFICO 4.19.

**GRÁFICO 4.19 Coeficiente de amortiguamiento equivalente vs ciclo de ensayo de pódico 1 sin reforzamiento**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

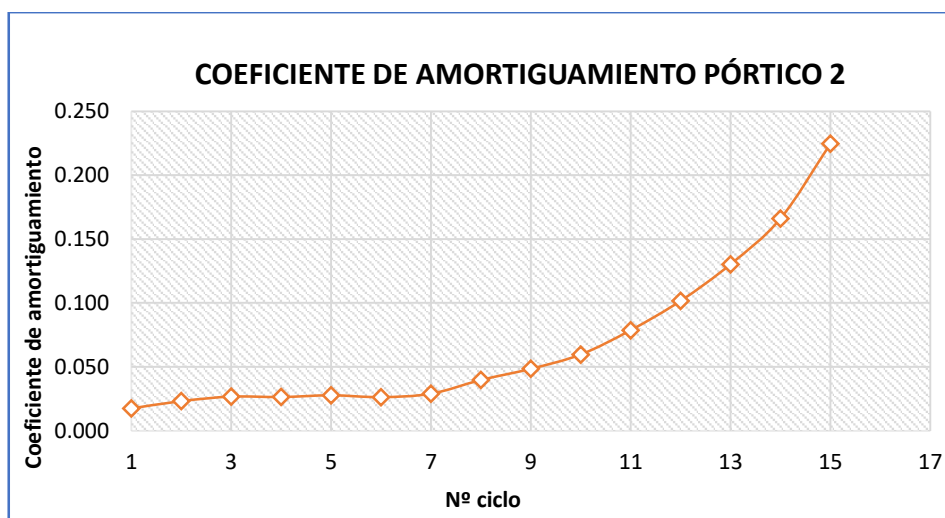
**TABLA 4.3 Cálculo de coeficiente de amortiguamiento equivalente y energía disipada pórtico 2 con reforzamiento rectangular**

Ciclo	Carga máxima [kg]	Deformación máxima [mm]	Carga mínima [kg]	Deformación mínima [mm]	Amortiguamiento he	Energía disipada	Energía disipada acumulada
15	14873.02	217.01	-14467.78	-198.85	0.225	1.411	6.439
14	14079.47	151.76	-14011.88	-164.31	0.166	1.043	5.028
13	13104.46	120.16	-13085.15	-128.14	0.130	0.818	3.986
12	12019.60	99.20	-12086.24	-104.17	0.102	0.638	3.167
11	11108.70	83.25	-11077.31	-84.58	0.079	0.494	2.529
10	10138.84	71.18	-10080.65	-72.23	0.060	0.374	2.035
9	9080.81	60.22	-9021.10	-60.60	0.048	0.304	1.660
8	8281.21	54.40	-8278.19	-53.36	0.040	0.249	1.356
7	7059.53	44.59	-7001.40	-43.05	0.029	0.182	1.107
6	6079.86	37.64	-6023.72	-35.33	0.026	0.165	0.926
5	4991.30	30.40	-5005.31	-28.26	0.028	0.174	0.761
4	4076.26	23.77	-4000.97	-21.45	0.026	0.165	0.587
3	3054.47	17.27	-3073.65	-16.03	0.027	0.167	0.422
2	2006.04	10.33	-2044.61	-10.22	0.023	0.145	0.254
1	1020.04	5.15	-1058.61	-5.02	0.017	0.109	0.109

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

El coeficiente de amortiguamiento en el pórtico 2, tiende a incrementarse a medida que se aplica cada ciclo de carga alcanzando un valor máximo en el ciclo 15 de 0.225.

**GRÁFICO 4.20 Coeficiente de amortiguamiento equivalente vs ciclo de ensayo de pórtico 2 con reforzamiento rectangular**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

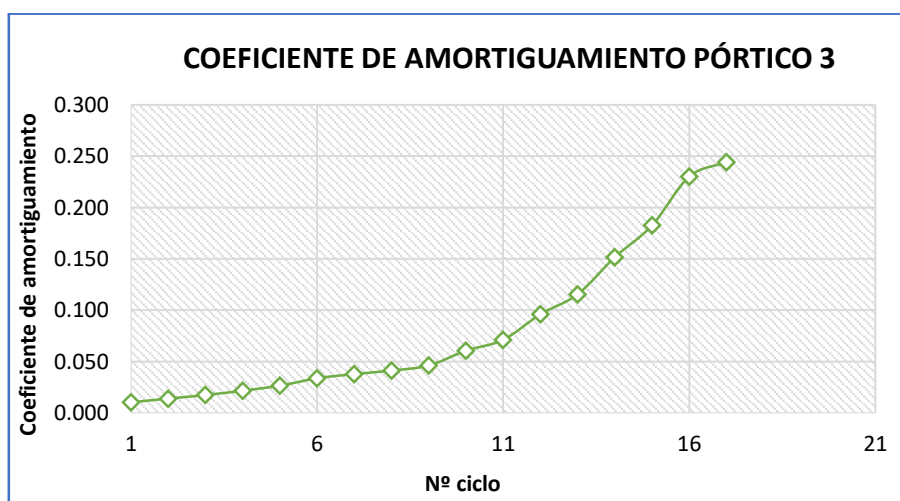
**TABLA 4.4 Cálculo de coeficiente de amortiguamiento equivalente y energía disipada pórtico 3 con reforzamiento trapezoidal**

Ciclo	Carga máxima [kg]	Deformación máxima [mm]	Carga mínima [kg]	Deformación mínima [mm]	Amortiguamiento	Energía disipada	Energía disipada acumulada
17	15410.03	224.29	-14669.56	-202.24	0.244	1.535	8.805
16	15690.58	210.61	-14654.74	-188.98	0.230	1.446	7.270
15	15087.19	166.13	-14906.29	-198.48	0.183	1.148	5.824
14	14138.93	127.31	-14068.98	-165.93	0.152	0.953	4.676
13	12904.32	91.76	-13008.03	-137.54	0.116	0.726	3.723
12	12176.18	79.67	-12111.05	-118.59	0.096	0.604	2.997
11	11090.21	65.21	-11102.80	-101.77	0.071	0.447	2.392
10	10199.16	56.72	-10139.13	-88.14	0.061	0.381	1.945
9	9114.36	46.55	-9193.71	-77.62	0.046	0.290	1.564
8	8161.94	40.67	-8064.90	-64.74	0.041	0.259	1.274
7	7279.08	39.37	-7149.06	-54.92	0.038	0.238	1.014
6	6247.14	35.69	-6027.73	-42.54	0.034	0.212	0.777
5	5054.01	29.06	-5041.96	-31.89	0.027	0.167	0.565
4	4111.21	23.53	-4188.27	-24.28	0.022	0.136	0.398
3	3137.36	17.47	-3095.92	-17.11	0.017	0.109	0.262
2	2037.81	10.69	-2122.22	-11.36	0.014	0.087	0.153
1	1015.31	5.29	-1039.41	-5.42	0.010	0.065	0.065

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

El coeficiente de amortiguamiento del pórtico 3 sigue la tendencia de incremento en su valor a medida que se aplican los ciclos de carga alcanzando su máximo valor en el ciclo 17, de 0.244.

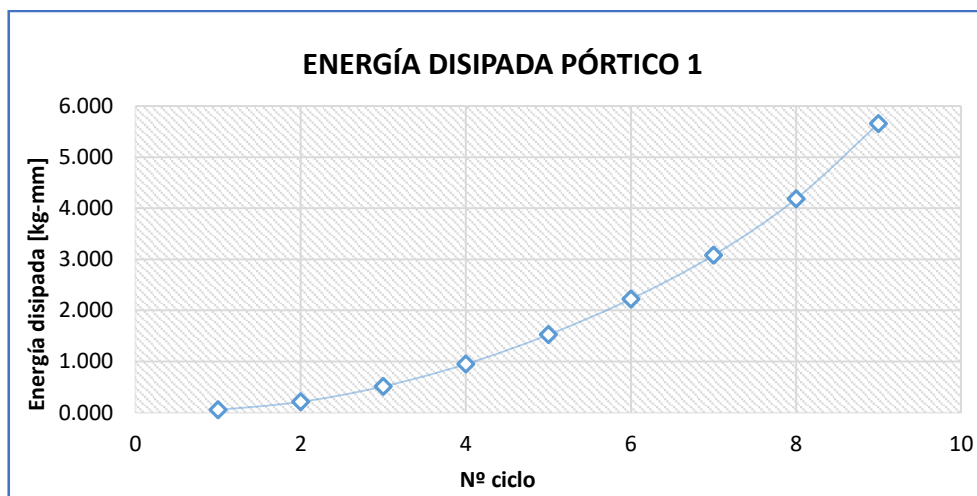
**GRÁFICO 4.21 Coeficiente de amortiguamiento equivalente vs ciclo de ensayo de pórtico 3 con reforzamiento trapezoidal**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

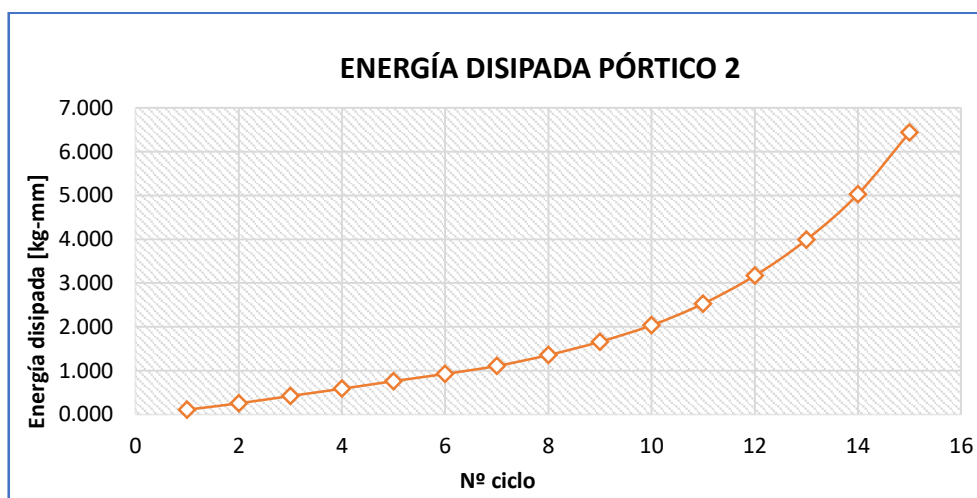
Refiriéndonos a la energía disipada de cada pórtico, se puede indicar que en los tres casos la energía incrementa a medida que se aplican los ciclos de carga alcanzando una disipación máxima acumulada entre 5 y 9. Cabe recalcar que el pórtico sin reforzamiento presenta una menor disipación de energía acumulada en comparación con los pórticos con reforzamiento rectangular y trapezoidal, siendo el último el que presenta una mayor disipación de energía acumulada.

**GRÁFICO 4.22 Energía disipada vs ciclo de ensayo de pórtico 1 sin reforzamiento**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúniga

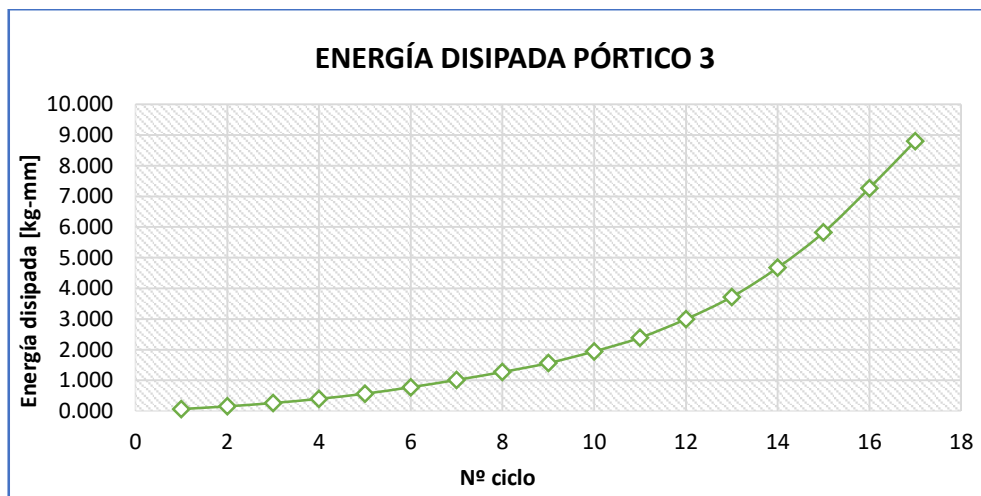
**GRÁFICO 4.23 Energía disipada vs ciclo de ensayo de pórtico 2 con reforzamiento rectangular**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúniga



**GRÁFICO 4.24** Energía disipada vs ciclo de ensayo de pórtico 3 con reforzamiento trapezoidal



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

## CAPÍTULO 5

### 5 MODELACIÓN MATEMÁTICA-ELEMENTOS FINITOS

Para el análisis y comparación del comportamiento de los pórticos, se utilizó el software SOLIDWORKS, para verificar la concentración de esfuerzos que existe sobre todo en el nudo central, el mismo que es el objeto de la investigación.

Además, se utiliza nuevamente el software SEISMOSTRUCT para calibrar el modelo en base a los ensayos físicos.

#### 5.1 GENERALIDADES

Las propiedades de los materiales que se utilizaron para cada uno de los modelos analíticos fueron los teóricos, a excepción de los utilizados en la calibración final del modelo que fueron obtenidos en laboratorio.

**TABLA 5.1 Propiedades medidas del acero A 36**

PROPIEDAD	VALOR	UNIDADES
Módulo elástico	2039420	kgf/cm <sup>2</sup>
Coeficiente de Poisson	0.26	N/D
Módulo cortante	808630.03	kgf/cm <sup>2</sup>
Densidad de masa	0.00785	kgf/cm <sup>3</sup>
Límite de tracción	4078.84	kgf/cm <sup>2</sup>
Límite elástico	2549.275	kgf/cm <sup>2</sup>

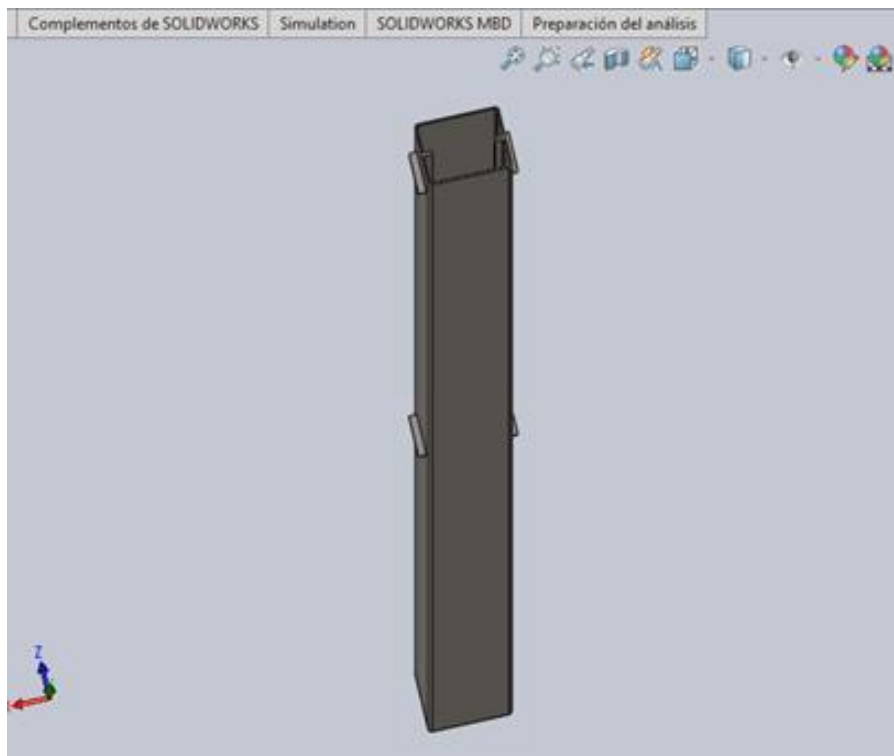
Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**TABLA 5.2 Propiedades medidas del hormigón  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$** 

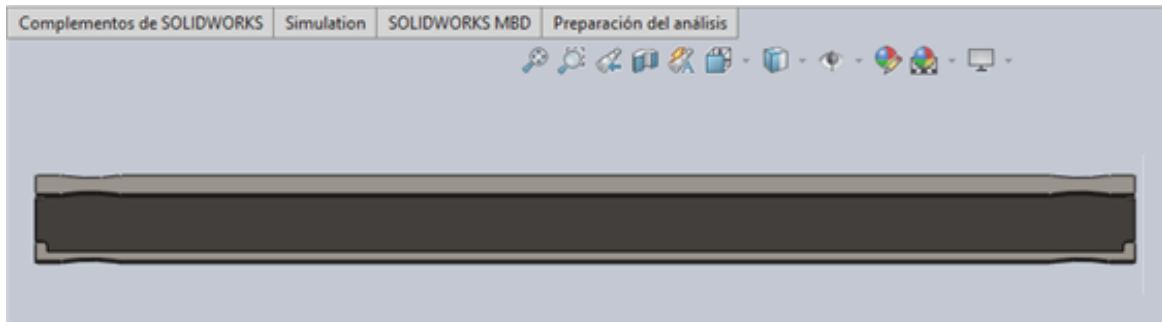
PROPIEDAD	VALOR	UNIDADES
Módulo elástico	253456	kgf/cm <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson	0.2	N/D
Módulo cortante	105607	kgf/cm <sup>2</sup>
Densidad de masa	0.0024	kgf/cm <sup>3</sup>
Límite de compresión	210	kgf/cm <sup>2</sup>

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Las dimensiones de las secciones son las descritas anteriormente, es así, que en términos generales las imágenes de vigas y columnas de los tres pórticos son las siguientes.

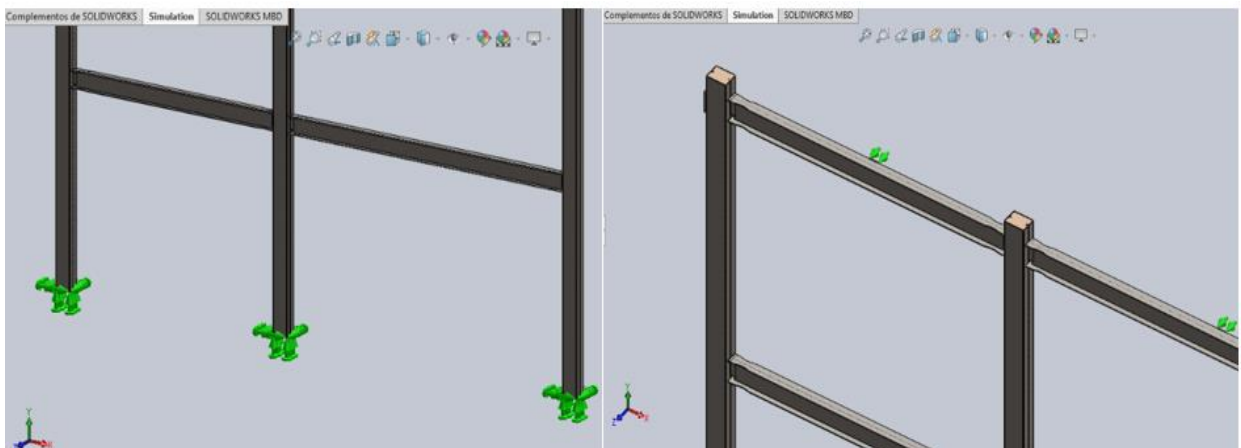
**FIGURA 5.1 Modelo columna tubular**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 5.2 Modelo viga**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Ya generados los elementos vigas, columnas se conforma cada uno de los pórticos, se procede a colocar los arriostramientos en la base, y, en la parte superior se colocan rodillos para asegurar que la estructura no se desplace en dirección perpendicular al plano de carga. Estas condiciones fueron simuladas de forma que se asemejen al modelo físico y a las condiciones de ensayo. Las restricciones se pueden observar en la FIGURA 5.3.

**FIGURA 5.3 Sujeción base de columnas – rodillo / control desplazamiento lateral**

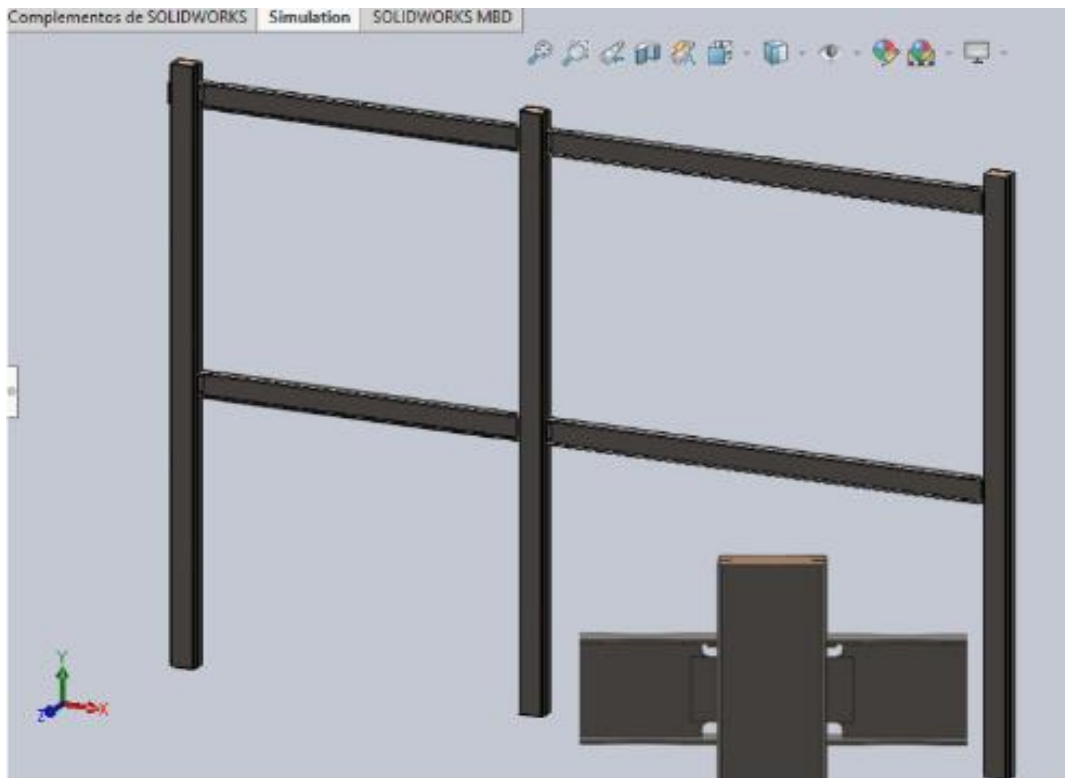
Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

## 5.2 MODELOS REALIZADOS EN SOLIDWORKS

### 5.2.1 PÓRTICO 1 SIN REFORZAMIENTO

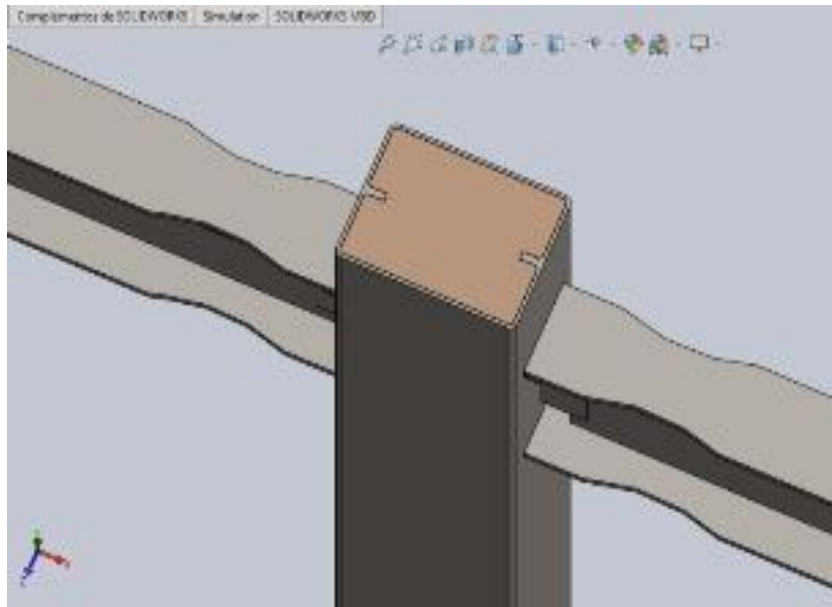
Se debe realizar una modelación lo más cercana posible al pórtico construido en el laboratorio, para poder comparar los resultados, por lo tanto, se realizó la modelación tomando en cuenta a las columnas como secciones compuestas es decir rellenas de hormigón, en la FIGURA 5.4 y FIGURA 5.5 se observa un detalle de los nudos del pórtico 1.

**FIGURA 5.4 Pórtico 1 sin reforzamiento modelado en SOLIDWORKS**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

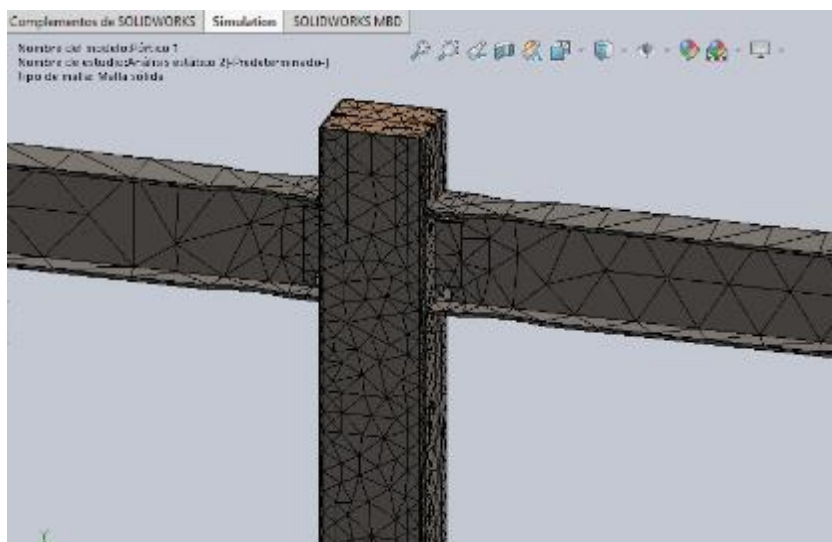
**FIGURA 5.5 Nudo viga-columna incluyendo relleno de hormigón**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Para el análisis con elementos finitos se realiza el mallado de la estructura y se procede a aplicar la carga lateral obtenida en el ensayo de laboratorio que es de 8917 kg, de forma que se pueda obtener tensiones y desplazamientos.

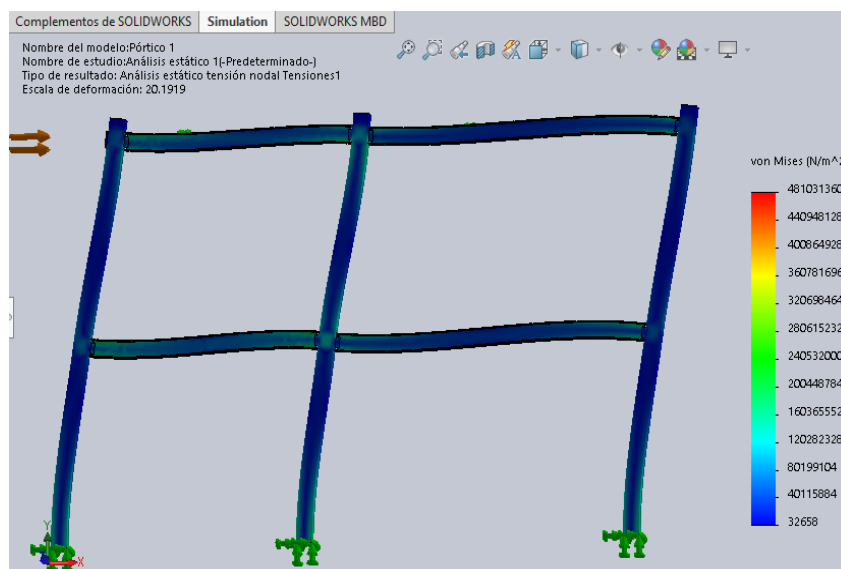
**FIGURA 5.6 Mallado de elementos finitos del pórtico 1**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

En la FIGURA 5.7 se observa los resultados de las tensiones de Von Mises del modelo, donde se puede apreciar mayores tensiones en la sección reducida de la viga y en la unión soldada de la conexión viga columna. Estos resultados se muestran coherentes con los obtenidos del ensayo del pórtico experimental, donde la falla se produjo en esta sección en la parte correspondiente a las columnas, en la FIGURA 5.8 y FIGURA 5.9 podemos apreciar que existe una concentración de esfuerzos en este sector como en la zona de sección reducida.

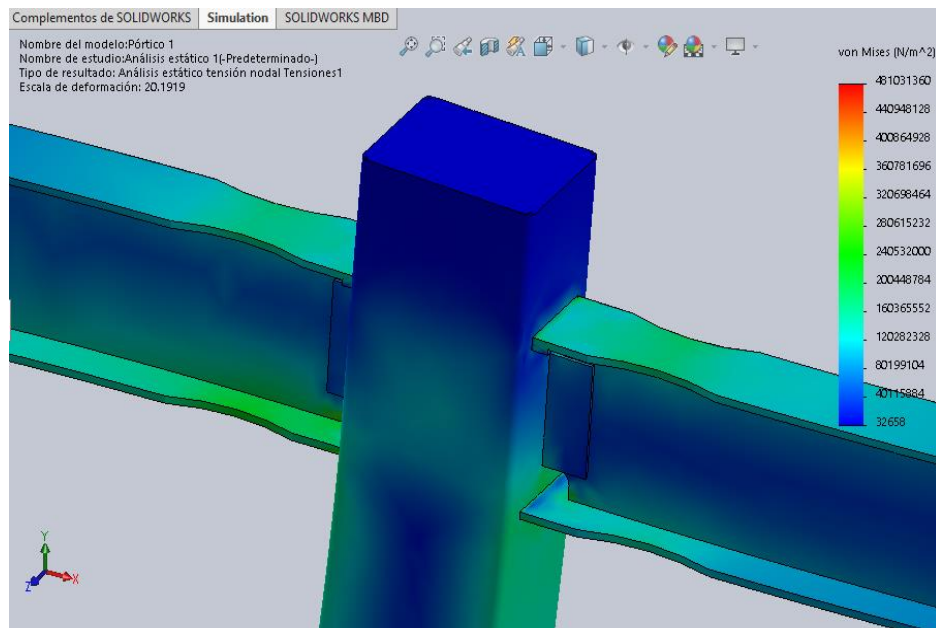
**FIGURA 5.7 Tensiones de Von Mises, pórtico 1 sin reforzamiento**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

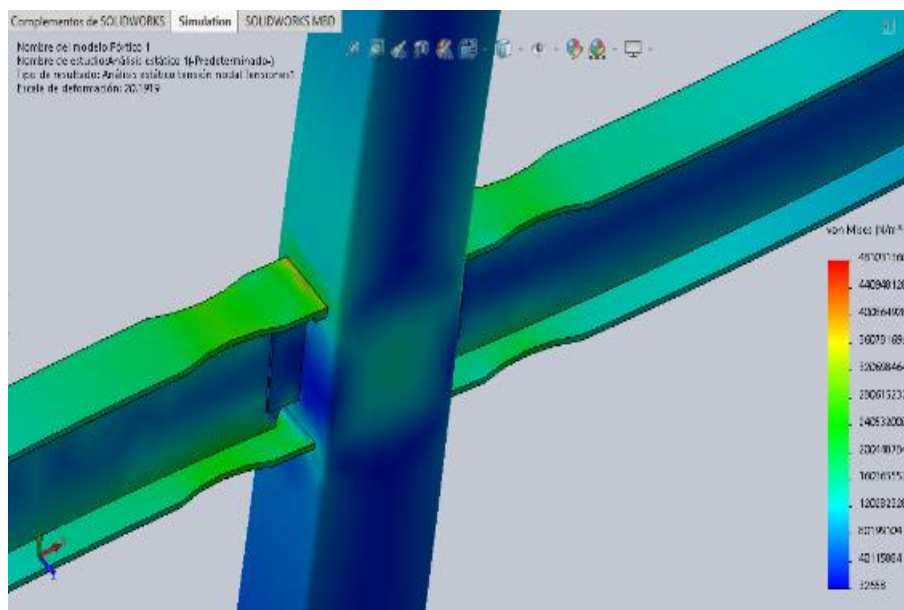
La concentración mostrada en la unión de los patines de la viga con la columna, puede deberse a la diferencia de espesores y a la falta de reforzamiento en dicha unión, ya que los patines presentan un espesor de 8 mm y la columna 4mm, por lo que no permite transmitir los esfuerzos de manera uniforme.

**FIGURA 5.8 Tensiones de Von Mises, conexión central superior**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 5.9 Tensiones de Von Mises, conexión central inferior**



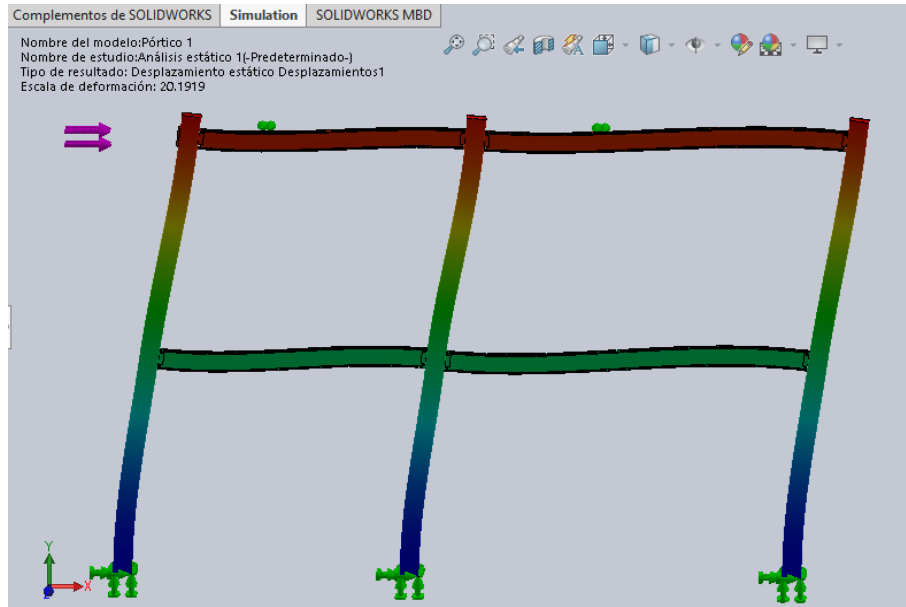
Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Refiriéndonos a los desplazamientos, los mayores valores se presentan en la viga superior del pórtico, disminuyendo sus valores a medida que se acerca a la base de la estructura. Las deformaciones unitarias más altas como es de suponer se



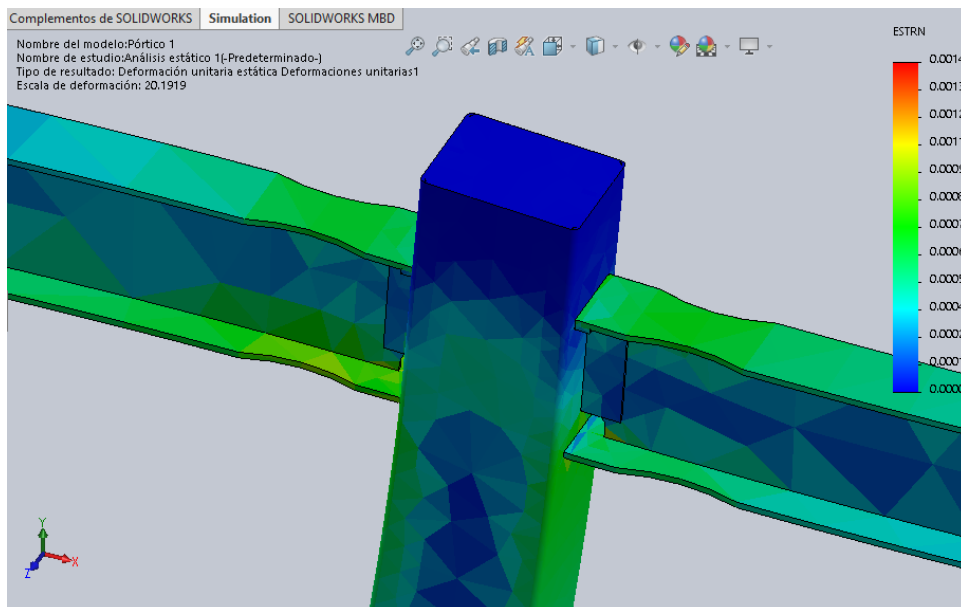
presentan en la unión viga-columna y en la sección reducida, de forma similar a lo visto en las tensiones de Von Mises.

**FIGURA 5.10 Desplazamientos pórtico 1 sin reforzamiento**



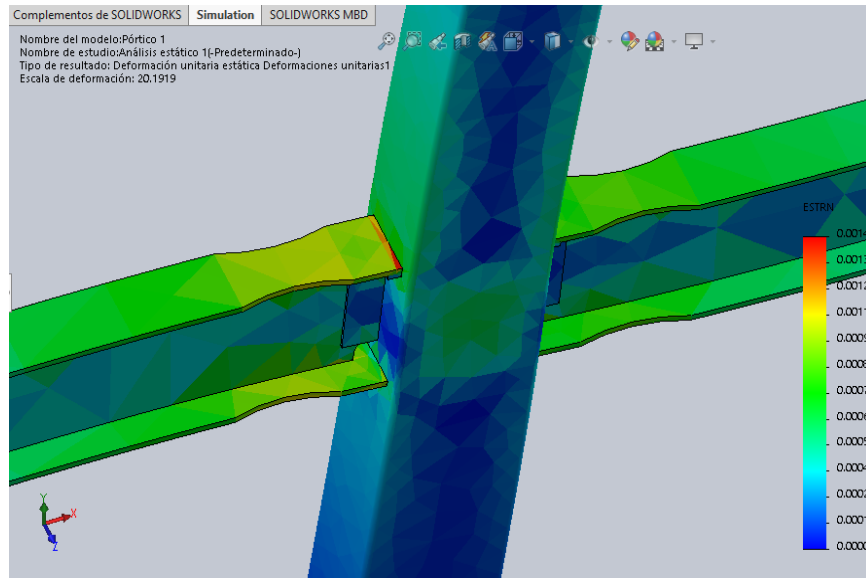
Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 5.11 Deformaciones unitarias, conexión central superior**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

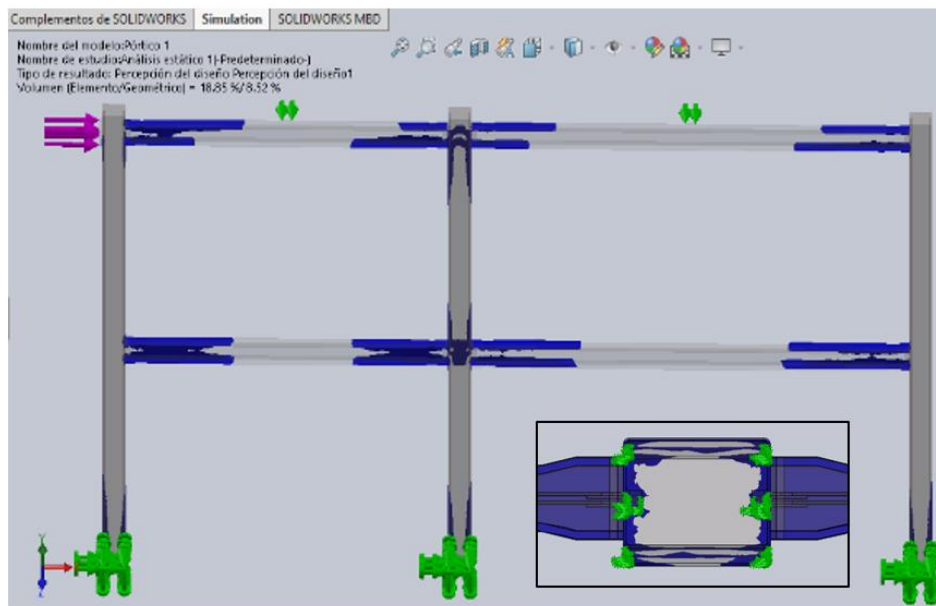
**FIGURA 5.12 Deformaciones unitarias, conexión central inferior**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Dentro del uso de este software, existe la opción “percepción de diseño”, con lo cual se puede observar las posibles zonas de fluencia de la estructura, las cuales se observan en azul en la FIGURA 5.13 y se lo puede comparar con los datos obtenidos del modelo físico.

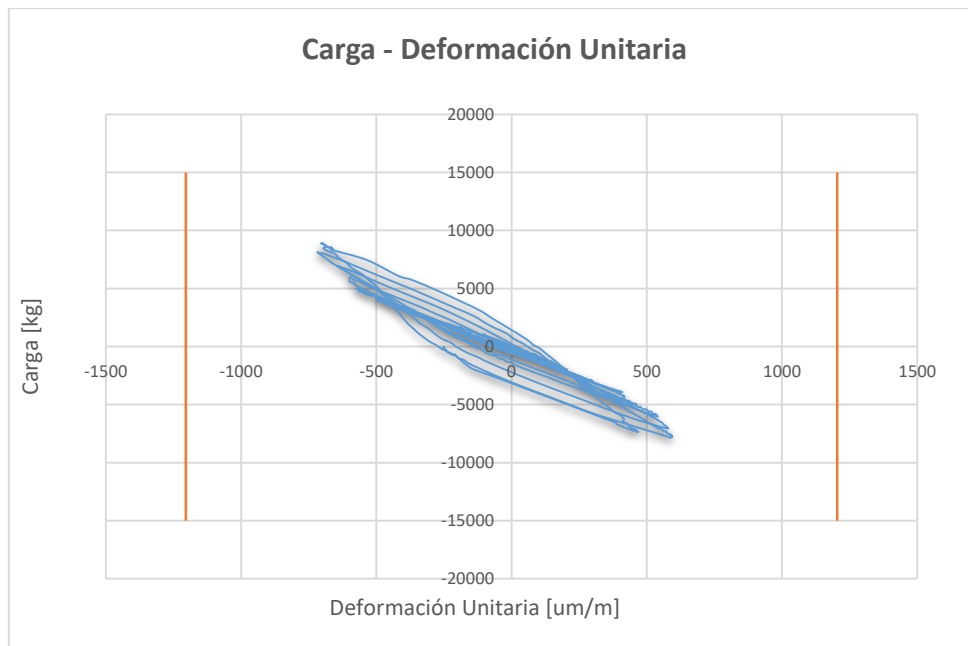
**FIGURA 5.13 Percepción del diseño pórtico 1 sin reforzamiento**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Con la finalidad de comparar el comportamiento del modelo físico en lo referente a las tensiones de Von mises obtenidas del software Solid Works se utilizó los resultados de los strain-gauges instrumentados en los diferentes pórticos, se presenta un ejemplo en el GRÁFICO 5.1 de las curvas obtenidas en función de los ciclos de carga y descarga realizados, donde se observa que en este punto no se ha alcanzado la fluencia.

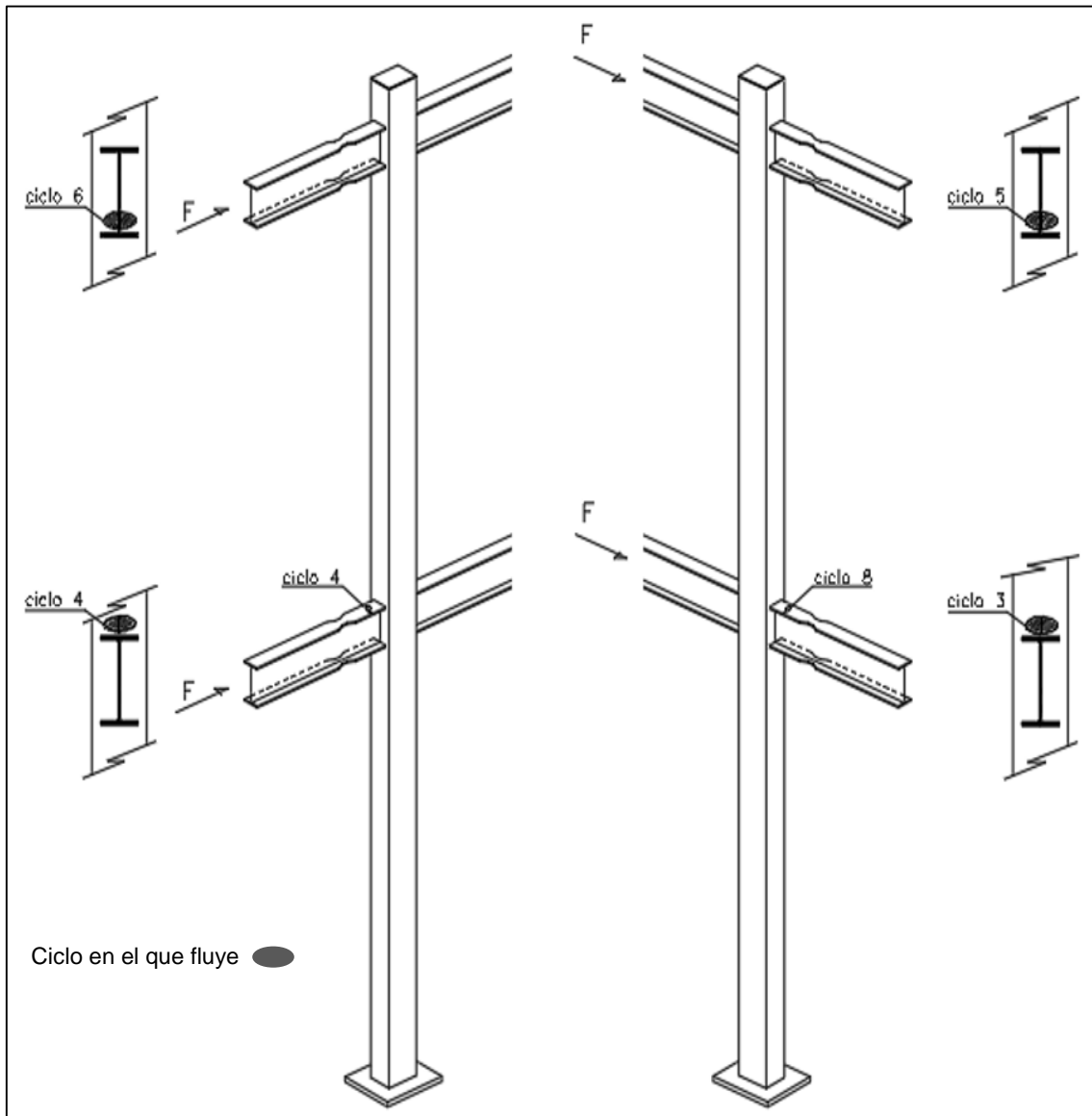
**GRÁFICO 5.1 Carga vs deformación unitaria - pórtico 1**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Se puede observar en la FIGURA 5.14 que las zonas de fluencia del material se encuentran en la unión viga – columna, sin llegar hasta la sección reducida como se dijo anteriormente, tanto en el modelo experimental como en el software tenemos el mismo comportamiento. Se muestra también el lugar y ciclo en el que los medidores de deformación unitaria strain gages registraron la fluencia del material.

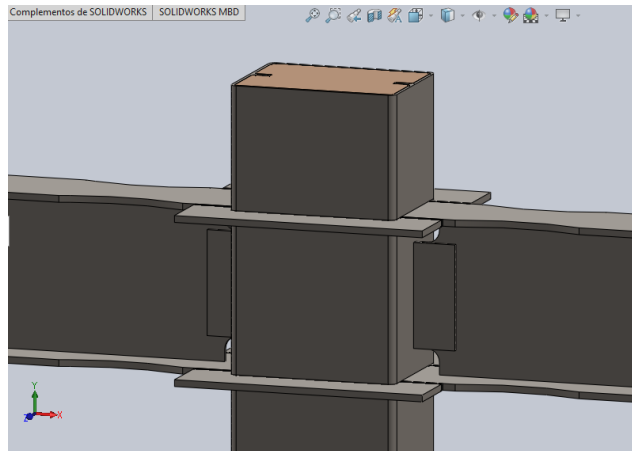
**FIGURA 5.14 Zonas de fluencia pórtico 1 – ensayo experimental**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

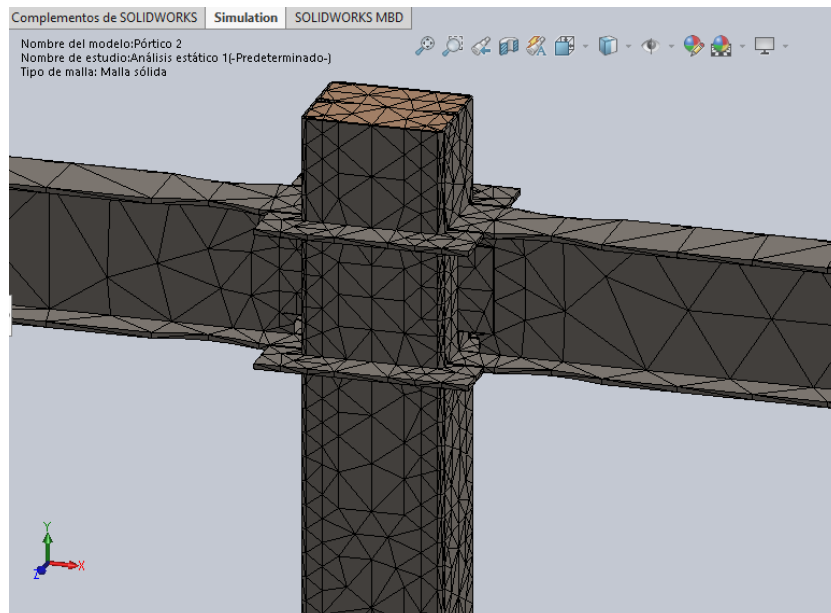
### 5.2.2 PÓRTICO CON REFORZAMIENTO RECTANGULAR

El reforzamiento rectangular está fabricado tal como se observa en la FIGURA 5.15, el ancho de la placa es de 30 mm, misma que rodea toda la sección de la columna.

**FIGURA 5.15 Conexión central superior pórtico 2 con refuerzo rectangular**

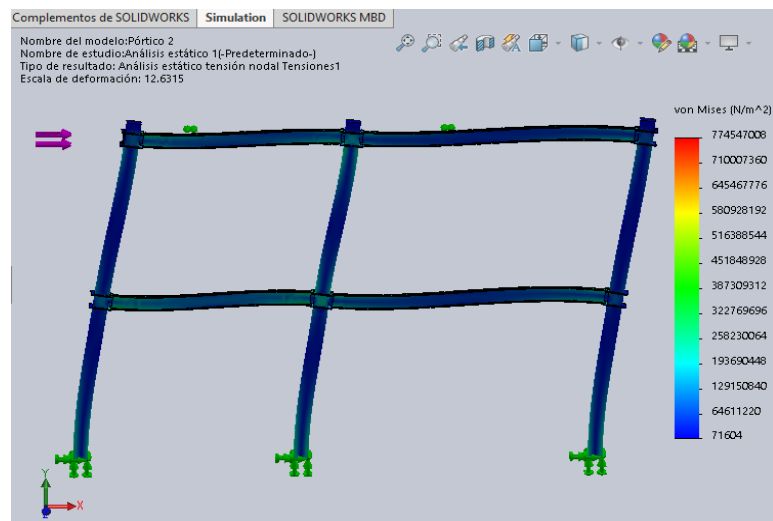
Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Para el análisis con elementos finitos se realiza el mallado de la estructura y se procede a aplicar la carga lateral obtenida en el ensayo de laboratorio que es de 14873 Kg, de forma que se pueda obtener tensiones y desplazamientos.

**FIGURA 5.16 Mallado de elementos finitos pórtico 2 con reforzamiento rectangular**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 5.17 Tensiones de Von Mises en pórtico 2 con reforzamiento rectangular**

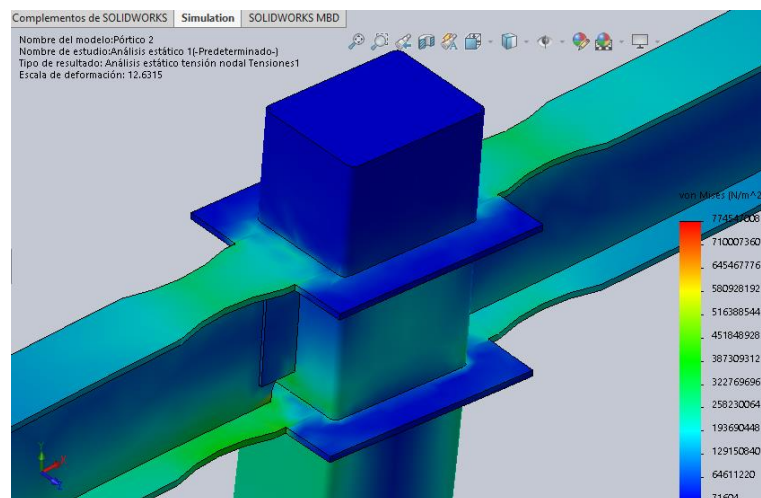


Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

A diferencia del pórtico 1, en este modelo analítico, se puede observar con las tensiones de Von Mises, que no se presenta una concentración de esfuerzos definida en la unión soldada viga columna, se puede concluir que esta configuración presenta un mejor comportamiento en su estructura.

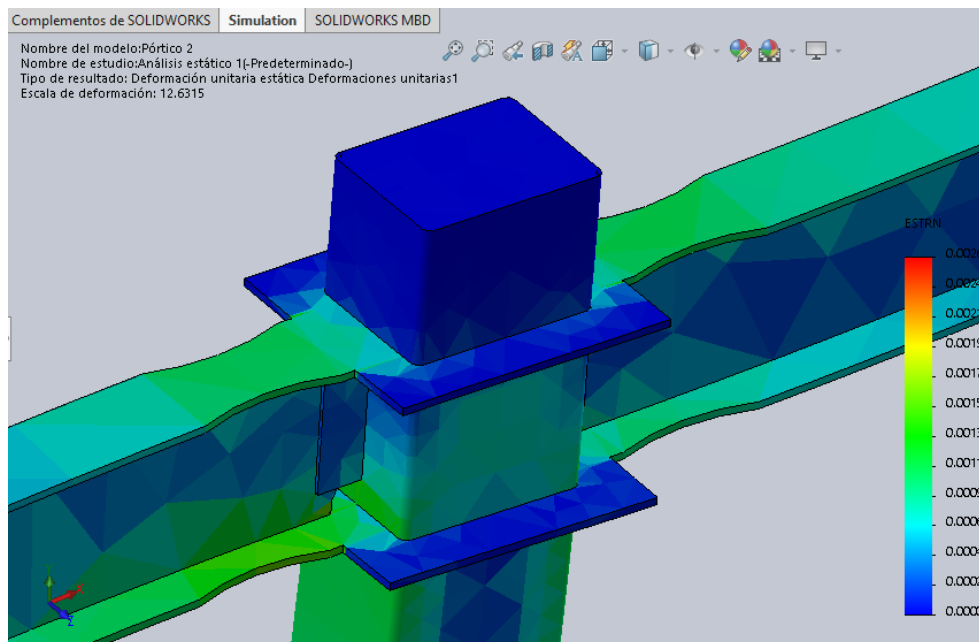
Según la gama de colores que presenta el software y comparándola con la fluencia del Acero A36 podemos decir que desde el color verde ya fluye.

**FIGURA 5.18 Tensiones de Von Mises, conexión central superior**

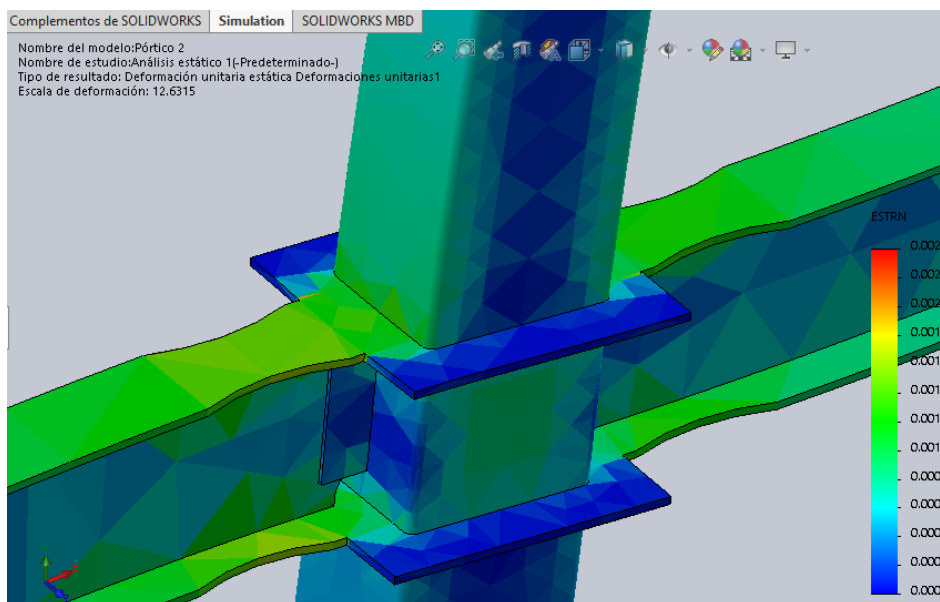


Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga



**FIGURA 5.21 Deformaciones unitarias, conexión central superior**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

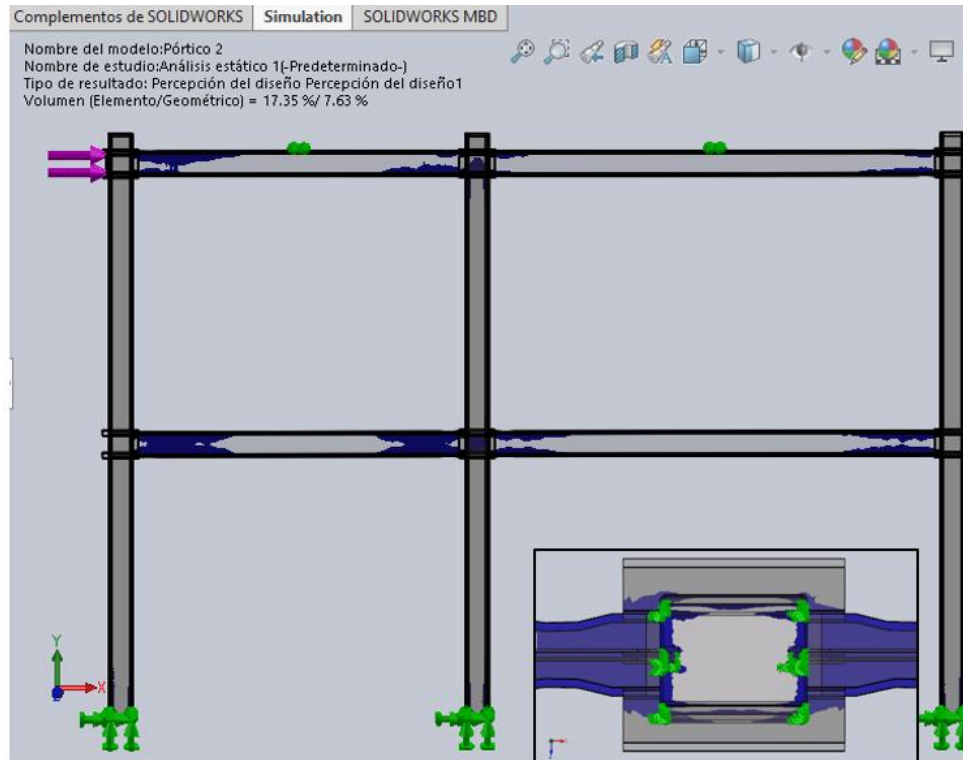
**FIGURA 5.22 Deformaciones unitarias, conexión central inferior**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga



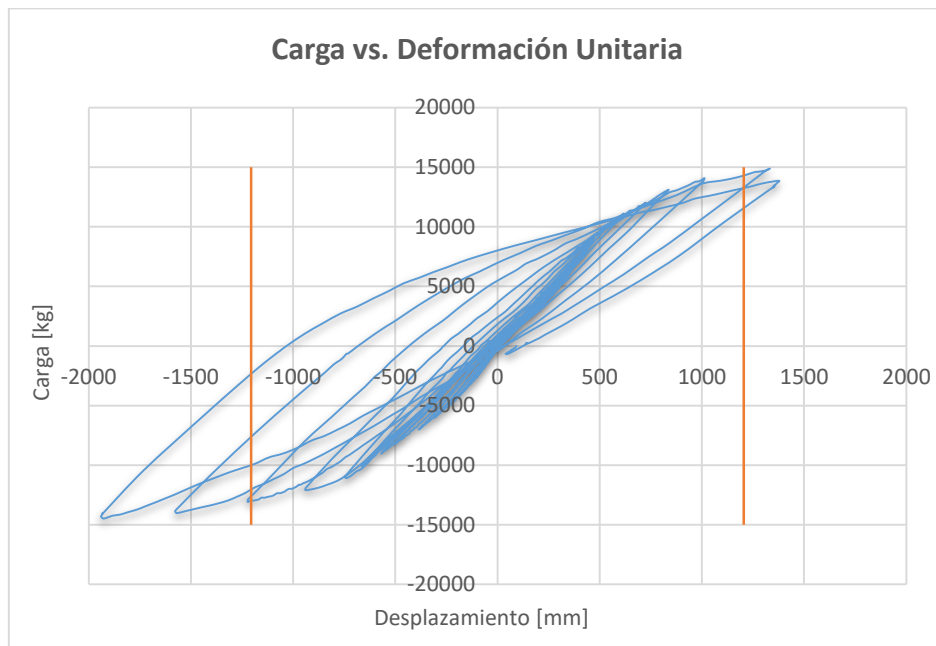
Las secciones de posible fluencia del pórtico 2 se muestra en la FIGURA 5.23 de color azul, dicha fluencia se presenta en las vigas y en las áreas cercanas a las columnas.

**FIGURA 5.23** Percepción del diseño, pórtico 2 con reforzamiento rectangular

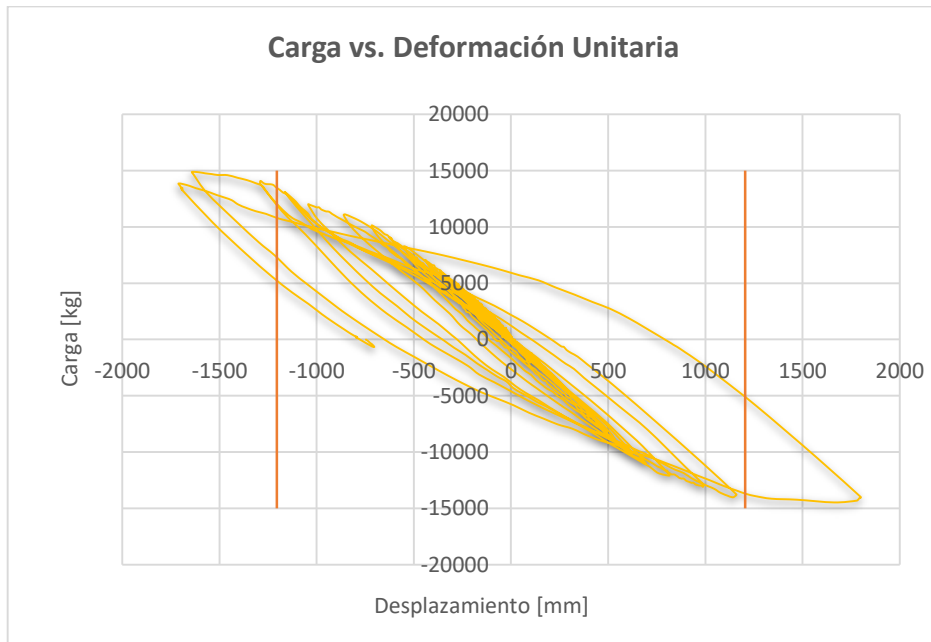


Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

El comportamiento de algunos de los strain-gauges instrumentados en el pórtico 2, podemos apreciarlos en el GRÁFICO 5.2 y GRÁFICO 5.3, mismos que muestran que en un cierto ciclo empieza a fluir el material, ya que se sobrepasa los límites del rango elástico.

**GRÁFICO 5.2 Carga vs deformación unitaria - pórtico 2**

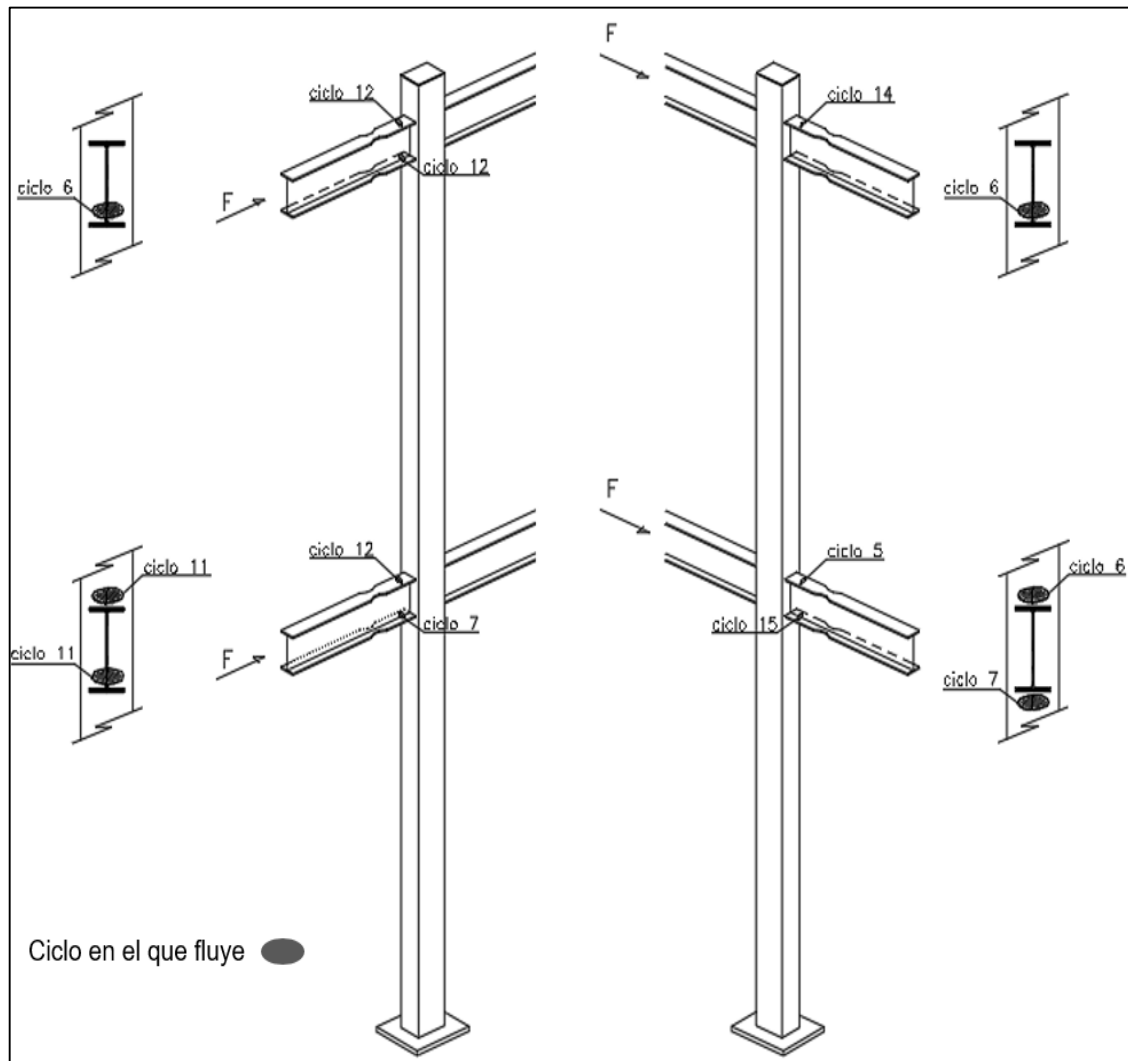
Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**GRÁFICO 5.3 Carga vs deformación unitaria - pórtico 2**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

En la FIGURA 5.24 se puede observar las secciones que alcanzaron la fluencia en el ensayo experimental así como el ciclo en el que lo hicieron, las mismas se pueden comparar con las tensiones Von Mises y para validar el modelo correspondiente.

**FIGURA 5.24 Zonas de fluencia pórtico 2 – ensayo experimental**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

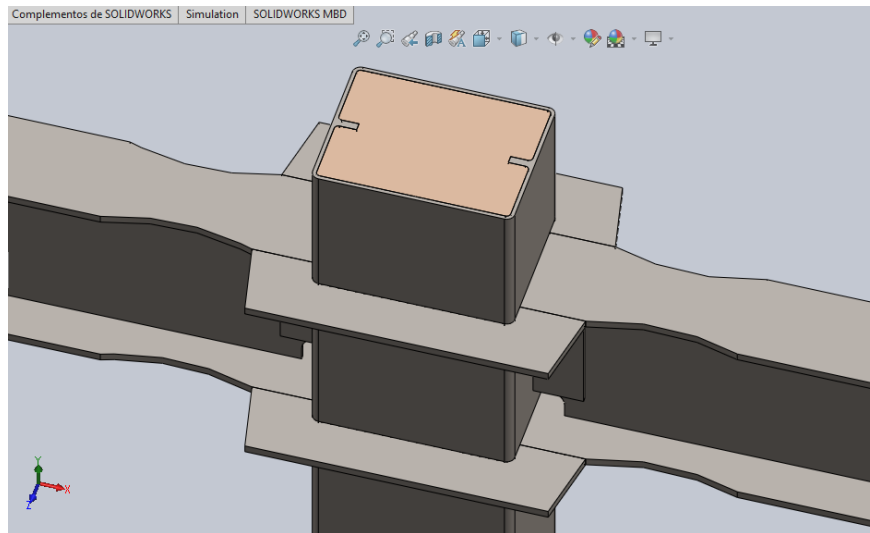
### 5.2.3 PÓRTICO 3 CON REFORZAMIENTO TRAPEZOIDAL

El pórtico 3 consta de un anillo rigidizador de forma trapezoidal como reforzamiento de la unión viga columna, tal como se observa en la FIGURA 5.25, el objetivo con la modelación de este pórtico es ver la concentración, distribución de esfuerzos y

comparar estos resultados con los dos casos anteriores para validar el ensayo experimental.

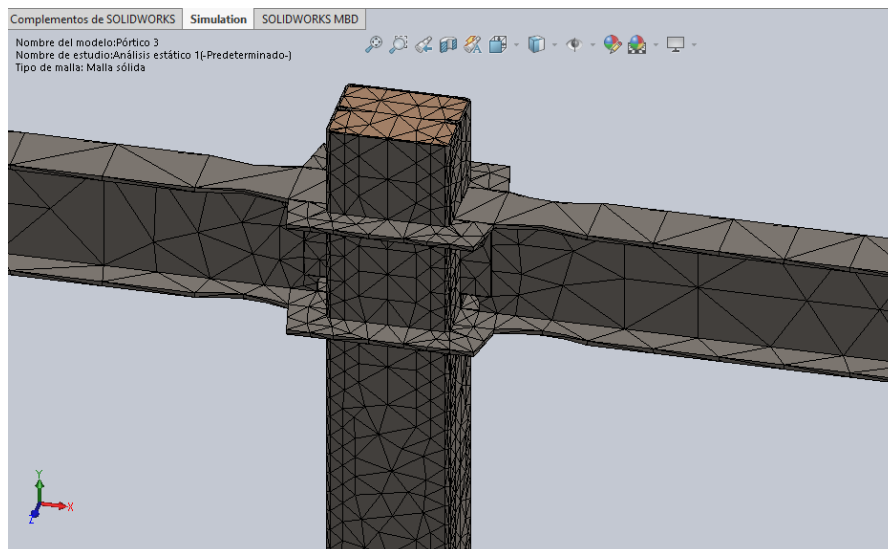
El detalle del nudo se muestra en la FIGURA 5.25.

**FIGURA 5.25 Conexión central superior con relleno**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

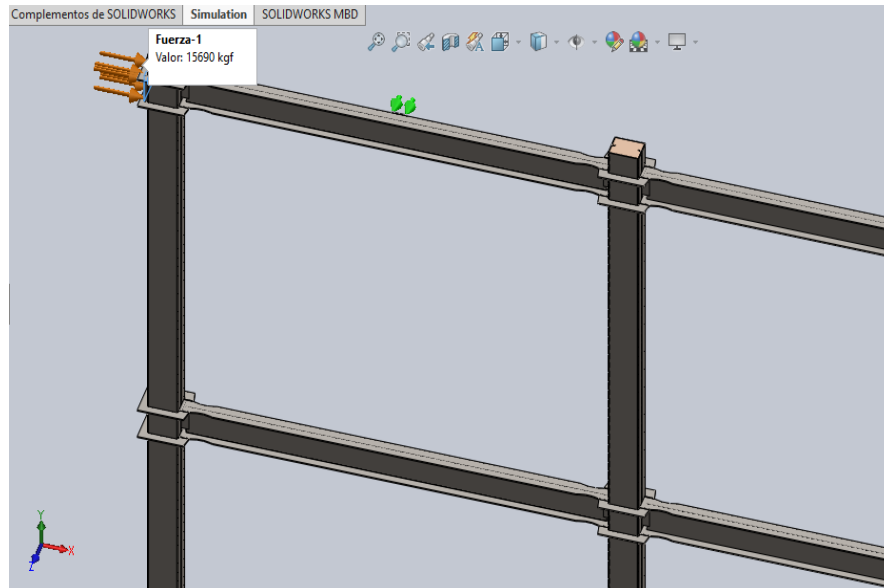
**FIGURA 5.26 Mallado de elementos finitos pórtico 3 con reforzamiento trapezoidal**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

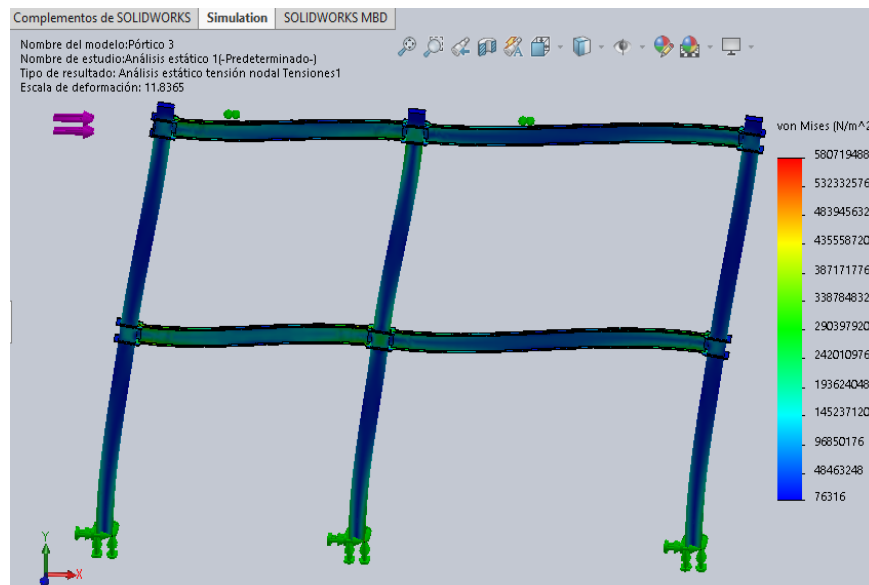
Para el análisis con elementos finitos se realiza el mallado de la estructura (FIGURA 5.26) y se procede a aplicar la carga lateral obtenida en el ensayo de laboratorio que es de 15690 Kg, de forma que se pueda obtener tensiones y desplazamientos.

**FIGURA 5.27 Aplicación de carga lateral**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

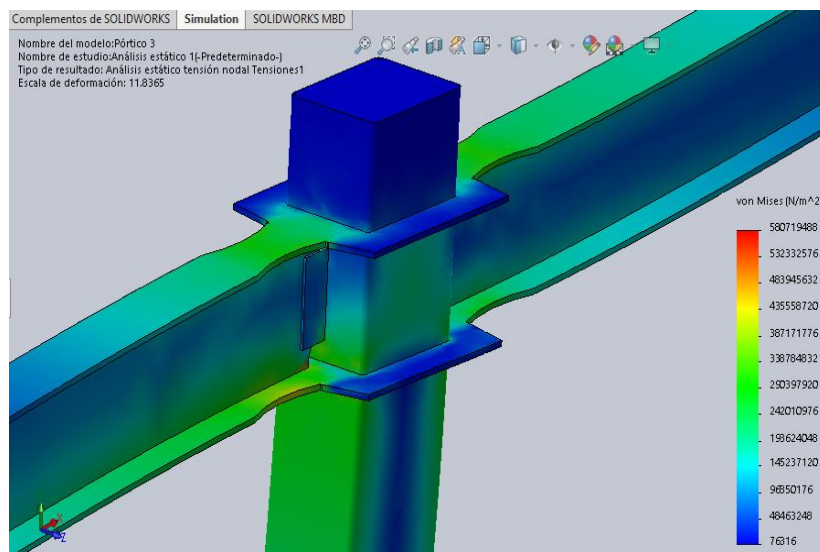
**FIGURA 5.28 Tensiones de Von Mises, pórtico 3 con reforzamiento trapezoidal**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

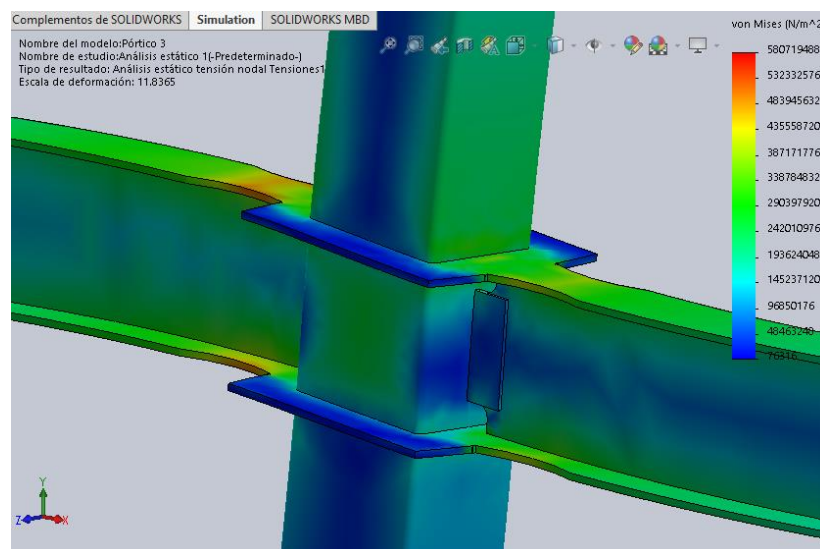
En este pórtico se puede decir que según las tensiones obtenidas en SolidWorks tenemos un mejor comportamiento respecto del pórtico 1 y del pórtico 2, ya que las tensiones se presentan en la sección reducida de la viga, que es lo que se quería obtener. Como se muestra en la FIGURA 5.29 y FIGURA 5.30.

**FIGURA 5.29 Tensiones de Von Mises, conexión central superior**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

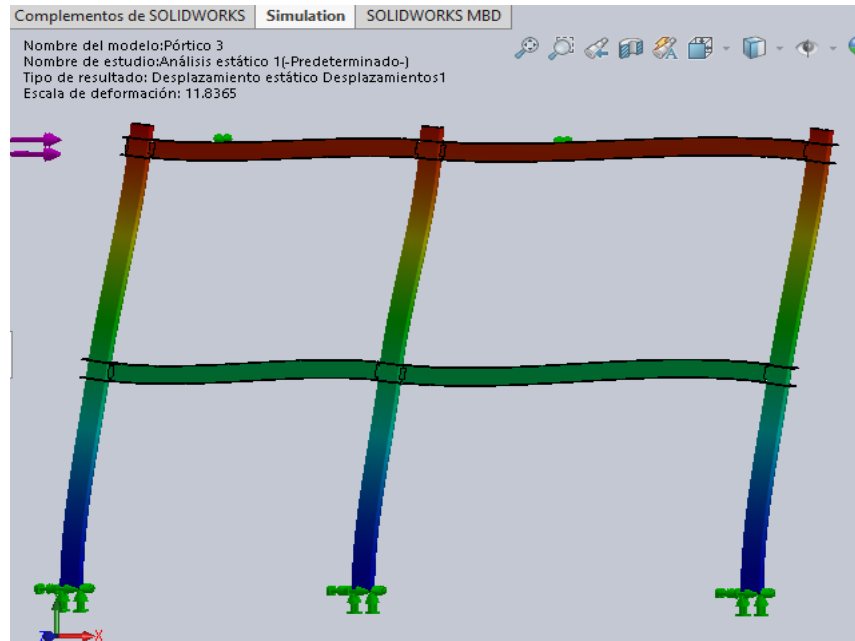
**FIGURA 5.30 Tensiones de Von Mises, conexión central inferior**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

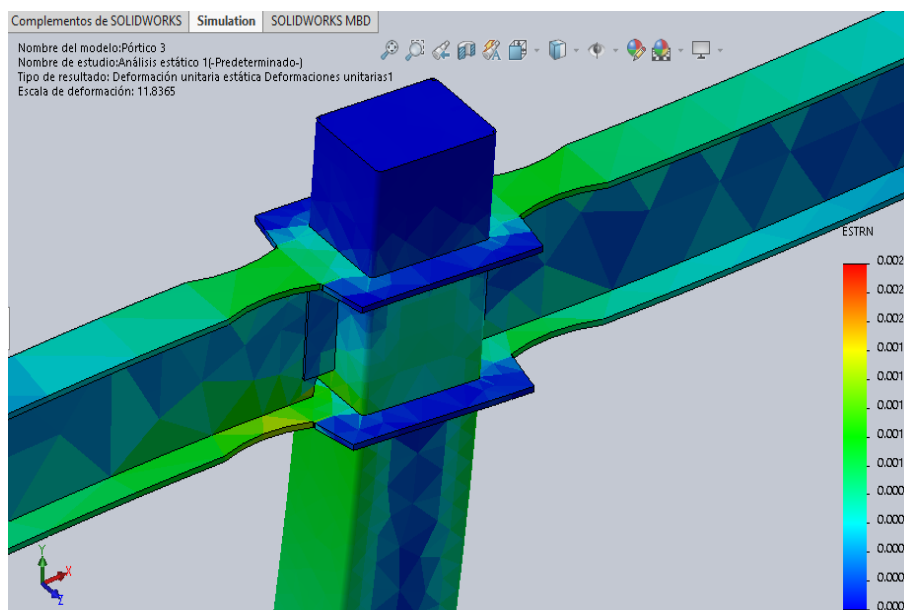
Los desplazamientos del pórtico 3 se muestran en la FIGURA 5.31, los mayores valores de las deformaciones unitarias se presentan en la sección reducida como se observa en la FIGURA 5.32 y FIGURA 5.33.

**FIGURA 5.31 Desplazamientos en pórtico 3 con reforzamiento trapezoidal**



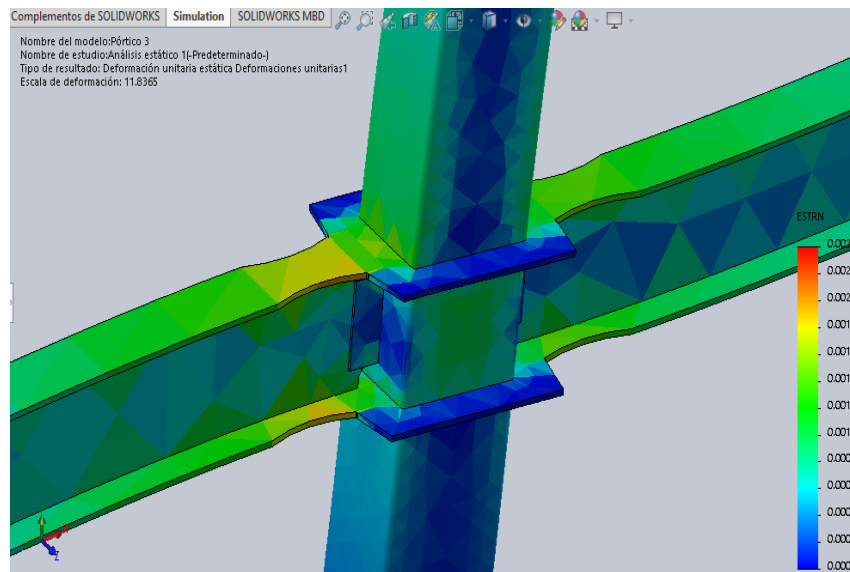
Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 5.32 Deformaciones unitarias, conexión central superior**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

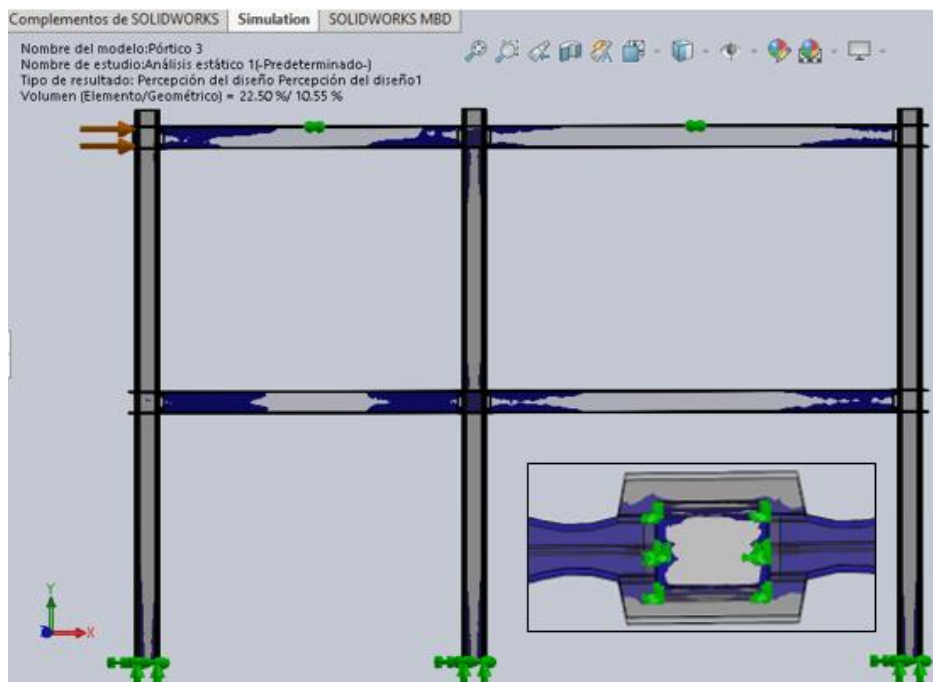
**FIGURA 5.33 Deformaciones unitarias, conexión central inferior**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Las secciones que fluyen en el pórtico 3 se muestran en color azul, en la FIGURA 5.34, donde el modelo matemático corresponde al comportamiento del modelo experimental.

**FIGURA 5.34 Percepción del diseño, pórtico 3 con reforzamiento trapezoidal**

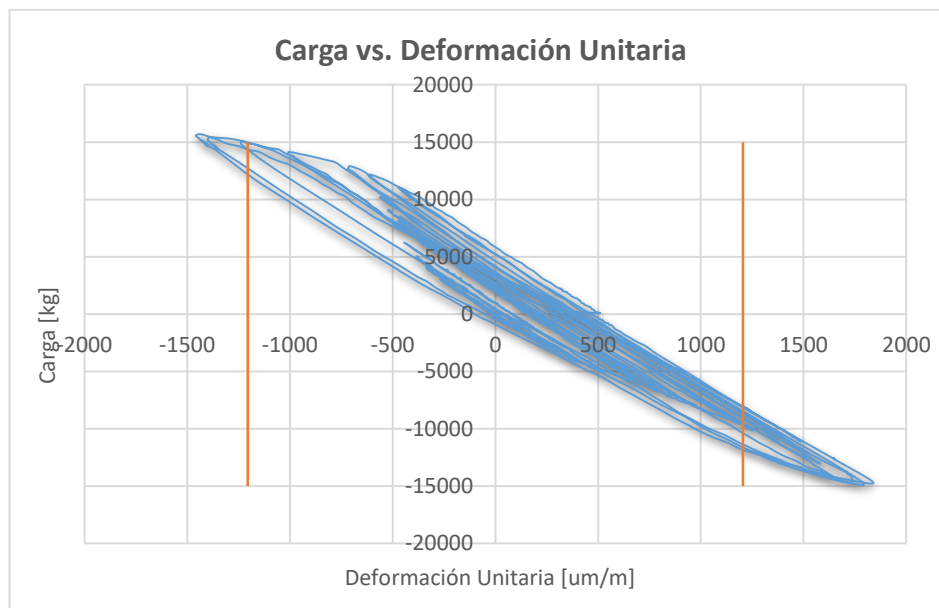


Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga



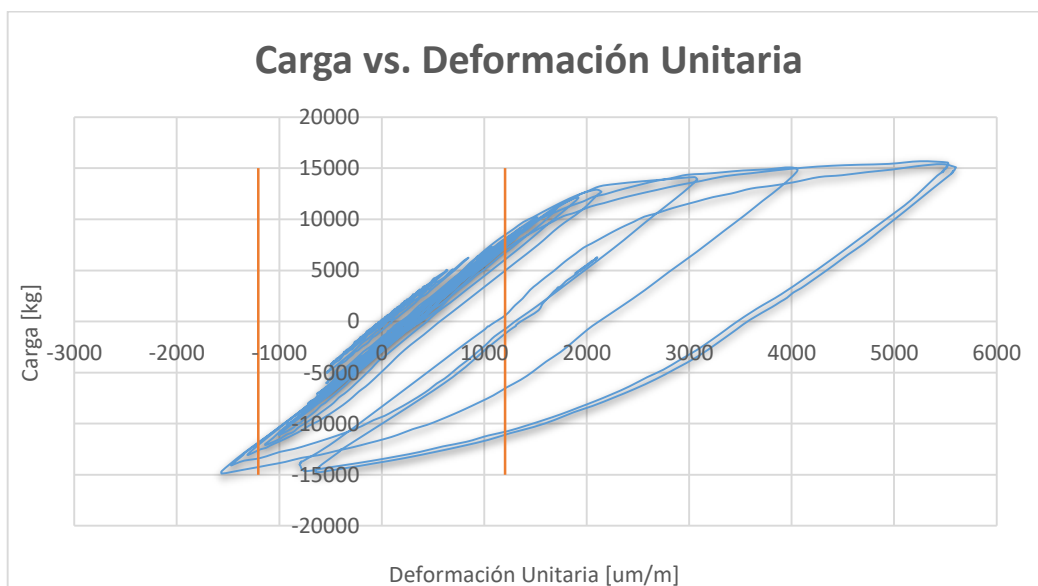
En el GRÁFICO 5.4 y GRÁFICO 5.5 se muestran los resultados de la medición de las deformaciones unitarias realizadas mediante la instrumentación del modelo, teniéndose que el lazo histerético en el pórtico 3, sobrepasa el límite elástico lo que implica que se ha alcanzado la fluencia.

**GRÁFICO 5.4 Carga vs deformación unitaria - pórtico 3**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

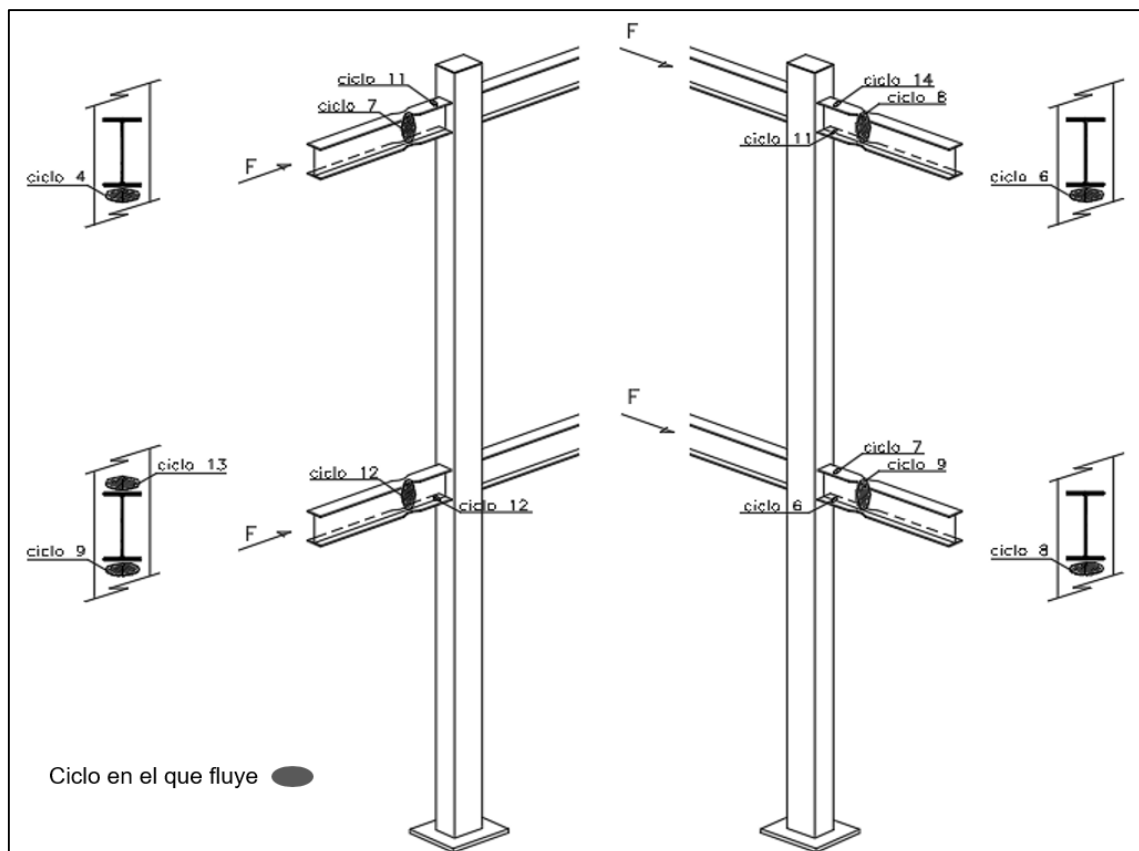
**GRÁFICO 5.5 Carga vs deformación unitaria - pórtico 3**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Al comparar los resultados del ensayo experimental con el modelo analítico, podemos observar que su comportamiento es similar, las rotulas se forman en la sección reducida, hay que mencionar que también existe concentración de esfuerzos en la cara de la columna.

**FIGURA 5.35 Zonas de fluencia pórtico 3 – ensayo experimental**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### 5.3 MODELACIÓN EN SEISMOSTRUCT - CALIBRACIÓN

Para un análisis completo, se realizó la calibración del modelo con el software utilizado inicialmente para obtener la carga máxima esperada (Seismostruct), de forma que se puedan comparar los resultados del modelo matemático con el modelo experimental, tanto en carga como en deformaciones. Para este proceso

se obtuvo las propiedades de los materiales en laboratorio, mismas que fueron utilizadas en el software.

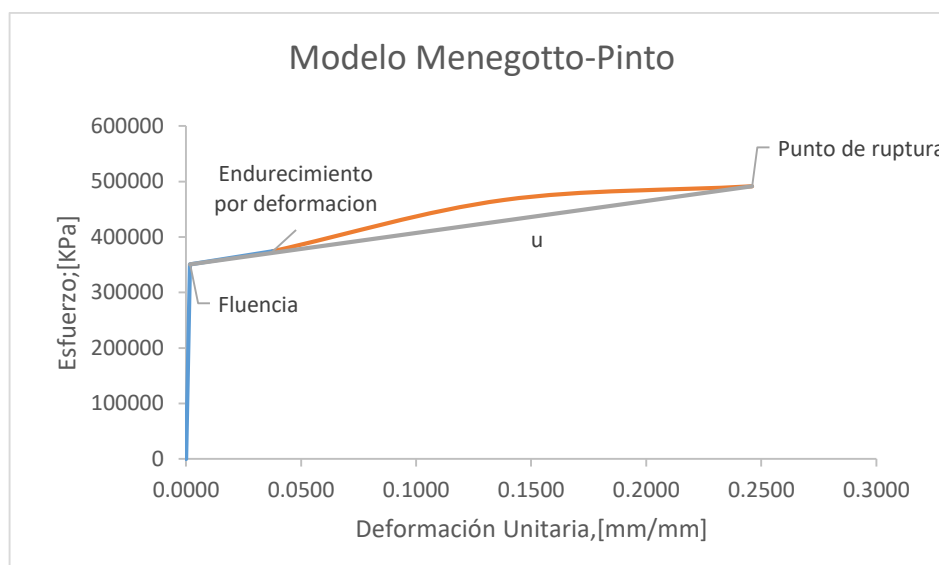
Este programa permite realizar análisis estáticos o dinámicos utilizando elementos finitos para el análisis estructural, utiliza el método de las fibras y considera un comportamiento no lineal de los materiales.

El programa posee muchas herramientas especialmente utiliza una gran variedad de modelos constitutivos de materiales para el hormigón y acero; también existe la posibilidad de cargar modelos. Para el desarrollo de la validación de los modelos experimentales se utilizó los modelos Menegotto - Pinto para el acero, y Mander para hormigón.

### 5.3.1 MODELO DE MENEGOTTO-PINTO

Este modelo se desarrolló en 1973 y considera una curva constitutiva del acero que se encuentra formada de una parte lineal y una parte no lineal, en la parte no lineal se asume que una línea recta va desde el punto de fluencia con el punto de ruptura del material. Para poder relacionar las dos partes de la recta utiliza el parámetro  $R$  que es la forma de la curvatura en el punto de intersección de las tangentes (Menegotto M. & Pinto P., 1973).

**GRÁFICO 5.6 Gráfica de esfuerzo-deformación modelo de Menegotto-Pinto**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

En el programa solicita los siguientes parámetros para definir la curva constitutiva:

- Módulo de elasticidad:  $E$
- Límite de fluencia:  $f_y$
- Parámetro de forma inicial de la curva de transición:  $R_0$
- Coeficientes de calibración de la forma de la curva de transición:  $A_1$  y  $A_2$
- Coeficientes de calibración del endurecimiento isotrópico:  $A_3$  y  $A_4$
- Deformación de rotura/pandeo:  $\epsilon_{ult}$
- Peso específico:  $\gamma$
- Parámetro de endurecimiento por deformación:  $u$

Se determina  $u$ , aplicando la siguiente ecuación:

$$u = \frac{Esp}{E_s}$$

Donde,

$E_s$ : módulo de elasticidad en el rango elástico

$Esp$ : pendiente que toma una recta desde el punto de fluencia a la ruptura

$$Esp = \frac{f_{ult} - f_y}{\epsilon_{ult} - \epsilon_y}$$

Donde:

$f_{ult}$  = Esfuerzo último del acero

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero

$\epsilon_{ult}$  = Deformación unitaria última del acero

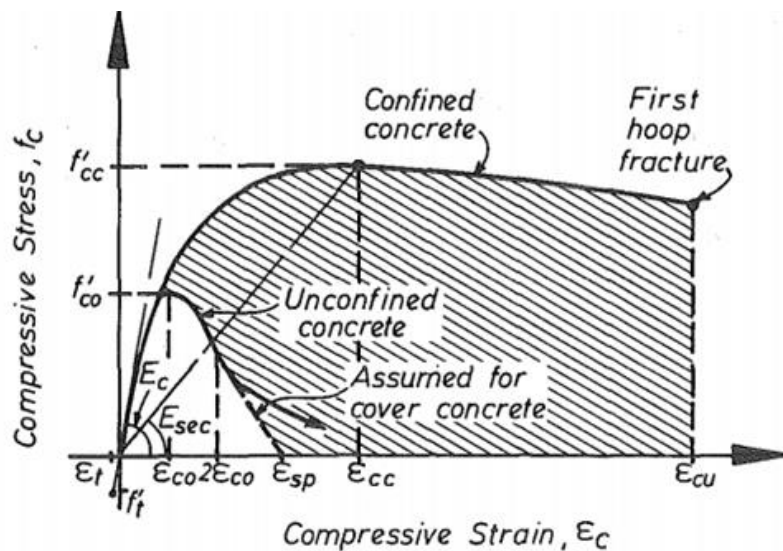
$\epsilon_y$  = Deformación unitaria de fluencia del acero

### 5.3.2 MODELO CONSTITUTIVO DEL HORMIGÓN

El modelo definido por Mander (1988) muestra que el hormigón al ser confinado por un refuerzo transversal aumenta su esfuerzo máximo y deformación. El

confinamiento en el hormigón divide en dos partes el análisis, la primera del hormigón confinado en el núcleo de la sección y la segunda parte del hormigón no confinado ubicado en la sección de recubrimiento de las varillas (Mender, 1988).

**FIGURA 5.36 Gráfica de esfuerzo-deformación del hormigón no confinado y confinado**



Fuente: Mander J. B.(1998)

El programa solicita los siguientes parámetros para definir la curva constitutiva del hormigón, los cuales se obtuvieron mediante ensayos de compresión de muestras en el laboratorio.

- Esfuerzo de compresión:  $f'_c$
- Esfuerzo de tracción:  $f_t$
- Módulo de elasticidad:  $E_c$
- Deformación máxima en el pico de esfuerzo:  $\epsilon_c$
- Peso específico:  $\gamma_c$

En dicho software tenemos la posibilidad de utilizar elementos links que pueden representar diferentes tipos de conexiones para determinar la resistencia y rigidez verdadera que aporta la conexión a la estructura, el programa utiliza un link tridimensional que representa los seis grados de libertad y puede ser utilizado para

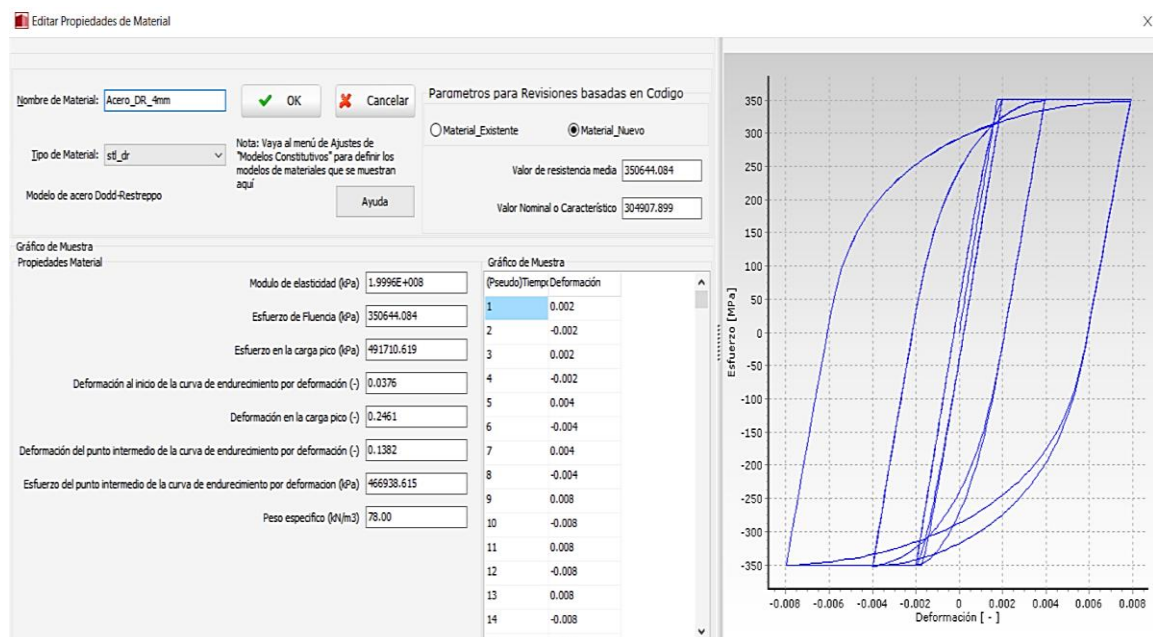
modelar conexiones viga-columna, dispositivos de disipación de energía, apoyos, cimentaciones flexibles, etc (Seismosoft, 2016).

Para la modelación se utilizó links en la conexión viga-columna para representar los anillos rigidizadores colocados en los ensayos, de forma que se pueda considerar el aporte de rigidez y de resistencia en la conexión.

Además, como no se puede tener un apoyo de empotramiento perfecto en la base, se optó por colocar un link que represente este fenómeno, dando un cierto grado de libertad a determinadas direcciones.

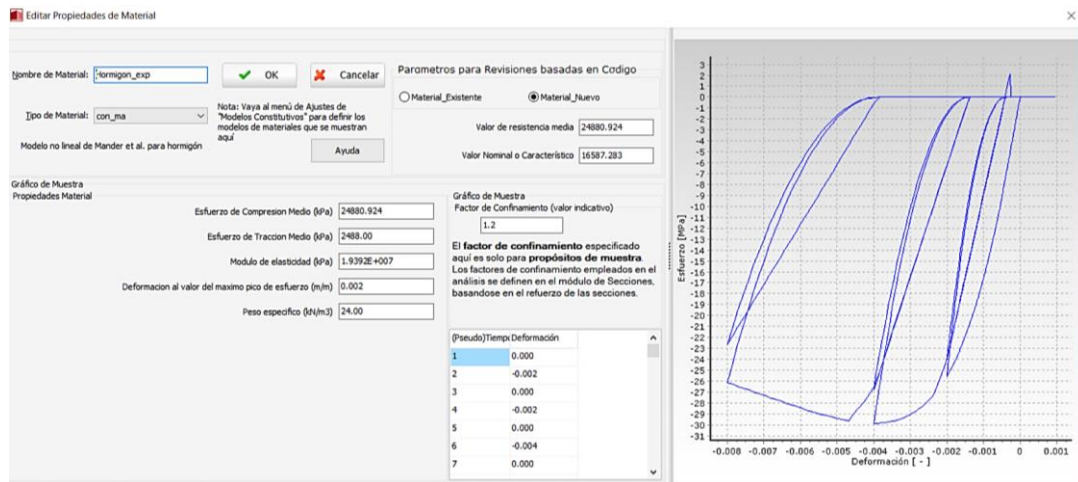
Las características de los materiales ingresados al programa se muestran en la FIGURA 5.37 y FIGURA 5.38:

**FIGURA 5.37 Características de acero estructural A36 – placa de 4mm**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

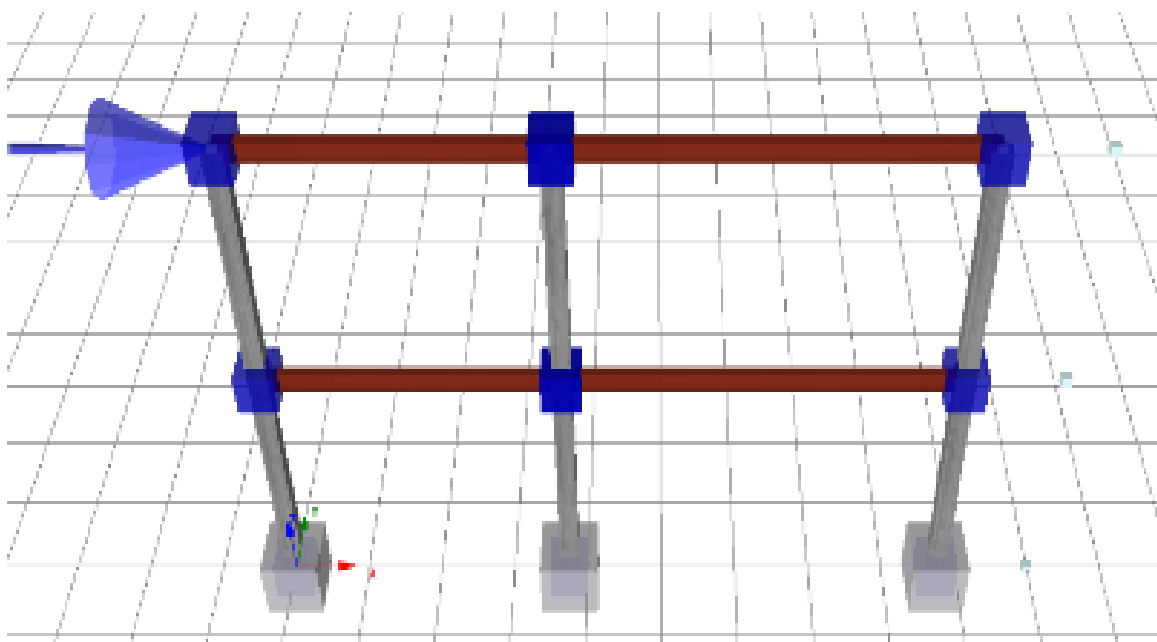
**FIGURA 5.38 Características de hormigón**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

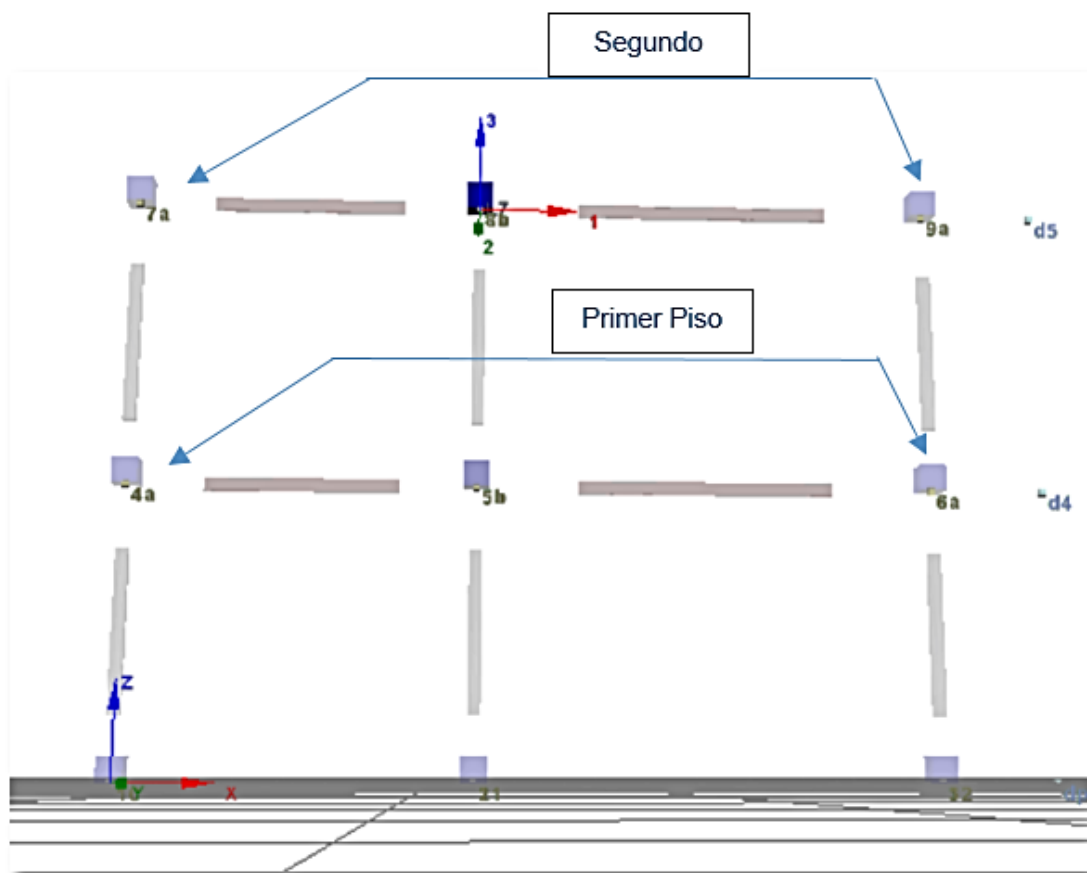
Para realizar la modelación matemática en cada uno de los pórticos, se va a utilizar como referencia para el análisis, la carga máxima obtenida y los desplazamientos en los nudos (7a o 9a) y (4a o 6a) que corresponden a la parte superior y media de la estructura, para poder compararlos con los resultados obtenidos de los pórticos instrumentados mediante LVDTs.

**FIGURA 5.39 Modelo del pórtico 3D**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**FIGURA 5.40 Esquema de conexiones analizadas para desplazamientos**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

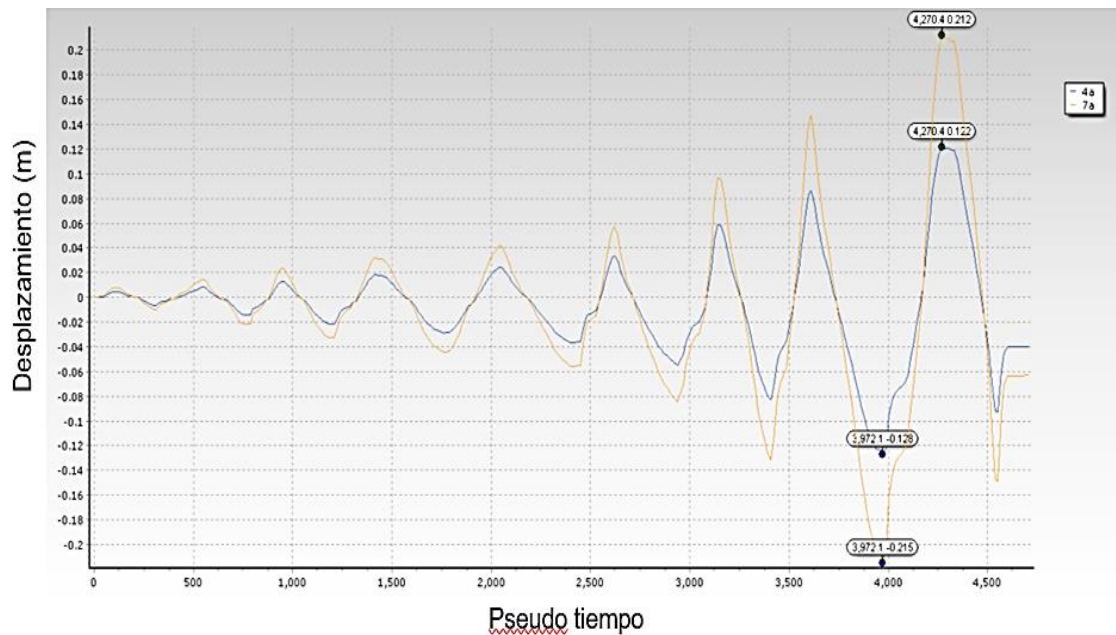
### 5.3.3 RESULTADOS DE PÓRTICO 1 SIN REFORZAMIENTO

Los desplazamientos máximos que se obtuvieron en la calibración del modelo fueron de 122 mm y 212 mm en la primera y segunda planta, respectivamente. Para la carga máxima de 8917 kg el desplazamiento fue de 210 mm.

Para la calibración del modelo matemático se realizó la comparación de las fuerzas obtenidas en el mismo, respecto a las aplicadas en el modelo experimental; valores que se pueden observar en el GRÁFICO 5.7.



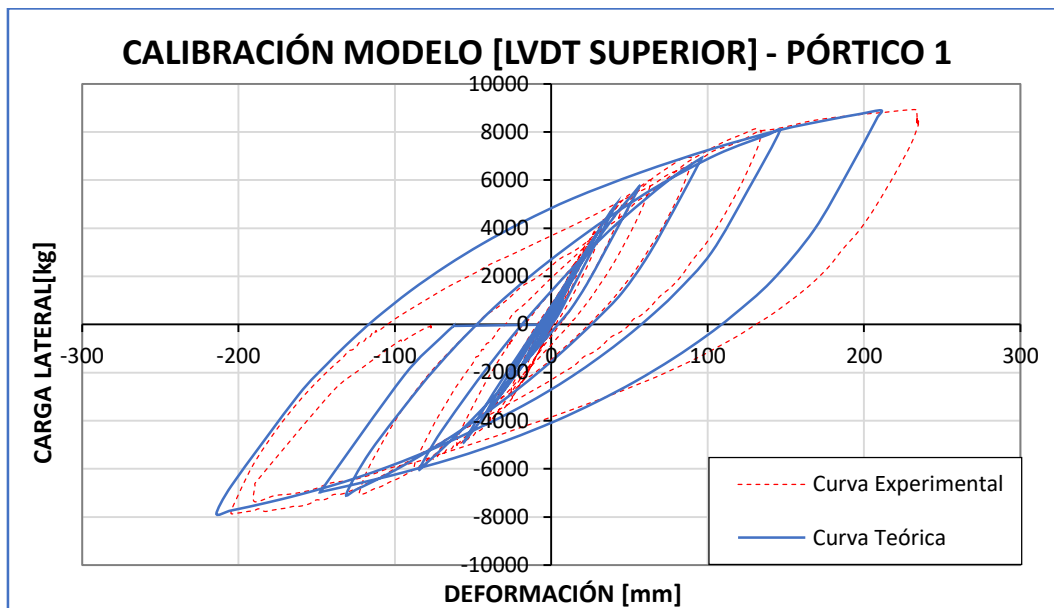
**GRÁFICO 5.7 Desplazamiento en función del tiempo – pórtico 1**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

En el GRÁFICO 5.8 de calibración, se puede observar que no existe una diferencia significativa en cuanto a carga aplicada, cuya variación es menor al 1.00% en las dos direcciones, en la deformación el máximo desfase se da al llegar a la carga máxima positiva con un 9.74%, en el caso del LVDT Superior.

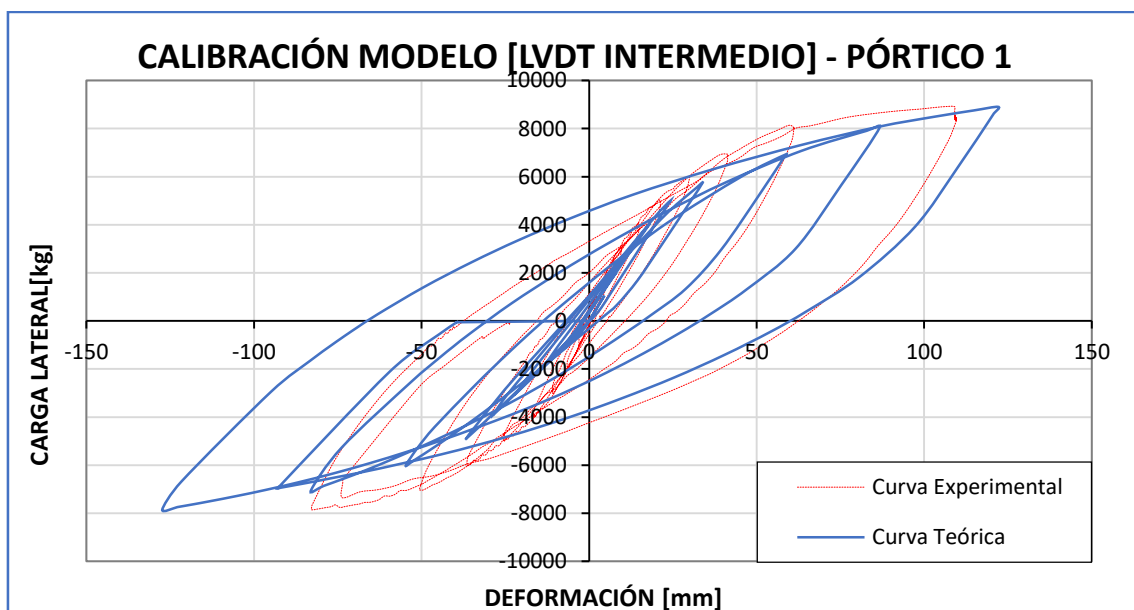
**GRÁFICO 5.8 Calibración modelo (LVDT superior) - pórtico 1**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

En el caso del LVDT intermedio mostrado en el GRÁFICO 5.9, se observa una variación mayor en los desplazamientos en relación con la presentada en el LVDT superior.

**GRÁFICO 5.9 Calibración modelo (LVDT intermedio) - pórtico 1**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Se debe tener en cuenta que en el modelo teórico, se considera un comportamiento homogéneo y simétrico para los dos sentidos de aplicación de carga, por lo que no es posible considerar las situaciones a las que está expuesta una estructura real. Este comportamiento se puede observar en los resultados de la TABLA 5.3.

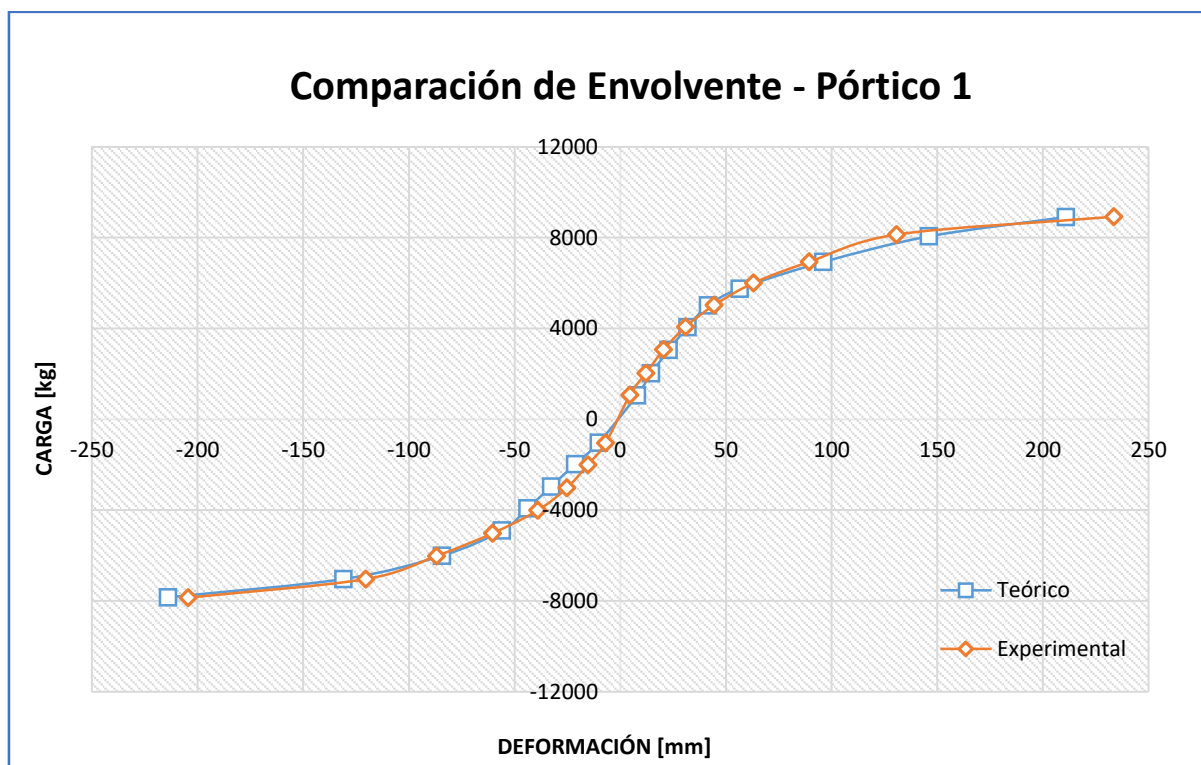
**TABLA 5.3 Carga - deformación en modelos teóricos y experimentales – pórtico 1**

		Carga	Deformación
Experimental	Máx.	8917.84	233.57
	Mín.	-7863.05	-204.46
Teórico	Máx.	8904.52	210.82
	Mín.	-7847.66	-214.02

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

En el caso de las envolventes se observa un comportamiento similar entre el modelo teórico y el modelo experimental, como se puede ver en el GRÁFICO 5.10.

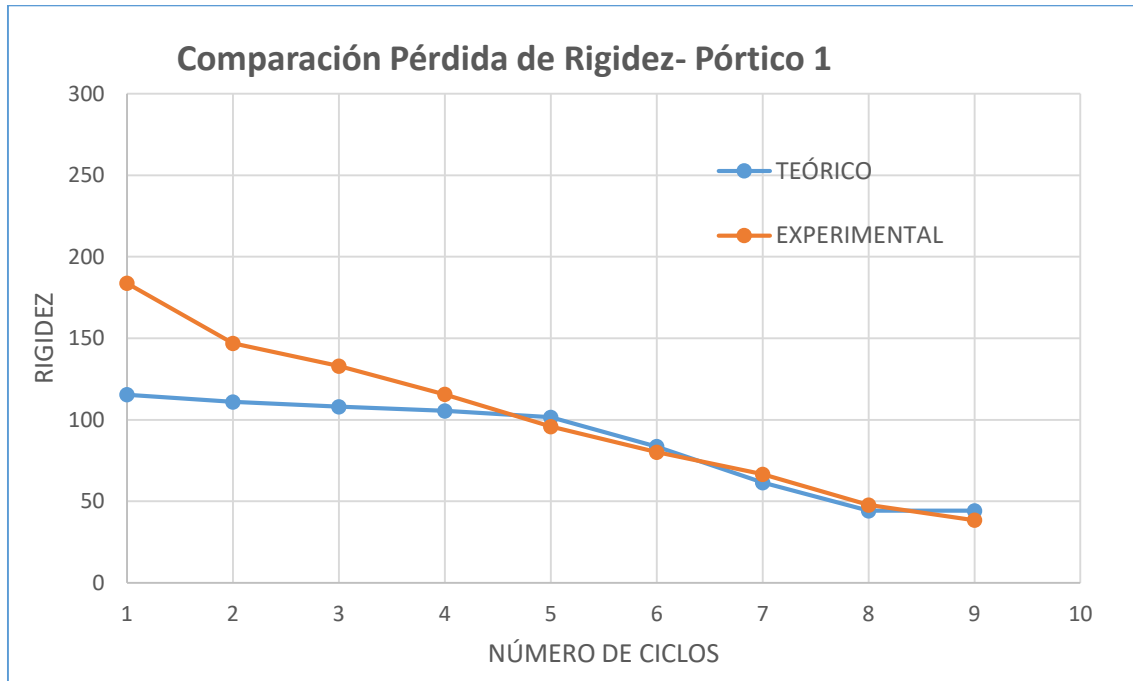
**GRÁFICO 5.10 Comparación de la envolvente - pórtico 1**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

En lo referente a la pérdida de rigidez para el primer pórtico, se observa que el comportamiento del modelo experimental como el teórico es similar a partir del quinto ciclo.

**GRÁFICO 5.11 Comparación de la pérdida de rigidez - pórtico 1**



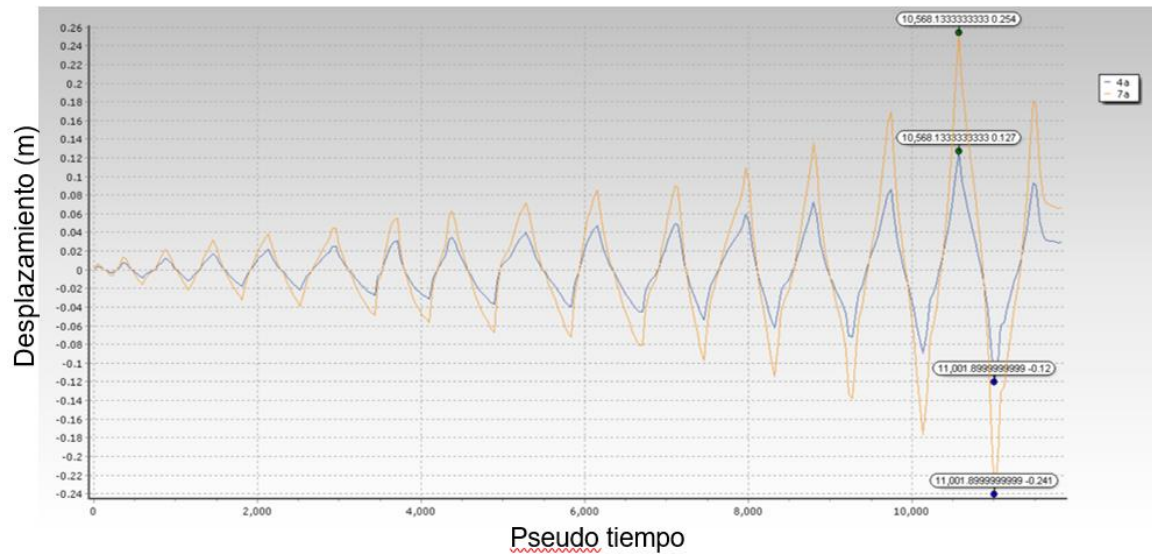
Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### **5.3.4 RESULTADO DE PÓRTICO 2 CON REFORZAMIENTO DE CONEXIÓN VIGA-COLUMNA CON PLACA RECTANGULAR**

En el presente pórtico para poder realizar la calibración del modelo teórico se utilizó Links (conexiones) tanto en la base del pórtico, como en los nudos para rigidizar los mismos, y poder alcanzar el comportamiento que se obtuvo en modelo experimental. Se debe tener en cuenta que el pórtico con anillo rigidizante de reforzamiento tiene una capacidad de 66.78 % más que el pórtico sin reforzamiento.

Las deformaciones máximas del modelo teórico son 254 mm para la planta alta, y 127 mm en la parte media del pórtico, la carga máxima alcanzada en el modelo teórico fue de 14681 kg, con una deformación de 240.28mm.

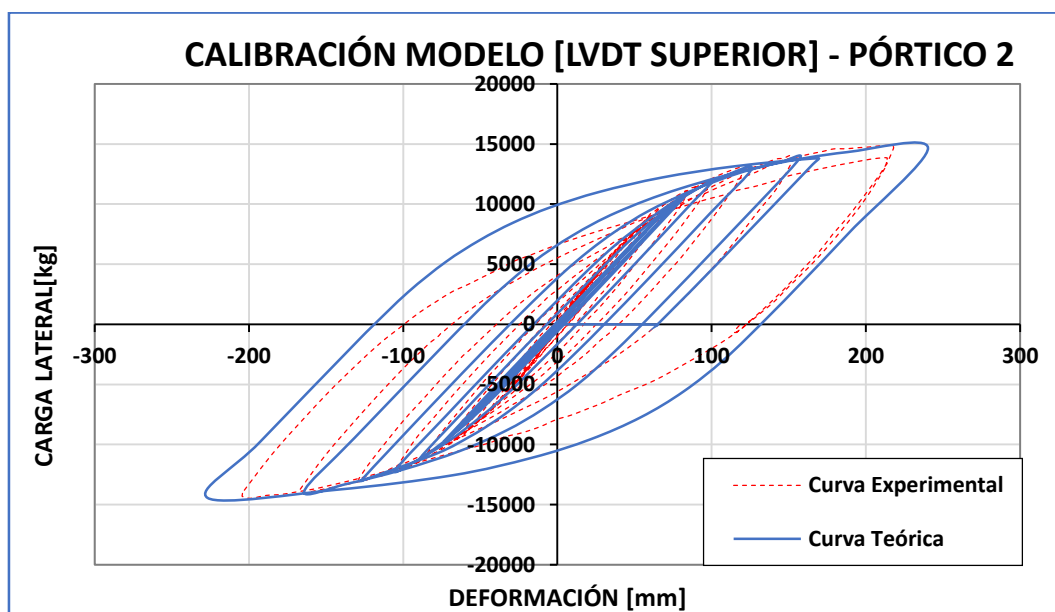
**GRÁFICO 5.12 Gráfica desplazamiento en función del tiempo – pórtico 2**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

En el GRÁFICO 5.13, se puede observar que los dos modelos el teórico y el experimental presentan similar comportamiento, con una variación en carga de máximo 1.3 % y en deformación del 14.07% en el sentido negativo para el caso del LVDT Superior.

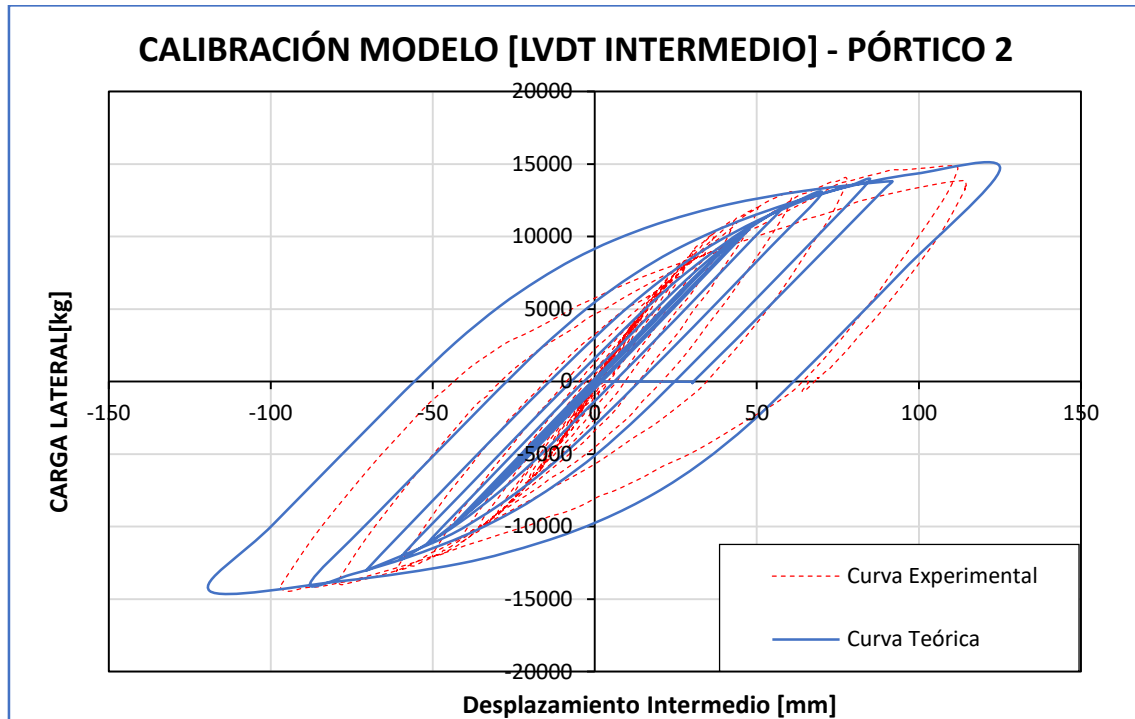
**GRÁFICO 5.13 Calibración modelo (LVDT superior) - pórtico 2**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

En el caso del LVDT intermedio se observan variaciones en carga similares a la parte superior del pórtico y en deformación se tienen variaciones mayores a las obtenidas en la parte superior del pórtico.

**GRÁFICO 5.14 Calibración modelo (LVDT intermedio) - pórtico 2**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

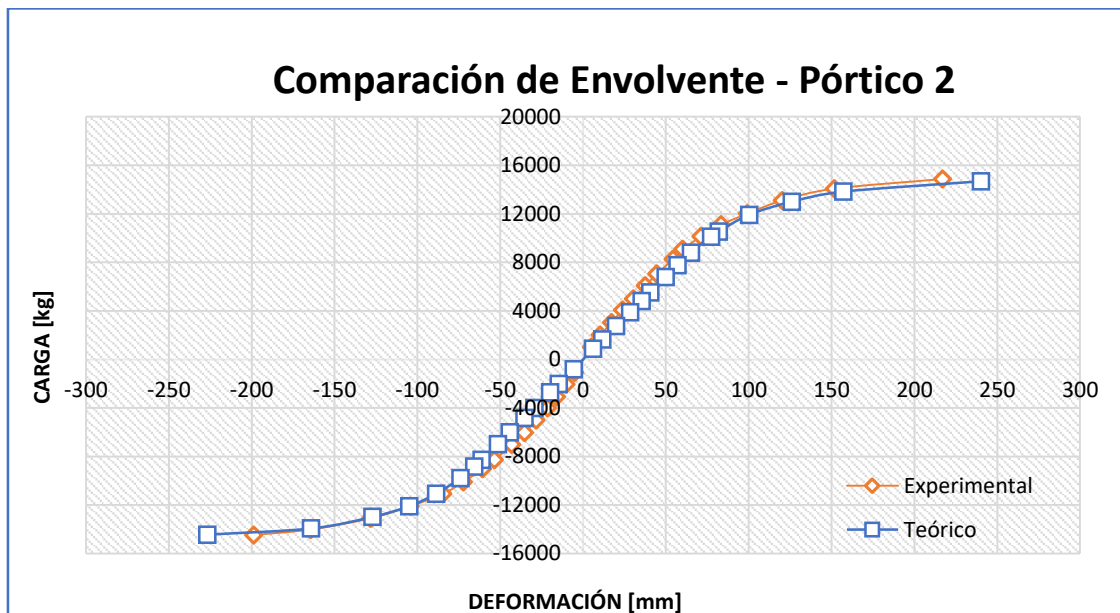
**TABLA 5.4 Carga - deformación en modelos teóricos y experimentales – pórtico 2**

		Carga	Deformación
Experimental	Máx.	14873.02	217.01
	Mín.	-14467.78	-198.84
Teórico	Máx.	14680.61	240.28
	Mín.	-14437.97	-226.81

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

En la envolvente se observa la similitud entre los modelos teórico y experimental, sin embargo, la variación en desplazamiento es mayor a la variación en carga.

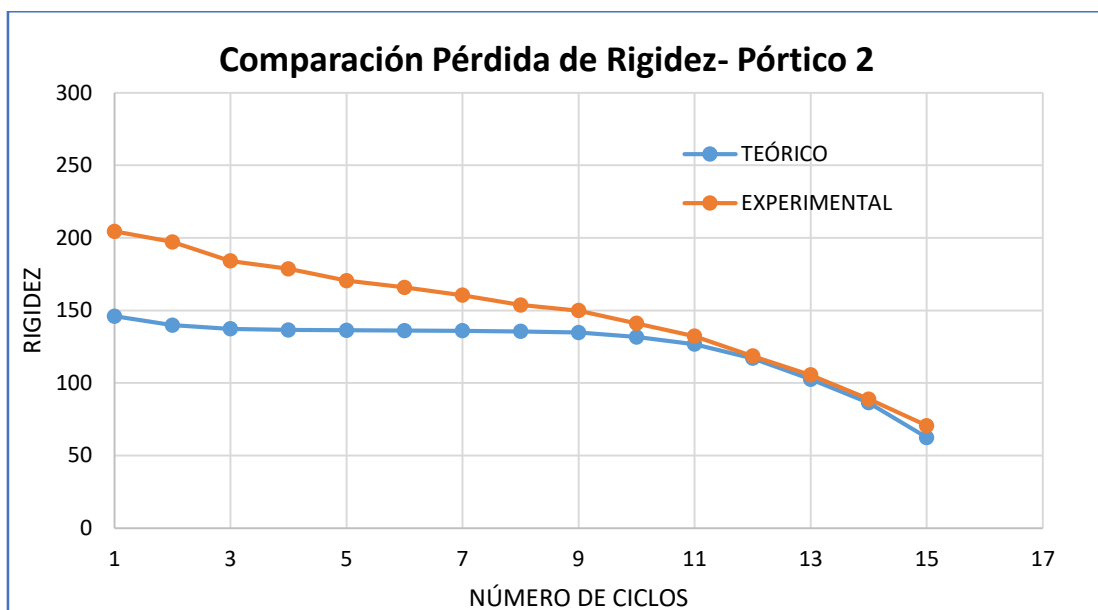
**GRÁFICO 5.15 Comparación de la envolvente - pórtico 2**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Se observa que la pérdida de rigidez en el caso del modelo teórico presenta un decrecimiento a partir del ciclo 11, mientras que en el caso del modelo experimental se presenta este decrecimiento a partir del ciclo 9.

**GRÁFICO 5.16 Comparación de la pérdida de rigidez - pórtico 2**

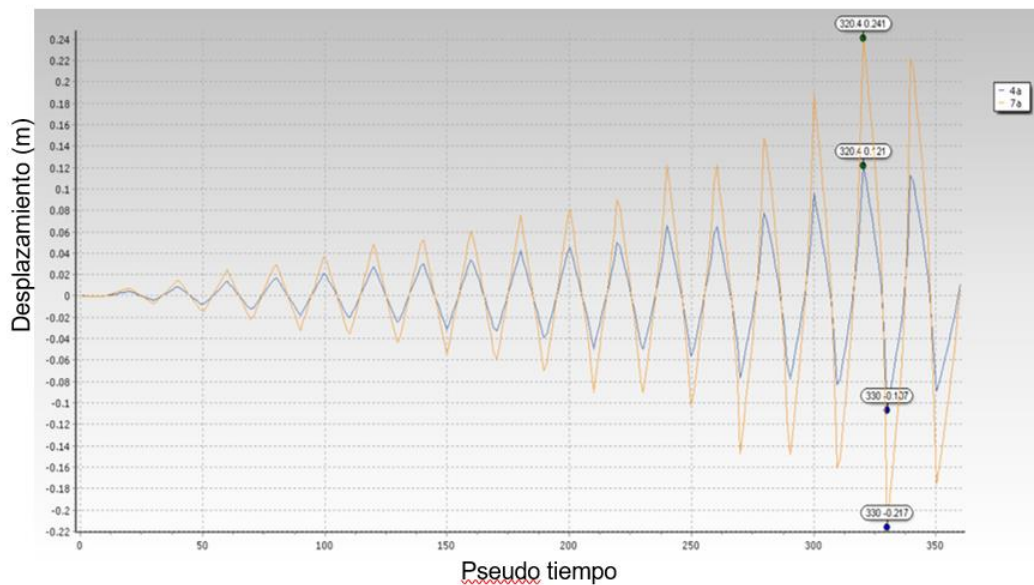


Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### 5.3.5 RESULTADO DE PÓRTICO 3 CON REFORZAMIENTO DE CONEXIÓN VIGA-COLUMNA CON PLACA TRAPEZOIDAL

En este caso, al igual que en el pórtico 2, se usan las conexiones para la base, así como, para los nudos del pórtico, donde se obtuvieron valores de deformación en función del tiempo, siendo 241 mm para la viga superior y 121 mm para la viga inferior.

**GRÁFICO 5.17 Gráfica desplazamiento en función del tiempo – pórtico 3**

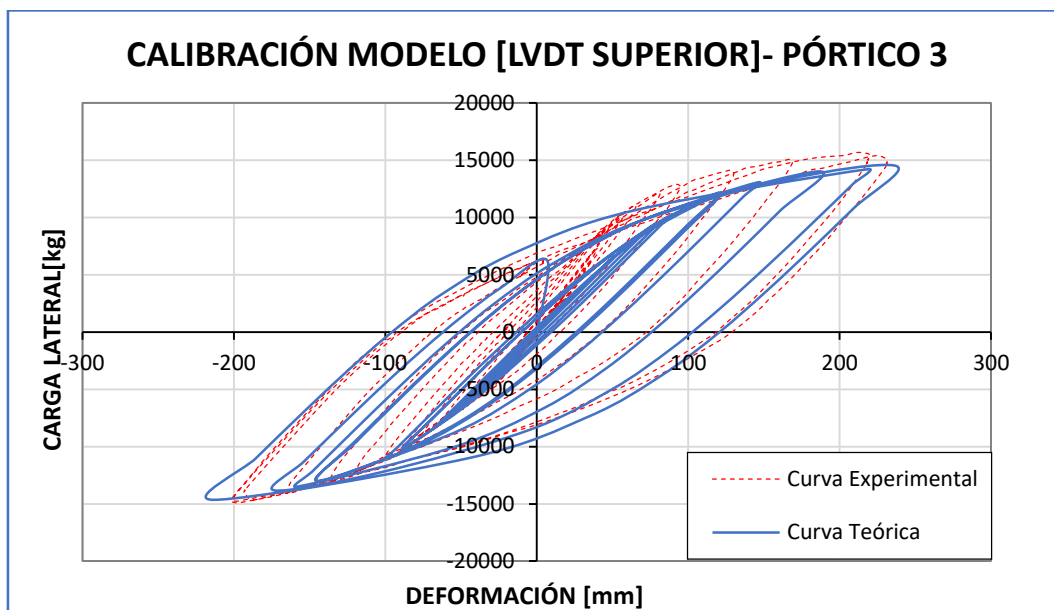


Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

En el GRÁFICO 5.18, se puede observar que los dos modelos, el teórico y el experimental presentan similar comportamiento, teniéndose cargas ligeramente mayores y deformaciones menores del modelo experimental respecto al modelo teórico. Tiene una variación en carga del 7.74 % y en deformación del 12.79% para el caso del LVDT Superior.



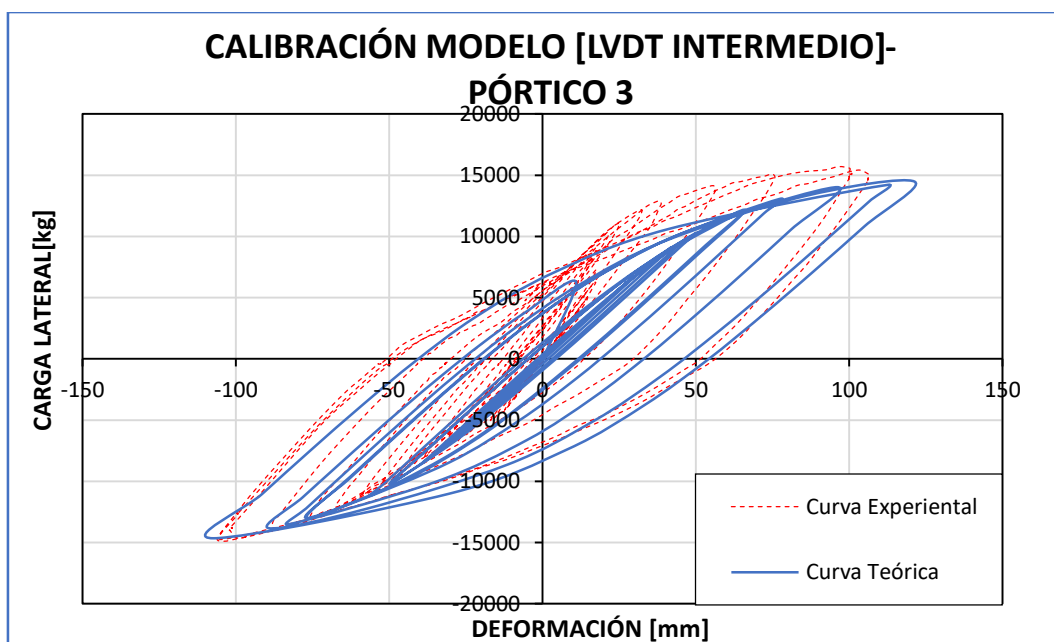
**GRÁFICO 5.18 Calibración modelo (LVDT superior) - pórtico 3**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

En el caso del LVDT intermedio se presentan variaciones en carga similares a la parte superior del pórtico y en deformación se tienen variaciones mayores a las presentadas en la sección superior.

**GRÁFICO 5.19 Calibración modelo (LVDT intermedio) - pórtico 3**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

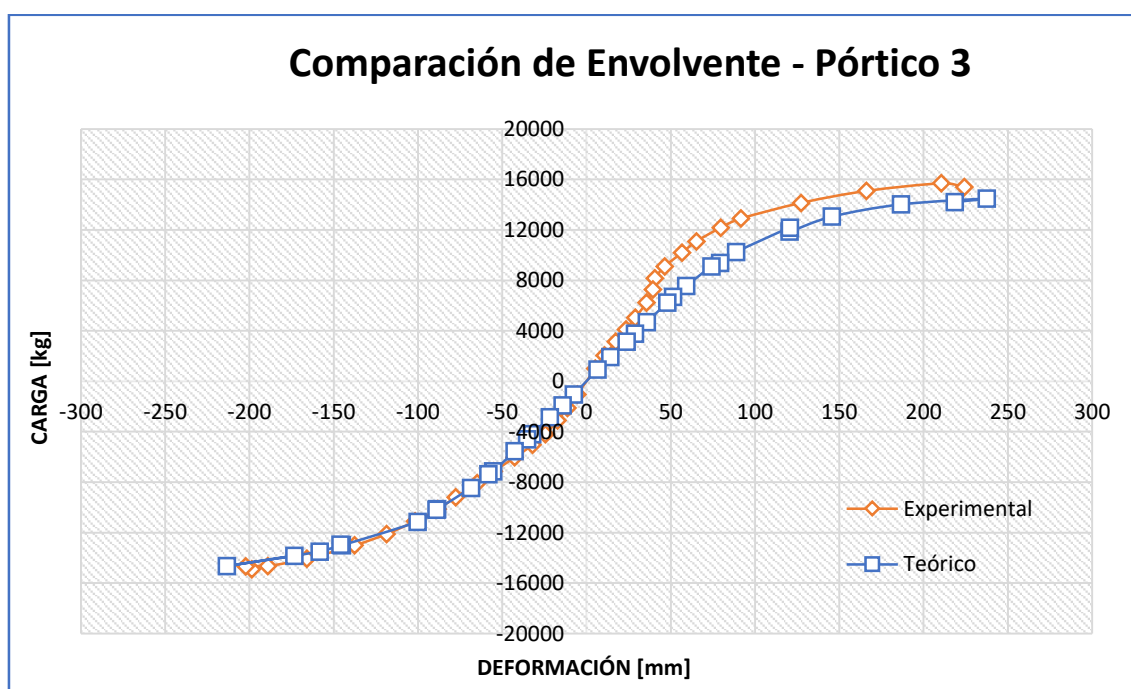
**TABLA 5.5 Carga - deformación en modelos teóricos y experimentales – pórtico 3**

		Carga	Deformación
Experimental	Máx.	15690.58	210.61
	Mín.	-14906.29	-198.48
Teórico	Máx.	14476.77	237.54
	Mín.	-14654.74	-213.36

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

En la envolvente se observa una similitud en los primeros ciclos en el rango elástico, sin embargo, se tiene una subestimación en el modelo teórico para el rango plástico.

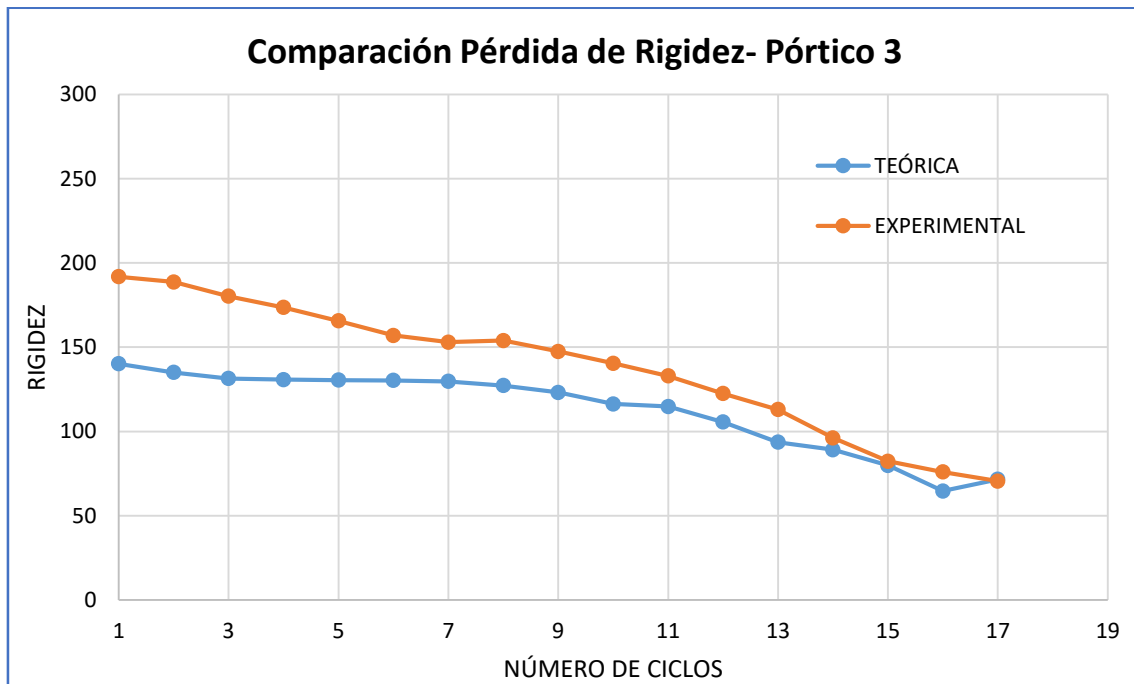
**GRÁFICO 5.20 Comparación de la envolvente - pórtico 3**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

En el GRÁFICO 5.21 se observa una pérdida de rigidez que presenta un decrecimiento mayor en el modelo experimental, lo que se puede dar debido a las consideraciones del modelo teórico, que asume un comportamiento homogéneo y simétrico lo que no sucede en el caso de la estructura real (experimental).

**GRÁFICO 5.21 Comparación de la pérdida de rigidez - pórtico 3**



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

## CAPÍTULO 6

### 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se podrá realizar un análisis y comparación de toda la información entre los resultados teóricos y los experimentales de cada uno de los pórticos, adicionalmente, se comparará a los tres pórticos entre sí, con la finalidad de conocer cual reforzamiento presenta el mejor comportamiento.

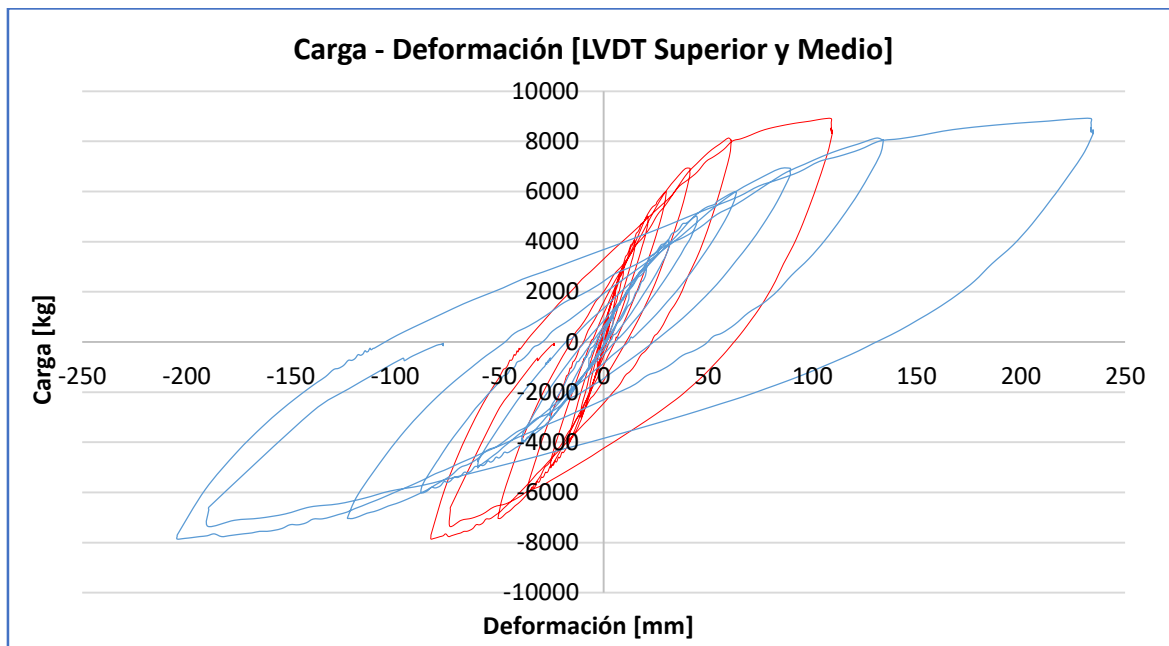
#### 6.1 COMPARACIÓN DERIVAS

Se realizó una comparación de los desplazamientos obtenidos con la ayuda de los LVDTs, tanto en el nudo superior como en el medio, para obtener las derivas.

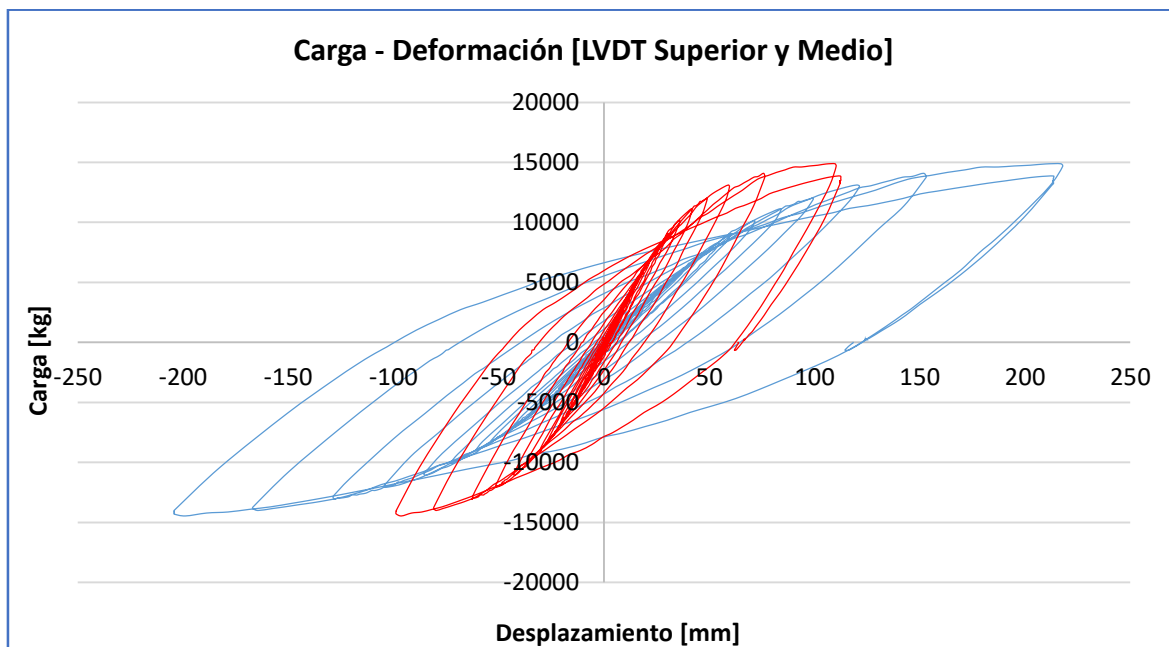
Con la información del GRÁFICO 6.1,

GRÁFICO 6.2 y GRÁFICO 6.3 se determinaron las derivas del pórtico 1, pórtico 2 y pórtico 3, respectivamente. Las derivas se muestran en la TABLA 6.1 para lo cual se utilizaron la capacidad y deformación máxima. Estos resultados nos permiten determinar que:

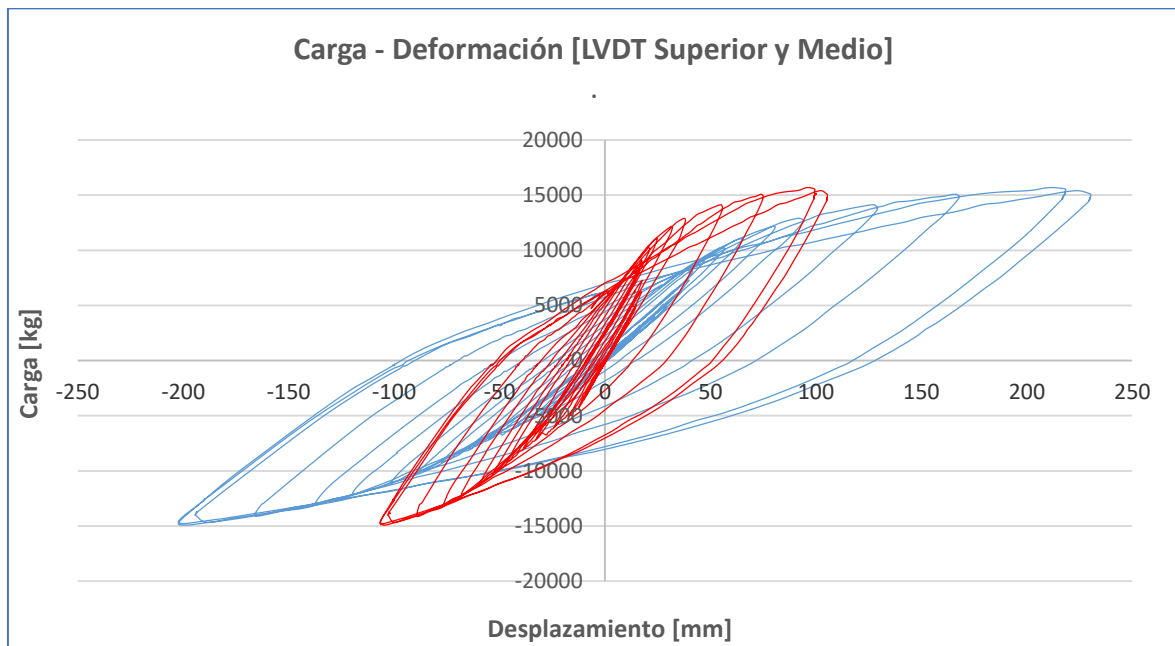
- Al realizar una conexión directa (sin anillos de reforzamiento) entre las vigas y las columnas, el pórtico tiene una rigidez ante cargas laterales menor a la prevista, lo que nos lleva a tener mayor desplazamiento del pórtico generando derivas elevadas que pueden ser mayores a las permitidas por los códigos de construcción vigentes en nuestro país.

**GRÁFICO 6.1 Carga deformación LVDT superior e inferior – pórtico 1**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**GRÁFICO 6.2 Carga deformación LVDT superior e inferior – pórtico 2**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**GRÁFICO 6.3 Carga deformación LVDT superior e inferior – pórtico 3**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

**TABLA 6.1 Derivas en pórtico 1.**

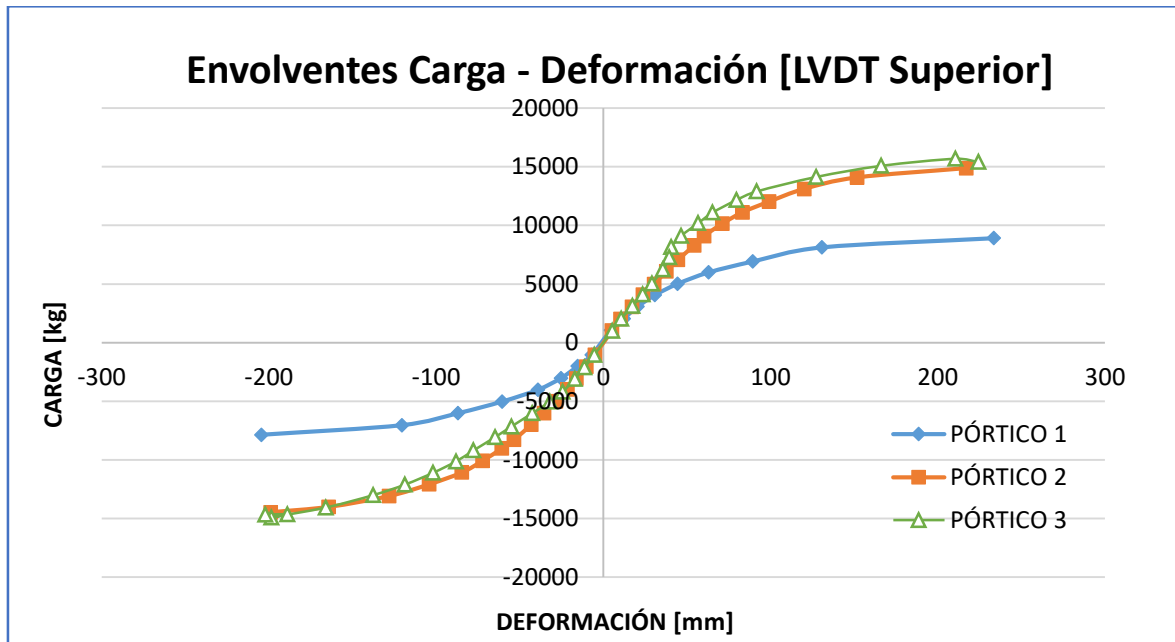
Altura (m)	Deformación (mm)		Deriva elástica	Deriva inelástica
	Nivel Superior	Nivel Inferior		
<b>PÓRTICO 1</b>				
2.4	233.6	108.9	0.0520	0.1559
2.4	108.9	0	0.0454	0.1361
<b>PÓRTICO 2</b>				
2.4	217	109.81	0.0447	0.1340
2.4	109.81	0	0.0458	0.1373
<b>PÓRTICO 3</b>				
2.4	210.606	95.773	0.0478	0.1435
2.4	95.773	0	0.0399	0.1197

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Para el análisis de las deformaciones se tomará en cuenta únicamente los datos de LVDT superior, como se observa en el GRÁFICO 6.4, donde para una misma carga

aplicada, el pórtico con anillo de reforzamiento trapezoidal presenta una menor deformación.

#### GRÁFICO 6.4 Envoltente de carga vs deformación pórticos experimentales



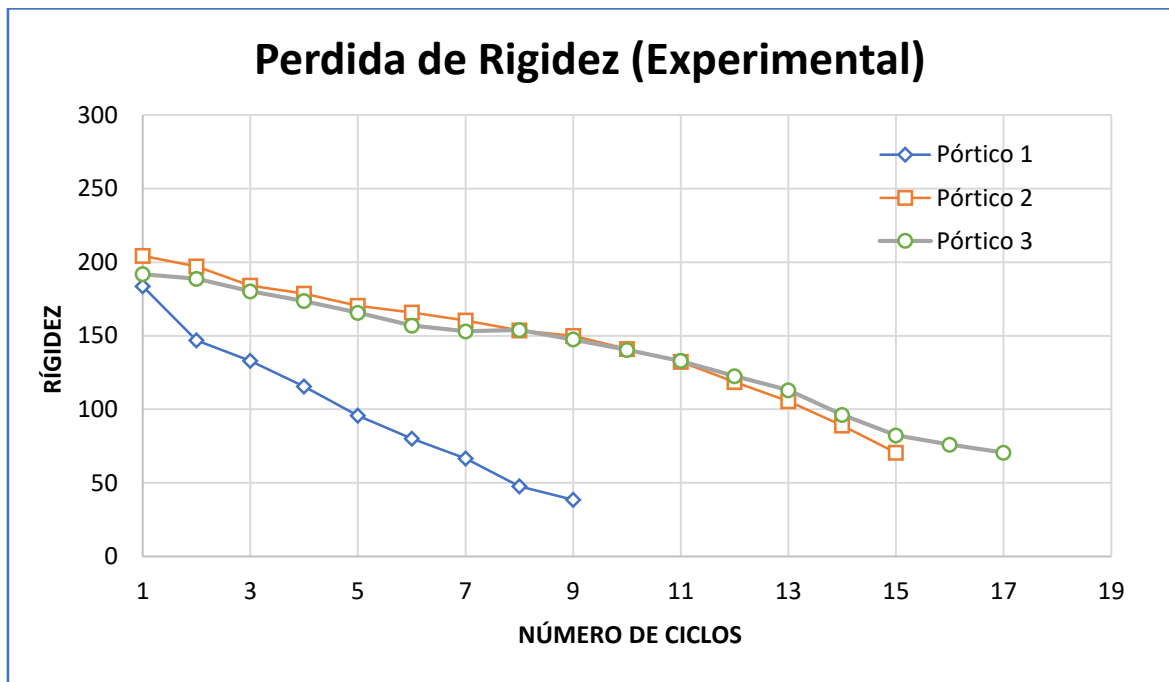
Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

## 6.2 COMPARACIÓN CAMBIO DE RIGIDEZ

Utilizando las curvas de pérdida de rigidez de los tres pórticos ensayados se puede determinar que:

- Los tres pórticos ensayados tienen una rigidez inicial mayor a la teórica calculada para cada uno de ellos, como se observa en el GRÁFICO 5.11, GRÁFICO 5.16 y GRÁFICO 5.21, lo que implica que al realizar los cálculos teóricos se tiene un factor de seguridad.
- En el GRÁFICO 6.5 se puede observar que el pórtico sin reforzamiento, pierde drásticamente su rigidez desde el inicio del ensayo, teniendo una mayor pérdida de rigidez y alcanzando la falla en menos ciclos de carga en comparación con el pórtico 2 y 3.
- El tercer pórtico (anillo de reforzamiento trapezoidal), es el que presenta menor pérdida de su rigidez y lo hace en un mayor número de ciclos de carga, es decir, presenta un mejor comportamiento en el rango inelástico.

GRÁFICO 6.5 Pérdida de rigidez en pórticos experimentales



Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

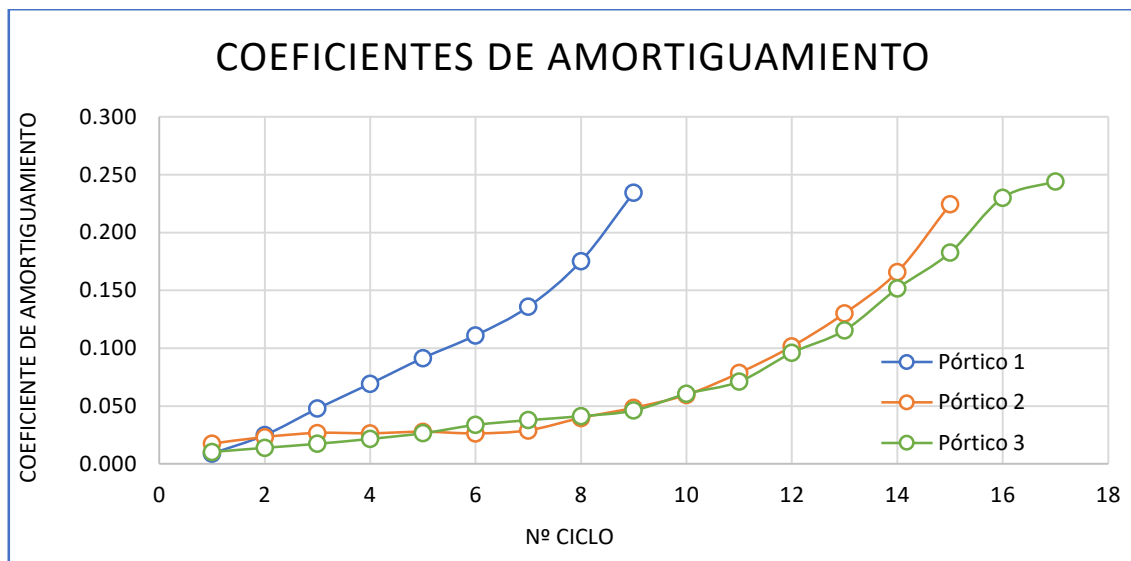
### 6.3 COMPARACIÓN COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO

Las curvas de coeficientes de amortiguamiento de los tres pórticos ensayados permiten determinar que:

- Se presenta una diferencia significativa entre el pórtico sin reforzamiento y los dos pórticos con refuerzos rectangular y trapezoidal, teniéndose un comportamiento similar entre estos dos últimos. Se alcanza un amortiguamiento de 0.235, 0.225 y 0.244 en los pórticos 1, 2 y 3, respectivamente.



### GRÁFICO 6.6 Comparación de coeficientes de amortiguamiento experimentales

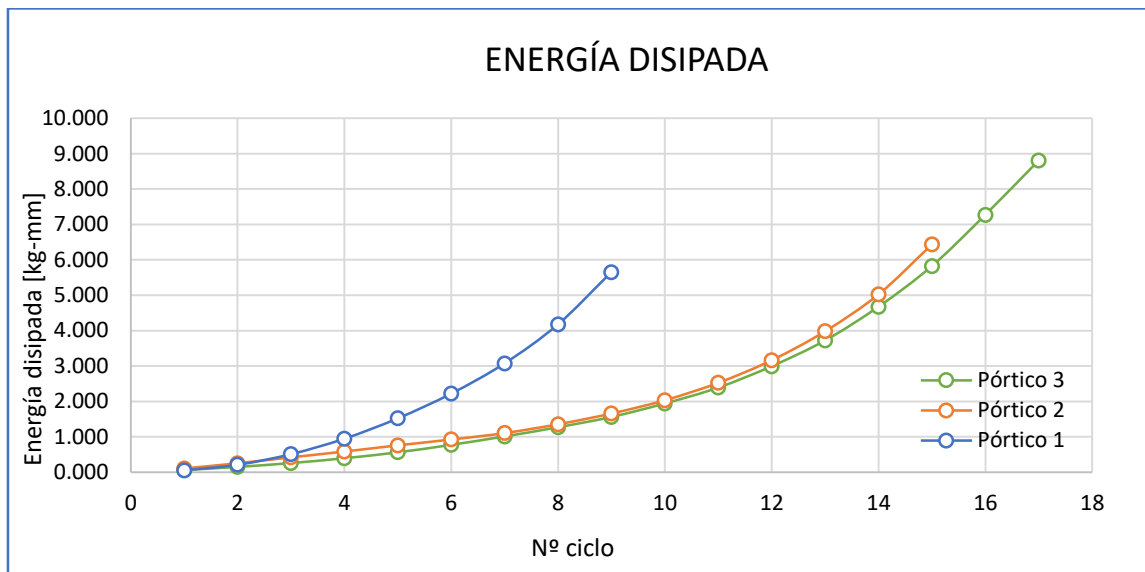


Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

### 6.4 COMPARACIÓN DISIPACIÓN DE ENERGÍA

La disipación de la energía de los tres pórticos ensayados se muestra en el GRÁFICO 6.7, lo que permite determinar que:

- El pórtico con reforzamiento trapezoidal es el que disipa la mayor cantidad de energía, lo que se puede representar como un indicador de una mayor ductilidad.
- Al hablar de la energía disipada podemos observar que los pórticos 2 y 3 disipan en el ciclo 13 un valor similar que el pórtico sin reforzamiento en el ciclo 8, es decir, tienen un mejor comportamiento sísmico.

**GRÁFICO 6.7 Energía disipada en pórticos ensayados**

Elaborado por: Marco Manzano y Paúl Zúñiga

Considerando los resultados tanto teóricos como experimentales de la presente investigación se puede determinar que:

- Las vigas y columnas compuestas de la presente investigación son compactas, de acuerdo con los requerimientos del AISC, lo que implica que presentarían un buen comportamiento ante un evento sísmico.
- En los nudos de unión viga columna con y sin anillos de reforzamiento exterior, se mantiene el problema de separación (pérdida de adherencia) entre el material acero de las columnas y el hormigón de relleno de las mismas, al someter al pórtico ante cargas laterales hasta su etapa de falla.
- Teniendo una conexión directa (sin anillos de reforzamiento) entre las vigas y las columnas mediante soldadura, al someter al pórtico a cargas laterales, se provoca una concentración de esfuerzos en esta zona de unión, lo que conlleva a una falla de rotura del material en su sector más débil, que por lo regular se presenta en las caras de las columnas, ya que en el caso de columnas compuestas se tienen perfiles de espesores menores a los de las alas de las vigas.

- La soldadura puede llegar a debilitar el material de los elementos a unir, este aspecto puede ser motivo adicional para que se desarrolle la falla de rotura mencionada en el párrafo anterior.
- Es fundamental el uso de arriostramientos laterales en las vigas para evitar el efecto de torsión en las mismas, ya que esto disminuye su capacidad portante ante cargas laterales, esto por lo regular se cumple en las vigas donde se apoyan las correas repartidoras de carga de las losas; pero no en las vigas del otro sentido.
- Las fallas producidas en el ensayo experimental, se presentan en lugares similares en los pórticos reforzados (2 y 3), produciendo rótulas plásticas en las zonas de sección reducida de acuerdo a lo esperado en el modelo teórico. Sin embargo, de acuerdo a las mediciones realizadas con los strain gauges se determinó que varios puntos alcanzaron la fluencia como se muestra en la FIGURA 5.14, FIGURA 5.24 y FIGURA 5.35.
- Al realizar una conexión directa (sin anillos de reforzamiento) entre las vigas y las columnas el pórtico se disminuye la capacidad de carga, logrando soportar una carga 37% menor a la carga predictiva, lo que puede deberse a una deficiente transmisión de cargas y momentos de la viga a la columna.
- La colocación de anillos de refuerzo rectangulares o trapezoidales en la conexión viga-columna resulta ser una alternativa adecuada para mejorar el comportamiento de los pórticos ante cargas laterales. Se alcanza una carga lateral 8.4% mayor a la carga predictiva con el refuerzo rectangular y un 9.7% mayor a la carga predictiva con el refuerzo trapezoidal.
- La capacidad de carga, respecto del pórtico sin reforzamiento, se incrementa en un 73% con el uso del refuerzo rectangular y en un 76% con el uso del refuerzo trapezoidal, ya que se rigidizan los nudos y permiten una mejor transmisión de esfuerzos.
- La fuerza sísmica empleada para el presente caso de estudio fue determinada según un análisis pseudo estático de acuerdo con la norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, no obstante, el valor usado de "R", factor de reducción de respuesta sísmica, no está definido en este código para estructuras con columnas compuestas de acero rellenas de hormigón,

de tal forma que, este parámetro fue determinado correlacionando las capacidades de una columna de acero sin relleno y una columna compuesta, obteniendo un valor de  $R=4$ .

- La ductilidad del pórtico se determina relacionando la deformación obtenida en el límite elástico y la máxima deformación resistida por el pórtico; sin embargo, este valor no se pudo determinar debido a que el desplazamiento máximo en los tres ensayos estuvo limitado por los instrumentos del laboratorio.
- Se considera que los dientes de los perfiles usados en las columnas aportan en la adherencia del acero con el hormigón, razón por la cual si las vigas estuvieran soldadas en las caras largas de las columnas se recomienda la colocación de perfiles tipo “L” dentro de la columna.
- Al comparar los resultados de la presente investigación con los de la tesis planteada por los Ingenieros Jorge Martínez y Darío Pallares podemos concluir que resulta más conveniente utilizar los anillos rigidizadores exteriores en los nudos de conexión viga-columna (presente tesis) antes que utilizar las placas de continuidad dentro de las columnas. Esto, ya que al comparar la carga máxima soportada y las deformaciones que tuvieron en cada ciclo de carga, la presente investigación presentó mejores resultados con una carga máxima de 15691 Kg y 210 mm de deformación, mientras que en la investigación de Martínez y Pallares se obtuvieron datos máximos de 14560 Kg de carga máxima y 198 mm de deformación.
- Cabe destacar que el uso de programas como Solidworks y Seismostruct sirvieron para poder confirmar y calibrar el comportamiento de los pórticos en el ensayo experimental, tanto en los esfuerzos como en capacidad de carga y deformaciones, siendo éstos herramientas muy poderosas para la investigación y docencia, así como también para validar modelos constructivos.
- Se debe garantizar un vertido adecuado del hormigón de relleno dentro de las columnas para evitar cavernas y segregación del hormigón. El poner los anillos de reforzamiento fuera de la sección de columna en lugar de placas de continuidad dentro de la columna ayuda en este aspecto.

- Se recomienda el reforzamiento con anillos trapezoidales en las uniones viga-columna pues en definitiva brindan un comportamiento sismo resistente óptimo.
- Se recomienda el uso de placas rigidizadoras en las bases de las columnas para tener un mejor anclaje entre las columnas y las placas de base sujetas hacia la cimentación.
- Se recomienda considerar en el diseño la longitud plástica de las vigas para evitar posibles efectos de pandeo torsional en las mismas.
- Se recomienda generar soldaduras adecuadas para evitar concentraciones de esfuerzos no consideradas en la etapa de diseño y además debilitamiento de las zonas aledañas a la soldadura.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASIC341-10. (2010) Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, Illinois.

AISC360-10. (2010), Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

CAPA G. Vicente. 2009. Diseño de conexiones soldadas. Tesis Msc. Estructuras, E.P.N., Fac. Ing. Civil y Ambiental. 169 p.

(Disponible en: <http://grupos.unican.es/gidai/web/asignaturas/ISCIE/Pasiva%2002.pdf>. Consultado el 07 de noviembre de 2016)

ESPINOZA, P. (2015). "Diseño Estructural de una Edificación con Secciones Compuestas". Cuenca

HERRERA Ricardo, Ph.D. s.f. Conexiones para elementos compuestos. 11 p.

SOLIDWORKS, (2015) Introducción a solidworks. Dassault systemes.

Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. (1988) Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.

Menegotto, M., & Pinto, P. (1973). Method of Analysis for Cyclically loaded R.C. plane frame including changes in geometry and non-elastic behavior of elements

under combined normal force and bending. Roma, Italia: Universidad de Roma, 1973.

NAVARRETE, J. (2003). "Secciones Compuestas de Acero-Concreto". México D.F.: ESIA

NEC-15. (2014) Estructuras de acero NEC-SE-AC. Seguridad de las Edificaciones. MIDUVI.

Seismosoft. (2016). SeismoStruct 2016- A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Obtenido de: <http://www.seismosoft.com>

Wang W. & Han L. (n.d.) Cyclic Performance of Steel Beam to Square Concrete Filled Steel Tubular Column Joints. Obtenido de: <http://www.paper.edu.cn>

## **ANEXOS**