

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ESTUDIO TEÓRICO EXPERIMENTAL SOBRE EL
COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DE VIGAS I COMPUESTAS
PARA EL CASO DE ALMAS NO COMPACTAS CON
ATIESADORES VERTICALES Y HORIZONTALES**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCION ESTRUCTURAS**

**VICTOR ENRIQUE MOROMENACHO PILLAJO
victorenrique93@hotmail.com**

**ANGEL PAUL TOAPANTA PINTA
angel_tp28@hotmail.com**

**DIRECTOR: ING. JORGE RICARDO VINTIMILLA JARAMILLO
vintimilla.j@gmail.com**

Quito, Mayo 2017

DECLARACIÓN

Nosotros, VICTOR ENRIQUE MOROMENACHO PILLAJO y ANGEL PAUL TOAPANTA PINTA, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para 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 Institucional Vigente.

**VICTOR ENRIQUE
MOROMENACHO PILLAJO**

**ANGEL PAUL
TOAPANTA PINTA**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por VICTOR ENRIQUE MOROMENACHO PILLAJO y ANGEL PAUL TOAPANTA PINTA, bajo mi supervisión.

ING. JORGE RICARDO VINTIMILLA JARAMILLO
DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

A Dios por la vida y la salud que me ha brindado para poder salir adelante.

A mi padre y mi madre por su respaldo y apoyo incondicional.

A mi hermano por acompañarme y cuidarme en todo momento.

A nuestro tutor ingeniero Jorge Vintimilla por su colaboración y acertado aporte.

A mi amigo Ángel por su dedicación y esfuerzo para culminar juntos este proyecto.

Víctor Enrique Moromenacho Pillajo

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, le agradezco a Dios, por darme salud, fuerza y perseverancia para lograr todos los objetivos que me he propuesto.

A mis padres, Cesar Toapanta y Leslie Pinta por apoyarme en todo momento, por brindarme su cariño y amor, por los valores que me han inculcado y por todo su esfuerzo para darme una educación de calidad.

A mi hermano y hermanas, Mauricio, Paola, Viviana y Katherine, por su confianza y apoyo incondicional durante toda mi carrera universitaria, por acompañarme en cada paso que doy.

A mis cuñados y sobrinos, por brindarme siempre su cariño y alegría.

A Gabby, por ser una parte importante en mi vida, por apoyarme en cada momento, por su paciencia, tiempo y amor incondicional.

A mi amigo y compañero de tesis Víctor, por su gran amistad y por su valioso aporte para lograr culminar este proyecto.

Al Ingeniero Jorge Vintimilla, por el conocimiento impartido, por brindarme la oportunidad de desarrollarme profesionalmente, por toda la ayuda y la colaboración brindada para la realización del presente estudio.

Al Centro de Investigación de la Vivienda, al Ing. Christian Gómez, al Ing. Diego Arévalo y al Sr. Roberto Dibujes por toda la predisposición para trabajar en nuestro proyecto.

Finalmente, a todas las personas que me acompañaron en mi etapa universitaria, a mis compañeros y amigos por su colaboración oportuna.

Ángel Paúl Toapanta Pinta

DEDICATORIA

A mis padres Víctor Hugo y Rosario, por ser mi guía, apoyo y fortaleza. Por inculcarme valores como constancia, humildad y perseverancia, fundamentales para poder culminar mi carrera universitaria.

A mi hermano Kevin Julián por ser mi compañía incondicional en todo momento.

Víctor Enrique Moromenacho Pillajo

DEDICATORIA

A mis padres César y Leslie, por su cariño y apoyo incondicional, quienes a lo largo de mi vida han motivado mi formación académica.

Ángel Paul Toapanta Pinta

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
AGRADECIMIENTOS	IV
AGRADECIMIENTOS	V
DEDICATORIA	VI
DEDICATORIA	VII
CONTENIDO.....	VIII
INDICE DE CUADROS	XIV
INDICE DE IMÁGENES	XVII
INDICE DE FOTOGRAFÍAS	XXII
RESUMEN.....	XXIV
ABSTRACT	XXV
PRESENTACIÓN.....	XXVI
1 CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 ANTECEDENTES.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	2
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
1.3 ALCANCE	2
1.4 JUSTIFICACIÓN.....	3
2 CAPITULO 2 MARCO TEÓRICO.....	4
2.1 GENERALIDADES.....	4
2.1.1 ACERO ESTRUCTURAL.....	4
2.1.1.1 Ventajas y desventajas del acero como material estructural	4
2.1.2 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE ACERO	5
2.1.3 ELEMENTOS ATIESADOS Y ATIESADORES.....	6
2.1.3.1 Atiesadores	6
2.1.4 SOLDADURA	8
2.2 CONSTRUCCIÓN COMPUESTA	9
2.2.1 VENTAJAS DE LA CONSTRUCCIÓN COMPUESTA.....	9

2.2.2	TIPOS DE ELEMENTOS COMPUESTOS.....	9
2.3	VIGAS COMPUESTAS	10
2.3.1	VENTAJAS DE VIGAS DE SECCIÓN COMPUESTA.....	11
2.4	PANDEO LOCAL EN ELEMENTOS EN COMPRESIÓN MIEMBROS EN FLEXIÓN	12
2.5	DUCTILIDAD	13
2.6	EQUIPOS DE LABORATORIO	16
2.7	CÓDIGOS DE REFERENCIA	18
3	CAPITULO 3 MODELOS MATEMÁTICOS Y BÁSES DE DISEÑO	20
3.1	GENERALIDADES DE DISEÑO	20
3.1.1	ANCHO EFECTIVO DE LA LOSA DE HORMIGÓN	20
3.2	DISEÑO DE VIGAS NO COMPACTAS.....	21
3.2.1	GEOMETRÍA DE LAS SECCIONES.....	22
3.2.2	LÍMITE DE ESBELTEZ DEL ALMA	23
3.2.3	LÍMITE DE ESBELTEZ DE LOS PATINES.....	24
3.2.4	CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGAS METÁLICAS	24
3.3	DISEÑO VIGA TIPO 1: I400x3x100x6.....	26
3.3.1	GEOMETRÍA VIGA TIPO 1: I400x3x100x6	26
3.3.2	CÁLCULO DEL LÍMITE DE ESBELTEZ DEL ALMA.....	31
3.3.3	CÁLCULO DEL LÍMITE DE ESBELTEZ DE LOS PATINES	32
3.3.4	CAPACIDAD A FLEXIÓN VIGA METÁLICA TIPO 1: I400x3x100x6 .	34
3.4	DISEÑO VIGA TIPO 2: I400x4x120x8.....	36
3.4.1	GEOMETRÍA VIGA TIPO 2: I400x4x120x8	36
3.4.2	CÁLCULO DEL LÍMITE DE ESBELTEZ DEL ALMA.....	38
3.4.3	CÁLCULO DEL LÍMITE DE ESBELTEZ DE LOS PATINES	38
3.4.4	CAPACIDAD A FLEXIÓN VIGA METÁLICA TIPO 2: I400x4x120x8 .	39
3.5	DISEÑO VIGA TIPO 3: I400x3x100x6.....	40
3.5.1	GEOMETRÍA VIGA TIPO 3: I400x3x100x6	40
3.5.2	CÁLCULO DEL LÍMITE DE ESBELTEZ DEL ALMA.....	41
3.5.3	CÁLCULO DEL LÍMITE DE ESBELTEZ DE LOS PATINES	41
3.5.4	CAPACIDAD A FLEXIÓN VIGA METÁLICA TIPO 3: I400x3x100x6 .	42
3.6	DISEÑO VIGA TIPO 4: I450x4x120x8.....	43
3.6.1	GEOMETRÍA VIGA TIPO 4: I450x4x120x8	43

3.6.2	CÁLCULO DEL LÍMITE DE ESBELTEZ DEL ALMA.....	44
3.6.3	CÁLCULO DEL LÍMITE DE ESBELTEZ DE LOS PATINES	45
3.6.4	CAPACIDAD A FLEXIÓN VIGA METÁLICA TIPO 4: I450x4x120x8.	45
3.7	DISEÑO DE ATIESADORES	46
3.7.1	MODELACIÓN POR ELEMENTOS FINITOS	47
3.7.1.1	Modelo 1: Viga sin Atiesadores	48
3.7.1.2	Modelo 2: Viga Con Atiesadores Verticales.....	49
3.7.1.3	Modelo 3: Viga con Atiesadores Verticales y Horizontales	50
3.8	ANÁLISIS A FLEXIÓN DE LA VIGA COMPUESTA	50
3.8.1	ANÁLISIS PLÁSTICO	53
3.8.1.1	Sección compuesta viga tipo 1: I400x3x100x6	55
3.8.1.2	Sección compuesta viga tipo 2: I400x4x120x8	58
3.8.1.3	Sección compuesta viga tipo 3: I400x3x100x6	60
3.8.1.4	Sección compuesta viga tipo 4: I450x4x120x8	61
3.8.2	ANÁLISIS ELÁSTICO	62
3.8.2.1	Sección compuesta viga tipo 1: I400x3x100x6	64
3.8.2.2	Sección compuesta viga tipo 2: I400x4x120x8	66
3.8.2.3	Sección compuesta viga tipo 3: I400x3x100x6	67
3.8.2.4	Sección compuesta viga tipo 4: I450x4x120x8	67
3.9	CORTE EN VIGAS COMPUESTAS	68
3.9.1	ABOLLADURA DEL ALMA	68
3.9.2	ESFUERZO CRÍTICO	70
3.9.3	RESISTENCIA A CORTE SEGÚN EL CÓDIGO ANSI/AISC 360-10	71
3.9.3.1	Corte viga tipo 1: I400x3x100x6	73
3.9.3.2	Corte viga tipo 2: I400x4x120x8	74
3.9.3.3	Corte viga tipo 3A: I400x3x100x6.....	75
3.9.3.4	Corte viga tipo 3B: I400x3x100x6.....	76
3.9.3.5	Corte viga tipo 4: I450x4x120x8	77
3.9.4	RESISTENCIA A CORTE SEGÚN LA NORMA EUROPEA 1993-1-5	
	77	
3.9.4.1	Cálculo de la resistencia a corte viga tipo 1: I400x3x100x6.....	79
3.9.4.2	Cálculo de la resistencia a corte viga tipo 2: I400x4x120x8.....	85
3.9.4.3	Cálculo de la resistencia a corte viga tipo 3A: I400x3x100x6	86

3.9.4.4	Cálculo de la resistencia a corte viga tipo 3B: I400x3x100x6	87
3.9.4.5	Cálculo de la resistencia a corte viga tipo 4A: I450x4x120x8	87
3.9.4.6	Cálculo de la resistencia a corte viga tipo 4B: I450x4x120x8	89
3.10	CONECTORES DE CORTE	89
3.10.1	DISEÑO CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 1: I400X3X100X6	91
3.10.2	DISEÑO CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 2: I400X4X120X8	94
3.10.3	DISEÑO CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 3: I400X3X100X6	95
3.10.4	DISEÑO CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 4: I450X4X120X8	96
3.11	ANÁLISIS DEL MODELO MATEMÁTICO DE LOS ENSAYOS	98
4	CAPITULO 4 ENSAYOS EXPERIMENTALES	101
4.1	FABRICACIÓN DE MUESTRAS	101
4.1.1	VIGAS DE ACERO	101
4.1.2	ENCOFRADO DE LA LOSETA DE HORMIGÓN	105
4.1.3	ARMADO DEL ACERO DE REFUERZO EN LOSAS	106
4.1.4	FUNDICIÓN Y CURADO DEL HORMIGÓN	107
4.1.5	FABRICACIÓN DE LOS APOYOS	110
4.1.6	PINTADO DE LAS LOSAS	111
4.1.7	TRANSPORTE DE LAS VIGAS	111
4.2	PREPARACIÓN PARA EL ENSAYO DE MUESTRAS	113
4.2.1	PREPARACIÓN DE VIGAS	113
4.3	INSTRUMENTACIÓN DE LOS ELEMENTOS	115
4.3.1	EQUIPOS DE LABORATORIO	115
4.3.2	COLOCACIÓN DE STRAIN GAUGES (SG)	116
4.3.3	ACOPLAMIENTO DEL TRANSDUCTOR DE DESPLAZAMIENTO LINEAL	118
4.4	PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO	118
4.5	ENSAYO DE CILINDROS DE HORMIGÓN	119
4.5.1	EXTRACCIÓN DE CILINDROS	119

4.5.2	ENSAYO A COMPRESIÓN DE LOS CILINDROS DE HORMIGÓN 121	
4.5.3	ENSAYO DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN	121
5	CAPITULO 5 RESULTADOS EXPERIMENTALES	123
5.1	DESCRIPCIÓN	123
5.2	ENSAYO 1	123
5.2.1	DESCRIPCIÓN DE LA VIGA COMPUESTA 3A	123
5.2.2	COMPORTAMIENTO DE LA VIGA COMPUESTA 3A.....	124
5.2.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA VIGA 3A.....	127
5.3	ENSAYO 2	137
5.3.1	DESCRIPCIÓN DE LA VIGA COMPUESTA 3B	137
5.3.2	COMPORTAMIENTO DE LA VIGA COMPUESTA TIPO 3B.....	138
5.3.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA VIGA 3B.....	143
5.4	ENSAYO 3	159
5.4.1	DESCRIPCIÓN DE LA VIGA COMPUESTA 4B	159
5.4.2	COMPORTAMIENTO DE LA VIGA 4B	160
5.4.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS VIGA 4B.....	170
5.5	ENSAYO 4	192
5.5.1	DESCRIPCIÓN DE LA VIGA COMPUESTA 4A	192
5.5.2	COMPORTAMIENTO DE LA VIGA 4A	193
5.5.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA VIGA 4A.....	199
5.6	ENSAYO 5	210
5.6.1	DESCRIPCIÓN DE LA VIGA COMPUESTA TIPO 2.....	210
5.6.2	COMPORTAMIENTO DE LA VIGA COMPUESTA TIPO 2.....	211
5.6.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA VIGA COMPUESTA TIPO 2	215
5.7	ENSAYO 6	226
5.7.1	DESCRIPCIÓN DE LA VIGA COMPUESTA TIPO 1.....	226
5.7.2	COMPORTAMIENTO DE LA VIGA COMPUESTA TIPO 1.....	227
5.7.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA VIGA COMPUESTA TIPO 1	230
5.8	RESUMEN DE RESULTADOS	240
6	CAPITULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	241
6.1	CONCLUSIONES	241
6.2	RECOMENDACIONES	244

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	246
ANEXO No. 1	249
ANEXO No. 2	252
ANEXO NO. 3	254
ANEXO NO. 4	257

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO 3.1 NOMENCLATURA DE LAS SECCIONES	22
CUADRO 3.2 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE SECCIONES METÁLICAS.....	23
CUADRO 3.3 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DEL ALMA	23
CUADRO 3.4 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DE LOS PATINES.....	24
CUADRO 3.5 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL	25
CUADRO 3.6 DIMENSIONES VIGA TIPO 1: I400x3x100x6	26
CUADRO 3.7 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS VIGA TIPO 1: I400x3x100x6.....	27
CUADRO 3.8 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DEL ALMA	31
CUADRO 3.9 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DE LOS PATINES	32
CUADRO 3.10 CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL VIGA TIPO 1: I400x3x100x6	34
CUADRO 3.11 DIMENSIONES VIGA TIPO 2: I400x4x120x8	36
CUADRO 3.12 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS VIGA TIPO 2: I400x4x120x8.....	37
CUADRO 3.13 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DEL ALMA	38
CUADRO 3.14 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DE LOS PATINES	38
CUADRO 3.15 CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL VIGA TIPO 2: I400x4x120x8	39
CUADRO 3.16 DIMENSIONES VIGA TIPO 3: I400x3x100x6	40
CUADRO 3.17 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS VIGA TIPO 3: I400x3x100x6.....	40
CUADRO 3.18 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DEL ALMA	41
CUADRO 3.19 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DE LOS PATINES	41
CUADRO 3.20 CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL VIGA TIPO 3: I400x3x100x6	42
CUADRO 3.21 DIMENSIONES VIGA TIPO 4: I450x4x120x8	43
CUADRO 3.22 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS VIGA TIPO 4: I450x4x120x8.....	43
CUADRO 3.23 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DEL ALMA	44
CUADRO 3.24 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DE LOS PATINES	45
CUADRO 3.25 CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL VIGA TIPO 4: I450x4x120x8	45
CUADRO 3.26 ESPECIFICACIONES DE VIGAS NO COMPACTAS	51
CUADRO 3.27 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA	54

CUADRO 3.28 CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 1: I400x3x100x6.....	55
CUADRO 3.29 CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 2: I400x4x120x8.....	59
CUADRO 3.30 CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 3: I400x3x100x6.....	60
CUADRO 3.31 CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 4: I450x4x120x8.....	61
CUADRO 3.32 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ELÁSTICA DE LA VIGA COMPUESTA.....	63
CUADRO 3.33 CÁLCULO CAPACIDAD ELÁSTICA VIGA TIPO 1: I400x3x100x6....	64
CUADRO 3.34 CÁLCULO CAPACIDAD ELÁSTICA VIGA TIPO 2: I400x4x120x8....	66
CUADRO 3.35 CÁLCULO CAPACIDAD ELÁSTICA VIGA TIPO 3: I400x3x100x6....	67
CUADRO 3.36 CÁLCULO CAPACIDAD ELÁSTICA VIGA TIPO 4: I450x4x120x8....	67
CUADRO 3.37 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A CORTE	72
CUADRO 3.38 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 1: I400x3x100x6	73
CUADRO 3.39 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 2: I400x4x120x8	74
CUADRO 3.40 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 3A: I400x3x100x6.....	75
CUADRO 3.41 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 3B: I400x3x100x6.....	76
CUADRO 3.42 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 4: I450x4x120x8	77
CUADRO 3.43 NOMENCLATURA CÁLCULO DE LA RESISTENCIA AL CORTE NORMA EUROPEA.....	78
CUADRO 3.44 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 1: I400X3X100X6	79
CUADRO 3.45 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 2: I400X4X120X8	85
CUADRO 3.46 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 3A: I400X3X100X6.....	86
CUADRO 3.47 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 3B: I400X3X100X6.....	87
CUADRO 3.48 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 4A: I450X4X120X8.....	87
CUADRO 3.49 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 4B: I450X4X120X8.....	89
CUADRO 3.50 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE LA RESISTENCIA NOMINAL DE LOS CONECTORES DE CORTE.....	90
CUADRO 3.51 RESISTENCIA NOMINAL DE LOS CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 1: I400x3x100x6	91

CUADRO 3.52 RESISTENCIA NOMINAL DE LOS CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 2: I400x4x120x8	94
CUADRO 3.53 RESISTENCIA NOMINAL DE LOS CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 3: I400x3x100x6	96
CUADRO 3.54 RESISTENCIA NOMINAL DE LOS CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 4: I450x4x120x8	97
CUADRO 3.55 NOMENCLATURA PARA EL ANÁLISIS MATEMÁTICO DEL MODELO	98
CUADRO 5.1 DEFORMACIONES REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 1	127
CUADRO 5.2 CÁLCULO ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 3A ...	130
CUADRO 5.3 DEFORMACIONES REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 2	143
CUADRO 5.4 CÁLCULO ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 3B ...	146
CUADRO 5.5 DEFORMACIONES REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 3	170
CUADRO 5.6 CÁLCULO ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 4B ...	173
CUADRO 5.7 DEFORMACIONES REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 4	201
CUADRO 5.8 CÁLCULO ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 4A ...	203
CUADRO 5.9 DEFORMACIONES REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 5	217
CUADRO 5.10 CÁLCULO ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 2 ...	218
CUADRO 5.11 DEFORMACIONES REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 6	232
CUADRO 5.12 CÁLCULO ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 1 ...	233
CUADRO 5.13 RESUMEN DE RESULTADOS OBTENIDOS	240

ÍNDICE DE IMÁGENES

IMAGEN 2.1 ATIESADORES EN VIGAS	6
IMAGEN 2.2 ATIESADORES EN LOS EXTREMOS DE UNA VIGA I.....	8
IMAGEN 2.3 TIPOS DE ELEMENTOS COMPUESTOS	10
IMAGEN 2.4 ESQUEMA VIGA DE SECCIÓN COMPUESTA.....	11
IMAGEN 2.5 FORMAS DE RIGIDIZAR PERFILES TIPO I PARA EVITAR PANDEO LOCAL	12
IMAGEN 2.6 PANDEO LOCAL MIEMBROS EN FLEXIÓN.....	13
IMAGEN 2.7 DUCTILIDAD DEL ELEMENTO O DUCTILIDAD DE ROTACIÓN	15
IMAGEN 3.1 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS REALES Y UNIFORMES EQUIVALENTES EN EL ANCHO EFECTIVO DE LA LOSA	21
IMAGEN 3.2 NOMENCLATURA DE LA SECCIÓN.....	22
IMAGEN 3.3 SECCIÓN VIGA TIPO 1: I400x3x100x6	26
IMAGEN 3.4 SECCIÓN VIGA TIPO 2: I400x4x120x8	37
IMAGEN 3.5 SECCIÓN VIGA TIPO 3: I400x3x100x6	40
IMAGEN 3.6 SECCIÓN VIGA TIPO 4: I450x4x120x8	43
IMAGEN 3.7 VIGA SIN ATIESADORES.....	48
IMAGEN 3.8 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR FLEXIÓN MODELO 1	48
IMAGEN 3.9 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR CORTE MODELO 1	48
IMAGEN 3.10 VIGA CON ATIESADORES VERTICALES Y HORIZONTALES	49
IMAGEN 3.11 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR FLEXIÓN MODELO 2	49
IMAGEN 3.12 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR CORTE MODELO 2	49
IMAGEN 3.13 VIGA CON ATIESADORES VERTICALES Y HORIZONTALES	50
IMAGEN 3.14 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR FLEXIÓN MODELO 3	50
IMAGEN 3.15 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR CORTE MODELO 2.....	50
IMAGEN 3.16 VISTA ESQUEMÁTICA TRANSVERSAL VIGAS COMPUESTAS.....	53
IMAGEN 3.17 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS PARA EL RANGO PLÁSTICO EN LA SECCIÓN COMPUESTA.....	53
IMAGEN 3.18 SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 1: I400x3x100x6	55
IMAGEN 3.19 SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 2: I400x4x120x8	58
IMAGEN 3.20 SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 3: I400x3x100x6	60
IMAGEN 3.21 SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 4: I450x4x120x8	61

IMAGEN 3.22 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS PARA EL RANGO ELÁSTICO EN LA SECCIÓN COMPUESTA.....	63
IMAGEN 3.23 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES EN UNA VIGA DE SECCIÓN I.....	68
IMAGEN 3.24 ABOLLADURA DEL ALMA DEBIDO A TENSIONES TANGENCIALES	69
IMAGEN 3.25 FALLAS LOCALES DEL ALMA DEBIDO A CARGAS CONCENTRADAS	70
IMAGEN 3.26 VALORES DEL COEFICIENTE K	71
IMAGEN 3.27 SUBPANELES FORMADOS EN UNA VIGA CON ATIESADORES VERTICALES Y HORIZONTALES	78
IMAGEN 3.28 DIMENSIONES DEL CONECTOR VIGA TIPO 1: I400x3x100x6.....	91
IMAGEN 3.29 DISPOSICIÓN DE LOS CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 1: I400x3x100x6	91
IMAGEN 3.30 DIMENSIONES DEL CONECTOR VIGA TIPO 2: I400x4x120x8.....	94
IMAGEN 3.31 DISPOSICIÓN DE LOS CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 2: I400x4x120x8	94
IMAGEN 3.32 DIMENSIONES DEL CONECTOR VIGA TIPO 3: I400x3x100x6.....	95
IMAGEN 3.33 DISPOSICIÓN DE LOS CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 3: I400x3x100x6	95
IMAGEN 3.34 DIMENSIONES DEL CONECTOR VIGA TIPO 4: I450x4x120x8.....	96
IMAGEN 3.35 DISPOSICIÓN DE LOS CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 4: I450x4x120x8	97
IMAGEN 3.36 MODELO MATEMÁTICO, DIAGRAMAS DE CORTE Y MOMENTO..	99
IMAGEN 5.1 SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA COMPUESTA TIPO 3A.....	124
IMAGEN 5.2 VISTA LONGITUDINAL VIGA COMPUESTA TIPO 3A.....	124
IMAGEN 5.3 MODELO MATEMÁTICO PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 3A	130
IMAGEN 5.4 CURVA CORTE VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 1	131
IMAGEN 5.5 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 1	132
IMAGEN 5.6 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 1	133
IMAGEN 5.7 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 1	134
IMAGEN 5.8 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD.....	135

IMAGEN 5.9 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 1	136
IMAGEN 5.10 SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA COMPUESTA 3B	137
IMAGEN 5.11 VISTA LONGITUDINAL VIGA COMPUESTA TIPO 3B.....	137
IMAGEN 5.12 MODELO MATEMÁTICO PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 3B	146
IMAGEN 5.13 CURVA CORTE VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 2	147
IMAGEN 5.14 CURVA CORTE VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 2.1 REPETICIÓN	148
IMAGEN 5.15 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 2 ...	149
IMAGEN 5.16 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 2.1 REPETICIÓN	150
IMAGEN 5.17 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 2	151
IMAGEN 5.18 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 2.1 REPETICIÓN	152
IMAGEN 5.19 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 2	153
IMAGEN 5.20 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 2.1 REPETICIÓN.....	154
IMAGEN 5.21 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 2.....	155
IMAGEN 5.22 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 2.1 REPETICIÓN	156
IMAGEN 5.23 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 2.....	157
IMAGEN 5.24 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 2.1 REPETICIÓN	158
IMAGEN 5.25 SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA COMPUESTA 4B	159
IMAGEN 5.26 VISTA LONGITUDINAL VIGA COMPUESTA 4B	159
IMAGEN 5.27 MODELO MATEMÁTICO PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 4B	173
IMAGEN 5.28 CURVA CORTE VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 3	174
IMAGEN 5.29 CURVA CORTE VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 3.1 REPETICIÓN	175
IMAGEN 5.30 CURVA CORTE VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 3.2 REPETICIÓN	176
IMAGEN 5.31 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 3 ...	177

IMAGEN 5.32 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 3.1 REPETICIÓN	178
IMAGEN 5.33 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 3.2 REPETICIÓN	179
IMAGEN 5.34 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 3	180
IMAGEN 5.35 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 3.1 REPETICIÓN	181
IMAGEN 5.36 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 3.2 REPETICIÓN	182
IMAGEN 5.37 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 3	183
IMAGEN 5.38 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 3.1 REPETICIÓN.....	184
IMAGEN 5.39 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 3.2 REPETICIÓN.....	185
IMAGEN 5.40 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 3	186
IMAGEN 5.41 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 3.1	187
IMAGEN 5.42 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 3.2.....	188
IMAGEN 5.43 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 3.....	189
IMAGEN 5.44 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 3.1 REPETICIÓN	190
IMAGEN 5.45 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 3.2 REPETICIÓN	191
IMAGEN 5.46 SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA COMPUESTA 4A	192
IMAGEN 5.47 VISTA LONGITUDINAL VIGA COMPUESTA TIPO 4A.....	192
IMAGEN 5.48 MODELO MATEMÁTICO PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 4A	203
IMAGEN 5.49 CURVA CORTE VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 4	204
IMAGEN 5.50 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN ENSAYO 4.....	205
IMAGEN 5.51 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 4	206
IMAGEN 5.52 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 4	207
IMAGEN 5.53 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 4	208
IMAGEN 5.54 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 4.....	209

IMAGEN 5.55 SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA COMPUESTA TIPO 2	210
IMAGEN 5.56 VISTA LONGITUDINAL VIGA COMPUESTA TIPO 2	210
IMAGEN 5.57 MODELO MATEMÁTICO PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 2	218
IMAGEN 5.58 CURVA CORTE VS DEFORMACIÓN VERTICAL	220
IMAGEN 5.59 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 5 ...	221
IMAGEN 5.60 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 5	222
IMAGEN 5.61 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 5	223
IMAGEN 5.62 MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 5	224
IMAGEN 5.63 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 5	225
IMAGEN 5.64 SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA COMPUESTA TIPO 1	226
IMAGEN 5.65 VISTA LONGITUDINAL VIGA COMPUESTA TIPO 1	226
IMAGEN 5.66 MODELO MATEMÁTICO PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 1	233
IMAGEN 5.67 CURVA CORTE VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 6	234
IMAGEN 5.68 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 6 ...	235
IMAGEN 5.69 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 6	236
IMAGEN 5.70 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 6	237
IMAGEN 5.71 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD...	238
IMAGEN 5.72 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 6	239

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

FOTOGRAFÍA 2.1 GATO HIDRÁULICO	17
FOTOGRAFÍA 2.2 TRANSDUCTOR DE DESPLAZAMIENTO LINEAL LVDT	18
FOTOGRAFÍA 2.3 STRAIN GAUGE	18
FOTOGRAFÍA 4.1 ARMADO DE VIGAS DE ACERO	102
FOTOGRAFÍA 4.2 ATIESADORES EN VIGAS	102
FOTOGRAFÍA 4.3 FABRICACIÓN DE CONECTORES DE CORTE.....	103
FOTOGRAFÍA 4.4 CONECTORES SOLDADOS EN VIGAS.....	103
FOTOGRAFÍA 4.5 DEFORMACIONES POR TEMPERATURA EN EL ALMA DE LA VIGA.....	104
FOTOGRAFÍA 4.6 TRANSPORTE DE LAS VIGAS HACIA EL EXTERIOR DEL CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA DE LA ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL	104
FOTOGRAFÍA 4.7 UBICACIÓN DE VIGAS EN LOS EXTERIORES DEL CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA	105
FOTOGRAFÍA 4.8 LIMPIEZA DEL LUGAR DE TRABAJO.....	105
FOTOGRAFÍA 4.9 NIVELADO DE VIGAS	106
FOTOGRAFÍA 4.10 APUNTALADO Y ENCOFRADO DE LA LOSA DE HORMIGÓN.....	106
FOTOGRAFÍA 4.11 ARMADO Y MALLA ELECTROSOLDADA EN LOSA.....	107
FOTOGRAFÍA 4.12 FUNDICIÓN DE LAS LOSAS DE HORMIGÓN	108
FOTOGRAFÍA 4.13 ALISADO DE LA SUPERFICIE DE LAS LOSAS	109
FOTOGRAFÍA 4.14 CURADO DE LAS LOSAS DE HORMIGÓN.....	110
FOTOGRAFÍA 4.15 DESENCOFRADO DE LAS LOSAS DE HORMIGÓN	110
FOTOGRAFÍA 4.16 COLOCACIÓN DE APOYOS	111
FOTOGRAFÍA 4.17 PINTADO DE LAS LOSAS.....	111
FOTOGRAFÍA 4.18 TRANSPORTE DE VIGAS CON MONTACARGAS.....	112
FOTOGRAFÍA 4.19 TRANSPORTE DE VIGAS CON PUENTE GRÚA.....	112
FOTOGRAFÍA 4.20 UBICACIÓN DE VIGAS EN EL INTERIOR DEL CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA	113
FOTOGRAFÍA 4.21 LIMPIEZA Y PINTADO DE VIGAS	114

FOTOGRAFÍA 4.22 ESCUADRAS METÁLICAS ACOPLADAS EN VIGAS.....	114
FOTOGRAFÍA 4.23 ESQUEMA DE ENSAYO.....	115
FOTOGRAFÍA 4.24 UBICACIÓN DE LA VIGA EN EL MARCO DE CARGA.....	116
FOTOGRAFÍA 4.25 STRAIN GAUGES EN LA VIGA DE ACERO.....	117
FOTOGRAFÍA 4.26 COLOCACIÓN DE STRAIN GAUGES	117
FOTOGRAFÍA 4.27 ACOUPLE DEL LVDT AL MARCO DE CARGA.....	118
FOTOGRAFÍA 4.28 ENSAYO DEL CONO DE ABRAHAMS	119
FOTOGRAFÍA 4.29 EXTRACCIÓN DE CILINDROS.....	120
FOTOGRAFÍA 4.30 CILINDROS DE HORMIGÓN.....	120
FOTOGRAFÍA 4.31 ENSAYO A COMPRESIÓN DE LOS CILINDROS DE HORMIGÓN.....	121
FOTOGRAFÍA 4.32 ENSAYO DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN.....	122
FOTOGRAFÍA 5.1 CICLOS DE CARGA Y FALLAS ENSAYO 1	125
FOTOGRAFÍA 5.2 CICLOS DE CARGA Y FALLAS ENSAYO 2	139
FOTOGRAFÍA 5.3 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 2.1 REPETICIÓN.....	142
FOTOGRAFÍA 5.4 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 3	161
FOTOGRAFÍA 5.5 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 3.1 REPETICIÓN	165
FOTOGRAFÍA 5.6 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 3.2 REPETICIÓN	166
FOTOGRAFÍA 5.7 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 4	194
FOTOGRAFÍA 5.8 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 5	211
FOTOGRAFÍA 5.9 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 6	227

RESUMEN

Éste trabajo desarrolla el estudio teórico experimental a momento negativo de elementos de sección compuesta, formados por una viga metálica de alma no compacta y patines compactos, reforzada con atiesadores verticales y horizontales, conectada a una losa de hormigón mediante conectores de corte tipo arco, soldados al patín superior de la viga metálica y embebidos en el hormigón.

Cada muestra posee una losa maciza de hormigón de 10 centímetros de altura reforzada con 4 varillas longitudinales de 12 milímetros de diámetro.

El estudio tiene como objetivo determinar la influencia que tiene el uso de atiesadores en la capacidad a flexión, ductilidad y rigidez, de seis vigas compuestas dimensionadas intencionalmente para que tengan el alma no compacta y que se ajusten a los requerimientos del laboratorio.

El método de ensayo consiste en aplicar dos cargas puntuales simétricas sobre el perfil metálico, en varios ciclos de carga, con lo cual se logra que la losa de hormigón y el acero de refuerzo estén sometidos a tracción y que el patín libre esté sometido a compresión, haciendo que la viga compuesta trabaje a momento negativo. Se tomarán datos de deformación en el centro de luz y de deformaciones unitarias en tres puntos del perfil metálico.

Con los resultados se procede a analizar y comparar los valores teóricos y reales, con el fin de ampliar la información existente sobre este tipo de elementos, y de esta manera generar criterios sobre el diseño y uso de atiesadores.

ABSTRACT

This paper develops the theoretical and experimental study at a negative moment of composite beams, formed by a metallic beam of non-compact web and compact flanges, reinforced with vertical and horizontal stiffeners, connected to a concrete slab by means of arc shear connectors, welded to the top flange of the steel beam and embedded in the concrete.

Each sample has a solid concrete slab of 10 centimeters' height reinforced with 4 longitudinal rods of 12 millimeters in diameter.

The study aims to determinate the influence of the using of stiffeners in the bending capacity, ductility and stiffness of six composite beams intentionally dimensioned so that they have a non-compact web and that follows the laboratory's requirements.

The test method consists in applying two symmetrical punctual loads on the steel profile in several load cycles, whereby the concrete slab and the reinforcing steel are subjected to traction and the free flange is compressed, making the composite beam work at negative moment. Deformation data shall be taken at the center light and unit deformations at three points on the steel profile.

With the results, we're going to proceed to analyze and compare the theoretical and real values, in order to expand the existing information on this type of elements, and by this way, generate the criteria on the design and use of stiffeners.

PRESENTACIÓN

El presente proyecto de titulación consta de seis capítulos en los que se describen los siguientes temas:

En el capítulo uno se hace una introducción al estudio de vigas I compuestas con almas no compactas, además de la importancia del uso de los atiesadores. Se justifica y se determina el alcance del mismo.

En el capítulo dos se redacta la definición de construcción compuesta, tipos, elementos que lo conforman, comportamiento a flexión y corte, ventajas, desventajas y normas o códigos que rigen su diseño. Además, una descripción breve de los equipos de laboratorio.

En el capítulo tres se detallan con ayuda de cuadros, las dimensiones de las muestras para los ensayos, sus propiedades geométricas, capacidades a flexión y corte que poseen las vigas solas y posteriormente como sección compuesta, siguiendo las normas ANSI/AISC 360-10 y EN-10-1993. Todos estos calculados basados en un modelo matemático.

En el capítulo cuatro se describe el proceso constructivo de las muestras definidas anteriormente, el procedimiento experimental, y la instrumentación necesaria para poder realizarse los ensayos.

En el capítulo cinco se muestran los resultados obtenidos de las experiencias de cada viga compuesta, los cuales son analizados y procesados para obtener gráficas que faciliten entender su comportamiento que las muestras tienen durante los ensayos y poder comparar la parte experimental con la teórica del capítulo tres.

En el capítulo seis se redactan las conclusiones y recomendaciones obtenidas durante la elaboración del presente proyecto.

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Hoy en día la construcción compuesta ha alcanzado una gran aceptación por las múltiples ventajas que provee al proceso constructivo, compensando la baja resistencia a tracción del hormigón y evitando o minimizando los problemas de inestabilidad del acero. El trabajo conjunto entre ambos materiales (comportamiento compuesto) permite aumentar no solo la resistencia de los miembros sino también su rigidez, resistiendo cargas mucho mayores.¹

La falta de información acerca de secciones compuestas hace que éstas sean diseñadas de forma conservadora, por lo que comúnmente resultan secciones de gran peralte y un consecuente costo y peso mayor en la estructura. Además, muy poco se trata acerca del uso de atiesadores en las vigas I de alma no compacta, que tienen como objetivo evitar el pandeo local del alma, el cual es producido por la baja resistencia a corte que este tipo de secciones posee.

El presente trabajo se realiza por el interés de investigar y complementar los estudios que se han venido realizando acerca del comportamiento de vigas I compuestas para el caso de almas no compactas sometidas a flexión a momento negativo, mediante su estudio teórico experimental. Este proyecto de titulación aporta con nueva información acerca del uso de diferentes configuraciones de atiesadores horizontales y/o verticales soldados al alma en los extremos de la viga de forma simétrica, y como estos elementos afectan a la capacidad de carga a flexión y resistencia a corte de dichos miembros estructurales.

¹ Crisafulli, F. J. (2013). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Santiago de Chile. pp. 15.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar el comportamiento a flexión de vigas metálicas de sección I compuestas de almas no compactas, con atiesadores horizontales y verticales frente a problemas de pandeo local, mediante ensayos experimentales.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Generar información para el uso y diseño de vigas metálicas de sección I compuestas con almas no compactas.
- Determinar la resistencia teórica por pandeo local en vigas I de alma no compacta con atiesadores horizontales y verticales.
- Determinar las cargas críticas de diseño.
- Comparar los resultados en el uso de atiesadores verticales y horizontales en vigas de alma no compacta, en base a los resultados experimentales.
- Plantear conclusiones y recomendaciones con el fin de proporcionar información para futuros diseños con este tipo de estructuras.

1.3 ALCANCE

El presente estudio busca proporcionar información nueva y relevante acerca del comportamiento a flexión a momento negativo de vigas I compuestas con almas no compactas y patines compactos, y como éste puede variar dependiendo de la configuración de atiesadores que se opte por usar en dichos elementos estructurales.

Además, se trata de establecer guías que ayuden al diseño de este tipo de secciones compuestas, que como se mencionó anteriormente, son ampliamente utilizadas en el ámbito de la construcción pero que su diseño es bastante conservador.

Dentro de este mismo contexto, el presente trabajo busca constituirse una herramienta objetiva de utilidad real, mediante la validación del uso de este tipo elementos en estructuras de acero sismo resistentes, bajo el lineamiento de una referencia bibliográfica adecuada y afín con nuestro medio, que permita su uso seguro.

1.4 JUSTIFICACIÓN

Se considera oportuno estudiar el comportamiento de vigas I de almas no compactas, y la influencia del uso de atiesadores horizontales y verticales colocados en los extremos del alma en forma simétrica, con el fin de analizar los modos de falla más comunes y determinar, al final del proceso experimental, cuál es el estado límite que gobierna el comportamiento. Lo cual proporcionará parámetros objetivos, cuantificables y comparables para la determinación de la validez del uso de este tipo de secciones en estructuras de acero sismo resistente.

Se estima conveniente realizar el proceso experimental mediante un ensayo de cuatro puntos, debido a que en éste la zona central de la probeta está sometida a una tensión uniforme y el momento flector en la parte central es constante.² Además, para impedir el pandeo local por flexión es necesario el uso de apoyos laterales que conectan el patín superior con el inferior de la viga, a través del alma.³

Para la ingeniería civil es muy importante garantizar efectivamente la serviciabilidad y la funcionalidad de las estructuras sismo resistentes de gran ductilidad, diseñadas y construidas con vigas metálicas de almas no compactas y atiesadores intermedios.⁴

² Pérez, M. A. (2014). *Aplicaciones avanzadas de los materiales compuestos en la obra civil y la edificación*. Barcelona. OmniaScience.

³ Múgica, J. (2002). *Determinación de gráficas de diseño para calcular la resistencia nominal a flexión por el método LRFD de perfiles IR laminados en caliente*. Universidad de Sonora División de Ingeniería.

⁴ Vintimilla, J. (2013). *Ingeniería Sismo resistente de Edificios de Acero*. Quito.

CAPITULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 GENERALIDADES

2.1.1 ACERO ESTRUCTURAL

El Acero estructural es un material muy utilizado actualmente en la industria de la construcción, se lo utiliza en estructuras como puentes, edificios, galpones, etc. Su gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación, y otras propiedades convenientes, hacen que sea uno de los materiales más versátiles.

2.1.1.1 Ventajas y desventajas del acero como material estructural⁵

El acero tiene las siguientes ventajas:

- **Alta resistencia mecánica y reducido peso propio**, las secciones de acero necesarias para resistir los esfuerzos son reducidas, por lo que los elementos estructurales son ligeros en comparación a otros materiales.
- **Uniformidad**, cuando las propiedades del acero no cambian con el tiempo, como ocurre con otros materiales como el hormigón armado. En el acero estructural no existen deformaciones diferidas.
- **Elasticidad**, el acero es el material que mejor se ajusta a las hipótesis de diseño, debido a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos muy altos.
- **Ductilidad**, el acero tiene una gran capacidad para deformarse, sin presentar fracturas en el rango inelástico.
- **Tenacidad**, se puede definir como una combinación de resistencia y ductilidad. Es la propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades.
- **Facilidades constructivas**, las estructuras de acero permiten una facilidad de transporte y montaje, la prefabricación de elementos, la capacidad de laminarse en diferentes formas y tamaños, facilidad de realizar conexiones

⁵ McCORMAC, J. (2016). *Diseño de estructuras de acero*. Alfaomega Grupo Editor.

soldadas y empernadas. Es posible reutilizarlo después de desmontar una estructura o venderlo como chatarra. Su valor residual es alto.

Las principales desventajas son:

- **Corrosión**, al estar expuesto al aire y al agua, el acero debe pintarse periódicamente.
- **Costo de protección contra fuego**, la resistencia del acero se reduce considerablemente a altas temperaturas; el calor puede transmitirse de un miembro estructural a otro, por lo que la estructura de un edificio de acero debe aislarse con ciertos materiales que lo protejan.
- **Susceptibilidad al pandeo**, mientras más largos y esbeltos sean los elementos de acero, mayor es la posibilidad de que exista pandeo ante esfuerzos de compresión.

2.1.2 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE ACERO⁶

Una sección estructural de acero se clasifica de acuerdo a la relación ancho/espesor máximo de todos sus elementos planos en compresión. Existen cuatro tipos:

- **Secciones Sísmicamente Compactas**, son utilizadas para diseño sísmico debido a que el pandeo local no ocurre. De esta forma pueden alcanzar el momento plástico y desarrollar ductilidades adoptadas en el diseño de estructuras construidas en zonas sísmicas.
- **Secciones Compactas**, son secciones para diseño sísmico, pueden alcanzar el momento plástico, pero tienen una capacidad de rotación inelástica limitada. Esta sección está libre de pandeo local.
- **Secciones No compactas**, Pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico en vigas, pero no tienen capacidad de rotación inelástica. Estas secciones fallan por pandeo inelástico de uno de sus elementos.
- **Secciones Esbeltas**, tienen como estado límite de resistencia el pandeo local elástico de alguno de los elementos planos de la sección transversal.

⁶ Álvarez, O. Cházaro, C. (2014). *Miembros en flexión, trabes y vigas*. El Acero Hoy.

No tienen la capacidad de desarrollar el momento plástico y tampoco poseen capacidad de rotación inelástica.

2.1.3 ELEMENTOS ATIESADOS Y ATIESADORES

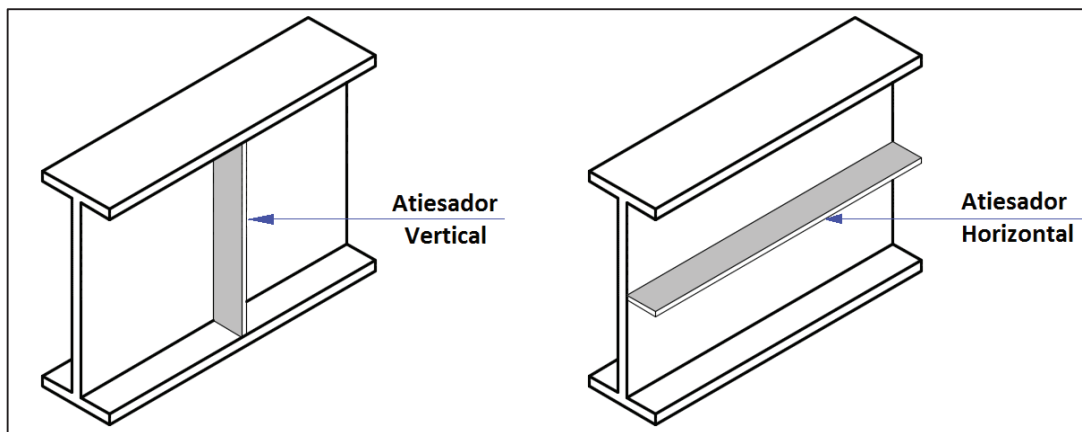
Un elemento atiesado se define como un elemento plano en compresión cuyos bordes se encuentran restringidos fuera del plano por elementos paralelos a la dirección de la carga.⁷

2.1.3.1 Atiesadores

En el diseño de una viga de Sección I, se pueden optar por añadir elementos de acero como platinas de refuerzo que normalmente son colocadas de forma verticales, pudiendo ser horizontales; estos elementos se denominan atiesadores.

Los atiesadores son elementos de acero cuyo fin es proveer resistencia y rigidez adicional en el alma de una viga de sección I, evitando que en ella se produzca pandeo. Pueden ser sencillos, esto es, por un solo lado, o dobles, si van en parejas, uno por cada lado del alma.⁸

IMAGEN 2.1 ATIESADORES EN VIGAS



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

⁷ AISC Committee. (2010). Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10). American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois, pp. 53.

⁸ Clement, G. F. V. (2006). Estructuras de acero. Introducción al diseño. Univ. Nacional de Colombia, pp. 117.

La norma AISC 310-10 define varios tipos de atiesadores:

- **Atiesador de Rigidez**, es un elemento estructural, usualmente una plancha o ángulo, que se fija a un miembro para distribuir cargas, transferir corte o prevenir pandeo.
- **Atiesador de Carga**, es usado en puntos en los cuales actúan cargas concentradas o en los apoyos. Se fija entre las alas a ambos lados del alma de una viga, de manera que la carga se transmite por aplastamiento.
- **Atiesador o Rigidizador Diagonal**, es un atiesador del alma de una columna en la zona de panel o panel nodal, orientada diagonalmente entre las alas, a uno o ambos lados del alma.
- **Atiesador Transversal**, atiesador del alma orientado perpendicularmente a las alas y adosada al alma.

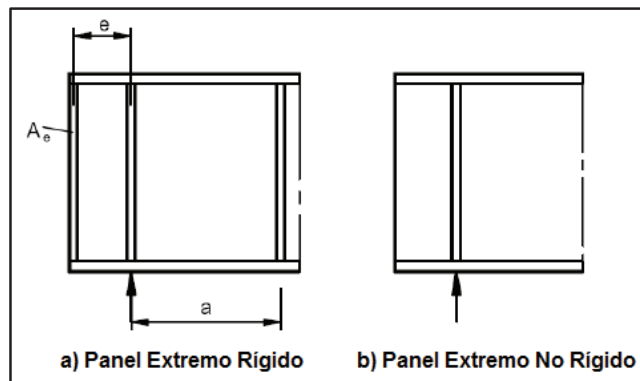
Por su parte, el comentario EN 1993-1-5 de la Norma Europea, considera que los atiesadores son rígidos cuando éstos previenen los desplazamientos en los paneles del alma y no sufren ninguna deformación en la fase de post-pandeo; un atiesador es no rígido cuando éste incrementa la rigidez y el esfuerzo de los paneles, pero pandea junto con el alma.

Además, se menciona la posibilidad de formar en las vigas un panel extremo rígido con los atiesadores, el cual aumenta su resistencia a cortante y mejora su comportamiento.

Los atiesadores transversales deben proveer un soporte rígido, que le permita a una placa alcanzar el estado último de resistencia, con o sin atiesadores longitudinales. Éstos deberán ser capaces de transmitir fuerzas entre paneles adyacentes comprimidos y ser diseñados para una apropiada rigidez y resistencia.⁹

⁹ Johansson, B., Maquoi, R., Sedlacek, G. A., Müller, C., & Beg, D. (2007). Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "Plated structural elements". *Joint report JRC-ECCS*.

IMAGEN 2.2 ATIESADORES EN LOS EXTREMOS DE UNA VIGA I



FUENTE: Johansson, B., Maquoi, R., Sedlacek, G. A., Müller, C., & Beg, D. (2007). Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "Plated structural elements". Joint report JRC-ECCS.

2.1.4 SOLDADURA

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico o fluido, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido.

Tiene ventajas sobre las conexiones emperradas, puesto que las estructuras soldadas son más rígidas, debido a que los miembros por lo general están soldados directamente uno a otro. Además, su uso permite grandes ahorros en el peso del acero utilizado, reduciendo el costo de una estructura.¹⁰

La soldadura que se va a utilizar para conformar las vigas de sección I, a ensayarse en el presente proyecto de titulación, es la de arco metálico protegido (SMAW). Éste proceso es el más utilizado en la industria de la construcción de estructuras metálicas; usa una varilla compuesta por un núcleo metálico (material de aporte) y un revestimiento denominado fundente.

Al generar el arco, el flujo de corriente generado, funde el electrodo y el material adyacente a él. El revestimiento se clasifica por el efecto del calor y se crea una barrera que aísla el metal fundido de la atmósfera, evitando que se generen impurezas y poros que afectan la resistencia de la conexión.

¹⁰ McCORMAC, J. (2016). *Diseño de estructuras de acero*. Alfaomega Grupo Editor. McCormac, J. pp. 469-470.

El tipo de electrodo que se utilice para soldar es muy importante, porque afecta directamente las propiedades de la soldadura, como la resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión.

El electrodo E-7018 se escoge para la fabricación de las vigas metálicas a ensayarse en el presente proyecto de titulación.

2.2 CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

Actualmente, el término “construcción compuesta”, se aplica para indicar el uso de dos o más materiales distintos, generalmente hormigón y acero estructural; que se combinan de manera tal, que el material resultante presenta un mejor comportamiento que el de los componentes individuales. Esta combinación permite aprovechar en forma sinérgica las ventajas de ambos materiales, de modo de contrarrestar las desventajas de cada uno de ellos.

2.2.1 VENTAJAS DE LA CONSTRUCCIÓN COMPUESTA¹¹

La construcción compuesta tiene como principal ventaja la adecuada combinación de los materiales, puesto que se aprovecha la elevada capacidad de compresión del hormigón, así como la capacidad a tracción del acero; se compensa la baja resistencia a tracción del hormigón y se minimizan los problemas de inestabilidad del acero, incrementando la resistencia y rigidez de los miembros.

Además de las ventajas estructurales, se pueden obtener beneficios arquitectónicos y funcionales, por ejemplo, losas de espesor reducido, vanos de vigas más largos, etc. Adicionalmente, el hormigón contribuye a mejorar la resistencia al fuego de los miembros compuestos.

Otra ventaja es que permite agilizar el proceso constructivo, evitando el uso de encofrados y apuntalamiento, logrando que la construcción compuesta sea más atractiva en las obras civiles.

2.2.2 TIPOS DE ELEMENTOS COMPUESTOS

Los elementos compuestos se forman por perfiles de acero estructural, que pueden ser laminados, tubos, elementos armados, placas colaborantes (deck), etc.; que se

¹¹ Crisafulli, F. J. (2013). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Santiago de Chile. pp. 14-15.

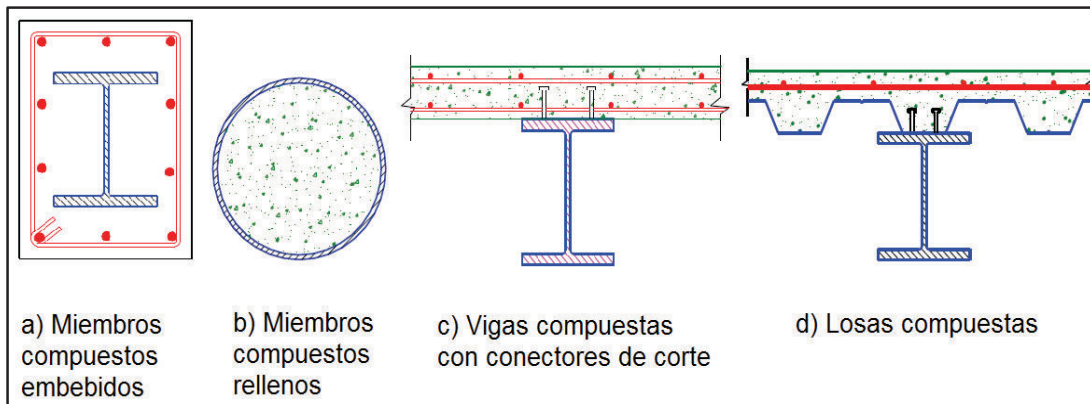
combinan con hormigón para generar una acción compuesta entre los dos materiales.

Los principales tipos de elementos compuestos son:

- Miembros compuestos embebidos
- Miembros compuestos rellenos
- Vigas compuestas con conectores de corte
- Losas compuestas

El presente proyecto de titulación hace referencia al estudio del comportamiento de vigas compuestas con conectores de corte.

IMAGEN 2.3 TIPOS DE ELEMENTOS COMPUESTOS



FUENTE: Crisafulli, F. J. (2013). Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero.

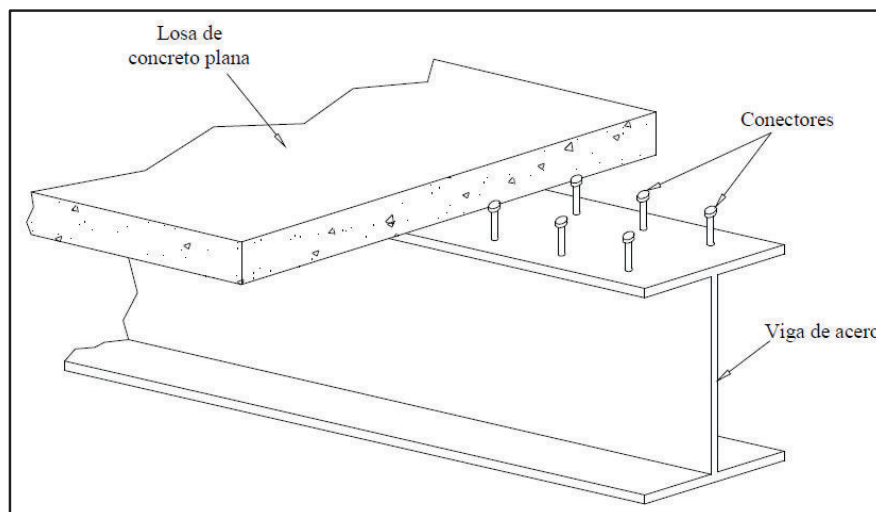
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

2.3 VIGAS COMPUESTAS

Las vigas en sección compuesta son construidas con vigas de acero conectadas adecuadamente a una losa de hormigón por medio de conectores de corte; de esta manera en las regiones de momento positivo, se obtienen las mayores ventajas de ambos materiales; el hormigón trabaja a compresión y el acero a tracción.¹²

¹² Poveda. A, (2015). Notas del curso Estructuras de Acero. Costa Rica.

IMAGEN 2.4 ESQUEMA VIGA DE SECCIÓN COMPUESTA



FUENTE: Poveda. A, (2015). Notas del curso Estructuras de Acero. Costa Rica.

2.3.1 VENTAJAS DE VIGAS DE SECCIÓN COMPUESTA

La principal ventaja de las vigas de sección compuesta consiste en que el eje neutro generalmente se aloja en la losa de concreto y, por consiguiente, la inercia de la sección compuesta es mucho mayor que el de la viga de acero sola. Por lo tanto, pueden soportar cargas mayores o cubrir luces más grandes con vigas de acero más pequeñas.¹³

Al aumentar la inercia, las deformaciones también se reducen considerablemente, siempre y cuando la acción compuesta sea completa y no exista desplazamiento relativo entre los dos materiales, esto se logra cuando el número y la resistencia de los conectores de corte son suficientes para desarrollar la resistencia máxima a flexión de la sección compuesta.¹⁴

¹³ Poveda. A, (2015). Notas del curso Estructuras de Acero. Costa Rica.

¹⁴ Columba, M., & Crespo, G. (2016). Estudio de elementos compuestos por una losa de hormigón sobre una viga de acero de alma no compacta y patines compactos, sometidos a flexión con momentos negativos (Tesis de Pregrado). Escuela Politécnica Nacional, Quito.

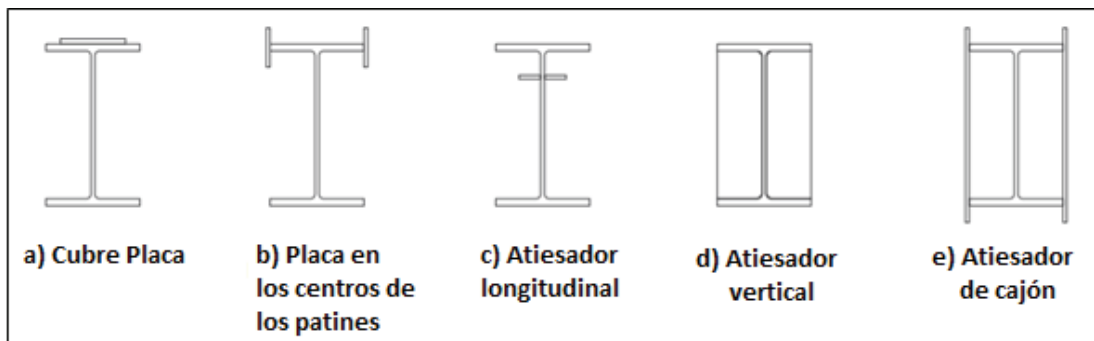
2.4 PANDEO LOCAL EN ELEMENTOS EN COMPRESIÓN MIEMBROS EN FLEXIÓN

El pandeo local es un fenómeno complejo, propio de las secciones de acero formadas por placas delgadas. Produce inestabilidad en los elementos planos comprimidos que conforman la sección transversal de un miembro estructural, dando lugar a importantes deformaciones con forma de arruga.

Durante el proceso de carga de una viga puede ocurrir el pandeo local de los patines o del alma, reduciendo su resistencia a flexión y evitando que la sección soporte el momento plástico.

Las secciones estructurales fabricadas con placas soldadas que no cumplan con las relaciones ancho/espesor pueden atiesarse localmente en la región donde se forman eventualmente las articulaciones plásticas.¹⁵

IMAGEN 2.5 FORMAS DE RIGIDIZAR PERFILES TIPO I PARA EVITAR PANDEO LOCAL



FUENTE: ÁLVAREZ, O y Cházaro, C. (2014). Miembros en flexión, Trabes y Vigas. El Acero Hoy

Para el análisis de vigas de sección compuesta es importante considerar la posibilidad de que se presente pandeo local. Por lo tanto, las secciones con sollicitación a flexión se clasifican de acuerdo a la tabla B4.1b, en la cual se determinan relaciones ancho/espesor (λ) denominados límites de esbeltez.

Para que una sección resulte compacta, la relación ancho/espesor de sus elementos no debe exceder el valor de λ_p , especificado en la tabla B4.1b. Si la

¹⁵ ÁLVAREZ, O y Cházaro, C. (2014). Miembros en flexión, Trabes y Vigas. El Acero Hoy.

relación ancho/espesor de uno o más de sus elementos excede λ_p , pero no supera el valor de λ_r , especificado en la tabla B4.1b, la sección resulta ser no compacta. Caso contrario, si la relación ancho/espesor de uno o más de sus elementos excede λ_r , la sección clasifica como esbelta.

IMAGEN 2.6 PANDEO LOCAL MIEMBROS EN FLEXIÓN

TABLA B4.1b					
Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión de miembros en flexión					
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos
			λ_p (compacta-no compacta)	λ_r (esbelto-no esbelto)	
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]	
15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

FUENTE: American Institute of Steel Construction, Specifications ANSI/AISC 360-10.

2.5 DUCTILIDAD

La ductilidad es la propiedad de un material que le permite soportar deformaciones plásticas sin que su capacidad resistente se vea disminuida, es decir, que puede soportar grandes cargas sin llegar a la rotura. La ductilidad es el parámetro predominante en el diseño sismo resistente, ya que al tener estructuras dúctiles se asegura una disipación adecuada de energía ante solicitaciones sísmicas.

Los aceros convencionales presentan resistencias menores y mayor ductilidad, mientras que los aceros de alta resistencia presentan una ductilidad reducida. Esta es la razón por la cual las especificaciones sísmicas ANSI/AISC 341-10 limitan la tensión mínima de fluencia a 3520 kg/cm^2 en componentes donde se espera que se desarrolle comportamiento inelástico.¹⁶

¹⁶ Crisafulli, F. J. (2013). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Santiago de Chile, pp. 5-6.

Existen ciertos factores que pueden afectar la ductilidad del acero, los cuales se describen a continuación:

- **Desgarramiento Laminar**, se debe a la presencia de elementos no-metálicos o inclusiones en el proceso de laminación, que producen microfisuras que debilitan el material cuando se somete a tracción en la dirección perpendicular a la que fue laminado.
- **Fatiga de Bajo Ciclaje**, este fenómeno produce la falla prematura del material ante la repetición de un número reducido de ciclos de carga en los que se han desarrollado deformaciones plásticas. Este efecto reduce la capacidad de deformación del acero en el rango plástico, por lo tanto, la ductilidad del material y de la estructura disminuyen.
- **Otros factores**, la temperatura, los problemas relacionados con la soldadura y la presencia de tensiones residuales en la fabricación del material, afectan su ductilidad y la respuesta ante acciones sísmicas.

Desde el punto de vista de la ductilidad, el acero y el hormigón tienen comportamientos opuestos; el hormigón es un material frágil porque al alcanzar su máximo esfuerzo de trabajo falla súbitamente. Por otra parte, el acero estructural posee un comportamiento dúctil, el cual se caracteriza por resistir grandes deformaciones previas a la rotura. Es por eso que es indispensable definir la ductilidad de la sección compuesta.

La ductilidad en vigas se relaciona estrechamente con la capacidad de rotación de su sección transversal. En los códigos de diseño se definen dos tipos de ductilidad para caracterizar a una viga en una estructura:

- **Ductilidad de la sección transversal o Ductilidad de Curvatura**, se refiere a las deformaciones plásticas de la sección transversal, considerando un comportamiento independiente de los elementos que la conforman.
- **Ductilidad del elemento o ductilidad de rotación (R)**, cuando las propiedades de los miembros (interacción entre los elementos de la sección transversal, la influencia del claro de viga y el sistema de cargas actuantes) son considerados.

El criterio de ductilidad al que hace referencia el presente proyecto de titulación es el de Ductilidad del Elemento o Ductilidad de Rotación.

IMAGEN 2.7 DUCTILIDAD DEL ELEMENTO O DUCTILIDAD DE ROTACIÓN

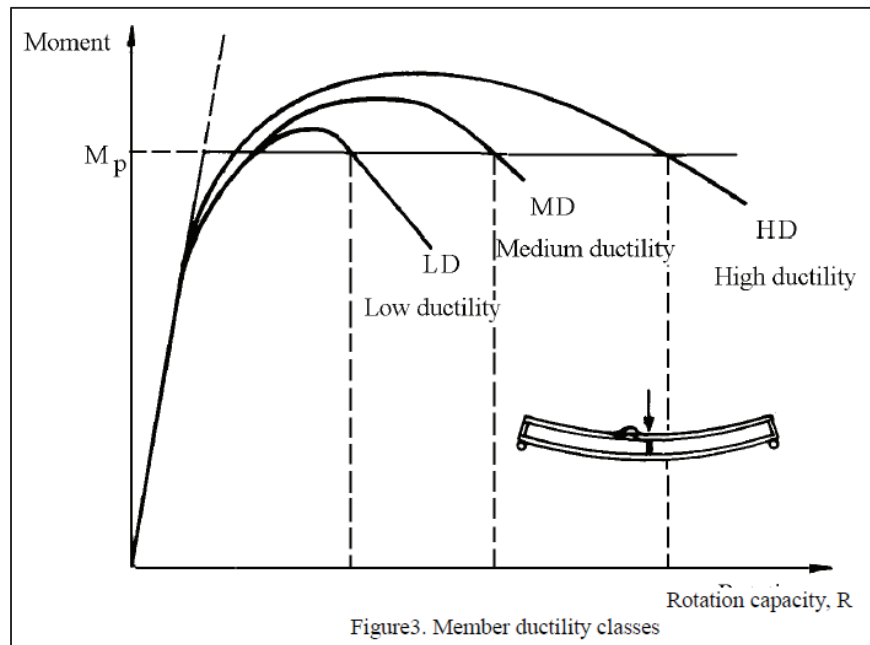


Figure3. Member ductility classes

FUENTE: ACTA TECHNIA NAPOENCIS: CIVIL ENGINEERING AND ARCHITECTURE VOL. 55, NO.1. GIONCU Y MOSOARCA.

- **HD, ductilidad alta**, corresponde para miembros diseñados, dimensionados y detallados tales que garanticen el desarrollo de grandes rotaciones plásticas.
- **MD, ductilidad media**, corresponde para miembros diseñados, dimensionados y detallados tales que garanticen el desarrollo de rotaciones plásticas moderadas.
- **LD, ductilidad baja**, corresponde para miembros diseñados, dimensionados y detallados tales que garanticen el desarrollo de rotaciones plásticas bajas.

Los límites de capacidad de rotación para los diferentes niveles ductilidad son:

- HD, $R > 7.5$
- MD, $4.5 < R < 7.5$
- LD, $1.5 < R < 4.5$

Para los elementos que tienen un $R < 1.5$, son considerados no dúctiles.¹⁷

2.6 EQUIPOS DE LABORATORIO

El ensayo se va a llevar a cabo en el Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional, el mismo que dispone de todos los equipos necesarios para lograr los objetivos de este estudio experimental.

En el ensayo, las vigas descansan sobre dos apoyos metálicos que permiten el libre deslizamiento de las vigas, lo que les da la condición de simplemente apoyadas. Las variables que se van a encontrar en el ensayo son la carga aplicada, la deformación vertical de la viga y las deformaciones unitarias en la sección transversal de la viga.¹⁸

Los principales equipos a utilizar son:

- **El Gato Hidráulico**, el mismo que servirá para aplicar la carga a la viga, con una capacidad de hasta 80 toneladas, montado en un marco de carga.
- **Transductor de desplazamiento Lineal LVDT**, se usa para medir las deformaciones verticales de la viga.
- **Strain Gauges (SG) o Galgas Extensiométricas (GE)**, sirven para medir las deformaciones unitarias que luego se transforman en esfuerzos.

Los Strain Gauges (SG) o Galgas Extensiométricas (GE), son dispositivos de alta precisión, básicamente resistencias eléctricas, que dan como dato las deformaciones unitarias en el lugar donde son colocados. Su resistencia va cambiando conforme las deformaciones se van produciendo. Las deformaciones unitarias son leídas a través de la variación de la resistencia en los SG y a partir de estas deformaciones se calculan los esfuerzos por la Ley de Hooke.

¹⁷ Gioncu y Mosoarca, (2012), Acta technia napoencis: civil engineering and architecture, VOL.55, NO. 1, pp. 2-4.

¹⁸ Rivas, P., & Vinuesa, J. (2015). Estudio de vigas de acero con losas de hormigón sometidas a flexión con momentos positivos mediante el ensayo de elementos y modelación teórica (Tesis de Pregrado). Escuela Politécnica Nacional, Quito.

Existe una extensa gama de SG, pero la elección de un tipo depende de varios factores, como la deformación que se espera obtener, el voltaje que se va a usar, la superficie donde se va a conectar y las condiciones ambientales en especial la temperatura. Una vez escogido el tipo de SG, se procede a su instalación en los elementos a ensayarse.¹⁹

Se debe tomar en cuenta que los SG se pueden usar hasta el rango elástico, ya que sus resistencias obedecen a una ecuación lineal.

FOTOGRAFÍA 2.1 GATO HIDRÁULICO



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

¹⁹ Carapaz, D., Escudero, E. (2015). Estudio experimental de columnas tubulares de acero rellenas de hormigón, sometidas a carga axial (Tesis de Pregrado), Escuela Politécnica Nacional, Quito.

FOTOGRAFÍA 2.2 TRANSDUCTOR DE DESPLAZAMIENTO LINEAL LVDT



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

FOTOGRAFÍA 2.3 STRAIN GAUGE



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

2.7 CÓDIGOS DE REFERENCIA

Los códigos que servirán como referencia para este proyecto de titulación son los siguientes:

- **ANSI/ AISC 360-10**, el American Iron and Steel Institute (ANSI) provee las normas para el diseño de elementos conformados en frío y el American Institute of Steel Construcción (AISC) provee las especificaciones sobre secciones armadas y construcciones en edificaciones de acero.
- **ANSI/ AISC 341-10**, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings que provee las consideraciones sísmicas a tomar en cuenta para el diseño sismoresistente.

- **ACI 318-08**, el American Concrete Institute da las especificaciones en lo referente al hormigón.
- **ASTM**: el American Society for Testing Materials indica las normas que controlan los ensayos experimentales.
- **NEC 2015**, La Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- **ABNT NBR8800**, Código Brasileño de la Construcción.
- **EN_1993-1-5-2007**, Código Europeo de Construcción.

CAPITULO 3

MODELOS MATEMÁTICOS Y BÁSES DE DISEÑO

3.1 GENERALIDADES DE DISEÑO

Para que el presente proyecto de titulación se ajuste de mejor manera a las condiciones y disponibilidad del laboratorio y, en base a ensayos anteriores en los cuales se tuvieron luces de 3 metros, se decide establecer 6 vigas tipo: 4 vigas de 3 metros de luz libre y 2 vigas de 3.70 metros.

De la misma manera, debido a que en este tipo de construcciones compuestas es común que la altura de la losa varíe entre 7 y 10 centímetros, se decide usar en el diseño un peralte de 10 cm.

Las vigas compuestas están conformadas por tres placas de acero tipo A50, las cuales se sueldan de tal manera de formar un perfil tipo I con patines compactos y alma no compacta. La losa de hormigón armado va fundida sobre el patín superior y está reforzada con 4 varillas de 12 milímetros de diámetro, además de una malla electrosoldada por temperatura de 5 milímetros con espaciamiento cada 15 cm.

El diseño y cálculo de las capacidades de cada una de las vigas sometidas a flexión se realiza de acuerdo a lo establecido en la norma ANSI/AISC 360-10 American Iron and Steel Institute, para tener una base teórica aproximada del comportamiento durante el ensayo.

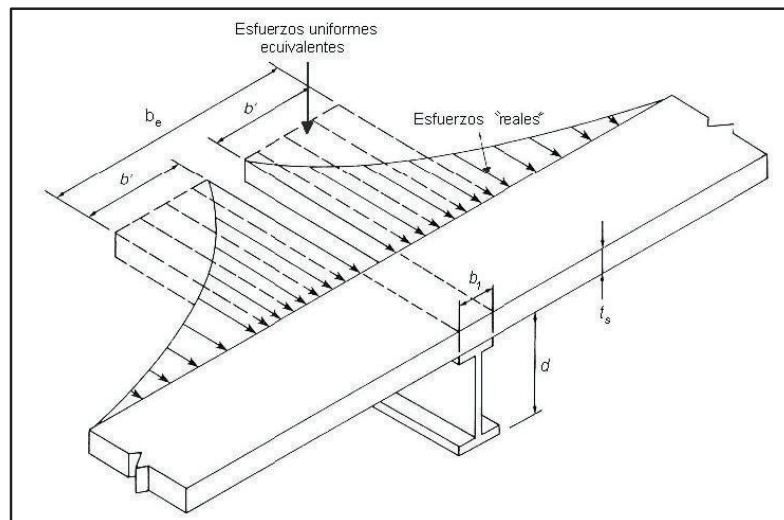
3.1.1 ANCHO EFECTIVO DE LA LOSA DE HORMIGÓN

Cuando existe una separación bastante considerable entre las vigas de acero, la losa de hormigón no participa de manera uniforme en la resistencia de las vigas compuestas en flexión positiva; la compresión es máxima en la zona situada sobre el patín, y disminuye en puntos cada vez más alejados de él.

El concepto de ancho efectivo es útil para determinar la resistencia de elementos estructurales con esfuerzos no uniformes; el ancho efectivo se obtiene de manera que la fuerza interior calculada suponiendo que actúan en él esfuerzos uniformes, de intensidad igual a la máxima, tenga la misma magnitud y línea de acción que la

fuerza interior real, que corresponde a los esfuerzos no uniformes. Introduciendo este concepto se trabaja con esfuerzos uniformes equivalentes, en vez de hacerlo con los reales, de distribución complicada.²⁰

IMAGEN 3.1 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS REALES Y UNIFORMES EQUIVALENTES EN EL ANCHO EFECTIVO DE LA LOSA



FUENTE: Buen López, O. (2004). Diseño de Estructuras de Acero Construcción Compuesta. México DF, Fundación ICA.

Este concepto de ancho efectivo de una losa de hormigón trabajando conjuntamente con vigas de acero, no es aplicable ciertamente para secciones sometidas a flexión negativa.

3.2 DISEÑO DE VIGAS NO COMPACTAS

Para el diseño se ha tomado en cuenta las relaciones de esbeltez que establece la tabla B4.1b del código AISC 360-10 para cada uno de los elementos, y de esta manera conformar perfiles metálicos con patines compactos y almas no compactas.

Uno de los objetivos del presente proyecto de titulación es determinar la capacidad a flexión de las vigas no compactas sin que fallen antes por cortante, algo que es muy común en este tipo de vigas. Es por esto que, para controlar este tipo de falla

²⁰ Buen López, O. (2004). Diseño de Estructuras de Acero Construcción Compuesta. México DF, Fundación ICA.

se establecieron 5 configuraciones distintas de atiesadores, para poder observar su funcionamiento y establecer un uso adecuado de los mismos.

En primera instancia, para el diseño de cada una de las muestras se presenta el análisis de la sección de la viga sola, sin tomar en cuenta el aporte de la losa de hormigón ni del acero de refuerzo, de acuerdo a lo que establece el código ANSI/AISC 360-10.

3.2.1 GEOMETRÍA DE LAS SECCIONES

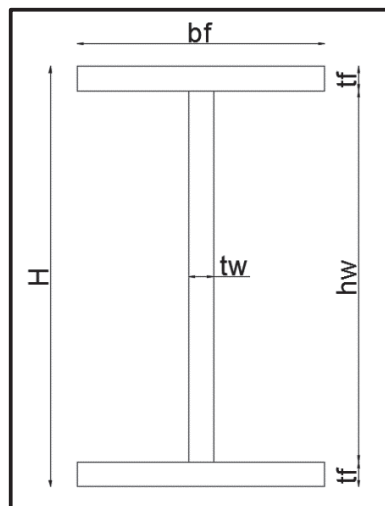
CUADRO 3.1 NOMENCLATURA DE LAS SECCIONES

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	UNIDAD
Ancho del Patín	bf	[mm]
Espesor del Patín	tf	[mm]
Altura del Alma	hw	[mm]
Espesor del Alma	tw	[mm]
Altura de Viga	H	[mm]

FUENTE: ANSI/AISC 360-10

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 3.2 NOMENCLATURA DE LA SECCIÓN



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

CUADRO 3.2 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE SECCIONES METÁLICAS

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Área de la Sección de Acero	Aa	Ec. (3.1)	[cm ²]
Inercia alrededor del eje X-X	Ix	Ec. (3.2)	[cm ⁴]
Inercia alrededor del eje Y-Y	Iy	Ec. (3.3)	[cm ⁴]
Módulo Elástico alrededor del eje X-X	Sx	Ec. (3.4)	[cm ³]
Módulo Plástico alrededor del eje X-X	Zx	Ec. (3.5)	[cm ³]
Distancia entre centroides de patines	h ₀	Ec. (3.6)	[cm]
Distancia del centro de gravedad a la fibra extrema	Ycg	Ec. (3.7)	[cm]
Momento Polar de Inercia	J	Ec. (3.8)	[cm ⁴]
Coefficiente de Alabeo	Cw	Ec. (3.9)	[cm ⁶]
Coefficiente para elementos esbeltos no atiesados	kc	Ec. (3.10)	[-]
Radio de dos veces el alma en compresión	aw	Ec. (3.11)	[-]
Coefficiente para longitud Límite de Pandeo Lateral	c	1.00	[-]
Factor de Modificación para Diagrama de Momentos	Cb	1.00	[-]
Radio de Giro a Flexión	r _{ts}	Ec. (3.12)	[cm]
Radio de giro alrededor del eje X-X	r _x	Ec. (3.13)	[cm]
Radio de giro alrededor del eje Y-Y	r _y	Ec. (3.14)	[cm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.2.2 LÍMITE DE ESBELTEZ DEL ALMA

CUADRO 3.3 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DEL ALMA

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	λw	Ec. (3.15)	[-]
Altura del alma	hw	Propio de cada viga	[cm]
Espesor del alma	tw	Propio de cada viga	[cm]
Módulo de elasticidad del acero	E	2043000.00	[kg/cm ²]
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	3520.00	[kg/cm ²]
Esbeltez límite para alma compacta	λ_{pw}	Ec. (3.16)	[-]

CUADRO 3.3 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Esbeltez límite para alma no compacta	λ_{rw}	Ec. (3.17)	[-]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.2.3 LÍMITE DE ESBELTEZ DE LOS PATINES**CUADRO 3.4 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DE LOS PATINES**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	λ_f	Ec. (3.18)	[-]
Ancho de los patines	b_f	Propio de cada viga	[cm]
Espesor de los patines	t_f	Propio de cada viga	[cm]
Módulo de elasticidad del acero	E	2043000.0 0	[kg/cm ²]
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	F_y	3520.00	[kg/cm ²]
Coefficiente para elementos esbeltos no atiesados	k_c	Ec. (3.19)	[-]
Esbeltez límite para patín compacto	λ_{pf}	Ec. (3.20)	[-]
Esbeltez límite para patín no compacto	λ_{rf}	Ec. (3.21)	[-]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.2.4 CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGAS METÁLICAS

Para calcular la capacidad a flexión de este tipo de elementos, se utiliza la sección F4 del código ANSI/AISC 360-10, la cual es aplicable a secciones tipo I con almas no compactas y con simetría doble solicitadas a flexión alrededor de su eje mayor.

El esfuerzo a flexión nominal debe ser el menor de los valores obtenidos de los estados límite de fluencia:

- Análisis del estado límite de fluencia del patín en compresión
- Análisis del estado límite por pandeo lateral - torsional:

Se pueden presentar 3 casos:

- a) Si $L_b \leq L_p$: El estado límite no aplica.
 b) Si $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b * \left[R_{pc} * M_{yc} - (R_{pc} * M_{yc} - 0.7 * F_y * S_{xc}) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad (3.81)$$

Donde:

$$M_{yc} = \frac{F_y * S_{xc}}{100000} \quad (3.22)$$

$$R_{pc} = \left[\frac{M_{ps}}{M_{yc}} - \left(\frac{M_{ps}}{M_{yc}} - 1 \right) * \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_{ps}}{M_{yc}} \quad (3.24)$$

$$M_{ps} = \frac{Z_x * F_y}{100000} \quad (3.23)$$

- c) Si $L_b > L_r$:

$$M_n = \frac{S_{xc} * C_b * \pi^2 * E_a}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J}{S_{xc} * h_o} * \left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \leq R_{pc} * M_y \quad (3.28)$$

Donde:

$$r_t = \frac{b_f}{\sqrt{12 * \left(1 + \frac{a_w}{6} \right)}} \quad (3.25)$$

CUADRO 3.5 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Factor de plastificación del alma	R_{pc}	Ec. (3.24)	[-]
Momento referido al patín en compresión	M_{yc}	Ec. (3.22)	[Tm]
Módulo elástico de la sección referido al patín en compresión	S_{xc}	Propio de cada viga	[cm ³]
Radio de giro efectivo para pandeo lateral-torsional	r_t	Ec. (3.25)	[cm]
Radio de dos veces el alma en compresión	a_w	Propio de cada viga	[-]
Inercia alrededor del eje Y-Y referido al patín en compresión	I_{yc}	Propio de cada viga	[cm ⁴]

CUADRO 3.5 CONTINUACIÓN

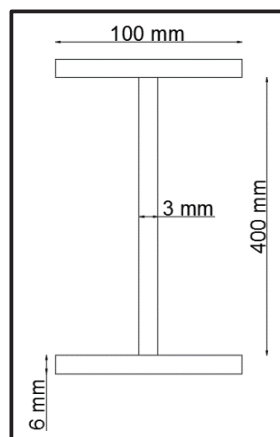
DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Momento plástico	Mps	Ec. (3.23)	[Tm]
Capacidad nominal a flexión	Mn	Ec. (3.28)	[Tm]
Longitud de arriostramiento	Lb	Propio de cada viga	[cm]
Distancia sin arriostrar para el estado límite de fluencia	Lp	Ec. (3.26)	[cm]
Distancia sin arriostrar estado límite de pandeo lateral-torsional inelástico	Lr	Ec. (3.27)	[cm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.3 DISEÑO VIGA TIPO 1: I400X3X100X6**3.3.1 GEOMETRÍA VIGA TIPO 1: I400X3X100X6****CUADRO 3.6 DIMENSIONES VIGA TIPO 1: I400x3x100x6**

DIMENSIONES VIGA TIPO 1: I400x3x100x6			
DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Ancho del Patín	bf	100.00	[mm]
Espesor del Patín	tf	6.00	[mm]
Altura del Alma	hw	400.00	[mm]
Espesor del Alma	tw	3.00	[mm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 3.3 SECCIÓN VIGA TIPO 1: I400x3x100x6

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Para el cálculo de la capacidad a flexión del elemento es necesario conocer algunas propiedades geométricas, las cuales se detallan a continuación.

CUADRO 3.7 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS VIGA TIPO 1: I400x3x100x6

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Área de la Sección de Acero	Aa	24.00	[cm ²]
Inercia alrededor del eje X-X	Ix	6545.44	[cm ⁴]
Inercia alrededor del eje Y-Y	Iy	100.09	[cm ⁴]
Módulo Elástico alrededor del eje X-X	Sx	317.74	[cm ³]
Módulo Plástico alrededor del eje X-X	Zx	363.60	[cm ³]
Distancia entre centroides de patines	h ₀	40.60	[cm]
Distancia del centro de gravedad a la fibra extrema	Y _{cg}	20.60	[cm]
Momento Polar de Inercia	J	1.80	[cm ⁴]
Coefficiente de Alabeo	Cw	41246.09	[cm ⁶]
Coefficiente para elementos esbeltos no atiesados	kc	0.35	[-]
Radio de dos veces el alma en compresión	aw	2.00	[-]
Coefficiente para longitud Límite de Pandeo Lateral	c	1.00	[-]
Factor de Modificación para Diagrama de Momentos	Cb	1.00	[-]
Radio de Giro a Flexión	r _{ts}	2.53	[cm]
Radio de giro alrededor del eje X-X	r _x	16.51	[cm]
Radio de giro alrededor del eje Y-Y	r _y	2.04	[cm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Cálculo del área de la sección de acero:

$$Aa = hw * tw + 2 * bf * tf \quad (3.1)$$

$$Aa = 40 * 0.3 + 2 * 10 * 0.6$$

$$Aa = 24.00 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la inercia alrededor del eje X-X:

$$Ix = \frac{bf * (hw + 2 * tf)^3 - (bf - tw) * hw^3}{12} \quad (3.2)$$

$$I_x = \frac{10 * (40 + 2 * 0.6)^3 - (10 - 0.3) * 40^3}{12}$$

$$I_x = 6545.44 \text{ cm}^4$$

Cálculo de la inercia alrededor del eje Y-Y:

$$I_y = \frac{2 * tf * bf^3}{12} + \frac{hw * tw^3}{12} \quad (3.3)$$

$$I_y = \frac{2 * 0.6 * 10^3}{12} + \frac{40 * 0.3^3}{12}$$

$$I_y = 100.09 \text{ cm}^4$$

Cálculo del módulo elástico alrededor del eje X-X

$$S_x = \frac{I_x}{Y_{cg}} \quad (3.4)$$

$$S_x = \frac{6545.44}{20.60}$$

$$S_x = 317.74 \text{ cm}^3$$

Cálculo del módulo plástico alrededor del eje X-X

$$Z_x = 2 * \left[bf * tf * \left(\frac{hw}{2} + \frac{tf}{2} \right) + \left(\frac{hw * tw}{2} \right) * \frac{hw}{4} \right] \quad (3.5)$$

$$Z_x = 2 * \left[10 * 0.6 * \left(\frac{40}{2} + \frac{0.6}{2} \right) + \left(\frac{40 * 0.3}{2} \right) * \frac{40}{4} \right]$$

$$Z_x = 363.60 \text{ cm}^3$$

Cálculo de la distancia entre centroides de patines:

$$h_0 = hw + tf \quad (3.6)$$

$$h_0 = 40 + 0.6$$

$$h_0 = 40.60 \text{ cm}$$

Cálculo de la distancia del centro de gravedad hasta la fibra extrema:

$$Y_{cg} = \frac{hw + 2 * tf}{2} \quad (3.7)$$

$$Y_{cg} = \frac{40 + 2 * 0.6}{2}$$

$$Y_{cg} = 20.60 \text{ cm}$$

Cálculo del momento polar de inercia:

$$J = \frac{2 * bf * tf^3}{3} + \frac{hw * tw^3}{3} \quad (3.8)$$

$$J = \frac{2 * 10 * 0.6^3}{3} + \frac{40 * 0.3^3}{3}$$

$$J = 1.80 \text{ cm}^4$$

Cálculo del coeficiente de alabeo:

$$C_w = \frac{I_y * h_0^2}{4} \quad (3.9)$$

$$C_w = \frac{100.09 * 40.60^2}{4}$$

$$C_w = 41246.09 \text{ cm}^6$$

Cálculo del coeficiente para elementos esbeltos no atiesados:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{hw}{tw}}} \quad (3.10)$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{40}{0.3}}}$$

$$k_c = 0.35$$

Cálculo del radio de dos veces el alma en compresión:

$$a_w = \frac{hw * tw}{bf * tf} \quad (3.11)$$

$$aw = \frac{40 * 0.3}{10 * 0.6}$$

$$aw = 2.00$$

El valor del coeficiente para la longitud límite de pandeo lateral (c) para secciones tipo I de doble simetría es igual a 1. Así mismo el valor del factor de modificación para el diagrama de momentos (Cb) es igual a 1, que es un valor que comúnmente se adopta.

Cálculo del radio de giro a flexión:

$$rts = \frac{(Iy * Cw)^{0.25}}{Sx^{0.5}} \quad (3.12)$$

$$rts = \frac{(100.09 * 41246.09)^{0.25}}{317.74^{0.5}}$$

$$rts = 2.53 \text{ cm}$$

Cálculo del radio de giro alrededor del eje X-X:

$$rx = \sqrt{\frac{Ix}{Aa}} \quad (3.13)$$

$$rx = \sqrt{\frac{6545.44}{24.00}}$$

$$rx = 16.51 \text{ cm}$$

Cálculo del radio de giro alrededor del eje Y-Y:

$$ry = \sqrt{\frac{Iy}{Aa}} \quad (3.14)$$

$$ry = \sqrt{\frac{100.09}{24.00}}$$

$$ry = 2.04 \text{ cm}$$

Como es interés de este proyecto el estudio del comportamiento de vigas de sección I de almas no compactas, se obtienen las relaciones de esbeltez de cada uno de los elementos para de esta manera obtener secciones con patines compactos y almas no compactas.

3.3.2 CÁLCULO DEL LÍMITE DE ESBELTEZ DEL ALMA

CUADRO 3.8 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DEL ALMA

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	λ_w	133.33	[-]
Altura del alma	h_w	40.00	[cm]
Espesor del alma	t_w	0.30	[cm]
Módulo de elasticidad del acero	E	2043000.00	[kg/cm ²]
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	F_y	3520.00	[kg/cm ²]
Esbeltez límite para alma compacta	λ_{pw}	90.58	[-]
Esbeltez límite para alma no compacta	λ_{rw}	137.32	[-]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Cálculo de la relación ancho espesor del elemento:

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} \quad (3.15)$$

$$\lambda_w = \frac{40.00}{0.30}$$

$$\lambda_w = 133.33$$

Cálculo de la esbeltez límite para alma compacta:

$$\lambda_{pw} = 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.16)$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 * \sqrt{\frac{2043000}{3520}}$$

$$\lambda_{pw} = 90.58$$

Cálculo de la esbeltez límite para alma no compacta:

$$\lambda_{rw} = 5.70 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.17)$$

$$\lambda_{rw} = 5.70 * \sqrt{\frac{2043000}{3520}}$$

$$\lambda_{rw} = 137.32$$

Como:

$$\lambda_{pw} < \lambda_w < \lambda_{rw}$$

Entonces, se puede concluir que el alma es no compacta.

3.3.3 CÁLCULO DEL LÍMITE DE ESBELTEZ DE LOS PATINES

CUADRO 3.9 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DE LOS PATINES

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	λ_f	8.33	[-]
Ancho de los patines	b_f	10.00	[cm]
Espesor de los patines	t_f	0.60	[cm]
Módulo de elasticidad del acero	E	2043000.0	[kg/cm ²]
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	F_y	3520.00	[kg/cm ²]
Coefficiente para elementos esbeltos no atiesados	k_c	0.35	[-]
Esbeltez límite para patín compacto	λ_{pf}	9.15	[-]
Esbeltez límite para patín no compacto	λ_{rf}	13.47	[-]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Cálculo de la relación ancho espesor del elemento:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} \quad (3.18)$$

$$\lambda_f = \frac{10}{2 * 0.6}$$

$$\lambda_f = 8.33$$

Cálculo del coeficiente para elementos esbeltos no atiesados:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{hw}{tw}}} \quad (3.19)$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{40}{0.3}}}$$

$$k_c = 0.35$$

Cálculo de la esbeltez límite para patín compacto:

$$\lambda_{pf} = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.20)$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 * \sqrt{\frac{2043000}{3520}}$$

$$\lambda_{pf} = 9.15$$

Cálculo de la esbeltez límite para patín no compacto:

$$\lambda_{rf} = 0.95 * \sqrt{\frac{k_c * E}{F_y}} \quad (3.21)$$

$$\lambda_{rf} = 0.95 * \sqrt{\frac{0.35 * 2043000}{3520}}$$

$$\lambda_{rf} = 13.47$$

Como:

$$\lambda_f < \lambda_{pf} < \lambda_{rf}$$

Entonces, se puede concluir que el patín es compacto.

Tomando en cuenta que se tiene un alma no compacta y patines compactos, se concluye que es una sección no compacta.

3.3.4 CAPACIDAD A FLEXIÓN VIGA METÁLICA TIPO 1: I400X3X100X6

CUADRO 3.10 CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL VIGA TIPO 1: I400x3x100x6

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Factor de plastificación del alma	R _{pc}	1.01	[-]
Momento referido al patín en compresión	M _{yc}	11.18	[Tm]
Módulo elástico de la sección referido al patín en compresión	S _{xc}	317.74	[cm ³]
Esfuerzo reducido	FL	2464.00	[kg/cm ²]
Radio de giro efectivo para pandeo lateral-torsional	r _t	2.51	[cm]
Radio de dos veces el alma en compresión	a _w	2.00	[-]
Inercia alrededor del eje Y-Y referido al patín en compresión	I _{yc}	100.09	[cm ⁴]
Momento plástico	M _{ps}	12.80	[Tm]
Capacidad nominal a flexión	M _n	3.28	[Tm]
Longitud de arriostramiento	L _b	370.00	[cm]
Distancia sin arriostrar para el estado límite de fluencia	L _p	66.49	[cm]
Distancia sin arriostrar estado límite de pandeo lateral-torsional inelástico	L _r	232.28	[cm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Cálculo del momento referido al patín en compresión:

$$M_{yc} = F_y * S_{xc} * 10^{-5} \quad (3.22)$$

$$M_{yc} = 3520 * 317.74 * 10^{-5}$$

$$M_{yc} = 11.18 Tm$$

Cálculo del momento plástico:

$$M_{ps} = Z_x * F_y * 10^{-5} \quad (3.23)$$

$$M_{ps} = 363.60 * 3520 * 10^{-5}$$

$$M_{ps} = 12.80 Tm$$

Cálculo del factor de plastificación del alma:

$$R_{pc} = \left[\frac{M_{ps}}{M_{yc}} - \left(\frac{M_{ps}}{M_{yc}} - 1 \right) * \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_{ps}}{M_{yc}} \quad (3.24)$$

$$R_{pc} = \left[\frac{12.80}{11.18} - \left(\frac{12.80}{11.18} - 1 \right) * \left(\frac{133.33 - 90.58}{137.32 - 90.58} \right) \right] \leq \frac{12.80}{11.18}$$

$$R_{pc} = 1.01 \leq 1.14$$

Cálculo del radio de giro efectivo para pandeo lateral-torsional:

$$r_t = \frac{bf}{\sqrt{12 * \left(1 + \frac{aw}{6} \right)}} \quad (3.25)$$

$$r_t = \frac{10}{\sqrt{12 * \left(1 + \frac{2}{6} \right)}}$$

$$r_t = 2.51 \text{ cm}$$

Cálculo de la distancia sin arriostrar para el estado límite de fluencia:

$$L_p = 1.1 * r_t * \sqrt{\frac{Ea}{F_y}} \quad (3.26)$$

$$L_p = 1.1 * 2.51 * \sqrt{\frac{2043000}{3520}}$$

$$L_p = 66.49 \text{ cm}$$

Cálculo de la distancia sin arriostrar para el estado límite de pandeo lateral-torsional inelástico:

$$L_r = 1.95 * r_t * \frac{Ea}{FL} * \sqrt{\frac{J}{S_{xc} * h_0}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 * \left(\frac{FL * S_{xc} * h_0}{Ea * J} \right)^2}} \quad (3.27)$$

$$L_r = 1.95 * 2.51 * \frac{2043}{2.464} * \sqrt{\frac{1.8}{317.74 * 40.6}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 * \left(\frac{2464 * 317.74 * 40.60}{2043000 * 1.8} \right)^2}}$$

$$L_r = 232.28 \text{ cm}$$

Si consideramos un valor de $L_b = 370$ cm, podemos afirmar que $L_b > L_r$, entonces se aplica la fórmula correspondiente al caso c).

$$M_n = \frac{S_{xc} * C_b * \pi^2 * E_a}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J}{S_{xc} * h_0} * \left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \leq R_{pc} * M_y \quad (3.28)$$

$$M_n = \frac{317.74 * 1 * \pi^2 * 2043000}{\left(\frac{370}{2.51}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{1.8}{317.74 * 40.6} * \left(\frac{370}{2.51}\right)^2} \leq 1.01 * 11.18$$

$$M_n = 3.28 \text{ Tm} \leq 11.32 \text{ Tm}$$

Según las consideraciones del capítulo F4 del código ANSI/AISC 360-10, existen otros 2 estados límite, los cuales se consideran no aplicables debido a que la losa de hormigón rigidiza al patín sometido a tracción en todo lo largo.

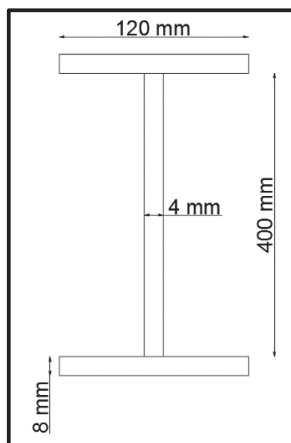
3.4 DISEÑO VIGA TIPO 2: I400X4X120X8

3.4.1 GEOMETRÍA VIGA TIPO 2: I400X4X120X8

CUADRO 3.11 DIMENSIONES VIGA TIPO 2: I400x4x120x8

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Ancho del Patín	bf	120.00	[mm]
Espesor del Patín	tf	8.00	[mm]
Altura del Alma	hw	400.00	[mm]
Espesor del Alma	tw	4.00	[mm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 3.4 SECCIÓN VIGA TIPO 2: I400x4x120x8

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

CUADRO 3.12 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS VIGA TIPO 2: I400x4x120x8

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Área de la Sección de Acero	Aa	35.20	[cm ²]
Inercia alrededor del eje X-X	Ix	10124.63	[cm ⁴]
Inercia alrededor del eje Y-Y	Iy	230.61	[cm ⁴]
Módulo Elástico alrededor del eje X-X	Sx	486.76	[cm ³]
Módulo Plástico alrededor del eje X-X	Zx	551.68	[cm ³]
Distancia entre centroides de patines	h ₀	40.80	[cm]
Distancia del centro de gravedad a la fibra extrema	Ycg	20.80	[cm]
Momento Polar de Inercia	J	4.95	[cm ⁴]
Coefficiente de Alabeo	Cw	95972.04	[cm ⁶]
Coefficiente para elementos esbeltos no atiesados	kc	0.40	[-]
Radio de dos veces el alma en compresión	aw	1.67	[-]
Coefficiente para longitud Límite de Pandeo Lateral	c	1.00	[-]
Factor de Modificación para Diagrama de Momentos	Cb	1.00	[-]
Radio de Giro a Flexión	r _{ts}	3.11	[cm]
Radio de giro alrededor del eje X-X	r _x	16.96	[cm]
Radio de giro alrededor del eje Y-Y	r _y	2.56	[cm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.4.2 CÁLCULO DEL LÍMITE DE ESBELTEZ DEL ALMA

CUADRO 3.13 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DEL ALMA

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	λ_w	100.00	[-]
Altura del alma	h_w	40.00	[cm]
Espesor del alma	t_w	0.40	[cm]
Módulo de elasticidad del acero	E	2043000.0	[kg/cm ²]
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	F_y	3520.00	[kg/cm ²]
Esbeltez límite para alma compacta	λ_{pw}	90.58	[-]
Esbeltez límite para alma no compacta	λ_{rw}	137.32	[-]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.4.3 CÁLCULO DEL LÍMITE DE ESBELTEZ DE LOS PATINES

CUADRO 3.14 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DE LOS PATINES

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	λ_f	7.50	[-]
Ancho de los patines	b_f	12.00	[cm]
Espesor de los patines	t_f	0.80	[cm]
Módulo de elasticidad del acero	E	2043000.00	[kg/cm ²]
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	F_y	3520.00	[kg/cm ²]
Coefficiente para elementos esbeltos no atiesados	k_c	0.40	[-]
Esbeltez límite para patín compacto	λ_{pf}	9.15	[-]
Esbeltez límite para patín no compacto	λ_{rf}	14.47	[-]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.4.4 CAPACIDAD A FLEXIÓN VIGA METÁLICA TIPO 2: I400X4X120X8

CUADRO 3.15 CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL VIGA TIPO 2: I400x4x120x8

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Factor de plastificación del alma	Rpc	1.11	[-]
Momento referido al patín en compresión	Myc	17.13	[Tm]
Módulo elástico de la sección referido al patín en compresión	Sxc	486.76	[cm ³]
Esfuerzo reducido	FL	2464.00	[kg/cm ²]
Radio de giro efectivo para pandeo lateral-torsional	rt	3.08	[cm]
Radio de dos veces el alma en compresión	aw	1.67	[-]
Inercia alrededor del eje Y-Y referido al patín en compresión	Iyc	230.61	[cm ⁴]
Momento plástico	Mps	19.42	[Tm]
Capacidad nominal a flexión	Mn	7.70	[Tm]
Longitud de arriostramiento	Lb	370.00	[cm]
Distancia sin arriostrar para el estado límite de fluencia	Lp	81.65	[cm]
Distancia sin arriostrar estado límite de pandeo lateral-torsional inelástico	Lr	290.26	[cm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Si consideramos un valor de $L_b = 370$ cm, podemos afirmar que $L_b > L_r$, entonces se aplica la fórmula correspondiente al caso c).

$$M_n = \frac{S_{xc} * C_b * \pi^2 * E_a}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J}{S_{xc} * h_0} * \left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \leq R_{pc} * M_{yc} \quad (3.28)$$

$$M_n = \frac{486.76 * 1 * \pi^2 * 2043000}{\left(\frac{370}{3.08}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{4.95}{486.76 * 40.8} * \left(\frac{370}{3.08}\right)^2} \leq 1.11 * 17.13$$

$$M_n = 7.70 \text{ Tm} \leq 18.96 \text{ Tm}$$

3.5 DISEÑO VIGA TIPO 3: I400X3X100X6

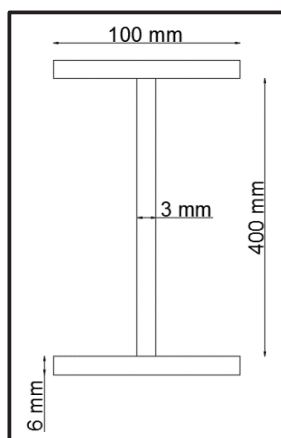
3.5.1 GEOMETRÍA VIGA TIPO 3: I400X3X100X6

CUADRO 3.16 DIMENSIONES VIGA TIPO 3: I400x3x100x6

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Ancho del Patín	bf	100.00	[mm]
Espesor del Patín	tf	6.00	[mm]
Altura del Alma	hw	400.00	[mm]
Espesor del Alma	tw	3.00	[mm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 3.5 SECCIÓN VIGA TIPO 3: I400x3x100x6



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

CUADRO 3.17 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS VIGA TIPO 3: I400x3x100x6

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Área de la Sección de Acero	Aa	24.00	[cm ²]
Inercia alrededor del eje X-X	Ix	6545.44	[cm ⁴]
Inercia alrededor del eje Y-Y	Iy	100.09	[cm ⁴]
Módulo Elástico alrededor del eje X-X	Sx	317.74	[cm ³]
Módulo Plástico alrededor del eje X-X	Zx	363.60	[cm ³]
Distancia entre centroides de patines	h ₀	40.60	[cm]
Distancia del centro de gravedad a la fibra extrema	Ycg	20.60	[cm]
Momento Polar de Inercia	J	1.80	[cm ⁴]
Coefficiente de Alabeo	Cw	41246.09	[cm ⁶]

CUADRO 3.17 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Coefficiente para elementos esbeltos no atiesados	kc	0.35	[-]
Radio de dos veces el alma en compresión	aw	2.00	[-]
Coefficiente para longitud Límite de Pandeo Lateral	c	1.00	[-]
Factor de Modificación para Diagrama de Momentos	Cb	1.00	[-]
Radio de Giro a Flexión	rts	2.53	[cm]
Radio de giro alrededor del eje X-X	rx	16.51	[cm]
Radio de giro alrededor del eje Y-Y	ry	2.04	[cm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.5.2 CÁLCULO DEL LÍMITE DE ESBELTEZ DEL ALMA**CUADRO 3.18 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DEL ALMA**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	λ_w	133.33	[-]
Altura del alma	hw	40.00	[cm]
Espesor del alma	tw	0.30	[cm]
Módulo de elasticidad del acero	E	2043000.00	[kg/cm ²]
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	3520.00	[kg/cm ²]
Esbeltez límite para alma compacta	λ_{pw}	90.58	[-]
Esbeltez límite para alma no compacta	λ_{rw}	137.32	[-]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.5.3 CÁLCULO DEL LÍMITE DE ESBELTEZ DE LOS PATINES**CUADRO 3.19 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DE LOS PATINES**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	λ_f	8.33	[-]
Ancho de los patines	bf	10.00	[cm]
Espesor de los patines	tf	0.60	[cm]
Módulo de elasticidad del acero	E	2043000.0	[kg/cm ²]
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	3520.00	[kg/cm ²]

CUADRO 3.19 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Coefficiente para elementos esbeltos no atiesados	kc	0.35	[-]
Esbeltez límite para patín compacto	λ_{pf}	9.15	[-]
Esbeltez límite para patín no compacto	λ_{rf}	13.47	[-]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.5.4 CAPACIDAD A FLEXIÓN VIGA METÁLICA TIPO 3: I400X3X100X6**CUADRO 3.20 CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL VIGA TIPO 3: I400x3x100x6**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Factor de plastificación del alma	Rpc	1.01	[-]
Momento referido al patín en compresión	Myc	11.18	[Tm]
Módulo elástico de la sección referido al patín en compresión	Sxc	317.74	[cm ³]
Esfuerzo reducido	FL	2464.00	[kg/cm ²]
Radio de giro efectivo para pandeo lateral-torsional	rt	2.51	[cm]
Radio de dos veces el alma en compresión	aw	2.00	[-]
Inercia alrededor del eje Y-Y referido al patín en compresión	Iyc	100.09	[cm ⁴]
Momento plástico	Mps	12.80	[Tm]
Capacidad nominal a flexión	Mn	4.82	[Tm]
Longitud de arriostramiento	Lb	300.00	[cm]
Distancia sin arriostrar para el estado límite de fluencia	Lp	66.49	[cm]
Distancia sin arriostrar estado límite de pandeo lateral-torsional inelástico	Lr	232.28	[cm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Si consideramos un valor de $L_b = 300$ cm, podemos afirmar que $L_b > L_r$, entonces se aplica la fórmula correspondiente al caso c).

$$M_n = \frac{S_{xc} * C_b * \pi^2 * E_a}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J}{S_{xc} * h_0} * \left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \leq R_{pc} * M_{yc} \quad (3.28)$$

$$M_n = \frac{317.74 * 1 * \pi^2 * 2043000}{\left(\frac{300}{2.51}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{1.8}{317.74 * 40.6} * \left(\frac{300}{2.51}\right)^2} \leq 1.01 * 11.18$$

$$M_n = 4.82 \text{ Tm} \leq 11.32 \text{ Tm}$$

3.6 DISEÑO VIGA TIPO 4: I450X4X120X8

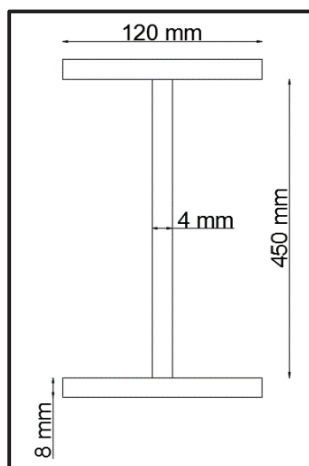
3.6.1 GEOMETRÍA VIGA TIPO 4: I450X4X120X8

CUADRO 3.21 DIMENSIONES VIGA TIPO 4: I450x4x120x8

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Ancho del Patín	bf	120.00	[mm]
Espesor del Patín	tf	8.00	[mm]
Altura del Alma	hw	450.00	[mm]
Espesor del Alma	tw	4.00	[mm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 3.6 SECCIÓN VIGA TIPO 4: I450x4x120x8



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

CUADRO 3.22 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS VIGA TIPO 4: I450x4x120x8

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Área de la Sección de Acero	Aa	37.20	[cm ²]
Inercia alrededor del eje X-X	Ix	13107.20	[cm ⁴]
Inercia alrededor del eje Y-Y	Iy	230.64	[cm ⁴]
Módulo Elástico alrededor del eje X-X	Sx	562.54	[cm ³]

CUADRO 3.22 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Módulo Plástico alrededor del eje X-X	Zx	642.18	[cm ³]
Distancia entre centroides de patines	h ₀	45.80	[cm]
Distancia del centro de gravedad a la fibra extrema	Y _{cg}	23.30	[cm]
Momento Polar de Inercia	J	5.06	[cm ⁴]
Coefficiente de Alabeo	C _w	120949.92	[cm ⁶]
Coefficiente para elementos esbeltos no atiesados	k _c	0.38	[-]
Radio de dos veces el alma en compresión	a _w	1.88	[-]
Coefficiente para longitud Límite de Pandeo Lateral	c	1.00	[-]
Factor de Modificación para Diagrama de Momentos	C _b	1.00	[-]
Radio de Giro a Flexión	r _{ts}	3.06	[cm]
Radio de giro alrededor del eje X-X	r _x	18.77	[cm]
Radio de giro alrededor del eje Y-Y	r _y	2.49	[cm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.6.2 CÁLCULO DEL LÍMITE DE ESBELTEZ DEL ALMA**CUADRO 3.23 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DEL ALMA**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	λ_w	112.50	[-]
Altura del alma	h _w	45.00	[cm]
Espesor del alma	t _w	0.40	[cm]
Módulo de elasticidad del acero	E	2043000.00	[kg/cm ²]
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	F _y	3520.00	[kg/cm ²]
Esbeltez límite para alma compacta	λ_{pw}	90.58	[-]
Esbeltez límite para alma no compacta	λ_{rw}	137.32	[-]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.6.3 CÁLCULO DEL LÍMITE DE ESBELTEZ DE LOS PATINES

CUADRO 3.24 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DE LOS PATINES

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	λf	7.50	[-]
Ancho de los patines	bf	12.00	[cm]
Espesor de los patines	tf	0.80	[cm]
Módulo de elasticidad del acero	E	2043000	[kg/cm ²]
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	3520.00	[kg/cm ²]
Coefficiente para elementos esbeltos no atiesados	kc	0.38	[-]
Esbeltez límite para patín compacto	λ_{pf}	9.15	[-]
Esbeltez límite para patín no compacto	λ_{rf}	14.05	[-]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.6.4 CAPACIDAD A FLEXIÓN VIGA METÁLICA TIPO 4: I450X4X120X8

CUADRO 3.25 CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL VIGA TIPO 4: I450x4x120x8

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Factor de plastificación del alma	Rpc	1.08	[-]
Momento referido al patín en compresión	Myc	19.80	[Tm]
Módulo elástico de la sección referido al patín en compresión	Sxc	562.54	[cm ³]
Esfuerzo reducido	FL	2464.00	[kg/cm ²]
Radio de giro efectivo para pandeo lateral-torsional	rt	3.04	[cm]
Radio de dos veces el alma en compresión	aw	1.88	[-]
Inercia alrededor del eje Y-Y referido al patín en compresión	Iyc	230.64	[cm ⁴]
Momento plástico	Mps	22.60	[Tm]
Capacidad nominal a flexión	Mn	12.46	[Tm]
Longitud de arriostramiento	Lb	300.00	[cm]
Distancia sin arriostrar para el estado límite de fluencia	Lp	80.49	[cm]
Distancia sin arriostrar estado límite de pandeo lateral-torsional inelástico	Lr	283.73	[cm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Si consideramos un valor de $L_b = 300$ cm, podemos afirmar que $L_b > L_r$, entonces se aplica la fórmula correspondiente al caso c).

$$M_n = \frac{S_{xc} * C_b * \pi^2 * E a}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J}{S_{xc} * h_0} * \left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \leq R_{pc} * M_y \quad (3.28)$$

$$M_n = \frac{562.54 * 1 * \pi^2 * 2043000}{\left(\frac{300}{3.04}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{5.06}{562.54 * 45.80} * \left(\frac{300}{3.04}\right)^2} \leq 1.08 * 19.8$$

$$M_n = 12.46 \text{ Tm} \leq 21.29 \text{ Tm}$$

3.7 DISEÑO DE ATIESADORES

De acuerdo a la sección G2.2 del Código ANSI/AISC 360-10, no se requiere atiesadores transversales cuando $h/t_w \leq 2.46\sqrt{E/F_y}$. En todos los casos a analizarse, la relación de esbeltez es mayor que el valor anterior, por lo tanto, las vigas requieren atiesadores.

Los atiesadores son usados para desarrollar la resistencia de corte disponible del alma, y deben tener un momento de inercia respecto a un eje que pasa por el centro del alma para pares de atiesadores, o en torno de la cara en contacto con la placa del alma para atiesadores simples, que cumpla los siguientes requisitos.

$$I_{st} \geq b * t_w^3 * \left(\frac{2.5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2 \right) \geq 0.5 * a * t_w^3 \quad (3.82)$$

Donde:

a = distancia libre entre atiesadores transversales

b = la menor de las dimensiones entre a y h

Además, deberán cumplir las siguientes condiciones:

- La suma del ancho de cada atiesador más la mitad del grueso del alma del miembro sobre el que actúa la carga concentrada no será menor que un tercio del ancho del patín de conexión a través de la que se aplica la carga.

- El grueso de los atiesadores no será menor que la mitad del grueso del patín a través de la que se aplica la carga.²¹

Para todas las muestras, se colocan atiesadores en los extremos de las vigas en una longitud donde el cortante tiene influencia sobre su comportamiento, con una separación libre de 40 cm. Adicionalmente se decide colocar atiesadores de igual espesor que el alma, puesto que de esta forma cumple con las condiciones anteriores.

Por otro lado, la sección G3.3 del Código ANSI/AISC 360-10 establece que los atiesadores transversales necesarios para la formación del campo de tracciones deben cumplir la siguiente limitación:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{st} \leq 0.56 * \sqrt{\frac{E}{F_{yst}}} \quad (3.83)$$

Los atiesadores utilizados para las vigas a ensayarse no cumplen el requerimiento anterior, es por eso que se realiza el cálculo de la resistencia a corte de la sección en primera instancia sin tomar en cuenta la formación del campo de tracciones, y posteriormente se lo incluye con el fin de obtener 2 valores que sirvan de parámetro para comparar con los resultados experimentales.

3.7.1 MODELACIÓN POR ELEMENTOS FINITOS

Para ver el comportamiento de los atiesadores en las vigas metálicas, se ha realizado un análisis por medio de elementos finitos, utilizando el programa SAP 2000, tomando en consideración tres de las configuraciones propuestas en el proyecto de titulación.

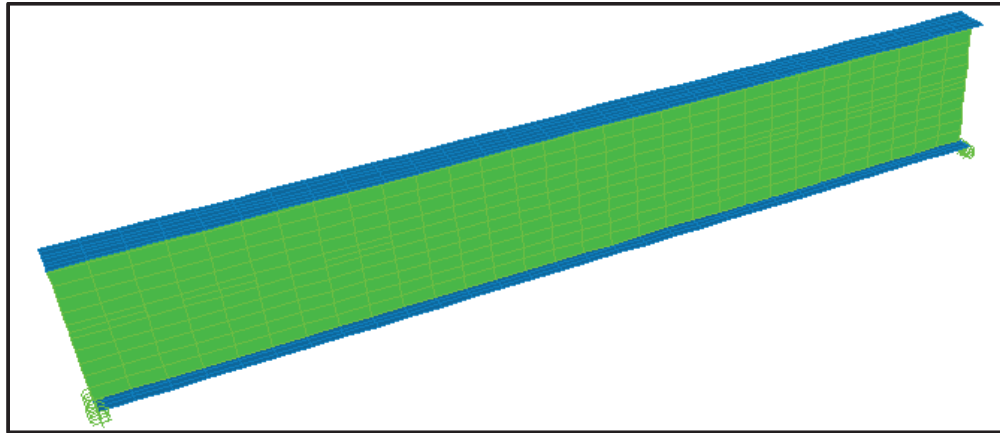
El programa permite visualizar la distribución de esfuerzos en el perfil metálico y de esta forma, constatar la influencia de los atiesadores en su comportamiento dependiendo de la configuración propuesta.

²¹ Gobierno del Distrito Federal de México (2004). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas. *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 1, 195-282.

Para poder comparar cada uno de los modelos, se toma en cuenta un tipo de viga metálica con iguales características, sometidas a una misma carga y con diferentes configuraciones de atiesadores, en la que se visualizan los esfuerzos por flexión y por cortante.

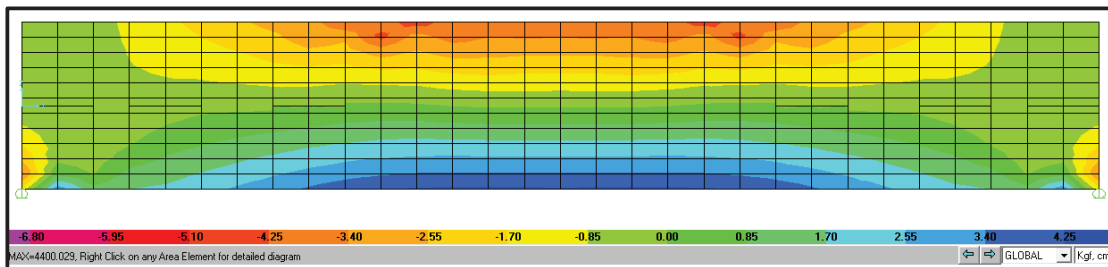
3.7.1.1 Modelo 1: Viga sin Atiesadores

IMAGEN 3.7 VIGA SIN ATIESADORES



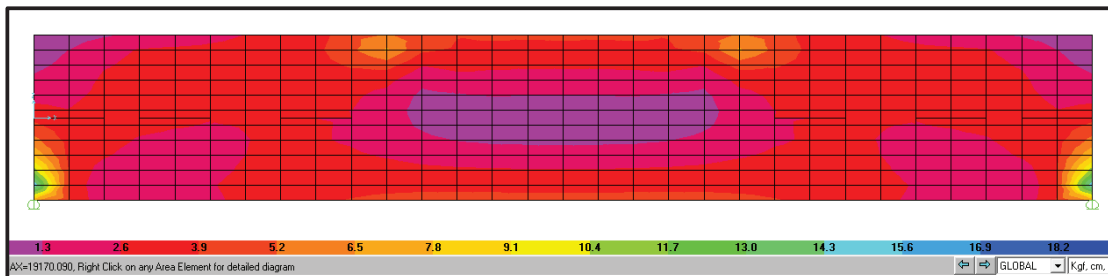
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 3.8 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR FLEXIÓN MODELO 1



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

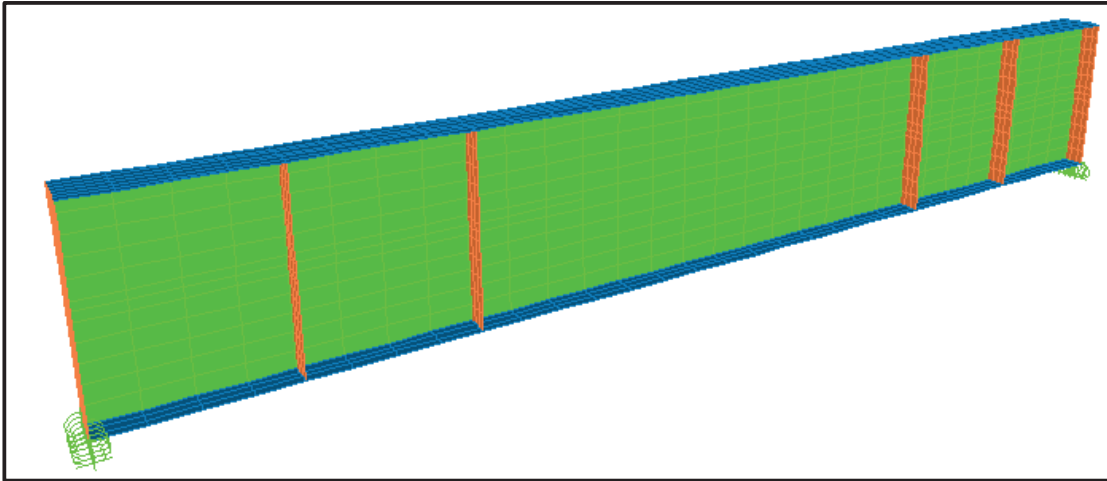
IMAGEN 3.9 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR CORTE MODELO 1



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

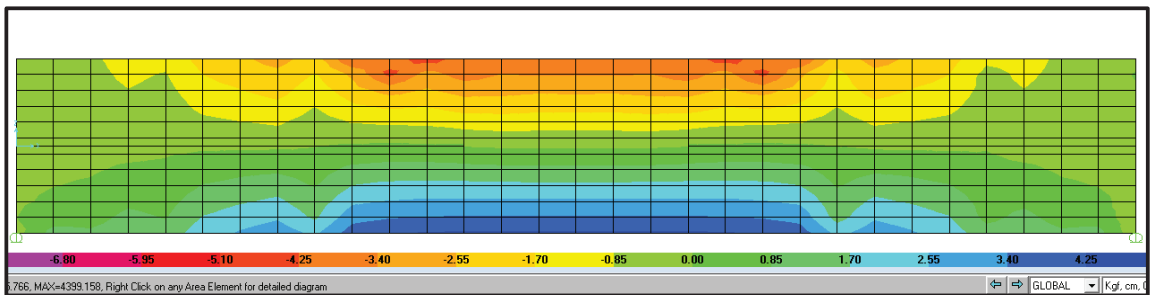
3.7.1.2 Modelo 2: Viga Con Atiesadores Verticales

IMAGEN 3.10 VIGA CON ATIESADORES VERTICALES Y HORIZONTALES



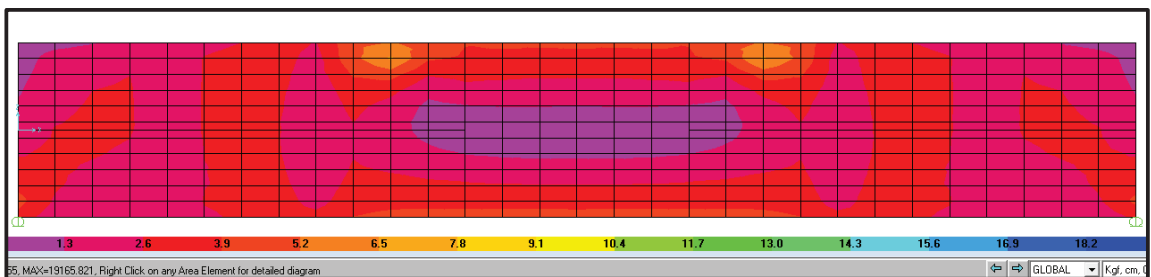
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 3.11 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR FLEXIÓN MODELO 2



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

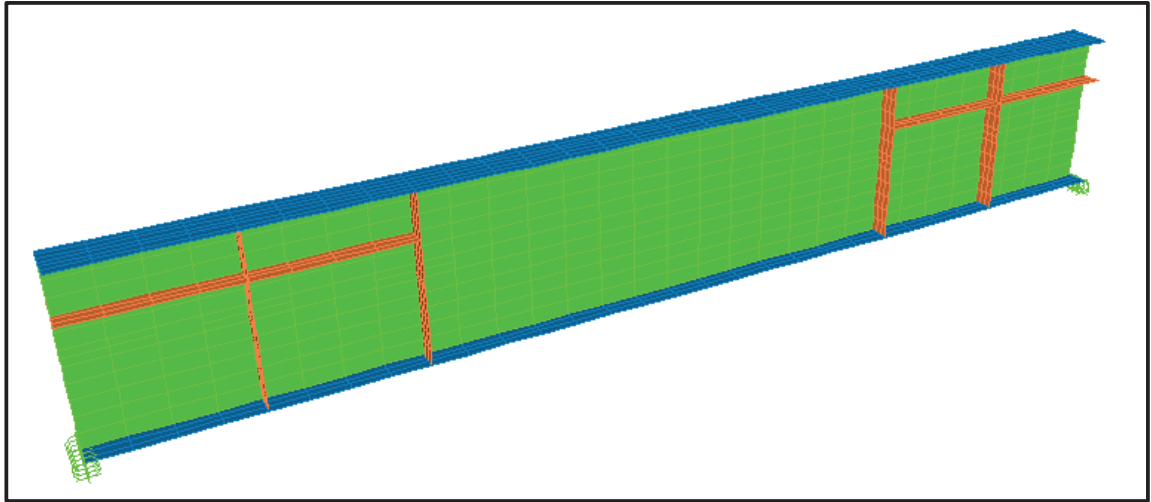
IMAGEN 3.12 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR CORTE MODELO 2



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

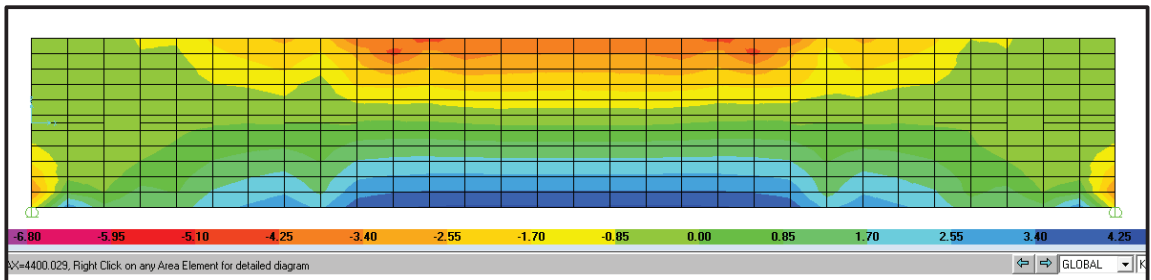
3.7.1.3 Modelo 3: Viga con Atiesadores Verticales y Horizontales

IMAGEN 3.13 VIGA CON ATIESADORES VERTICALES Y HORIZONTALES



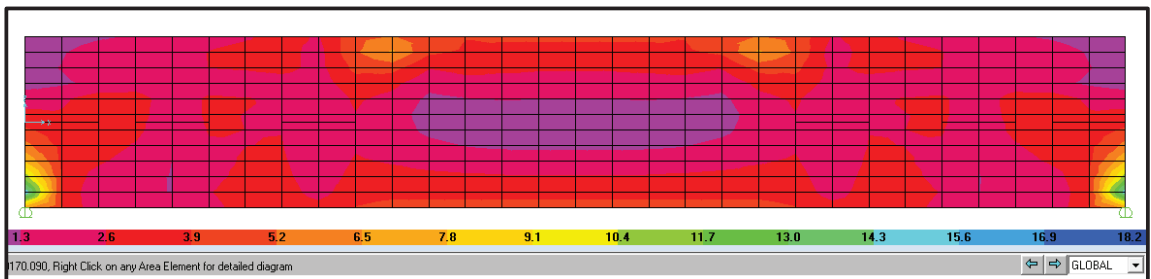
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 3.14 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR FLEXIÓN MODELO 3



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 3.15 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR CORTE MODELO 2



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Los modelos propuestos demuestran que la distribución de esfuerzos por flexión en todos los casos es muy similar, por otro lado, los esfuerzos por corte en el alma de

la viga con atiesadores son redistribuidos, de tal manera que, alrededor de los atiesadores existe una concentración de esfuerzos de menor valor en comparación con una viga sin atiesadores.

Este análisis confirma lo expresado en el Comentario EN-1993-1-5 de la Norma Europea, el mismo que menciona que la resistencia total en almas atiesadas se incrementa, pero disminuye el desarrollo del campo de tracciones. Además, el comportamiento post-pandeo es más pronunciado en almas no atiesadas que en almas atiesadas longitudinalmente.

3.8 ANÁLISIS A FLEXIÓN DE LA VIGA COMPUESTA

Como se ha mencionado al inicio del capítulo 3, las vigas compuestas se conforman por tres placas soldadas que forman un perfil tipo I, con alma no compacta y con patines compactos, y una losa de hormigón de 10 cm de altura.

Se establecen distintas configuraciones de atiesadores, con el fin de evaluar su aporte a la resistencia a flexión de la viga compuesta a momento negativo. Los atiesadores a colocarse en cada una de las muestras se especifican en el cuadro 3.26.

CUADRO 3.26 ESPECIFICACIONES DE VIGAS NO COMPACTAS

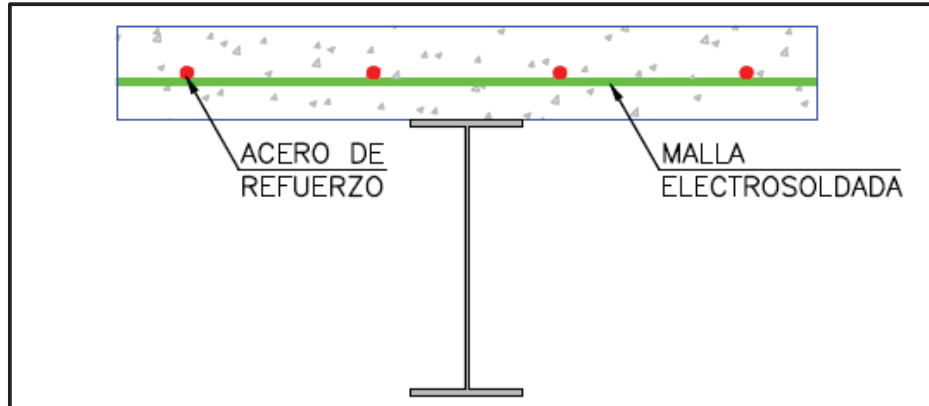
VIGA TIPO	SECCIÓN	LUZ LIBRE	ESPECIFICACIONES
1	I 400X3X100X6	3.70 m	<ul style="list-style-type: none"> • Losa de Hormigón de 10 cm de altura. • Acero de refuerzo 4 \varnothing 12 • Malla electrosoldada \varnothing 5 @ 15 • 6 atiesadores verticales y 6 horizontales por cada lado, de 3 mm de espesor y de 4.85 cm de ancho.

CUADRO 3.26 CONTINUACIÓN

VIGA TIPO	SECCIÓN	LUZ LIBRE	ESPECIFICACIONES
2	I 400X4X120X8	3.70 m	<ul style="list-style-type: none"> • Losa de Hormigón de 10 cm de altura. • Acero de refuerzo 4 \varnothing 12 • Malla electrosoldada \varnothing 5 @ 15 • 6 atiesadores verticales y 6 horizontales por cada lado, de 4 mm de espesor y de 5.80 cm de ancho.
3A	I 400X3X100X6	3.00 m	<ul style="list-style-type: none"> • Losa de Hormigón de 10 cm de altura. • Acero de refuerzo 4 \varnothing 12. • Malla electrosoldada \varnothing 5 @ 15. • 4 atiesadores verticales y 4 horizontales por cada lado, de 3 mm de espesor y de 4.85 cm de ancho.
3B	I 400X3X100X6	3.00 m	<ul style="list-style-type: none"> • Losa de Hormigón de 10 cm de altura. • Acero de refuerzo 4 \varnothing 12 • Malla electrosoldada \varnothing 5 @ 15 • Sin atiesadores.
4A	I 450X4X120X8	3.00 m	<ul style="list-style-type: none"> • Losa de Hormigón de 10 cm de altura. • Acero de refuerzo 4 \varnothing 12 • Malla electrosoldada \varnothing 5 @ 15 • 4 atiesadores verticales y 4 horizontales por cada lado, de 4 mm de espesor y de 5.80 cm de ancho.
4B	I 450X4X120X8	3.00 m	<ul style="list-style-type: none"> • Losa de Hormigón de 10 cm de altura. • Acero de refuerzo 4 \varnothing 12. • Malla electrosoldada \varnothing 5 @ 15. • 4 atiesadores verticales por cada lado, de 4 mm de espesor y de 5.80 cm de ancho.

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 3.16 VISTA ESQUEMÁTICA TRANSVERSAL VIGAS COMPUESTAS

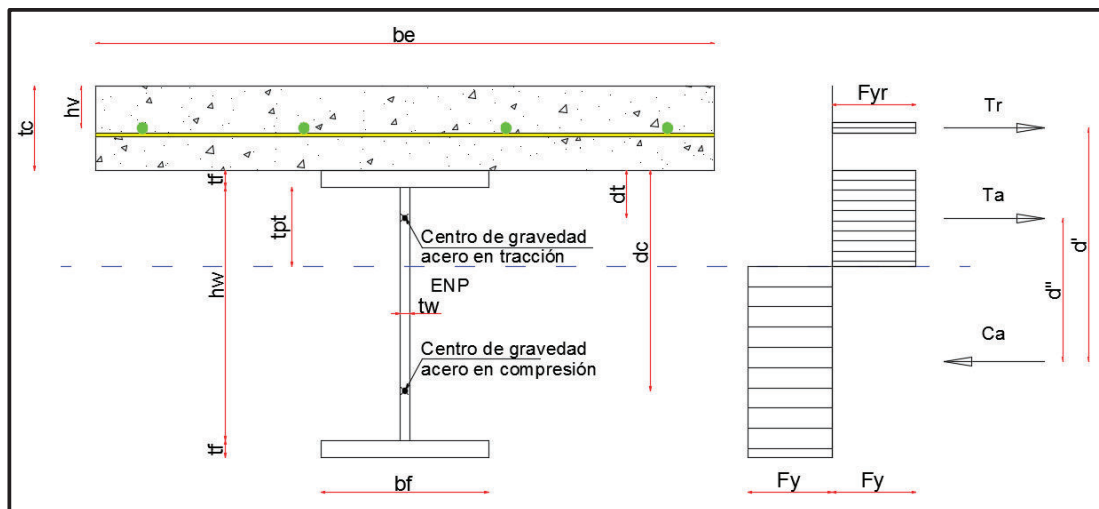


ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.8.1 ANÁLISIS PLÁSTICO

Este tipo de análisis en secciones compuestas no compactas se considera que no es aplicable, debido a la baja capacidad que tienen a corte la cual impide que lleguen a plastificar, pero como es objeto de este proyecto de titulación medir la máxima capacidad que pueden llegar a tener este tipo de secciones con atiesadores intermedios, se considera necesario analizar el comportamiento en el rango plástico.

IMAGEN 3.17 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS PARA EL RANGO PLÁSTICO EN LA SECCIÓN COMPUESTA



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

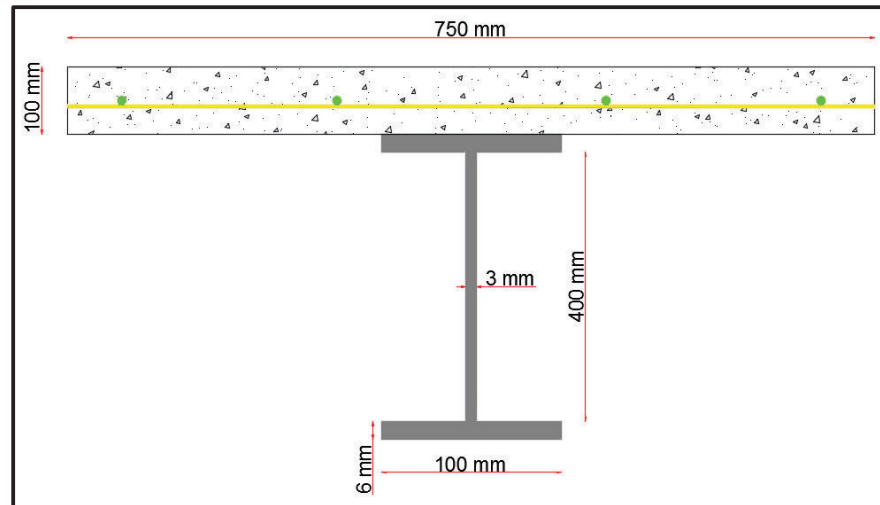
CUADRO 3.27 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Tensión producida en el acero de refuerzo	Tr	Ec. (3.29)	[T]
Tensión producida en la viga de acero	Ta	Ec. (3.30)	[T]
Fuerza de tensión total	T	Ec. (3.31)	[T]
Fuerza de compresión total	C	Ec. (3.32)	[T]
Distancia desde el borde inferior del patín sometido a tracción hacia el eje neutro plástico	tpt	Ec. (3.33)	[cm]
Distancia desde el centro de gravedad del área de acero en compresión al borde superior del patín a tracción de la viga	dc	Ec. (3.34)	[cm]
Distancia desde el centro de gravedad del área de acero en tracción al borde superior del patín a tracción de la viga	dt	Ec. (3.35)	[cm]
Brazo de palanca entre Ca y Tr	d'	Ec. (3.36)	[cm]
Brazo de palanca entre Ca y Ta	d''	Ec. (3.37)	[cm]
Área de la sección de acero	Aa	Propio de cada viga	[cm ²]
Área total del acero de refuerzo	Ar	Propio de cada viga	[cm ²]
Área del patín	Af	Propio de cada viga	[cm ²]
Espesor del alma	tw	Propio de cada viga	[cm]
Altura del alma	hw	Propio de cada viga	[cm]
Ancho del patín	bf	Propio de cada viga	[cm]
Espesor del patín	tf	Propio de cada viga	[cm]
Espesor losa de hormigón	tc	10.00	[cm]
Distancia desde el borde superior de la losa hasta el centro del acero de refuerzo	hv	5.00	[cm]
Momento plástico de la sección compuesta	Mp	Ec. (3.38)	[Tm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.8.1.1 Sección compuesta viga tipo 1: I400x3x100x6

IMAGEN 3.18 SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 1: I400x3x100x6



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

CUADRO 3.28 CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 1: I400x3x100x6

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Tensión producida en el acero de refuerzo	T_r	19.00	[T]
Tensión producida en la viga de acero	T_a	32.74	[T]
Fuerza de tensión total	T	40.12	[T]
Fuerza de compresión total	C	63.36	[T]
Distancia desde el borde inferior del patín sometido a tracción hacia el eje neutro plástico	t_{pt}	11.00	[cm]
Distancia desde el centro de gravedad del área de acero en compresión al borde superior del patín a tracción de la viga	d_c	32.14	[cm]
Distancia desde el centro de gravedad del área de acero en tracción al borde superior del patín a tracción de la viga	d_t	2.36	[cm]
Brazo de palanca entre C_a y T_r	d'	37.14	[cm]
Brazo de palanca entre C_a y T_a	d''	29.78	[cm]
Área de la Sección de Acero	A_a	24.00	[cm ²]
Área total del acero de refuerzo	A_r	4.52	[cm ²]

CUADRO 3.28 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Área del patín	Af	6.00	[cm ²]
Espesor del alma	tw	0.30	[cm]
Altura del alma	hw	40.00	[cm]
Ancho del patín	bf	10.00	[cm]
Espesor del patín	tf	0.60	[cm]
Espesor losa de hormigón	tc	10.00	[cm]
Distancia desde el borde superior de la losa hasta el centro del acero de refuerzo	hv	5.00	[cm]
Momento plástico de la sección compuesta	Mp	16.81	[Tm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Cálculo de la tensión producida en el acero de refuerzo:

$$Tr = Ar * Fyr \quad (3.29)$$

$$Tr = 4.52 * 4200 * 10^{-3}$$

$$Tr = 19.00 T$$

Cálculo de la tensión producida en la viga de acero:

$$Ta = \frac{(Aa * Fy) - Tr}{2} \quad (3.30)$$

$$Ta = \frac{(24.00 * 3520) * 10^{-3} - 19.00}{2}$$

$$Ta = 32.74 T$$

Suponiendo que el ENP coincide con el borde inferior del patín a tracción, se calculan las fuerzas totales de tensión y compresión:

$$T = Tr + Af * Fy \quad (3.31)$$

$$T = 19.00 + 6.00 * 3520 * 10^{-3}$$

$$T = 40.12 T$$

$$C = (Aa - Af) * Fy \quad (3.32)$$

$$C = (24.00 - 6.00) * 3520 * 10^{-3}$$

$$C = 63.36 T$$

Como $C > T$ el Eje Neutro Plástico se encuentra a una distancia bajo el patín superior.

Cálculo de la distancia desde el borde inferior del patín sometido a tracción hacia el eje neutro plástico:

$$tpt = \frac{Aa - 2 * Af - \frac{Tr}{Fy}}{2 * tw} \quad (3.33)$$

$$tpt = \frac{24.00 - 2 * 6.00 - \frac{19.00 * 1000}{3520}}{2 * 0.3}$$

$$tpt = 11.00 \text{ cm}$$

Cálculo de la distancia desde el centro de gravedad del área de acero en compresión al borde superior del patín a tracción de la viga:

$$dc = \frac{Af * \left(tf + hw + \frac{tf}{2} \right) + (hw - tpt) * tw * \left(\frac{hw - tpt}{2} + tpt + tf \right)}{Af + (hw - tpt) * tw} \quad (3.34)$$

$$dc = \frac{6.0 * \left(0.60 + 40.0 + \frac{0.60}{2} \right) + (40.0 - 11.0) * 0.30 * \left(\frac{40.0 - 11.0}{2} + 11.0 + 0.60 \right)}{6.00 + (40.0 - 11.0) * 0.30}$$

$$dc = 32.14 \text{ cm}$$

Cálculo de la distancia desde el centro de gravedad del área de acero en tracción al borde superior del patín a tracción de la viga:

$$dt = \frac{Af * \frac{tf}{2} + tpt * tw * \left(\frac{tpt}{2} + tf \right)}{Af + tpt * tw} \quad (3.35)$$

$$dt = \frac{6.00 * \frac{0.60}{2} + 11.00 * 0.30 * \left(\frac{11.00}{2} + 0.60 \right)}{6.00 + 11.00 * 0.30}$$

$$dt = 2.36 \text{ cm}$$

Calculo del brazo de palanca entre Ca y Tr:

$$d' = dc + tc - hv \quad (3.36)$$

$$d' = 32.14 + 10.00 - 5.00$$

$$d' = 37.14 \text{ cm}$$

Calculo del brazo de palanca entre Ca y Ta:

$$d'' = dc - dt \quad (3.37)$$

$$d'' = 32.14 - 2.36$$

$$d'' = 29.78 \text{ cm}$$

Cálculo del momento plástico de la sección compuesta:

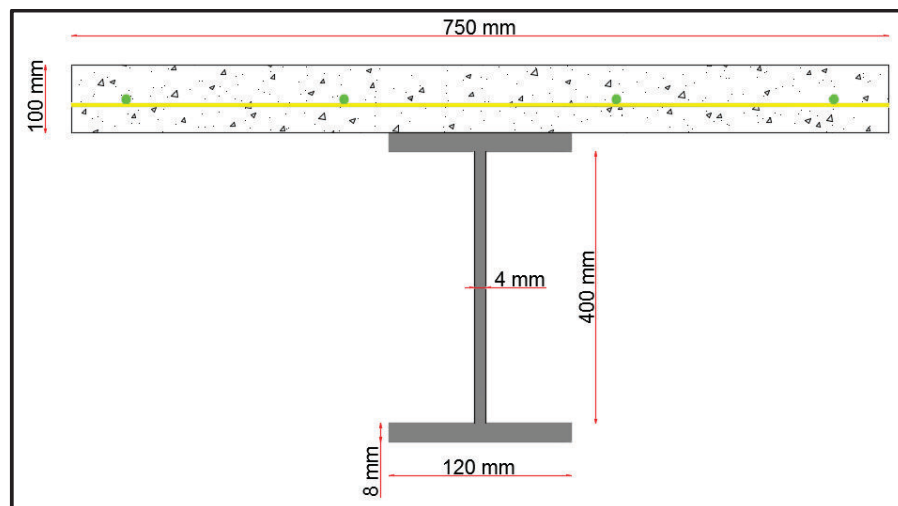
$$Mp = Tr * d' + Ta * d'' \quad (3.38)$$

$$Mp = (19.00 * 37.14 + 32.74 * 29.78) * 10^{-2}$$

$$Mp = 16.81 \text{ Tm}$$

3.8.1.2 Sección compuesta viga tipo 2: I400x4x120x8

IMAGEN 3.19 SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 2: I400x4x120x8



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

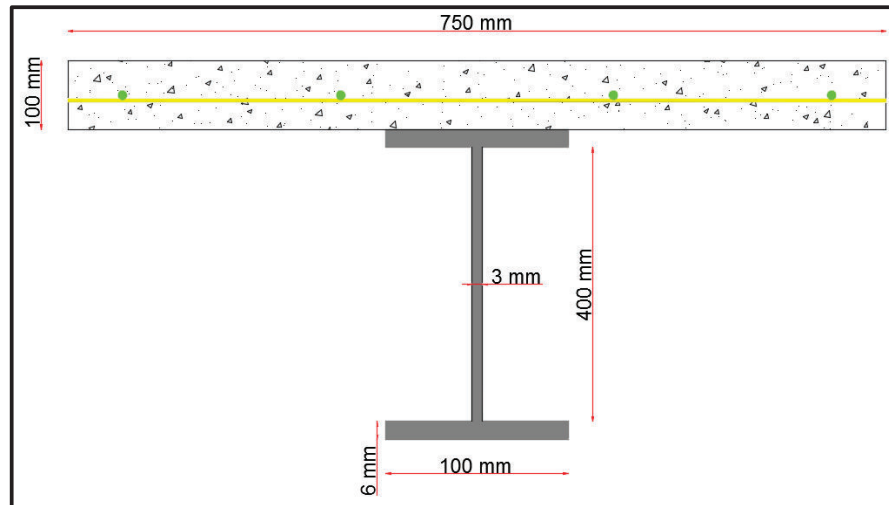
CUADRO 3.29 CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 2: I400x4x120x8

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Tensión producida en el acero de refuerzo	Tr	19.00	[T]
Tensión producida en la viga de acero	Ta	52.45	[T]
Fuerza de tensión total	T	52.79	[T]
Fuerza de compresión total	C	90.11	[T]
Distancia desde el borde inferior del patín sometido a tracción hacia el eje neutro plástico	tpt	13.25	[cm]
Distancia desde el centro de gravedad del área de acero en compresión al borde superior del patín a tracción de la viga	dc	33.94	[cm]
Distancia desde el centro de gravedad del área de acero en tracción al borde superior del patín a tracción de la viga	dt	2.90	[cm]
Brazo de palanca entre Ca y Tr	d'	38.94	[cm]
Brazo de palanca entre Ca y Ta	d''	31.04	[cm]
Área de la Sección de Acero	Aa	35.20	[cm ²]
Área total del acero de refuerzo	Ar	4.52	[cm ²]
Área del patín	Af	9.60	[cm ²]
Espesor del alma	tw	0.40	[cm]
Altura del alma	hw	40.00	[cm]
Ancho del patín	bf	12.00	[cm]
Espesor del patín	tf	0.80	[cm]
Espesor losa de hormigón	tc	10.00	[cm]
Distancia desde el borde superior de la losa hasta el centro del acero de refuerzo	hv	5.00	[cm]
Momento plástico de la sección compuesta	Mp	23.68	[Tm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.8.1.3 Sección compuesta viga tipo 3: I400x3x100x6

IMAGEN 3.20 SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 3: I400x3x100x6



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

CUADRO 3.30 CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 3: I400x3x100x6

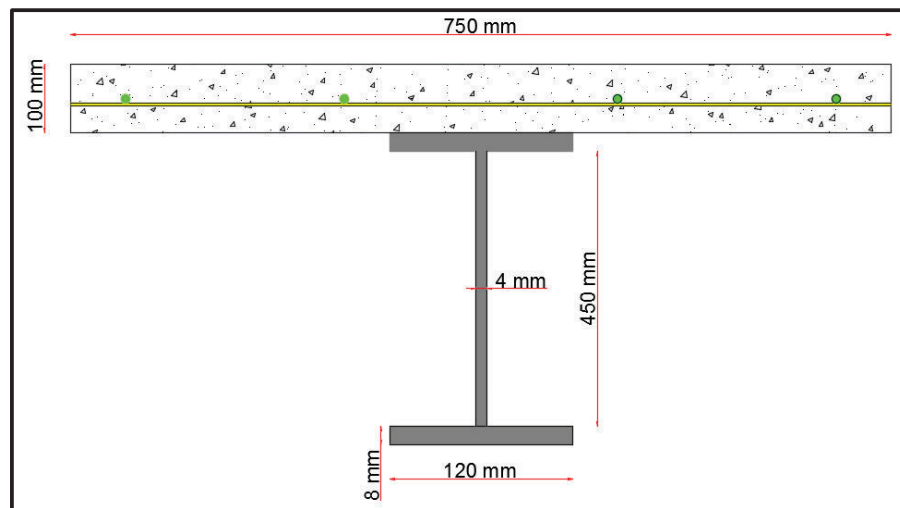
DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Tensión producida en el acero de refuerzo	Tr	19.00	[T]
Tensión producida en la viga de acero	Ta	32.74	[T]
Fuerza de tensión total	T	40.12	[T]
Fuerza de compresión total	C	63.36	[T]
Distancia desde el borde inferior del patín sometido a tracción hacia el eje neutro plástico	tpt	11.00	[cm]
Distancia desde el centro de gravedad del área de acero en compresión al borde superior del patín a tracción de la viga	dc	32.14	[cm]
Distancia desde el centro de gravedad del área de acero en tracción al borde superior del patín a tracción de la viga	dt	2.36	[cm]
Brazo de palanca entre Ca y Tr	d'	37.14	[cm]
Brazo de palanca entre Ca y Ta	d''	29.78	[cm]
Área de la Sección de Acero	Aa	24.00	[cm ²]
Área total del acero de refuerzo	Ar	4.52	[cm ²]
Área del patín	Af	6.00	[cm ²]

CUADRO 3.30 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Espesor del alma	tw	0.30	[cm]
Altura del alma	hw	40.00	[cm]
Ancho del patín	bf	10.00	[cm]
Espesor del patín	tf	0.60	[cm]
Espesor losa de hormigón	tc	10.00	[cm]
Distancia desde el borde superior de la losa hasta el centro del acero de refuerzo	hv	5.00	[cm]
Momento plástico de la sección compuesta	Mp	16.81	[Tm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.8.1.4 Sección compuesta viga tipo 4: I450x4x120x8

IMAGEN 3.21 SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 4: I450x4x120x8

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

CUADRO 3.31 CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 4: I450x4x120x8

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Tensión producida en el acero de refuerzo	Tr	19.00	[T]
Tensión producida en la viga de acero	Ta	55.97	[T]
Fuerza de tensión total	T	52.79	[T]

CUADRO 3.31 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Fuerza de compresión total	C	97.15	[T]
Distancia desde el borde inferior del patín sometido a tracción hacia el eje neutro plástico	tpt	15.75	[cm]
Distancia desde el centro de gravedad del área de acero en compresión al borde superior del patín a tracción de la viga	dc	37.95	[cm]
Distancia desde el centro de gravedad del área de acero en tracción al borde superior del patín a tracción de la viga	dt	3.68	[cm]
Brazo de palanca entre Ca y Tr	d'	42.95	[cm]
Brazo de palanca entre Ca y Ta	d''	34.27	[cm]
Área de la Sección de Acero	Aa	37.20	[cm ²]
Área total del acero de refuerzo	Ar	4.52	[cm ²]
Área del patín	Af	9.60	[cm ²]
Espesor del alma	tw	0.40	[cm]
Altura del alma	hw	45.00	[cm]
Ancho del patín	bf	12.00	[cm]
Espesor del patín	tf	0.80	[cm]
Espesor losa de hormigón	tc	10.00	[cm]
Distancia desde el borde superior de la losa hasta el centro del acero de refuerzo	hv	5.00	[cm]
Momento plástico de la sección compuesta	Mp	27.34	[Tm]

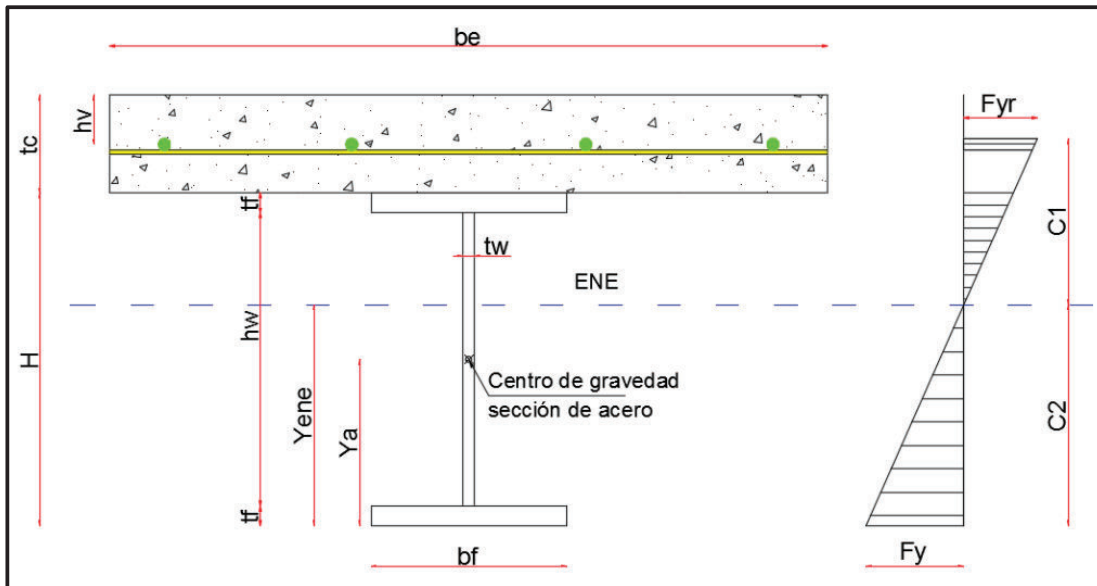
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.8.2 ANÁLISIS ELÁSTICO

Debido a la falta de información que se tiene acerca del comportamiento a flexión de una sección compuesta con vigas no compactas, el código ANSI/AISC 360-10 establece que el estado límite de este tipo de secciones conservadoramente es el momento elástico, por lo que se considera necesario realizar este análisis para corroborar los resultados experimentales con la norma.

En el análisis elástico a flexión a momento negativo de una sección compuesta, se desprecia la contribución a tracción de la losa de hormigón, pero si se considera el acero de refuerzo dispuesto en ella, para lo cual no es necesario transformar los materiales ya que poseen el mismo módulo de elasticidad.

IMAGEN 3.22 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS PARA EL RANGO ELÁSTICO EN LA SECCIÓN COMPUESTA



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

CUADRO 3.32 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ELÁSTICA DE LA VIGA COMPUESTA

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Altura de la viga de acero	H	Propio de cada viga	[cm]
Espesor de la losa	tc	Propio de cada viga	[cm]
Área total de acero de refuerzo	Ar	Propio de cada viga	[cm ²]
Área de la viga de acero	Aa	Propio de cada viga	[cm ²]
Distancia desde el borde superior de la losa al acero de refuerzo	hv	5.00	[cm]
Distancia desde el borde inferior del patín a compresión al centro de gravedad de la sección metálica	Ya	Ec. (3.39)	[cm]
Distancia desde el borde inferior del patín a compresión al eje neutro elástico	Yene	Ec. (3.40)	[cm]

CUADRO 3.32 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra extrema en tracción	C1	Ec. (3.41)	[cm]
Distancia desde el eje neutro a la fibra extrema en compresión	C2	Ec. (3.42)	[cm]
Momento de inercia X-X	I _x	Propio de cada viga	[cm ⁴]
Inercia de la sección compuesta	I _t	Ec. (3.43)	[cm ⁴]
Momento elástico de la sección compuesta	M _y	Ec. (3.44)	[Tm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.8.2.1 Sección compuesta viga tipo 1: I400x3x100x6**CUADRO 3.33 CÁLCULO CAPACIDAD ELÁSTICA VIGA TIPO 1: I400x3x100x6**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Altura de la viga de acero	H	41.20	[cm]
Espesor de la losa	t _c	10.00	[cm]
Área total de acero de refuerzo	A _r	4.52	[cm ²]
Área de la viga de acero	A _a	24.00	[cm ²]
Distancia desde el borde superior de la losa al acero de refuerzo	h _v	5.00	[cm]
Distancia desde el borde inferior del patín a compresión al centro de gravedad de la sección metálica	Y _a	20.60	[cm]
Distancia desde el borde inferior del patín a compresión al eje neutro elástico	Y _{ene}	24.66	[cm]
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra extrema en tracción	C1	21.54	[cm]
Distancia desde el eje neutro a la fibra extrema en compresión	C2	24.66	[cm]
Momento de Inercia X-X	I _x	6545.44	[cm ⁴]
Inercia de la sección compuesta	I _t	9040.00	[cm ⁴]
Momento elástico de la sección compuesta	M _y	12.90	[Tm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Cálculo de la distancia desde el borde inferior del patín a compresión al centro de gravedad de la sección metálica:

$$Y_a = \frac{H}{2} \quad (3.39)$$

$$Y_a = \frac{41.20}{2}$$

$$Y_a = 20.60 \text{ cm}$$

Cálculo de la distancia desde el borde inferior del patín a compresión al eje neutro elástico:

$$Y_{ene} = \frac{A_r * (H + t_c - h_v) + A_a * Y_a}{A_r + A_a} \quad (3.40)$$

$$Y_{ene} = \frac{4.52 * (41.20 + 10.00 - 5.00) + 24.00 * 20.60}{4.52 + 24.00}$$

$$Y_{ene} = 24.66 \text{ cm}$$

Cálculo de la distancia desde el eje neutro hacia la fibra extrema en tracción:

$$C_1 = H + t_c - h_v - Y_{ene} \quad (3.41)$$

$$C_1 = 41.20 + 10.00 - 5.00 - 24.66$$

$$C_1 = 21.54 \text{ cm}$$

Cálculo de la distancia desde el eje neutro a la fibra extrema en compresión:

$$C_2 = Y_{ene} \quad (3.42)$$

$$C_2 = 24.66 \text{ cm}$$

Cálculo de la Inercia de la sección compuesta:

$$I_t = A_r * (H + t_c - h_v - Y_{ene})^2 + I_x + A_a * (Y_{ene} - Y_a)^2 \quad (3.43)$$

$$I_t = 4.52 * (41.20 + 10.00 - 5.00 - 24.66)^2 + 6545.44 + 24.00 * (24.66 - 20.60)^2$$

$$I_t = 9040.00 \text{ cm}^4$$

Cálculo del momento elástico de la sección compuesta:

$$M_y = \frac{F_y * I_t}{C_2} \quad (3.44)$$

$$M_y = \frac{3520.00 * 9040.00}{24.66} * 10^{-5}$$

$$M_y = 12.90 \text{ Tm}$$

3.8.2.2 Sección compuesta viga tipo 2: I400x4x120x8

CUADRO 3.34 CÁLCULO CAPACIDAD ELÁSTICA VIGA TIPO 2: I400x4x120x8

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Altura de la viga de acero	H	41.60	[cm]
Espesor de la losa	tc	10.00	[cm]
Área total de acero de refuerzo	Ar	4.52	[cm ²]
Área de la viga de acero	Aa	35.20	[cm ²]
Distancia desde el borde superior de la losa al acero de refuerzo	hv	5.00	[cm]
Distancia desde el borde inferior del patín a compresión al centro de gravedad de la sección metálica	Ya	20.80	[cm]
Distancia desde el borde inferior del patín a compresión al eje neutro elástico	Yene	23.74	[cm]
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra extrema en tracción	C1	22.86	[cm]
Distancia desde el eje neutro a la fibra extrema en compresión	C2	23.74	[cm]
Momento de inercia X-X	Ix	10124.63	[cm ⁴]
Inercia de la sección compuesta	I _t	12792.98	[cm ⁴]
Momento elástico de la sección compuesta	M _y	18.97	[Tm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.8.2.3 Sección compuesta viga tipo 3: I400x3x100x6

CUADRO 3.35 CÁLCULO CAPACIDAD ELÁSTICA VIGA TIPO 3: I400x3x100x6

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Altura de la viga de acero	H	41.20	[cm]
Espesor de la losa	tc	10.00	[cm]
Área total de acero de refuerzo	Ar	4.52	[cm ²]
Área de la viga de acero	Aa	24.00	[cm ²]
Distancia desde el borde superior de la losa al acero de refuerzo	hv	5.00	[cm]
Distancia desde el borde inferior del patín a compresión al centro de gravedad de la sección metálica	Ya	20.60	[cm]
Distancia desde el borde inferior del patín a compresión al eje neutro elástico	Yene	24.66	[cm]
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra extrema en tracción	C1	21.54	[cm]
Distancia desde el eje neutro a la fibra extrema en compresión	C2	24.66	[cm]
Momento de inercia X-X	Ix	6545.44	[cm ⁴]
Inercia de la sección compuesta	It	9040.00	[cm ⁴]
Momento elástico de la sección compuesta	My	12.90	[Tm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.8.2.4 Sección compuesta viga tipo 4: I450x4x120x8

CUADRO 3.36 CÁLCULO CAPACIDAD ELÁSTICA VIGA TIPO 4: I450x4x120x8

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Altura de la viga de acero	H	46.60	[cm]
Espesor de la losa	tc	10.00	[cm]
Área total de acero de refuerzo	Ar	4.52	[cm ²]
Área de la viga de acero	Aa	37.20	[cm ²]
Distancia desde el borde superior de la losa al acero de refuerzo	hv	5.00	[cm]
Distancia desde el borde inferior del patín a compresión al centro de gravedad de la sección metálica	Ya	23.30	[cm]
Distancia desde el borde inferior del patín a compresión al eje neutro elástico	Yene	26.37	[cm]

CUADRO 3.36 CONTINUACIÓN

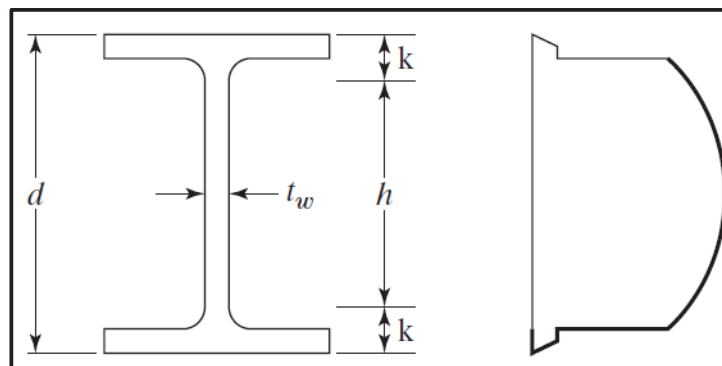
DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra extrema en tracción	C1	25.23	[cm]
Distancia desde el eje neutro a la fibra extrema en compresión	C2	26.37	[cm]
Momento de inercia X-X	I _x	13107.20	[cm ⁴]
Inercia de la sección compuesta	I _t	16337.50	[cm ⁴]
Momento elástico de la sección compuesta	M _y	21.81	[Tm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.9 CORTE EN VIGAS COMPUESTAS

Debido a que el presente proyecto de titulación se centra en vigas de sección I con alma no compacta, y conociendo que éstas son propensas a presentar fallas por esfuerzos cortantes, se realiza el análisis de este tipo de falla en la sección.

IMAGEN 3.23 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES EN UNA VIGA DE SECCIÓN I



FUENTE: Diseño de estructuras de acero. McCormac Jack. Csernak Stephen. 2013.

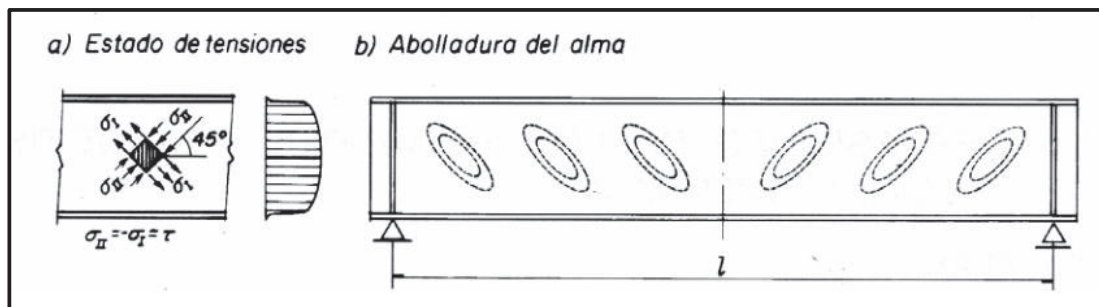
El diagrama de esfuerzos cortantes muestra que el esfuerzo en las secciones I la resiste principalmente el alma, lo cual se toma en cuenta para efectos de diseño.

3.9.1 ABOLLADURA DEL ALMA

La abolladura del alma es uno de los problemas de inestabilidad más frecuentes en secciones armadas y puede ser el resultado de distintos tipos de tensiones: tensiones tangenciales, tensiones normales de compresión, el efecto combinado de ambas, y fallos locales del alma bajo cargas concentradas.

En un estado ideal en el que solamente existieran fuerzas de cortante, el estado de tensiones que se crea es un estado de cortante puro, cuyos planos principales se sitúan a 45° y 135° respectivamente, recibiendo los primeros esfuerzos de tracción y los segundos de compresión. Los esfuerzos de compresión justifican que la placa pueda pandear según las ondas inclinadas, también a 45° .²²

IMAGEN 3.24 ABOLLADURA DEL ALMA DEBIDO A TENSIONES TANGENCIALES



FUENTE: Álvarez, R. A. (2005). Estructuras de acero: cálculo. Bellisco.

Fallas locales del alma debido a cargas concentradas:

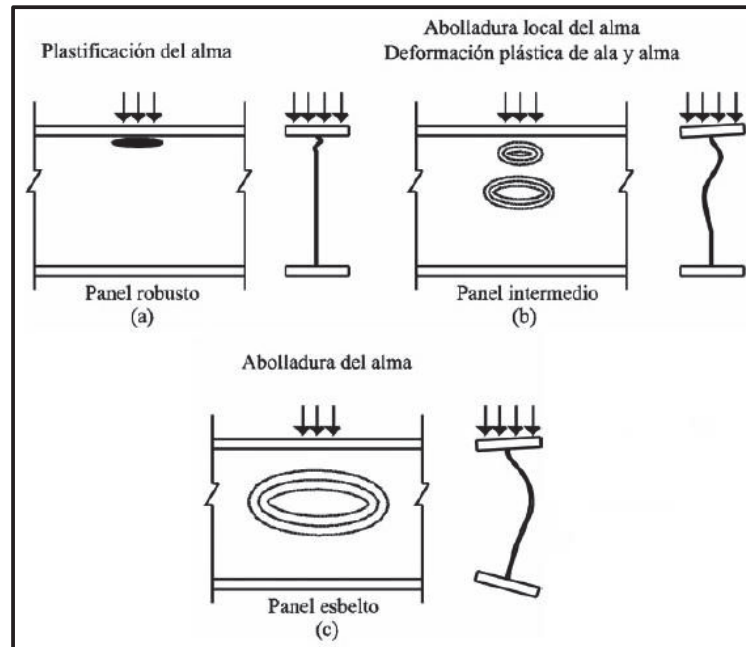
El efecto que una carga concentrada ocasiona sobre el alma de una viga armada varía en función de la esbeltez del panel del alma, presentándose los siguientes casos:

Si el panel es muy robusto (Imagen 3.24 a), el colapso de la viga llega por plastificación total del alma. Sin embargo, si el panel es muy esbelto (Imagen 3.24 c), podrían aparecer fenómenos de pandeo local previos a la plastificación. La mayoría de casos prácticos se encuentran en un rango intermedio (Imagen 3.24 b), en el cual se puede observar un pandeo local del alma conjuntamente con una deformación plástica en la misma.²³

²² Álvarez, R. A. (2005). *Estructuras de acero: cálculo*. Bellisco.

²³ Chacón, R., Mirambell, E., Real, E., (2009). Resistencia de vigas armadas de acero sometidas a cargas concentradas en secciones no rigidizadas, Boletín No.1, Caracas, Venezuela.

IMAGEN 3.25 FALLAS LOCALES DEL ALMA DEBIDO A CARGAS CONCENTRADAS



FUENTE: Chacón, R., Mirambell, E., Real, E., (2009). Resistencia de vigas armadas de acero sometidas a cargas concentradas en secciones no rigidizadas, Boletín No.1, Caracas, Venezuela.

3.9.2 ESFUERZO CRÍTICO

El esfuerzo al cual una placa sometida a fuerzas de compresión empieza a presentar pandeo, es conocido como esfuerzo crítico y se lo calcula mediante la siguiente expresión:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 * E * k}{12 * (1 - u^2) * \left(\frac{hw}{tw}\right)^2} \quad (3.49)$$

Donde:

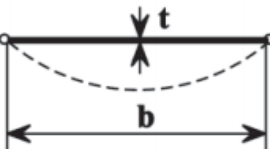
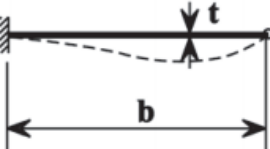
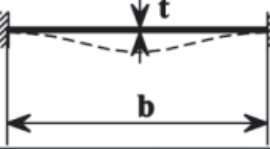
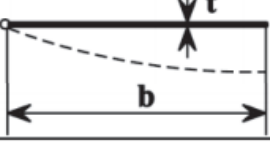
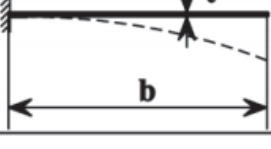
Coefficiente de Poisson (u) = 0.3

Módulo de Elasticidad del acero (E) = 2043000 kg/cm²

Coefficiente de pandeo de la placa (k) = 4

El valor de (k) se obtiene del siguiente cuadro:

IMAGEN 3.26 VALORES DEL COEFICIENTE K

Caso	Forma de soportación de viga	k
1	Placa biapoyada 	4,00
2	Placa empotrada-apoyada 	5,42
3	Placa biempotrada 	6,97
4	Placa apoyada-libre 	0,425
5	Placa empotrada-libre 	1,277

FUENTE: Álvarez, R. A. (2005). Estructuras de acero: cálculo. Bellisco

3.9.3 RESISTENCIA A CORTE SEGÚN EL CÓDIGO ANSI/AISC 360-10

De acuerdo al código ANSI/AISC 360-10, el literal G2.1 aplica para el cálculo de la resistencia nominal a corte, V_n , de almas atiesadas o no atiesadas de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte, el cual expresa que:

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v \quad (3.47)$$

El coeficiente de corte del alma, C_v , se determina por 3 casos:

i) Cuando $h_w/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v * E/F_y}$:

$$C_v = 1.0 \quad (3.84)$$

ii) Cuando $1.10\sqrt{k_v * E/F_y} \leq h_w/t_w \leq 1.37\sqrt{k_v * E/F_y}$:

$$C_v = \frac{1.10\sqrt{k_v * E/F_y}}{h_w/t_w} \quad (3.85)$$

iii) Cuando $h_w/t_w \geq 1.37\sqrt{k_v * E/F_y}$:

$$C_v = \frac{1.51 * E * k_v}{(h_w/t_w)^2 * F_y} \quad (3.46)$$

El coeficiente de pandeo por corte del alma, k_v , se determina como se indica a continuación:

ii) Para almas atiesadas:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h_w)^2} \quad (3.45)$$

$$k_v = 5 \text{ cuando } a/h_w > 3$$

De acuerdo a la sección G3.2 del código ANSI/AISC 360-10, la resistencia de corte considerando el campo de tracciones se calcula de la siguiente manera:

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * \left(C_v + \frac{1 - C_v}{1.15\sqrt{1 + (a/h_w)^2}} \right) \quad (3.48)$$

CUADRO 3.37 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A CORTE

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Espaciamiento entre atiesadores	a	40.00	[cm]
Altura del alma	h_w	Propio de cada viga	[cm]
Espesor del alma	t_w	Propio de cada viga	[cm]
Relación espaciamento / altura del alma	a/h_w	Propio de cada viga	[-]
Coeficiente de pandeo por corte del alma	k_v	Ec. (3.45)	[-]
Coeficiente de corte del alma	C_v	Ec. (3.46)	[-]
Resistencia a corte	V_n	Ec. (3.47)	[T]
Resistencia a corte considerando el campo de tracciones	V_n	Ec. (3.48)	[T]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.9.3.1 Corte viga tipo 1: I400x3x100x6

CUADRO 3.38 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 1: I400x3x100x6

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Espaciamiento entre atiesadores	a	40.00	[cm]
Altura del alma	hw	40.00	[cm]
Espesor del alma	tw	0.30	[cm]
Relación espaciamento / altura del alma	a/hw	1.00	[-]
Coefficiente de pandeo por corte del alma	kv	10.00	[-]
Coefficiente de corte del alma	Cv	0.49	[-]
Resistencia a corte	Vn	12.49	[T]
Resistencia a corte considerando el campo de tracciones	Vn	20.40	[T]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Cálculo del coeficiente de pandeo por corte del alma:

$$kv = 5 + \frac{5}{(a/hw)^2} \quad (3.45)$$

$$kv = 5 + \frac{5}{(40/40)^2}$$

$$kv = 10$$

Cálculo del coeficiente de corte del alma:

Como:

$$hw/tw \geq 1.37\sqrt{kv * E/Fy}$$

$$40/0.3 \geq 1.37\sqrt{10 * 2043000/3520}$$

$$133.33 \geq 104.37$$

Entonces:

$$Cv = \frac{1.51 * E * kv}{(hw/tw)^2 * Fy} \quad (3.46)$$

$$Cv = \frac{1.51 * 2043000 * 10}{(40/0.3)^2 * 3520}$$

$$Cv = 0.49$$

Cálculo de la resistencia a corte:

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v \quad (3.47)$$

$$V_n = 0.6 * 3520 * 40 * 0.3 * 0.49$$

$$V_n = 12.49 T$$

Si se considera además el campo de tracciones:

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * \left(C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/hw)^2}} \right) \quad (3.48)$$

$$V_n = 0.6 * 3520 * 40 * 0.3 * \left(0.49 + \frac{1 - 0.49}{1.15 \sqrt{1 + (40/40)^2}} \right)$$

$$V_n = 20.40 T$$

Cálculo del esfuerzo crítico:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 * E * k}{12 * (1 - u^2) * \left(\frac{hw}{tw} \right)^2} \quad (3.49)$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 * 2043000 * 4}{12 * (1 - 0.3^2) * \left(\frac{40}{0.3} \right)^2}$$

$$F_{cr} = 415.46 \text{ kg/cm}^2$$

Como el esfuerzo crítico del alma es menor que $F_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$, se prevé que el pandeo inicie en el intervalo elástico.

3.9.3.2 Corte viga tipo 2: I400x4x120x8

CUADRO 3.39 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 2: I400x4x120x8

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Espaciamiento entre atiesadores	a	40.00	[cm]
Altura del alma	hw	40.00	[cm]
Espesor del alma	tw	0.40	[cm]
Relación espaciamento / altura del alma	a/hw	1.00	[-]
Coficiente de pandeo por corte del alma	kv	10.00	[-]
Coficiente de corte del alma	Cv	0.84	[-]

CUADRO 3.39 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Resistencia a corte	Vn	28.32	[T]
Resistencia a corte considerando el campo de tracciones	Vn	31.68	[T]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Cálculo del esfuerzo crítico:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 * E * k}{12 * (1 - u^2) * \left(\frac{hw}{tw}\right)^2} \quad (3.49)$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 * 2043000 * 4}{12 * (1 - 0.3^2) * \left(\frac{40}{0.4}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 738.59 \text{ kg/cm}^2$$

Como el esfuerzo crítico del alma es menor que $F_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$, se prevé que el pandeo inicie en el intervalo elástico.

3.9.3.3 Corte viga tipo 3A: I400x3x100x6**CUADRO 3.40 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 3A: I400x3x100x6**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Espaciamiento entre atiesadores	a	40.00	[cm]
Altura del alma	hw	40.00	[cm]
Espesor del alma	tw	0.30	[cm]
Relación espaciamento / altura del alma	a/hw	1.00	[-]
Coefficiente de pandeo por corte del alma	kv	10.00	[-]
Coefficiente de corte del alma	Cv	0.49	[-]
Resistencia a corte	Vn	12.49	[T]
Resistencia a corte considerando el campo de tracciones	Vn	20.40	[T]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Cálculo del esfuerzo crítico:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 * E * k}{12 * (1 - u^2) * \left(\frac{hw}{tw}\right)^2} \quad (3.49)$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 * 2043000 * 4}{12 * (1 - 0.3^2) * \left(\frac{40}{0.3}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 415.46 \text{ kg/cm}^2$$

Como el esfuerzo crítico del alma es menor que $F_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$, se prevé que el pandeo inicie en el intervalo elástico.

3.9.3.4 Corte viga tipo 3B: I400x3x100x6

CUADRO 3.41 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 3B: I400x3x100x6

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Espaciamiento entre atiesadores	a	300.00	[cm]
Altura del alma	hw	40.00	[cm]
Espesor del alma	tw	0.30	[cm]
Relación espaciamento / altura del alma	a/hw	7.50	[-]
Coficiente de pandeo por corte del alma	kv	5.09	[-]
Coficiente de corte del alma	Cv	0.25	[-]
Resistencia a corte	Vn	6.36	[T]
Resistencia a corte considerando el campo de tracciones	Vn	8.54	[T]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Para esta viga, al no existir atiesadores, se considera la distancia libre entre apoyos para el valor de a.

3.9.3.5 Corte viga tipo 4: I450x4x120x8

CUADRO 3.42 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 4: I450x4x120x8

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Espaciamiento entre atiesadores	a	40.00	[cm]
Altura del alma	hw	45.00	[cm]
Espesor del alma	tw	0.40	[cm]
Relación espaciamento / altura del alma	a/hw	0.89	[-]
Coficiente de pandeo por corte del alma	kv	11.33	[-]
Coficiente de corte del alma	Cv	0.78	[-]
Resistencia a corte	Vn	29.82	[T]
Resistencia a corte considerando el campo de tracciones	Vn	35.15	[T]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Cálculo del esfuerzo crítico:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 * E * k}{12 * (1 - u^2) * \left(\frac{hw}{tw}\right)^2} \quad (3.49)$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 * 2043000 * 4}{12 * (1 - 0.3^2) * \left(\frac{45}{0.4}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 583.58 \text{ kg/cm}^2$$

Como el esfuerzo crítico del alma es menor que $F_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$, se prevé que el pandeo inicie en el intervalo elástico.

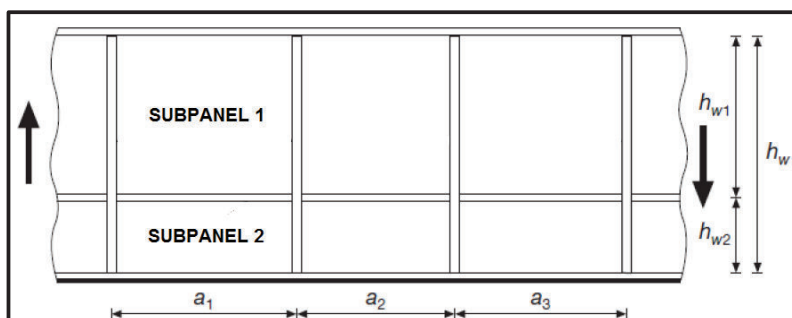
3.9.4 RESISTENCIA A CORTE SEGÚN LA NORMA EUROPEA 1993-1-5

La Norma Europea EN 1993-1-5, calcula la resistencia a corte de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (3.67)$$

El uso de atiesadores verticales y horizontales divide al alma en subpaneles, como se muestra en la imagen 3.27, los cuales deben ser analizados de forma individual y el diseño estará gobernado por el subpanel de mayor esbeltez.

IMAGEN 3.27 SUBPANELES FORMADOS EN UNA VIGA CON ATIESADORES VERTICALES Y HORIZONTALES



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

CUADRO 3.43 NOMENCLATURA CÁLCULO DE LA RESISTENCIA AL CORTE NORMA EUROPEA

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Altura del alma. Subpanel 1	h_{w1}	Propio de Cada Viga	[cm]
Altura del alma. Subpanel 2	h_{w2}	Propio de Cada Viga	[cm]
Espaciamiento entre atiesadores	a	40.00	[cm]
Momento de inercia de los atiesadores longitudinales con respecto al eje Y	I_{sl}	Ec. (3.50)	[cm ⁴]
Coefficiente de abolladura por cortante. Atiesadores longitudinales. Subpanel 1	$K_{\tau sl1}$	Ec. (3.51)	[-]
Coefficiente de abolladura por cortante. Atiesadores longitudinales. Subpanel 2	$K_{\tau sl2}$	Ec. (3.52)	[-]
Relación espaciamiento / altura del alma. Subpanel 1	a/h_{w1}	Ec. (3.53)	[-]
Relación espaciamiento / altura del alma. Subpanel 2	a/h_{w2}	Ec. (3.54)	[-]
Coefficiente de abolladura por cortante. Subpanel 1	$k_{\tau1}$	Ec. (3.55)	[-]
Coefficiente de abolladura por cortante. Subpanel 2	$k_{\tau2}$	Ec. (3.56)	[-]
Esfuerzo crítico de Euler. Subpanel 1	σ_{E1}	Ec. (3.57)	[kg/cm ²]
Esfuerzo crítico de Euler. Subpanel 2	σ_{E2}	Ec. (3.58)	[kg/cm ²]
Esfuerzo crítico de pandeo por cortante. Subpanel 1	τ_{cr1}	Ec. (3.59)	[kg/cm ²]
Esfuerzo crítico de pandeo por cortante. Subpanel 2	τ_{cr2}	Ec. (3.60)	[kg/cm ²]
Relación de esbeltez. Subpanel 1	λ_{w1}	Ec. (3.61)	[-]

CUADRO 3.43 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación de esbeltez. Subpanel 2	λ_{w2}	Ec. (3.62)	[-]
Factor para la contribución del alma a la resistencia a cortante	χ_w	Ec. (3.63)	[-]
Factor para la resistencia al corte de placas	γ_{M1}	1.10	[-]
Contribución del alma a la resistencia a cortante	$V_{bw,Rd}$	Ec. (3.64)	[kg]
Distancia de anclaje del campo diagonal de tracciones en el patín	c	Ec. (3.65)	[cm]
Contribución del patín a la resistencia a cortante	$V_{bf,Rd}$	Ec. (3.66)	[kg]
Resistencia de diseño a corte	$V_{b,Rd}$	Ec. (3.67)	[T]
Resistencia nominal a corte	V_n	Ec. (3.68)	[T]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.9.4.1 Cálculo de la resistencia a corte viga tipo 1: I400x3x100x6

CUADRO 3.44 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 1: I400X3X100X6

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Altura del alma. Subpanel 1	h_{w1}	10.00	[cm]
Altura del alma. Subpanel 2	h_{w2}	30.00	[cm]
Espaciamiento entre atiesadores	a	40.00	[cm]
Momento de inercia de los atiesadores longitudinales con respecto al eje Y	I_{sl}	25.00	[cm ⁴]
Coefficiente de abolladura por cortante. Atiesadores longitudinales. Subpanel 1	$K_{\tau sl1}$	9.50	[-]
Coefficiente de abolladura por cortante. Atiesadores longitudinales. Subpanel 2	$K_{\tau sl2}$	6.59	[-]
Relación espaciamento / altura del alma. Subpanel 1	a/h_{w1}	4.00	[cm]
Relación espaciamento / altura del alma. Subpanel 2	a/h_{w2}	1.33	[cm]
Coefficiente de abolladura por cortante. Subpanel 1	$k_{\tau 1}$	15.09	[-]
Coefficiente de abolladura por cortante. Subpanel 2	$k_{\tau 2}$	14.18	[-]
Esfuerzo crítico de Euler. Subpanel 1	σ_{E1}	1661.84	[kg/cm ²]
Esfuerzo crítico de Euler. Subpanel 2	σ_{E2}	184.65	[kg/cm ²]
Esfuerzo crítico de pandeo por cortante. Subpanel 1	τ_{cr1}	25077.86	[kg/cm ²]

CUADRO 3.44 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Esfuerzo crítico de pandeo por cortante. Subpanel 2	τ_{cr2}	2617.81	[kg/cm ²]
Relación de esbeltez. Subpanel 1	λ_{w1}	0.28	[-]
Relación de esbeltez. Subpanel 2	λ_{w2}	0.88	[-]
Factor para la contribución del alma a la resistencia a cortante	X_w	0.94	[-]
Factor para la resistencia al corte de placas	γ_{M1}	1.10	[-]
Contribución del alma a la resistencia a cortante	$V_{bw,Rd}$	20880.10	[kg]
Distancia de anclaje del campo diagonal de tracciones en el patín	c	10.48	[cm]
Contribución del patín a la resistencia a cortante	$V_{bf,Rd}$	1099.20	[kg]
Resistencia de diseño a corte	$V_{b,Rd}$	21.98	[T]
Resistencia nominal a corte	V_n	24.18	[T]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Cálculo del momento de inercia de atiesadores longitudinales con respecto al eje

Y:

$$I_{sl} = \frac{tsl * bsl^3}{12} \quad (3.50)$$

$$I_{sl} = \frac{0.30 * 10.00^3}{12}$$

$$I_{sl} = 25.00 \text{ cm}^2$$

Cálculo del coeficiente de abolladura por cortante. Atiesadores longitudinales para el subpanel 1:

$$k_{\tau sl1} = \frac{2.1}{tw} * \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{hw_1}} \quad (3.51)$$

$$k_{\tau sl1} = \frac{2.1}{0.3} * \sqrt[3]{\frac{25.00}{10.00}}$$

$$k_{\tau sl1} = 9.50$$

Cálculo del coeficiente de abolladura por cortante. Atiesadores longitudinales para el subpanel 2:

$$k_{\tau sl2} = \frac{2.1}{tw} * \sqrt[3]{\frac{Isl}{hw_2}} \quad (3.52)$$

$$k_{\tau sl2} = \frac{2.1}{0.30} * \sqrt[3]{\frac{25.00}{30.00}}$$

$$k_{\tau sl2} = 6.59$$

Cálculo de la relación espaciamiento altura del alma para el subpanel 1:

$$a/hw_1 = \frac{40}{10} \quad (3.53)$$

$$a/hw_1 = 4.00$$

Cálculo de la relación espaciamiento altura del alma para el subpanel 2:

$$a/hw_2 = \frac{40}{30} \quad (3.54)$$

$$a/hw_2 = 1.33$$

Cálculo del coeficiente de abolladura por cortante para el subpanel 1:

$$k_{\tau 1} = 5.34 + 4 * \left(\frac{hw_1}{a}\right)^2 + k_{\tau sl1} \quad (3.55)$$

$$k_{\tau 1} = 5.34 + 4 * \left(\frac{10}{40}\right)^2 + 9.50$$

$$k_{\tau 1} = 15.09$$

Cálculo del coeficiente de abolladura por cortante para el subpanel 2:

$$k_{\tau 2} = 5.34 + 4 * \left(\frac{hw_2}{a}\right)^2 + k_{\tau sl2} \quad (3.56)$$

$$k_{\tau 2} = 5.34 + 4 * \left(\frac{30}{40}\right)^2 + 6.59$$

$$k_{\tau 2} = 14.18$$

Cálculo del esfuerzo crítico de Euler para el subpanel 1:

$$\sigma_{E1} = \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 + \nu^2)} * \left(\frac{tw}{hw_1}\right)^2 \quad (3.57)$$

$$\sigma_{E1} = \frac{\pi^2 * 2043000}{12 * (1 + 0.3^2)} * \left(\frac{0.3}{10}\right)^2$$

$$\sigma_{E1} = 1661.84 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del esfuerzo crítico de Euler para el subpanel 2:

$$\sigma_{E2} = \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 + \nu^2)} * \left(\frac{tw}{hw_2}\right)^2 \quad (3.58)$$

$$\sigma_{E2} = \frac{\pi^2 * 2043000}{12 * (1 + 0.3^2)} * \left(\frac{0.3}{30}\right)^2$$

$$\sigma_{E2} = 184.65 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del esfuerzo crítico de pandeo por cortante para el subpanel 1:

$$\tau_{cr1} = k_{\tau 1} * \sigma_{E1} \quad (3.59)$$

$$\tau_{cr1} = 15.09 * 1661.84$$

$$\tau_{cr1} = 25077.86 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del esfuerzo crítico de pandeo por cortante para el subpanel 2:

$$\tau_{cr2} = k_{\tau 2} * \sigma_{E2} \quad (3.60)$$

$$\tau_{cr2} = 14.18 * 184.65$$

$$\tau_{cr2} = 2617.81 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la relación de Esbeltez subpanel 1:

$$\lambda_{w1} = 0.76 * \sqrt{\frac{fy_w}{\tau_{cr1}}} \quad (3.61)$$

$$\lambda_{w1} = 0.76 * \sqrt{\frac{3520.00}{25077.86}}$$

$$\lambda_{w1} = 0.28$$

Cálculo de la relación de Esbeltez subpanel 2:

$$\lambda_{w2} = 0.76 * \sqrt{\frac{fy_w}{\tau_{cr2}}} \quad (3.62)$$

$$\lambda_{w2} = 0.76 * \sqrt{\frac{3520.00}{2617.81}}$$

$$\lambda_{w2} = 0.88$$

Para el cálculo de la capacidad a cortante se elige el subpanel de mayor esbeltez.

Cálculo del factor para la contribución del alma a la Resistencia a Cortante:

$$\chi_w = \frac{0.83}{\lambda_w} \quad (3.63)$$

$$\chi_w = \frac{0.83}{0.88}$$

$$\chi_w = 0.94$$

Cálculo de la contribución del alma a la Resistencia a Cortante:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w * fy_w * h_w * t_w}{\sqrt{3} * \gamma_{M1}} \quad (3.64)$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{0.94 * 3520.00 * 40.00 * 0.30}{\sqrt{3} * 1.10}$$

$$V_{bw,Rd} = 20880.10 \text{ kg}$$

Cálculo de la distancia de anclaje del campo diagonal de tracciones en el patín:

$$c = a * \left(0.25 + \frac{1.6 * b_f * t_f^2 * fy_f}{t_w * h_w^2 * fy_w} \right) \quad (3.65)$$

$$c = 40 * \left(0.25 + \frac{1.60 * 10.00 * 0.60^2 * 3520.00}{0.30 * 40.00^2 * 3520.00} \right)$$

$$c = 10.48 \text{ cm}$$

Cálculo de la contribución del patín a la Resistencia a Cortante:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f * t_f^2 * f_{yf}}{c * \gamma_{M1}} \quad (3.66)$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{10.00 * 0.60^2 * 3520.00}{10.48 * 1.10}$$

$$V_{bf,Rd} = 1099.24 \text{ kg}$$

Cálculo de la resistencia de diseño a corte:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \quad (3.67)$$

$$V_{b,Rd} = (20880.10 + 1099.24) * 10^{-3}$$

$$V_{b,Rd} = 21.98 \text{ T}$$

Para poder comparar los valores calculados de la resistencia a corte de las vigas, es necesario calcular la resistencia nominal a corte según la Norma Europea EN 1993-1-5.

Cálculo de la resistencia nominal a corte:

$$V_n = V_{b,Rd} * \gamma_{M1} \quad (3.68)$$

$$V_n = 21.98 * 1.10$$

$$V_n = 24.18 \text{ T}$$

3.9.4.2 Cálculo de la resistencia a corte viga tipo 2: I400x4x120x8

CUADRO 3.45 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 2: I400X4X120X8

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Altura del alma. Subpanel 1	h_{w1}	13.00	[cm]
Altura del alma. Subpanel 2	h_{w2}	27.00	[cm]
Espaciamiento entre atiesadores	a	40.00	[cm]
Momento de inercia de los atiesadores longitudinales con respecto al eje Y	I_{sl}	57.60	[cm ⁴]
Coefficiente de abolladura por cortante. Atiesadores longitudinales. Subpanel 1	$K_{\tau sl1}$	8.62	[-]
Coefficiente de abolladura por cortante. Atiesadores longitudinales. Subpanel 2	$K_{\tau sl2}$	6.76	[-]
Relación espaciamento / altura del alma. Subpanel 1	a/h_{w1}	3.08	[cm]
Relación espaciamento / altura del alma. Subpanel 2	a/h_{w2}	1.48	[cm]
Coefficiente de abolladura por cortante. Subpanel 1	$k_{\tau 1}$	14.39	[-]
Coefficiente de abolladura por cortante. Subpanel 2	$k_{\tau 2}$	13.92	[-]
Esfuerzo crítico de Euler. Subpanel 1	σ_{E1}	1748.15	[kg/cm ²]
Esfuerzo crítico de Euler. Subpanel 2	σ_{E2}	405.26	[kg/cm ²]
Esfuerzo crítico de pandeo por cortante. Subpanel 1	τ_{cr1}	25147.81	[kg/cm ²]
Esfuerzo crítico de pandeo por cortante. Subpanel 2	τ_{cr2}	5641.65	[kg/cm ²]
Relación de esbeltez. Subpanel 1	λ_{w1}	0.28	[-]
Relación de esbeltez. Subpanel 2	λ_{w2}	0.60	[-]
Factor para la contribución del alma a la resistencia a cortante	χ_w	1.20	[-]
Factor para la resistencia al corte de placas	γ_{M1}	1.10	[-]
Contribución del alma a la resistencia a cortante	$V_{bw,Rd}$	35472.40	[kg]
Distancia de anclaje del campo diagonal de tracciones en el patín	c	10.77	[cm]
Contribución del patín a la resistencia a cortante	$V_{bf,Rd}$	2282.32	[kg]
Resistencia de diseño a corte	$V_{b,Rd}$	37.75	[T]
Resistencia nominal a corte	V_n	41.53	[T]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.9.4.3 Cálculo de la resistencia a corte viga tipo 3A: I400x3x100x6

CUADRO 3.46 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 3A: I400X3X100X6

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Altura del alma. Subpanel 1	h_{w1}	13.00	[cm]
Altura del alma. Subpanel 2	h_{w2}	27.00	[cm]
Espaciamiento entre atiesadores	a	40.00	[cm]
Momento de inercia de los atiesadores longitudinales con respecto al eje Y	I_{sl}	25.00	[cm ⁴]
Coeficiente de abolladura por cortante. Atiesadores longitudinales. Subpanel 1	$K_{\tau sl1}$	8.70	[-]
Coeficiente de abolladura por cortante. Atiesadores longitudinales. Subpanel 2	$K_{\tau sl2}$	6.82	[-]
Relación espaciamento / altura del alma. Subpanel 1	a/h_{w1}	3.08	[cm]
Relación espaciamento / altura del alma. Subpanel 2	a/h_{w2}	1.48	[cm]
Coeficiente de abolladura por cortante. Subpanel 1	$k_{\tau 1}$	14.47	[-]
Coeficiente de abolladura por cortante. Subpanel 2	$k_{\tau 2}$	13.99	[-]
Esfuerzo crítico de Euler. Subpanel 1	σ_{E1}	983.33	[kg/cm ²]
Esfuerzo crítico de Euler. Subpanel 2	σ_{E2}	227.96	[kg/cm ²]
Esfuerzo crítico de pandeo por cortante. Subpanel 1	τ_{cr1}	14226.29	[kg/cm ²]
Esfuerzo crítico de pandeo por cortante. Subpanel 2	τ_{cr2}	3188.08	[kg/cm ²]
Relación de esbeltez. Subpanel 1	λ_{w1}	0.38	[-]
Relación de esbeltez. Subpanel 2	λ_{w2}	0.80	[-]
Factor para la contribución del alma a la resistencia a cortante	χ_w	1.04	[-]
Factor para la resistencia al corte de placas	γ_{M1}	1.10	[-]
Contribución del alma a la resistencia a cortante	$V_{bw,Rd}$	23042.44	[kg]
Distancia de anclaje del campo diagonal de tracciones en el patín	c	10.48	[cm]
Contribución del patín a la resistencia a cortante	$V_{bf,Rd}$	1099.24	[kg]
Resistencia de diseño a corte	$V_{b,Rd}$	24.14	[T]
Resistencia nominal a corte	V_n	26.56	[T]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.9.4.4 Cálculo de la resistencia a corte viga tipo 3B: I400x3x100x6

CUADRO 3.47 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 3B: I400X3X100X6

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Altura del alma	h_w	40	[cm]
Espaciamiento entre atiesadores	a	300	[cm]
Relación espaciamento / altura del alma.	a/h_w	7.50	[-]
Coficiente de abolladura por cortante	k_τ	5.41	[-]
Esfuerzo crítico de Euler	σ_E	103.86	[kg/cm ²]
Esfuerzo crítico de pandeo por cortante	τ_{cr}	562.02	[kg/cm ²]
Relación de esbeltez	λ_w	1.90	[-]
Factor para la contribución del alma a la resistencia a cortante	χ_w	0.44	[-]
Factor para la resistencia al corte de placas	γ_{M1}	1.1	[-]
Contribución del alma a la resistencia a cortante	$V_{bw,Rd}$	9674.8	[kg]
Distancia de anclaje del campo diagonal de tracciones en el patín	c	78.60	[cm]
Contribución del patín a la resistencia a cortante	$V_{bf,Rd}$	146.6	[kg]
Resistencia de diseño a corte	$V_{b,Rd}$	9.82	[T]
Resistencia nominal a corte	V_n	10.80	[T]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Para esta viga, al no existir atiesadores, se considera la distancia libre entre apoyos para el valor de a .

3.9.4.5 Cálculo de la resistencia a corte viga tipo 4A: I450x4x120x8

CUADRO 3.48 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 4A: I450X4X120X8

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Altura del alma. Subpanel 1	h_{w1}	12.00	[cm]
Altura del alma. Subpanel 2	h_{w2}	33.00	[cm]
Espaciamiento entre atiesadores	a	40.00	[cm]
Momento de inercia de los atiesadores longitudinales con respecto al eje Y	I_{sl}	57.60	[cm ⁴]

CUADRO 3.48 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Coeficiente de abolladura por cortante. Atiesadores longitudinales. Subpanel 1	$K_{\tau s1}$	8.86	[-]
Coeficiente de abolladura por cortante. Atiesadores longitudinales. Subpanel 2	$K_{\tau s2}$	6.32	[-]
Relación espaciamiento / altura del alma. Subpanel 1	a/h_{w1}	3.33	[cm]
Relación espaciamiento / altura del alma. Subpanel 2	a/h_{w2}	1.21	[cm]
Coeficiente de abolladura por cortante. Subpanel 1	$k_{\tau 1}$	14.56	[-]
Coeficiente de abolladura por cortante. Subpanel 2	$k_{\tau 2}$	14.38	[-]
Esfuerzo crítico de Euler. Subpanel 1	σ_{E1}	2051.65	[kg/cm ²]
Esfuerzo crítico de Euler. Subpanel 2	σ_{E2}	271.29	[kg/cm ²]
Esfuerzo crítico de pandeo por cortante. Subpanel 1	τ_{cr1}	29863.88	[kg/cm ²]
Esfuerzo crítico de pandeo por cortante. Subpanel 2	τ_{cr2}	3902.17	[kg/cm ²]
Relación de esbeltez. Subpanel 1	λ_{w1}	0.26	[-]
Relación de esbeltez. Subpanel 2	λ_{w2}	0.72	[-]
Factor para la contribución del alma a la resistencia a cortante	χ_w	1.15	[-]
Factor para la resistencia al corte de placas	γ_{M1}	1.10	[-]
Contribución del alma a la resistencia a cortante	$V_{bw,Rd}$	38239.15	[kg]
Distancia de anclaje del campo diagonal de tracciones en el patín	c	10.61	[cm]
Contribución del patín a la resistencia a cortante	$V_{bf,Rd}$	2317.00	[kg]
Resistencia de diseño a corte	$V_{b,Rd}$	40.56	[T]
Resistencia nominal a corte	V_n	44.61	[T]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.9.4.6 Cálculo de la resistencia a corte viga tipo 4B: I450x4x120x8

CUADRO 3.49 RESISTENCIA A CORTE VIGA TIPO 4B: I450X4X120X8

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Altura del alma	h_w	45	[cm]
Espaciamiento entre atiesadores	a	40	[cm]
Relación espaciamento / altura del alma.	a/h_w	0.89	[cm]
Coefficiente de abolladura por cortante	k_τ	10.76	[-]
Esfuerzo crítico de Euler	σ_E	145.90	[kg/cm ²]
Esfuerzo crítico de pandeo por cortante	τ_{cr}	1569.60	[kg/cm ²]
Relación de esbeltez	λ_w	1.14	[-]
Factor para la contribución del alma a la resistencia a cortante	χ_w	0.75	[-]
Factor para la resistencia al corte de placas	γ_{M1}	1.1	[-]
Contribución del alma a la resistencia a cortante	$V_{bw,Rd}$	24786.0	[kg]
Distancia de anclaje del campo diagonal de tracciones en el patín	c	10.61	[cm]
Contribución del patín a la resistencia a cortante	$V_{bf,Rd}$	2317.0	[kg]
Resistencia de diseño a corte	$V_{b,Rd}$	27.10	[T]
Resistencia nominal a corte	V_n	29.81	[T]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

3.10 CONECTORES DE CORTE

Los conectores de corte tienen la función principal de impedir el deslizamiento entre la viga de acero y la loseta de hormigón, por lo tanto, para que cumplan su cometido deben ser diseñados para resistir las fuerzas cortantes que se producen, solo así se garantizaría que la sección compuesta trabaje como una unidad.

La adherencia entre el concreto y el acero se pierde, o se reduce drásticamente, por la contracción del primero y las vibraciones producidas por la carga viva;

tampoco es fiable la fricción entre los dos materiales. Por ello, han de utilizarse conectores de cortante mecánicos para transmitir la fuerza íntegra.²⁴

En el presente trabajo se utilizaron conectores de corte tipo arco o también conocidos como tipo “U”, y su diseño se basa en los conectores STUD estudiados en la norma ANSI/AISC 360-10.

CUADRO 3.50 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE LA RESISTENCIA NOMINAL DE LOS CONECTORES DE CORTE

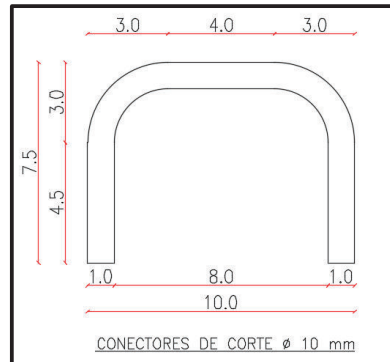
DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Resistencia a la compresión del hormigón	f_c	210.00	[kg/cm ²]
Módulo de elasticidad del hormigón	E_c	180000.00	[kg/cm ²]
Área de la varilla	A_{sc}	Ec. (3.69)	[cm ²]
Resistencia de un conector	Q_n	Ec. (3.70)	[T]
Área total del acero de refuerzo	A_r	5.65	[cm ²]
Cortante máximo	$V_{n\text{máx}}$	Ec. (3.71)	[T]
Número de conectores	N_c	Ec. (3.72)	[T]
Suma de las resistencias nominales de los conectores	ΣQ_n	Ec. (3.73)	[T]
Espaciamiento máximo	$S_{\text{máx}}$	Ec. (3.74)	[cm]
Espaciamiento mínimo	$S_{\text{mín}}$	Ec. (3.75)	[cm]
Espaciamiento entre conectores	S	15.00	[cm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

²⁴ Columba, M., & Crespo, G. (2016). Estudio de elementos compuestos por una losa de hormigón sobre una viga de acero de alma no compacta y patines compactos, sometidos a flexión con momentos negativos (Tesis de Pregrado). Escuela Politécnica Nacional, Quito.

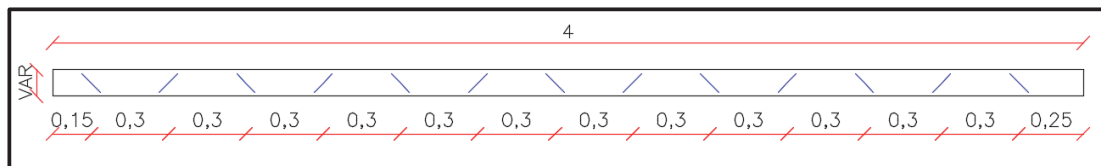
3.10.1 DISEÑO CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 1: I400X3X100X6

IMAGEN 3.28 DIMENSIONES DEL CONECTOR VIGA TIPO 1: I400x3x100x6



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 3.29 DISPOSICIÓN DE LOS CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 1: I400x3x100x6



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

CUADRO 3.51 RESISTENCIA NOMINAL DE LOS CONECTORES DE CORTE
PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 1: I400x3x100x6

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Resistencia a la compresión del hormigón	f_c	210.00	[kg/cm ²]
Módulo de elasticidad del hormigón	E_c	180000.00	[kg/cm ²]
Área de la varilla	A_{sc}	1.57	[cm ²]
Resistencia de un conector	Q_n	4.83	[T]
Área total del acero de refuerzo	A_r	4.52	[cm ²]
Cortante máximo	$V_{n\text{máx}}$	19.00	[T]
Número de conectores	N_c	13.00	[-]
Suma de las resistencias nominales de los conectores	ΣQ_n	62.77	[T]
Espaciamiento máximo	$S_{\text{máx}}$	80.00	[cm]

CUADRO 3.51 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Espaciamiento mínimo	Smín	12.00	[cm]
Espaciamiento entre conectores	S	30.00	[cm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Cálculo del área de la varilla:

$$Asc = \frac{\pi * D^2}{4} * 2 \quad (3.69)$$

$$Asc = \frac{\pi * 1^2}{2}$$

$$Asc = 1.57 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la resistencia de un conector:

$$Qn = 0.5 * Asc * \sqrt{f'c * Ec} \leq Asc * Fyc \quad (3.70)$$

$$Qn = 0.5 * 1.57 * \sqrt{210 * 180000} \leq 1.57 * 4200$$

$$Qn = 4.83 T \leq 6.59 T$$

Cálculo del cortante máximo:

$$Vnmáx = Ar * Fyr \quad (3.71)$$

$$Vnmáx = 4.52 * 4200 * 10^{-3}$$

$$Vnmáx = 19.00 T$$

Para el cálculo del cortante máximo, se ha tomado en cuenta la mayor área de acero de refuerzo presente en la loseta de hormigón, debido a que ésta genera el cortante máximo.

Cálculo del número de conectores:

$$Nc = \frac{Vnmáx}{Qn} + 1 \quad (3.72)$$

$$Nc = \frac{19.00}{4.83} + 1$$

$$N_c = 5 \text{ conectores}$$

Al valor obtenido se lo duplica, debido a que este cálculo toma en cuenta la cantidad de conectores de corte entre el momento máximo negativo y el momento máximo positivo, por lo que el valor total es de 10 conectores.

De acuerdo a la imagen 3.28, que muestra la configuración de los conectores de corte, se puede verificar que se colocaron 13 conectores, lo que satisface el requerimiento anterior.

Cálculo de la sumatoria de las resistencias nominales de los conectores:

$$\Sigma Q_n = N_c * Q_n \geq V_{n\text{máx}} \quad (3.73)$$

$$\Sigma Q_n = 13 * 4.83 \geq 19.00$$

$$\Sigma Q_n = 62.77 T \geq 19.00 T$$

Como $\Sigma Q_n > V_{n\text{máx}}$; entonces la acción compuesta se presenta de manera completa.

Cálculo del espaciamiento máximo:

$$S_{\text{máx}} = 8 * t_c \quad (3.74)$$

$$S_{\text{máx}} = 8 * 10$$

$$S_{\text{máx}} = 80.00 \text{ cm}$$

Cálculo del espaciamiento mínimo:

$$S_{\text{mín}} = 6 * 2 * D \quad (3.75)$$

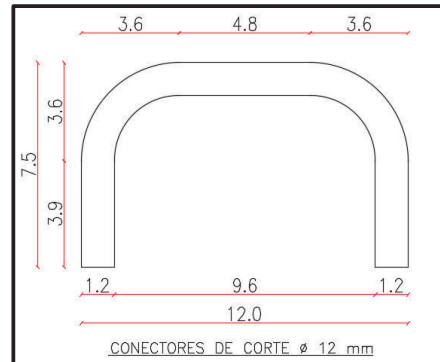
$$S_{\text{mín}} = 6 * 2 * 1$$

$$S_{\text{mín}} = 12.00 \text{ cm}$$

De acuerdo a la imagen 3.28, que muestra la configuración de los conectores de corte, se puede verificar que el espaciamiento entre ellos es de 30 cm, lo que satisface los requerimientos anteriores.

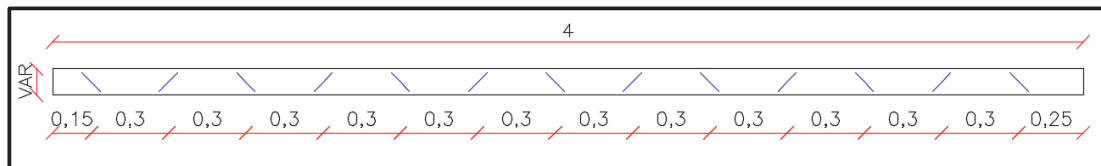
3.10.2 DISEÑO CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 2: I400X4X120X8

IMAGEN 3.30 DIMENSIONES DEL CONECTOR VIGA TIPO 2: I400x4x120x8



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 3.31 DISPOSICIÓN DE LOS CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 2: I400x4x120x8



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

CUADRO 3.52 RESISTENCIA NOMINAL DE LOS CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 2: I400x4x120x8

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Resistencia a la compresión del hormigón	f_c	210.00	[kg/cm ²]
Módulo de elasticidad del hormigón	E_c	180000.00	[kg/cm ²]
Área de la varilla	A_{sc}	2.26	[cm ²]
Resistencia de un conector	Q_n	6.95	[T]
Área total del acero de refuerzo	A_r	4.52	[cm ²]
Cortante máximo	$V_{n\text{máx}}$	19.00	[T]
Número de conectores	N_c	13.00	[-]
Suma de las resistencias nominales de los conectores	ΣQ_n	90.39	[T]
Espaciamiento máximo	$S_{\text{máx}}$	80.00	[cm]

CUADRO 3.52 CONTINUACIÓN

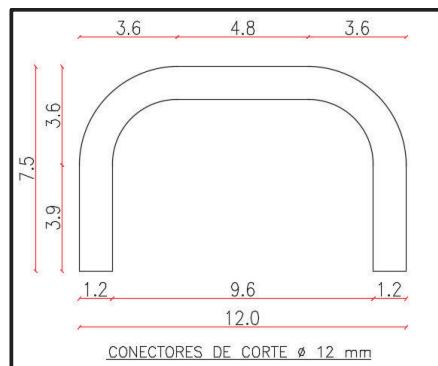
DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Espaciamiento mínimo	Smín	14.40	[cm]
Espaciamiento entre conectores	S	30.00	[cm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

De acuerdo a la imagen 3.30, que muestra la configuración de los conectores de corte, se puede verificar que se colocaron 13 conectores espaciados 30 cm, lo que satisface los requerimientos anteriores.

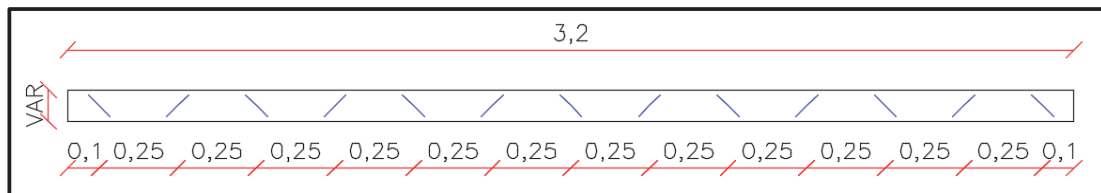
3.10.3 DISEÑO CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 3: I400X3X100X6

IMAGEN 3.32 DIMENSIONES DEL CONECTOR VIGA TIPO 3: I400x3x100x6



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 3.33 DISPOSICIÓN DE LOS CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 3: I400x3x100x6



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

CUADRO 3.53 RESISTENCIA NOMINAL DE LOS CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 3: I400x3x100x6

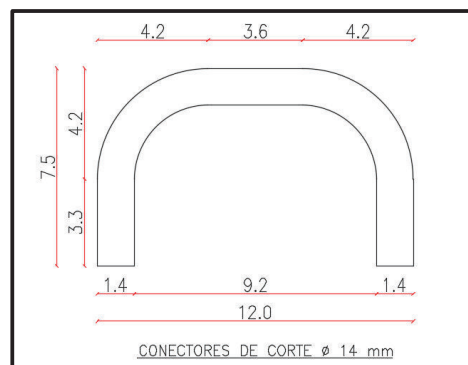
DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Resistencia a la compresión del hormigón	f_c	210.00	[kg/cm ²]
Módulo de elasticidad del hormigón	E_c	180000.00	[kg/cm ²]
Área de la varilla	A_{sc}	2.26	[cm ²]
Resistencia de un conector	Q_n	6.95	[T]
Área total del acero de refuerzo	A_r	4.52	[cm ²]
Cortante máximo	$V_{n\text{máx}}$	19.00	[T]
Número de conectores	N_c	13.00	[-]
Suma de las resistencias nominales de los conectores	ΣQ_n	90.39	[T]
Espaciamiento máximo	$S_{\text{máx}}$	80.00	[cm]
Espaciamiento mínimo	$S_{\text{mín}}$	14.40	[cm]
Espaciamiento entre conectores	S	25.00	[cm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

De acuerdo a la imagen 3.32, que muestra la configuración de los conectores de corte, se puede verificar que se colocaron 13 conectores espaciados 25 cm, lo que satisface los requerimientos anteriores.

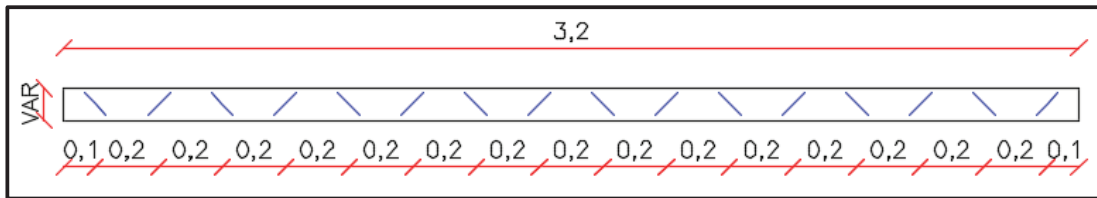
3.10.4 DISEÑO CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 4: I450X4X120X8

IMAGEN 3.34 DIMENSIONES DEL CONECTOR VIGA TIPO 4: I450x4x120x8



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 3.35 DISPOSICIÓN DE LOS CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 4: I450x4x120x8



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

CUADRO 3.54 RESISTENCIA NOMINAL DE LOS CONECTORES DE CORTE PARA LA SECCIÓN COMPUESTA VIGA TIPO 4: I450x4x120x8

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Resistencia a la compresión del hormigón	f_c	210.00	[kg/cm ²]
Módulo de elasticidad del hormigón	E_c	180000.00	[kg/cm ²]
Área de la varilla	A_{sc}	3.08	[cm ²]
Resistencia de un conector	Q_n	9.46	[T]
Área total del acero de refuerzo	A_r	4.52	[cm ²]
Cortante máximo	$V_{n\text{máx}}$	19.00	[T]
Número de conectores	N_c	16.00	[-]
Suma de las resistencias nominales de los conectores	ΣQ_n	151.43	[T]
Espaciamiento máximo	$S_{\text{máx}}$	80.00	[cm]
Espaciamiento mínimo	$S_{\text{mín}}$	16.80	[cm]
Espaciamiento entre conectores	S	20.00	[cm]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

De acuerdo a la imagen 3.34, que muestra la configuración de los conectores de corte, se puede verificar que se colocaron 16 conectores espaciados 20 cm, lo que satisface los requerimientos anteriores.

3.11 ANÁLISIS DEL MODELO MATEMÁTICO DE LOS ENSAYOS

El modelo matemático propuesto sirve para determinar las fuerzas internas que se producen en la viga compuesta sometida a una determinada carga y, además para predecir y entender su comportamiento.

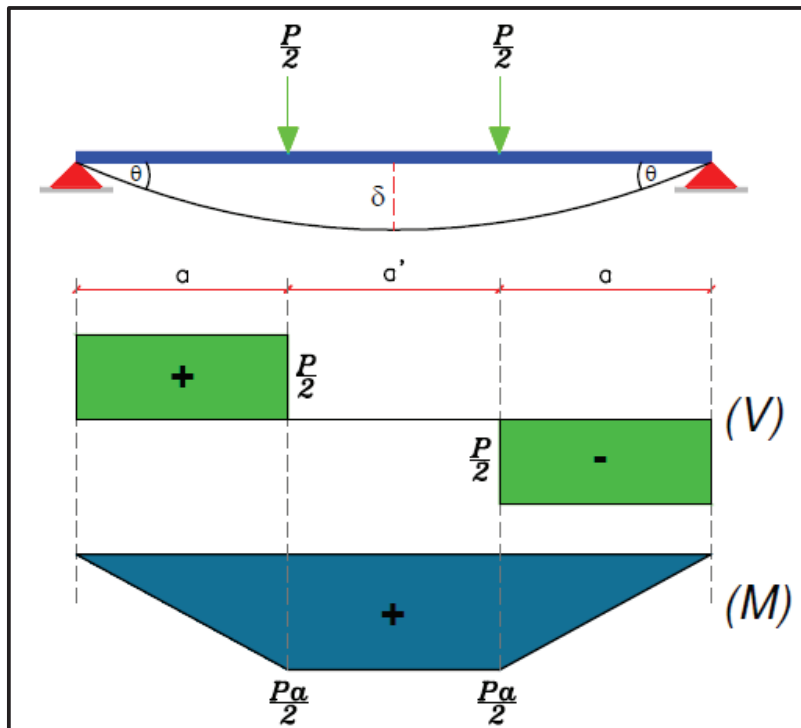
Con el modelo se obtienen las expresiones matemáticas que permiten relacionar la carga aplicada por medio del gato hidráulico con el corte y el momento actuante, las deflexiones producidas, el módulo de rigidez a flexión y los giros producidos al momento del ensayo.

CUADRO 3.55 NOMENCLATURA PARA EL ANÁLISIS MATEMÁTICO DEL MODELO

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Deformación Elástica	δ	Ec. (3.76)	[cm]
Deformación Vertical Experimental	y	Propio de Cada Viga	[cm]
Giro Izquierdo y Derecho de la Viga	θ	Ec. (3.78)	[rad]
Carga Puntual Aplicada por el Gato Hidráulico	P	Variable	[Kg]
Corte Actuante	V	Ec. (3.79)	[Kg]
Momento Actuante	M	Ec. (3.80)	[Ton-m]
Distancia entre los Apoyos	L	Propio de Cada Viga	[cm]
Distancia desde el apoyo hasta el punto de aplicación de la carga	a	Propio de Cada Viga	[cm]
Módulo de Elasticidad de la Sección Compuesta	E	2043000.00	[Kg/cm ²]
Inercia de la Sección Compuesta	I_t	Propio de Cada Viga	[cm ⁴]
Módulo de Rigidez a Flexión	EI	Ec. (3.77)	[Kg*cm ²]

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 3.36 MODELO MATEMÁTICO, DIAGRAMAS DE CORTE Y MOMENTO



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

La ecuación para calcular la deflexión en el centro de la viga compuesta, de acuerdo al modelo matemático es:

$$\delta = \frac{P}{2} * \frac{a}{24 * E * It} * (3L^2 - 4a^2) \quad (3.76)$$

El módulo de rigidez a flexión se obtiene con los resultados experimentales y se calcula con la siguiente expresión:

$$EI = \frac{P * a * (3L^2 - 4a^2)}{48 * y} \quad (3.77)$$

Los giros producidos en los extremos son iguales, debido a que las cargas aplicadas con respecto al centro de la luz son simétricas y se determina con la siguiente ecuación:

$$\theta = \frac{P}{2} * a * \frac{L - a}{2 * EI} \quad (3.78)$$

El corte se obtiene con la siguiente expresión:

$$V = \frac{P}{2} \quad (3.79)$$

El momento máximo actuante en la viga, en relación a la carga aplicada por el gato hidráulico obedece a la siguiente ecuación:

$$M = \frac{P}{2} * a \times 10^{-5} \quad (3.80)$$

Para las vigas de 3.0 m y 3.70 m de luz libre, la distancia desde el apoyo hasta el punto de aplicación de la carga es de 1.0 m y 1.30 m respectivamente.

CAPITULO 4

ENSAYOS EXPERIMENTALES

4.1 FABRICACIÓN DE MUESTRAS

Las muestras han sido diseñadas con la intención de conseguir que el alma de la viga metálica sea no compacta, con espesores comúnmente utilizados en la industria de la construcción del país.

Se han fabricado 6 modelos diferentes de vigas compuestas, todas de sección I conformadas por tres placas soldadas que forman la viga metálica y que está unida a una loseta de hormigón fundida sobre su patín superior, mediante conectores de corte tipo arco soldados al mismo.

Como se había mencionado al inicio del capítulo 3, son 6 probetas diferentes, en las que se prueban distintas configuraciones de atiesadores y con longitudes estándar de 3.20 m y 4.0 m.

Las vigas metálicas y los conectores de corte se fabrican en un taller de soldadura y el hormigonado se lo realiza en los exteriores del Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional, para posteriormente trasladarlas al interior y realizar los respectivos ensayos.

4.1.1 VIGAS DE ACERO

De acuerdo a lo especificado en el capítulo 3, las vigas metálicas son conformadas por la soldadura de placas de acero ASTM A50 (American Society of Testing Materials), que forman la sección I. La soldadura de las placas se realiza con suelda de arco metálico protegido (SMAW) con electrodo E-7018, las mismas que fueron limpiadas soldadas y pintadas en un taller que cuenta con los equipos y facilidades necesarias para garantizar la calidad de las muestras.

El proceso de soldadura en los atiesadores de las vigas se realizó con cordón continuo, el mismo que generó deformaciones por temperatura en su alma. Estas irregularidades tuvieron que ser arregladas por medio de golpes, teniendo en cuenta que se debe evitar el daño de las placas metálicas.

FOTOGRAFÍA 4.1 ARMADO DE VIGAS DE ACERO



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

FOTOGRAFÍA 4.2 ATIESADORES EN VIGAS



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Los conectores de corte se fabricaron en taller, tomando en cuenta el diseño especificado en la sección 3.10, los mismos que son soldados al patín superior de las vigas con un ángulo de 45 grados respecto a su eje longitudinal e intercalando en sentido para evitar que se forme un plano inducido.²⁵

²⁵ Columba, M., & Crespo, G. (2016). Estudio de elementos compuestos por una losa de hormigón sobre una viga de acero de alma no compacta y patines compactos, sometidos a flexión con momentos negativos (Tesis de Pregrado). Escuela Politécnica Nacional, Quito. pág. 80.

Una vez finalizado el proceso de construcción de las vigas de acero, se las traslada a la parte exterior del Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional para continuar con el proceso constructivo.

FOTOGRAFÍA 4.3 FABRICACIÓN DE CONECTORES DE CORTE



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

FOTOGRAFÍA 4.4 CONECTORES SOLDADOS EN VIGAS



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

FOTOGRAFÍA 4.5 DEFORMACIONES POR TEMPERATURA EN EL ALMA DE LA VIGA



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

FOTOGRAFÍA 4.6 TRANSPORTE DE LAS VIGAS HACIA EL EXTERIOR DEL CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA DE LA ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

FOTOGRAFÍA 4.7 UBICACIÓN DE VIGAS EN LOS EXTERIORES DEL CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

4.1.2 ENCOFRADO DE LA LOSETA DE HORMIGÓN

Previo al encofrado, se realiza la limpieza en el lugar donde se van a ubicar las vigas de acero. El encofrado se lo realiza utilizando tableros, que se encuentran apoyados sobre tablas de monte y cilindros de hormigón, espaciados convenientemente para evitar deformaciones al momento de la fundición, éstos estarán nivelados con respecto al patín superior de la viga de acero.

Para darle un buen acabado a la loseta de hormigón, sobre los tableros de encofrado se coloca tabla triplex, a la que se le unta con aceite quemado para facilitar el desencofrado de la misma.

FOTOGRAFÍA 4.8 LIMPIEZA DEL LUGAR DE TRABAJO



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

FOTOGRAFÍA 4.9 NIVELADO DE VIGAS

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

FOTOGRAFÍA 4.10 APUNTALADO Y ENCOFRADO DE LA LOSA DE HORMIGÓN

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

4.1.3 ARMADO DEL ACERO DE REFUERZO EN LOSAS

Para el armado de las losas, se colocan galletas de hormigón simple de 5 cm de espesor, que servirán para fijar la altura de la malla electrosoldada, la misma que es de 5 milímetros espaciada 15 cm, sobre la cual descansan 4 varillas longitudinales de 12 milímetros espaciadas convenientemente.

Para darle mayor resistencia a la losa al momento de voltear las vigas, se colocaron 4 varillas transversales de 12 milímetros espaciadas en toda su longitud. Adicionalmente, se colocaron ganchos en forma de U, para facilitar el transporte de las muestras al interior del Centro de Investigación de la Vivienda.

Debido a que el ensayo es a momento negativo, se coloca primero la malla electrosoldada y después las varillas de refuerzo, para obtener un momento resistente mayor.²⁶

FOTOGRAFÍA 4.11 ARMADO Y MALLA ELECTROSOLDADA EN LOSA



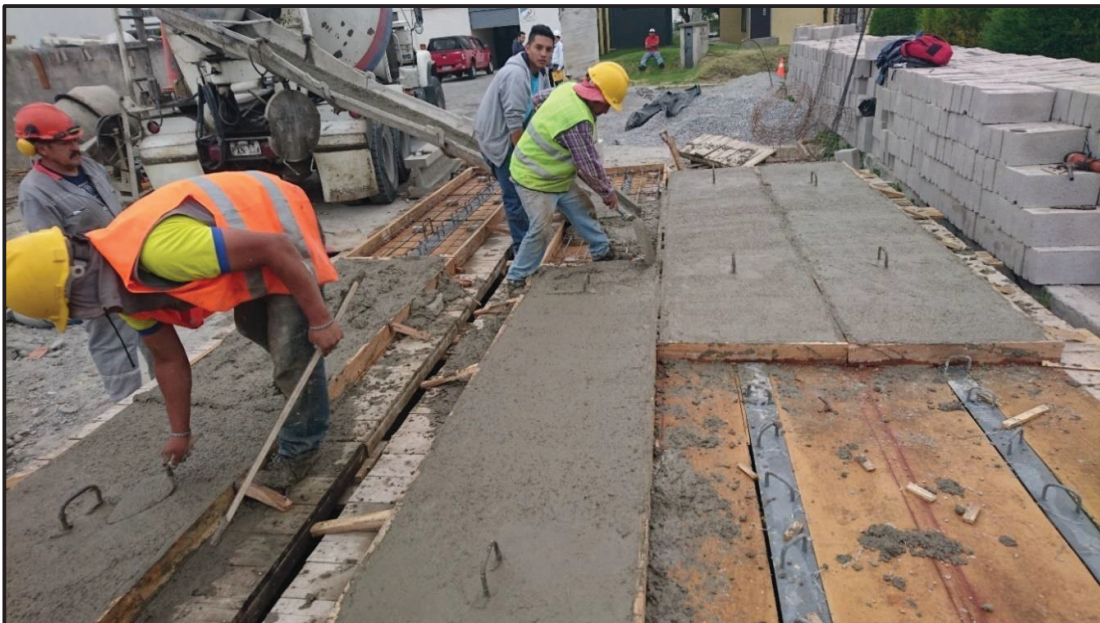
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

4.1.4 FUNDICIÓN Y CURADO DEL HORMIGÓN

El hormigón que se coloca en las losas de las vigas se ha diseñado y fabricado en la planta de Hormigonera Quito y posteriormente trasladada al exterior del Centro de Investigación de la Vivienda para la fundición.

El vertido del hormigón se lo realiza manualmente, fundiendo una por una las losas de las vigas. El curado de las mismas se lo realizará por inundación por el lapso de 15 días.

²⁶ Columba, M., & Crespo, G. (2016). Estudio de elementos compuestos por una losa de hormigón sobre una viga de acero de alma no compacta y patines compactos, sometidos a flexión con momentos negativos (Tesis de Pregrado). Escuela Politécnica Nacional, Quito. pág. 86.

FOTOGRAFÍA 4.12 FUNDICIÓN DE LAS LOSAS DE HORMIGÓN

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

FOTOGRAFÍA 4.13 ALISADO DE LA SUPERFICIE DE LAS LOSAS

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

FOTOGRAFÍA 4.14 CURADO DE LAS LOSAS DE HORMIGÓN

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

FOTOGRAFÍA 4.15 DESENCOFRADO DE LAS LOSAS DE HORMIGÓN

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

4.1.5 FABRICACIÓN DE LOS APOYOS

Para lograr que durante el ensayo las vigas trabajen de forma adecuada en el plano vertical, se sueldan en sus extremos escuadras metálicas formadas por perfiles tipo L, las que permiten que las vigas trabajen en su plano de acción y evitan el pandeo lateral, muy común en este tipo de secciones.

FOTOGRAFÍA 4.16 COLOCACIÓN DE APOYOS



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

4.1.6 PINTADO DE LAS LOSAS

Las losas se pintan de color blanco, con el fin de poder visualizar con facilidad las grietas en el hormigón al momento del ensayo, esto se hace previo al ingreso de las vigas compuestas al laboratorio. Debido a que el ensayo es a momento negativo se deben voltear las vigas, lo que dificultaría el pintado de las losas en esta posición.

FOTOGRAFÍA 4.17 PINTADO DE LAS LOSAS



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

4.1.7 TRANSPORTE DE LAS VIGAS

Los ensayos se realizan en el Centro de Investigación de la Vivienda, por lo que es necesario trasladar las vigas compuestas a su interior. Esto se realiza con la ayuda

de un montacargas de 1.50 toneladas de capacidad, y una cadena que se la amarra en los ganchos tipo U embebidos en el hormigón.

FOTOGRAFÍA 4.18 TRANSPORTE DE VIGAS CON MONTACARGAS



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Una vez que las muestras se encuentran al interior del laboratorio, se las voltea pasando cadenas por los ganchos en forma de U y levantándolas con ayuda del puente grúa, con el mismo se procede a ubicarlas sobre cilindros de hormigón.

FOTOGRAFÍA 4.19 TRANSPORTE DE VIGAS CON PUENTE GRÚA



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

FOTOGRAFÍA 4.20 UBICACIÓN DE VIGAS EN EL INTERIOR DEL CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

4.2 PREPARACIÓN PARA EL ENSAYO DE MUESTRAS

4.2.1 PREPARACIÓN DE VIGAS

Las probetas que están ubicadas al interior del Centro de Investigación de la Vivienda se encuentran cubiertas de polvo y lodo, producto de los factores ambientales y su exposición a la intemperie, por esto es necesario limpiarlas y pintarlas nuevamente.

En experiencias anteriores con ensayos similares, se colocaron dos pares de escuadras metálicas formadas por perfiles tipo L, a ambos lados de las vigas con respecto a su eje longitudinal y simétricas desde el centro de la misma. Éstos se sujetan entre sí con una varilla roscada de media pulgada y se unirán a la losa con pernos autorroscantes, formando así un arriostramiento rígido para la viga.

La colocación de las escuadras no compromete el comportamiento de las probetas durante el ensayo, debido a que su objetivo es evitar el desplazamiento horizontal del perfil metálico, pero permitiendo su desplazamiento en el plano vertical. De esta forma se evita que todo el elemento falle por pandeo lateral torsional. Para los ensayos de las vigas 1, 2, 4A y 4B se decide colocar cuatro pares de escuadras unidas a la losa por medio de pernos que la atraviesan en todo su espesor.

Además de las escuadras se decide colocar una sección armada por dos perfiles soldados tipo L 50x50x4 mm entre los patines de las vigas, bajo los puntos de

aplicación de las cargas y a ambos lados de su alma, permitiendo que el patín sometido a compresión no falle por aplastamiento. Esto se realiza para los ensayos de las vigas 1, 2, 4A y 4B.

FOTOGRAFÍA 4.21 LIMPIEZA Y PINTADO DE VIGAS



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

FOTOGRAFÍA 4.22 ESCUADRAS METÁLICAS ACOPLADAS EN VIGAS



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

4.3 INSTRUMENTACIÓN DE LOS ELEMENTOS

4.3.1 EQUIPOS DE LABORATORIO

Antes de iniciar el ensayo de las muestras, se deben preparar los equipos de laboratorio. Primero se ajusta el marco de carga, que sostiene el gato hidráulico, éste último es el encargado de transmitir las cargas durante el ensayo.

El gato hidráulico está acoplado a una celda de carga, la misma que está unida a una viga de repartición que descansa sobre dos cilindros sólidos de acero, que se utilizan para aplicar las cargas puntuales a las muestras.

El objetivo de aplicar dos cargas puntuales es que el centro de la luz esté sometido a flexión pura, para apegarse a las hipótesis de diseño en el lugar donde se miden las deformaciones.²⁷

FOTOGRAFÍA 4.23 ESQUEMA DE ENSAYO



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Es muy importante que la viga de repartición se encuentre lo más cercana al patín de la viga metálica, para evitar que la celda de carga se desvíe de su eje causando excentricidades que puedan afectar el ensayo.

²⁷ Rivas, P., & Vinueza, J. (2015). Estudio de vigas de acero con losas de hormigón sometidas a flexión con momentos positivos mediante el ensayo de elementos y modelación teórica (Tesis Pregrado). Escuela Politécnica Nacional, Quito. Pág. 101.

Los apoyos se colocan separados entre sí, equidistantes con respecto al centro del marco de carga, a una longitud de 3.00 metros y 3.70 metros, dependiendo de la longitud de la viga a ensayarse, de tal manera que las vigas sobresalgan 10 cm y 15 cm respectivamente a cada lado del apoyo para darle mayor estabilidad. Los apoyos se unen mediante dos varillas roscadas, que evitan el deslizamiento de los mismos durante el ensayo.

Sobre el apoyo se coloca una lámina metálica engrasada, que permite una libre rotación de las vigas y de esta forma se garantiza la condición de apoyo simple planteada en el modelo matemático.

La colocación de las vigas sobre los apoyos se realiza con cadenas que sujetan a la viga y que son levantadas por el puente grúa. Con ayuda de un tecele hidráulico se las alinea sobre los apoyos.

FOTOGRAFÍA 4.24 UBICACIÓN DE LA VIGA EN EL MARCO DE CARGA



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

4.3.2 COLOCACIÓN DE STRAIN GAUGES (SG)

Se colocan strain gauges en el centro de luz de la viga compuesta, con el fin de obtener los valores de las máximas deformaciones unitarias, las mismas que permitirán conocer el valor de los esfuerzos máximos en la viga. Se colocan tres

medidores de deformación de manera longitudinal a la viga, en el patín superior, en el patín inferior y en el centro del alma.

FOTOGRAFÍA 4.25 STRAIN GAUGES EN LA VIGA DE ACERO



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Para colocar los strain gauges se debe retirar la pintura anticorrosiva del perfil metálico, esto se logra limando con lija gruesa y fina hasta que la superficie quede totalmente lisa. Posteriormente, se limpia la superficie con acetona neutra para quitar la suciedad remanente y se procede a pegar el strain gauge con pegamento Super Bonder.

Con ayuda de un cautín se sueldan los cables que transmiten la información de los strain gauges al ordenador y se comprueba su resistencia con un voltímetro; la lectura debe ser de 120 ohmios puesto que es el valor de su resistencia, ver Anexo 4.

FOTOGRAFÍA 4.26 COLOCACIÓN DE STRAIN GAUGES

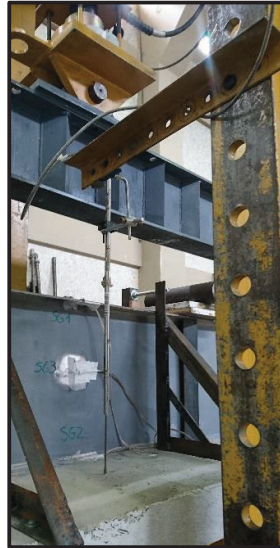


ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

4.3.3 ACOPLAMIENTO DEL TRANSDUCTOR DE DESPLAZAMIENTO LINEAL

El transductor de desplazamiento lineal (LVDT) se acopla al marco de carga con el fin de medir las deformaciones verticales que se presenten en el centro de luz de la viga y de esta forma obtener las gráficas de corte y momento vs deformación.

FOTOGRAFÍA 4.27 ACOPLA DEL LVDT AL MARCO DE CARGA



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

4.4 PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO

Antes de comenzar con el ensayo se conectan todos los instrumentos de medición al ordenador, se los calibra y encera. La carga es aplicada por medio del gato hidráulico y las deformaciones en las vigas son registradas por el ordenador; se realizan de siete a 10 ciclos de carga hasta alcanzar la falla de la misma.

A medida que la carga aumenta, se aprecian fisuras en la losa de hormigón, las primeras cerca de los apoyos y paulatinamente en el resto de la losa.

Luego del ensayo de las dos primeras vigas, se ve la necesidad de colocar una cama arena fina que pase el tamiz número 40, en los puntos de aplicación de las cargas para lograr que la misma no se desvíe de su eje.

Al finalizar el ensayo se realiza un inventario de las grietas obtenidas en el hormigón y se examina el comportamiento del perfil metálico. Se revisa que la soldadura

trabajó correctamente y que las placas no se separen. Por último, se procede al desmontaje de la muestra y se realiza un registro fotográfico de la misma.

4.5 ENSAYO DE CILINDROS DE HORMIGÓN

4.5.1 EXTRACCIÓN DE CILINDROS

Previo a la fundición de las losas de hormigón, se realiza la prueba del cono de Abrahams, para conocer si el asentamiento es el adecuado y empezar con el hormigonado. Éste ensayo se lo realiza vertiendo el hormigón en un cono, en tres capas que son compactadas con 25 golpes de una varilla lisa, de 16 milímetros de diámetro terminada en punta cónica, repartidos uniformemente en toda la superficie y penetrando la varilla en el espesor de la capa, pero sin tocar el fondo del cono. Se libera el hormigón del molde y se mide el asentamiento como se puede apreciar en la Fotografía 4.28.

FOTOGRAFÍA 4.28 ENSAYO DEL CONO DE ABRAHAMS



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

El hormigón utilizado tiene un asentamiento promedio de 18 cm, lo cual se considera adecuado para la fundición. No se realiza el vibrado al momento del hormigonado debido a que se trata de un hormigón fluido que necesita compactación leve.

Se extraen 7 cilindros para ensayar la resistencia a compresión del hormigón y para realizar el ensayo del módulo de elasticidad. Las dimensiones de las probetas son de 30 cm de altura y 15 cm de diámetro.

El hormigón se vierte en el molde en 3 capas inalteradas, que son compactadas con 25 golpes. Después de cada capa se golpea el molde con un martillo de goma para dar una correcta distribución de los agregados. Las muestras se enrasan y se dejan fraguar; 24 horas después de la fundición se desencofran y se curan por inundación hasta que sean ensayados en el laboratorio.

FOTOGRAFÍA 4.29 EXTRACCIÓN DE CILINDROS



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

FOTOGRAFÍA 4.30 CILINDROS DE HORMIGÓN



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

4.5.2 ENSAYO A COMPRESIÓN DE LOS CILINDROS DE HORMIGÓN

El ensayo a compresión de los cilindros se realiza en el Laboratorio de Ensayo de Materiales, Mecánica de Suelos y Rocas (LEMSUR). Los resultados a los 28 días dan una resistencia menor a los 210 kg/cm², que es la resistencia de diseño.

Se decide realizar la prueba en los últimos 2 cilindros a los 59 días de edad, tiempo en el que se van a realizar los ensayos en el Centro de Investigación de la Vivienda. Los resultados de los ensayos de laboratorio a los 7, 14, 28 y 59 días se encuentran en el Anexo 2.

FOTOGRAFÍA 4.31 ENSAYO A COMPRESIÓN DE LOS CILINDROS DE HORMIGÓN



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

4.5.3 ENSAYO DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN

El módulo de Elasticidad es un parámetro muy importante en el análisis de estructuras de hormigón, debido a que se emplea en el cálculo de la rigidez de los elementos estructurales.²⁸

Para poder realizar este ensayo se coloca en la mitad del cilindro un compresómetro analógico para cilindros normales, con el cuál se mide la

²⁸ Jácome, R. (2017). Análisis comparativo de los resultados entre compresómetro analógico y LVDT's en ensayos de compresión de cilindros de concreto (Tesis de Pregrado). Universidad Nacional de Chimborazo, Riobamba.

deformación del espécimen al someterlo a esfuerzos de compresión. Se realizan tres ciclos de carga, a distintos intervalos de carga que servirán para medir la pendiente de la gráfica esfuerzo vs deformación.

Los resultados de este ensayo se muestran en el Anexo 3.

FOTOGRAFÍA 4.32 ENSAYO DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

CAPITULO 5

RESULTADOS EXPERIMENTALES

5.1 DESCRIPCIÓN

El ensayo consiste en aplicar dos cargas puntuales sobre el patín superior del perfil metálico, en los tercios de la luz libre de la viga compuesta. Se mide la deformación vertical de todo el elemento y las deformaciones unitarias en la sección transversal de la sección compuesta. Las cargas se aplican desde cero hasta que todo el elemento falle.

El método de ensayo es escogido para que toda la viga compuesta trabaje a flexión pura, es decir, que el centro de luz, donde se producen las deformaciones máximas, no sea afectado por el cortante.

Cada muestra está sometida en el ensayo a un proceso de carga y descarga; se realizan de 7 a 10 ciclos de carga hasta que la todo el elemento falle. Esto se hace para comprobar el comportamiento de cada una de las vigas ante cargas cíclicas, que representan el efecto de sismo.

Debido a que se tienen diferentes longitudes en las muestras, se ensayan primero todas las vigas de 3.0 metros de luz libre y posteriormente las de 3.70 metros. Esto se hace por la dificultad de mover los apoyos durante el ensayo.

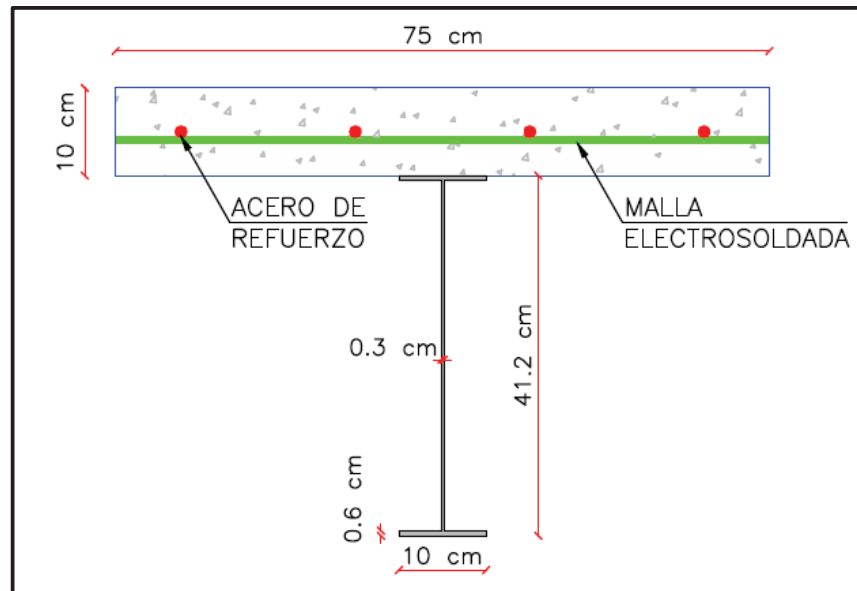
5.2 ENSAYO 1

5.2.1 DESCRIPCIÓN DE LA VIGA COMPUESTA 3A

- Losa: Hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
- Refuerzo: 4 varillas de 12 milímetros de diámetro, con un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. Malla electrosoldada de 5 milímetros de diámetro espaciada 15 centímetros, con un $f_y=5000 \text{ kg/cm}^2$.
- Viga de acero estructural A50 con un f_y de 3520 kg/cm^2 .
- Conectores de corte tipo arco: 13 de 12 milímetros espaciados 25 centímetros.
- Atiesadores: Horizontales y verticales de 3 mm de espesor.

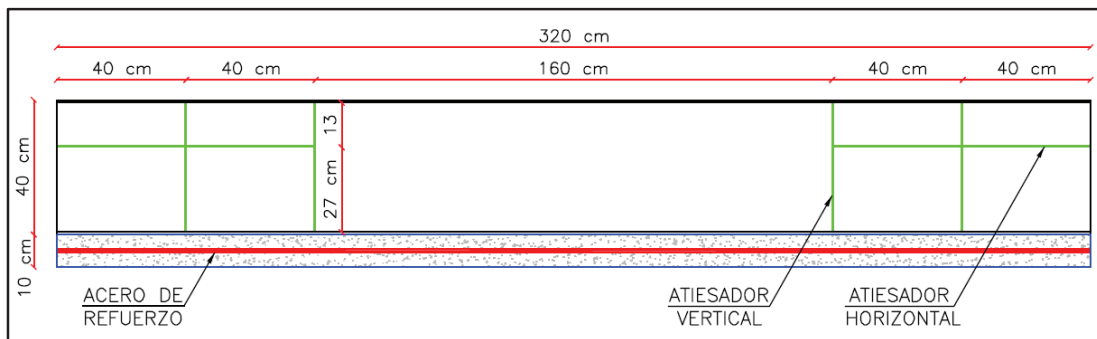
- Momento plástico de la viga metálica (M_I): 12.80 Ton-m.
- Momento elástico de la viga compuesta (M_y): 12.90 Ton-m.
- Momento Plástico Teórico de la Viga Compuesta (M_p): 16.81 Tm.
- Carga Plástica Teórica de la Viga Compuesta (P_p): 33.62 Ton.

IMAGEN 5.1 SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA COMPUESTA TIPO 3A



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.2 VISTA LONGITUDINAL VIGA COMPUESTA TIPO 3A



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

5.2.2 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA COMPUESTA 3A

En el ensayo 1, la viga fue sometida a cinco ciclos de carga y descarga, siendo 19.23 Ton el máximo valor de la carga aplicada. La muestra no consigue llegar al

estado de plastificación, debido a que los apoyos laterales se desprenden de la losa y permiten el movimiento horizontal del perfil metálico.

Las primeras fisuras en la losa aparecen cerca de los apoyos aproximadamente a las 3.50 toneladas del primer ciclo de carga. Durante todo el ensayo aparecen nuevas fisuras que se extienden en toda la longitud de la losa.

A partir de las 16 toneladas, la viga de repartición empieza a girarse, producto del aplastamiento del patín, por lo que la carga que se aplica tiene cierta excentricidad. Al aumentar la carga, el alma de la viga se desplaza horizontalmente, pierde la capacidad y no puede soportar más carga. El elemento falla debido al pandeo lateral torsional.

FOTOGRAFÍA 5.1 CICLOS DE CARGA Y FALLAS ENSAYO 1



FOTOGRAFÍA 5.1 CONTINUACIÓN



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

5.2.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA VIGA 3A

➤ *Curva Corte VS Deformación Vertical Ensayo 1*

De la gráfica Corte vs Deformación vertical, se observa que la sección no llega hasta la carga de plastificación total. El corte teórico calculado para el momento plástico de la viga compuesta es de 16.81 Ton y la muestra falla al alcanzar un valor de corte experimental de 9.62 Ton.

➤ *Deformaciones Reales y Teóricas en el Rango Elástico Ensayo 1*

CUADRO 5.1 DEFORMACIONES REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 1

CARGA [Kg]	δ REAL [mm]	δ TEÓRICA [mm]
1943.97	0.52	0.50
3948.23	1.29	1.02
5940.16	2.19	1.54
8028.88	2.98	2.08
10177.23	3.75	2.64
12048.48	4.25	3.13
14015.64	4.78	3.64
16067.89	4.95	4.17
18011.49	4.98	4.67
18590.95	4.98	4.82
19230.77	4.97	4.99

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Las deformaciones reales son mayores a las teóricas, debido a que durante el ensayo se presentan pequeños deslizamientos entre la losa de hormigón y la viga de acero, haciendo que la inercia efectiva de la sección compuesta sea menor a la calculada con el análisis elástico. La deformación máxima real que presenta la muestra durante el ensayo es de 8.76 milímetros.

➤ *Curva Momento VS Deformación Vertical Ensayo 1*

De la gráfica Momento vs Deformación Vertical, se observa que la muestra no alcanza su momento plástico teórico de 16.81 Ton-m, además que el valor del momento elástico experimental de la sección compuesta es menor que el momento teórico. El máximo momento alcanzado por la muestra durante el ensayo es de 9.62 Ton-m, que representa el 57% de su capacidad de plastificación teórica. Al llegar al

Momento máximo experimental la viga pierde su capacidad debido al pandeo lateral del perfil metálico resultado del aplastamiento del alma.

➤ *Curva Momento VS Curvatura Ensayo 1*

De la gráfica Momento vs Curvatura se determina que la viga no compacta tiene un comportamiento elástico hasta un momento aproximado de 9.53 Ton-m, correspondiente a la fluencia del patín a compresión; posterior a éste, la sección absorbe deformación, pero no carga.

➤ *Curva Momento VS Giro Ensayo 1*

De la gráfica Momento VS Giro se determina que el giro de fluencia es 0.0052 rad, pero no se puede determinar el giro último, por lo tanto, tampoco se puede calcular la ductilidad de la muestra. El máximo giro alcanzado por esta viga es de 0.0091 rad.

➤ *Curva Módulo de Rigidez vs Relación de Capacidad (%M/Mp) Ensayo 1*

De la gráfica Módulo de Rigidez vs Relación de Capacidad se determina que el módulo de rigidez disminuye sustancialmente a una relación de capacidad del 10%, debido al agrietamiento en la losa hormigón; superado este valor el módulo prácticamente permanece constante.

Se calcula un valor promedio del módulo de rigidez igual a 1.66×10^{10} Kg*cm², para posteriormente calcular la inercia efectiva promedio de la sección compuesta utilizando la ecuación 5.1, de tal manera que se pueda comparar con el valor teórico calculado.

$$I_{e(prom)} = \frac{EI_{prom}}{2043000} \quad (5.1)$$

$$I_{e(prom)} = \frac{1.66 \times 10^{10}}{2043000}$$

$$I_{e(prom)} = 8125.30 \text{ cm}^4$$

El valor de la inercia efectiva obtenida experimentalmente representa el 90% de la inercia de la sección compuesta. La inercia real es menor que la inercia teórica, es

por eso que los códigos de diseño proponen una inercia efectiva del orden del 15 al 30% menor que la inercia transformada.²⁹

➤ *Distribución de Esfuerzos en Sección Transversal Ensayo 1*

En la imagen 5.8 cada línea representa la distribución de esfuerzos a una determinada carga. Se puede notar que el eje neutro de la sección sube conforme la carga aplicada en la muestra aumenta. Se observa que el patín sometido a compresión sobrepasa el esfuerzo de fluencia, generando pandeo local del patín y del alma. Aunque las fibras del patín a compresión alcanzan la fluencia la sección no alcanza a plastificar.

Para la carga máxima de 19.23 Ton, el SG1 ubicado en el patín sometido a compresión presenta un esfuerzo de 3631.57 kg/cm²; el SG2 ubicado en el patín sometido a tracción presenta un esfuerzo de 1483.08 kg/cm²; y el SG3 ubicado en el centro del alma presenta un esfuerzo a tensión de 1182.96 kg/cm².

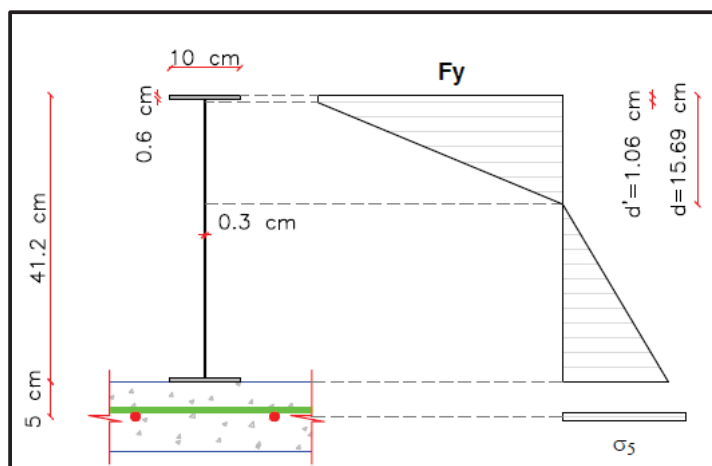
Con estos valores y tomando en cuenta un modelo de comportamiento elastoplástico del acero estructural, se calcula el esfuerzo en el acero de refuerzo de la losa con la ecuación 5.2.

La distancia al eje neutro desde el borde extremo del patín sometido a compresión tiene un valor de 15.69 cm. El valor de d' corresponde a la distancia desde el borde extremo del patín a compresión hasta donde el alma llega a la fluencia, su valor es de 1.06 cm.

$$\begin{aligned}
 M_{\max} = & \left[b_f * t_f * \sigma_1 * \left(d - \frac{t_f}{2} \right) \right] + \left[(d' - t_f) * t_w * \sigma_2 * \left(d - \left(\frac{d' - t_f}{2} \right) \right) \right] \\
 & + \left[\frac{1}{3} * (d - d')^2 * t_w * \sigma_2 \right] + \left[\frac{1}{3} * (h_w - d + t_f)^2 * t_w * \sigma_3 \right] \quad (5.2) \\
 & + \left[\sigma_4 * b_f * t_f * \left(h_w - d + \frac{3}{2} * t_f \right) \right] + [A_r * (h_w - d + 2 * t_f + h_v) * \sigma
 \end{aligned}$$

²⁹ Rivas, P., & Vinuesa, J. (2015). Estudio de vigas de acero con losas de hormigón sometidas a flexión con momentos positivos mediante el ensayo de elementos y modelación teórica (Tesis de Pregrado). Escuela Politécnica Nacional, Quito.

IMAGEN 5.3 MODELO MATEMÁTICO PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 3A



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

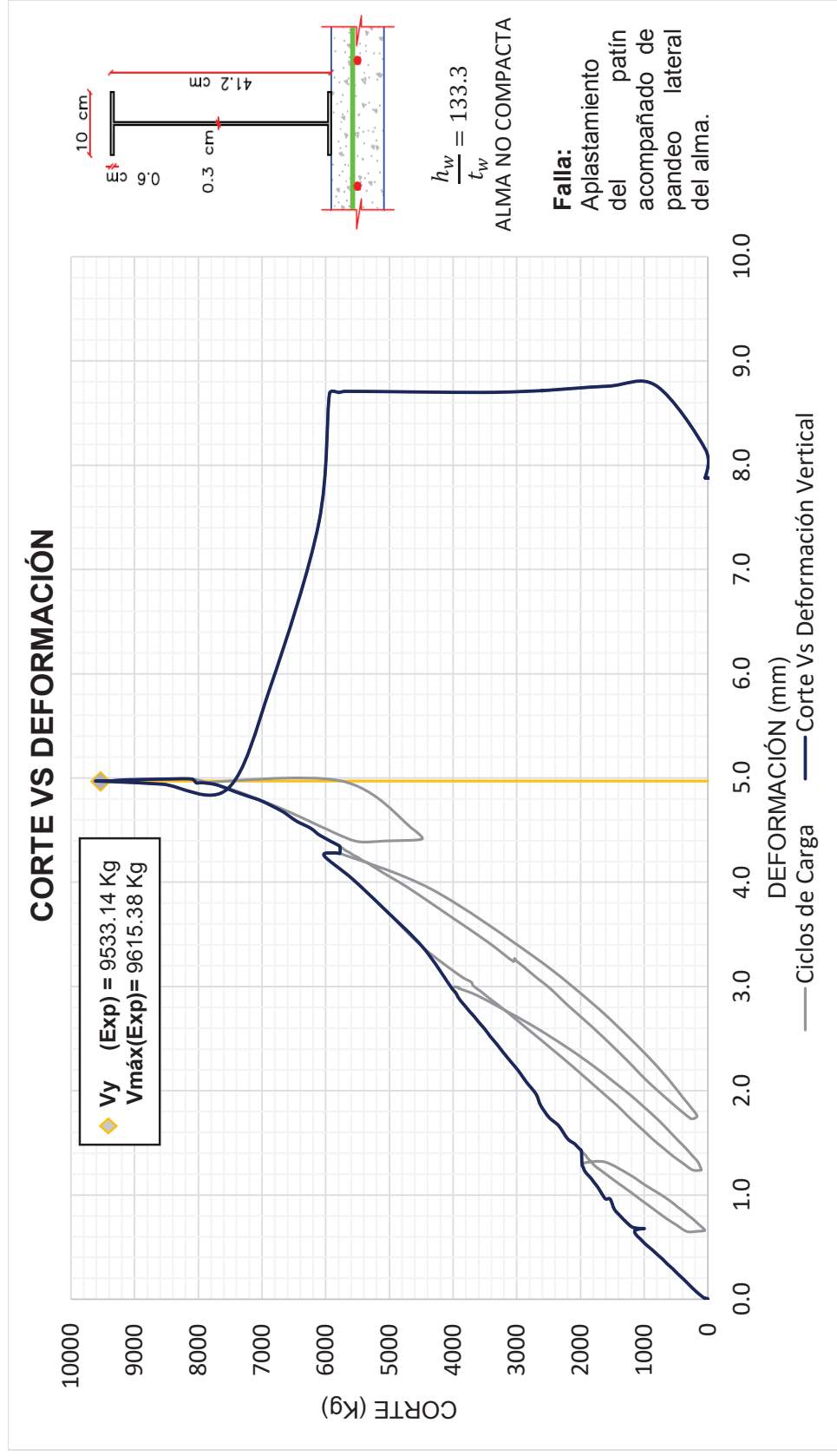
CUADRO 5.2 CÁLCULO ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 3A

VIGA COMPUESTA 3A. ESTADO DE PLASTIFICACIÓN PARCIAL						
Descripción	Observación	Esfuerzo [Kg/cm ²]	Área [cm ²]	Fuerza [Kg]	Distancia [cm]	Momento [Ton-m]
Patín a Compresión	Fluencia	3520.00	6.00	21120.00	15.39	3.25
Alma a Compresión	Fluencia	3520.00	0.14	485.76	15.46	0.08
Alma a Compresión	No fluye	3520.00	2.19	7724.64	9.75	0.75
Alma a Tracción	No fluye	1483.08	3.74	5541.53	16.61	0.92
Patín a Tracción	No fluye	1500.94	6.00	9005.64	25.21	2.27
Acero de Refuerzo	No fluye	1702.99	4.52	7704.16	30.51	2.35
Momento Máximo (Ton-m)						9.62

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

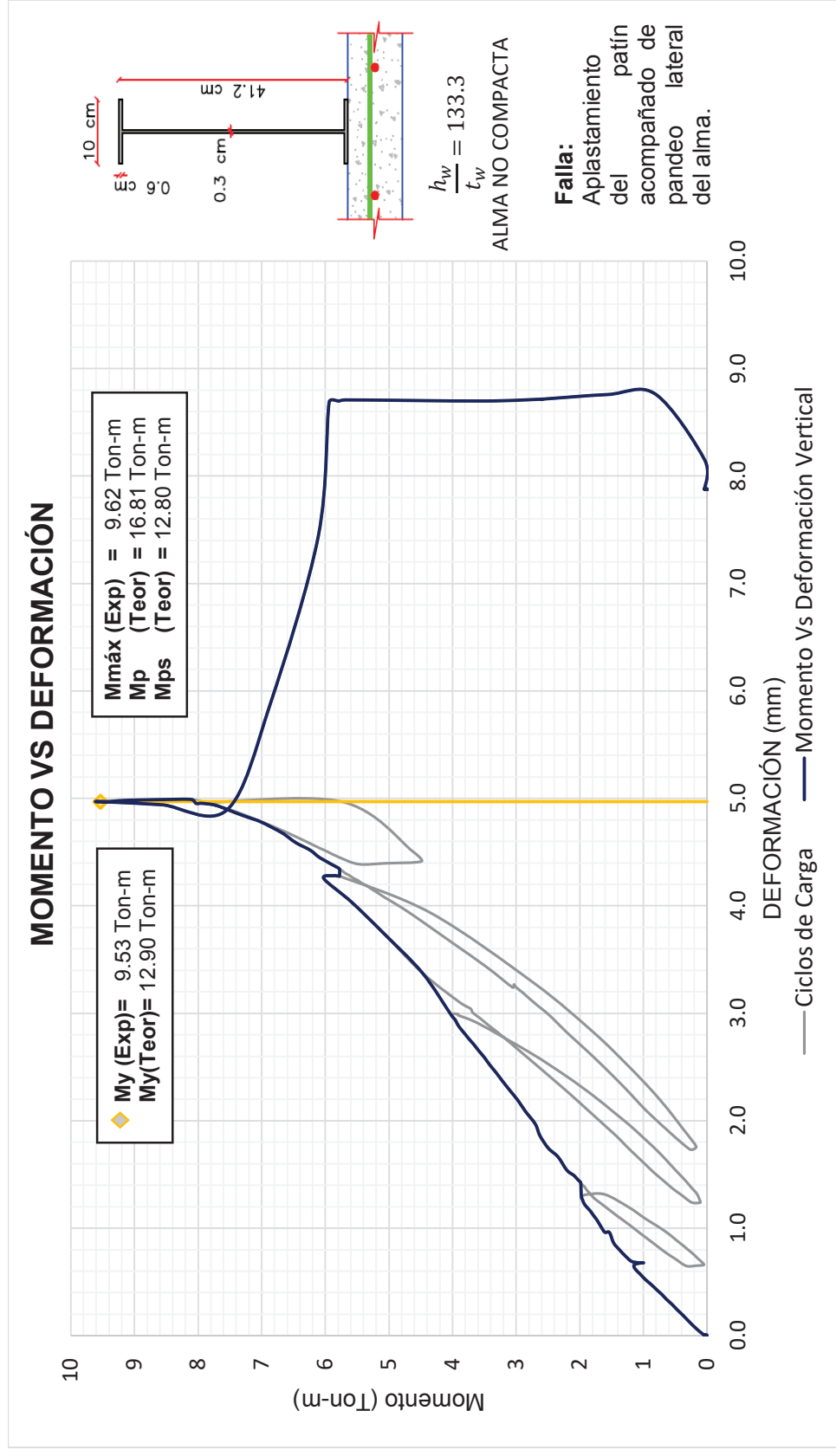
El acero de refuerzo en la losa de hormigón está sometido a un esfuerzo promedio correspondiente al 40.54% del esfuerzo de fluencia, con lo que se demuestra que las varillas no llegan a fluir.

IMAGEN 5.4 CURVA CORTE VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 1



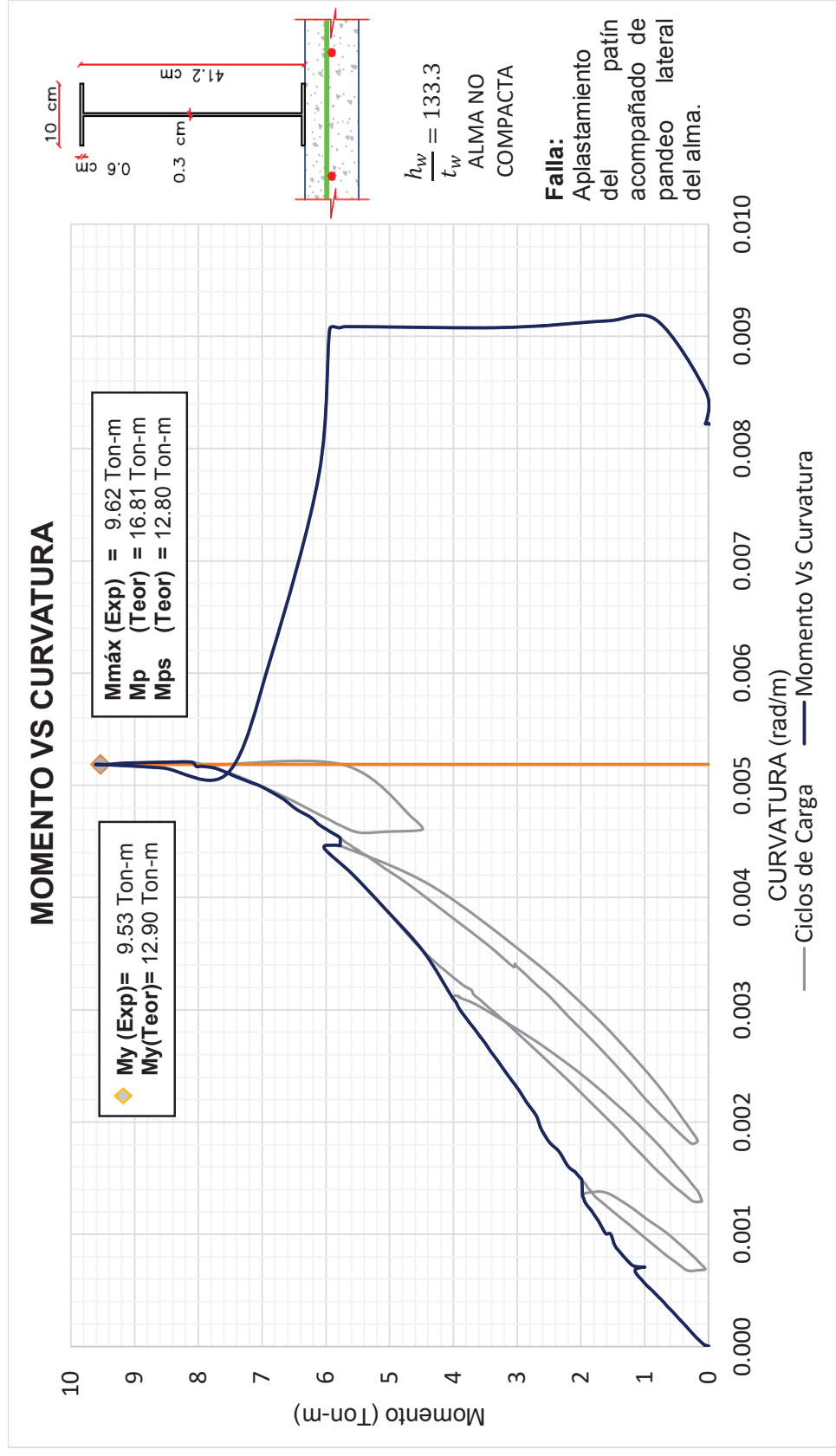
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.5 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 1



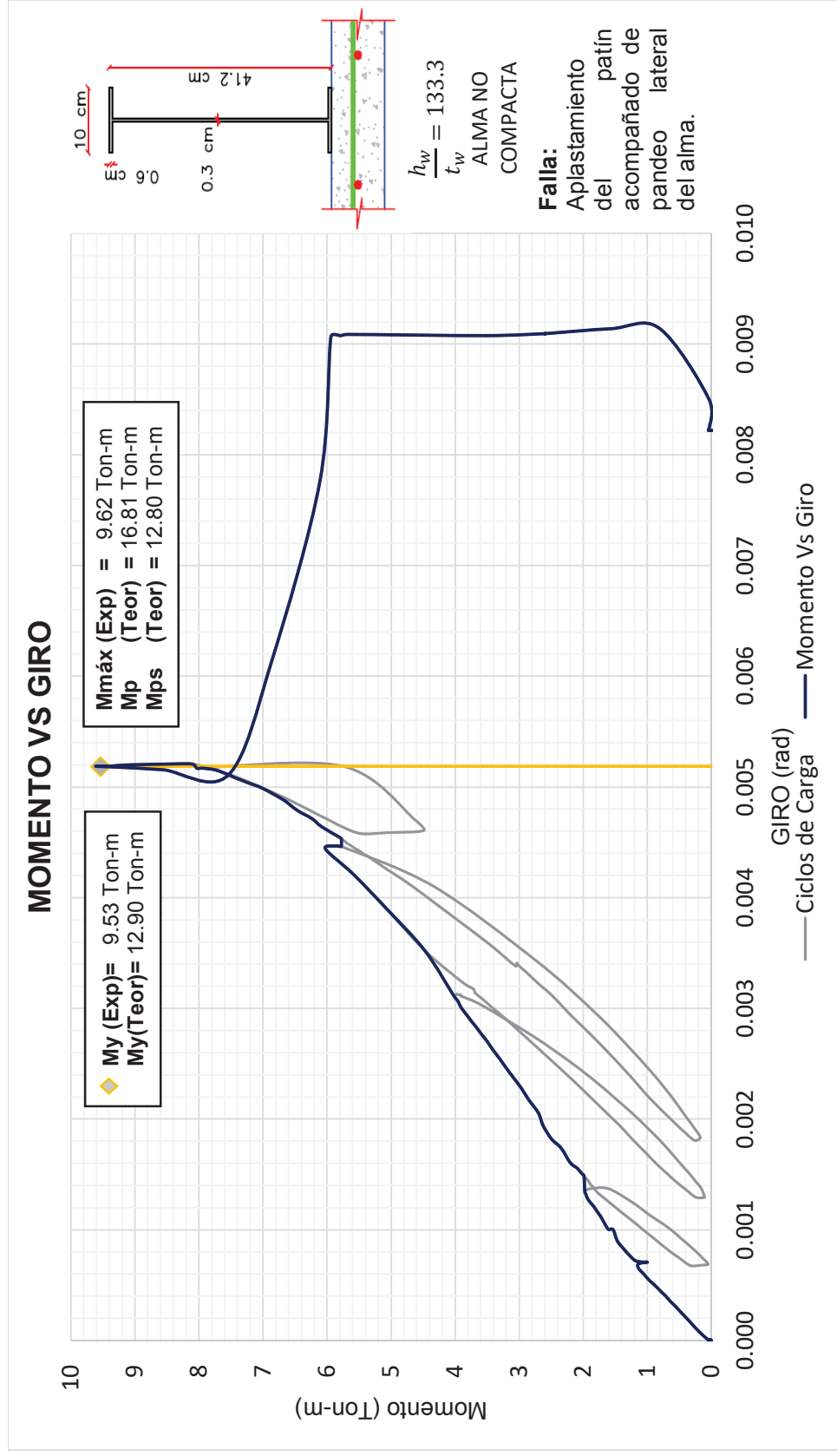
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.6 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 1



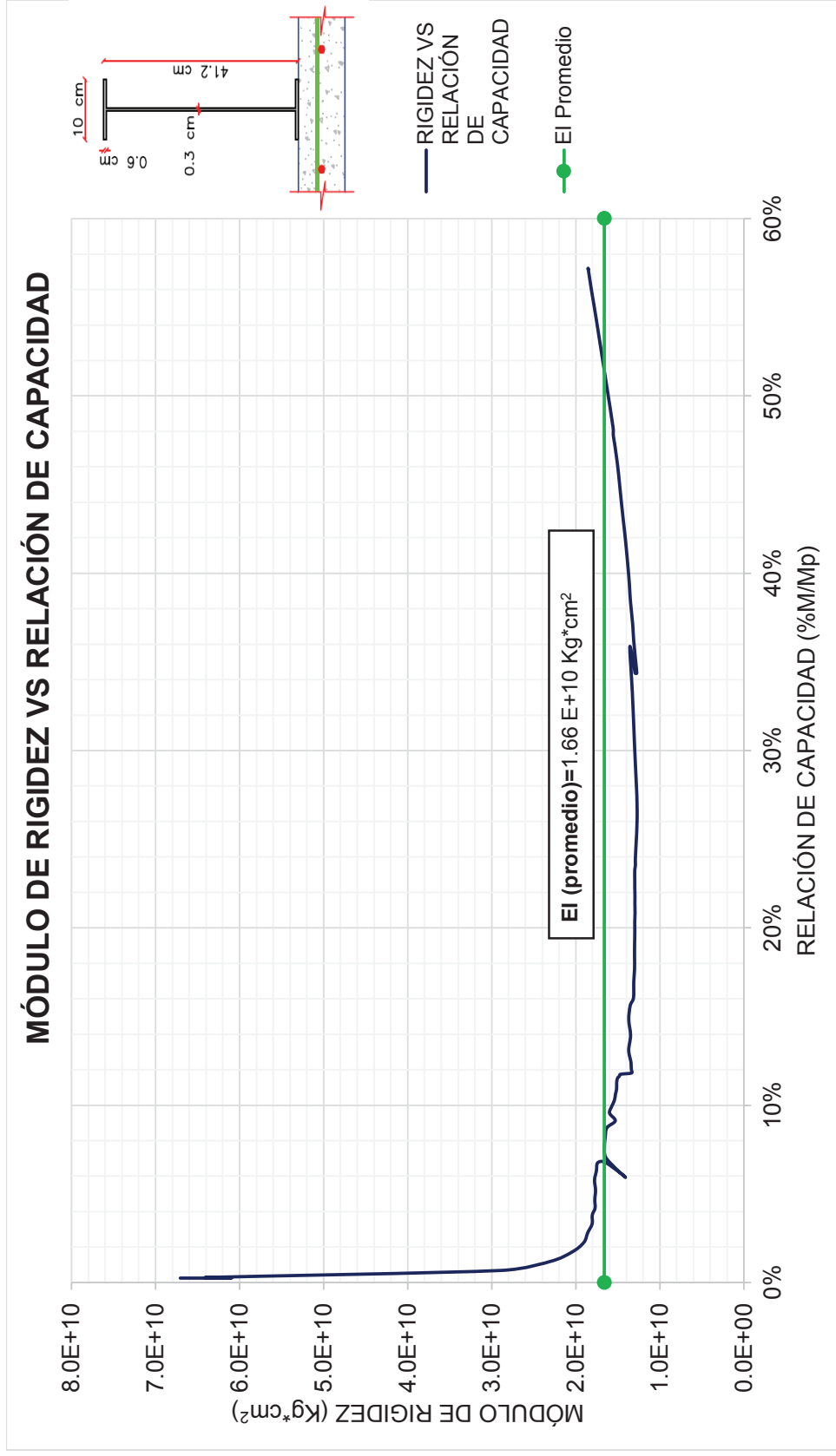
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.7 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 1



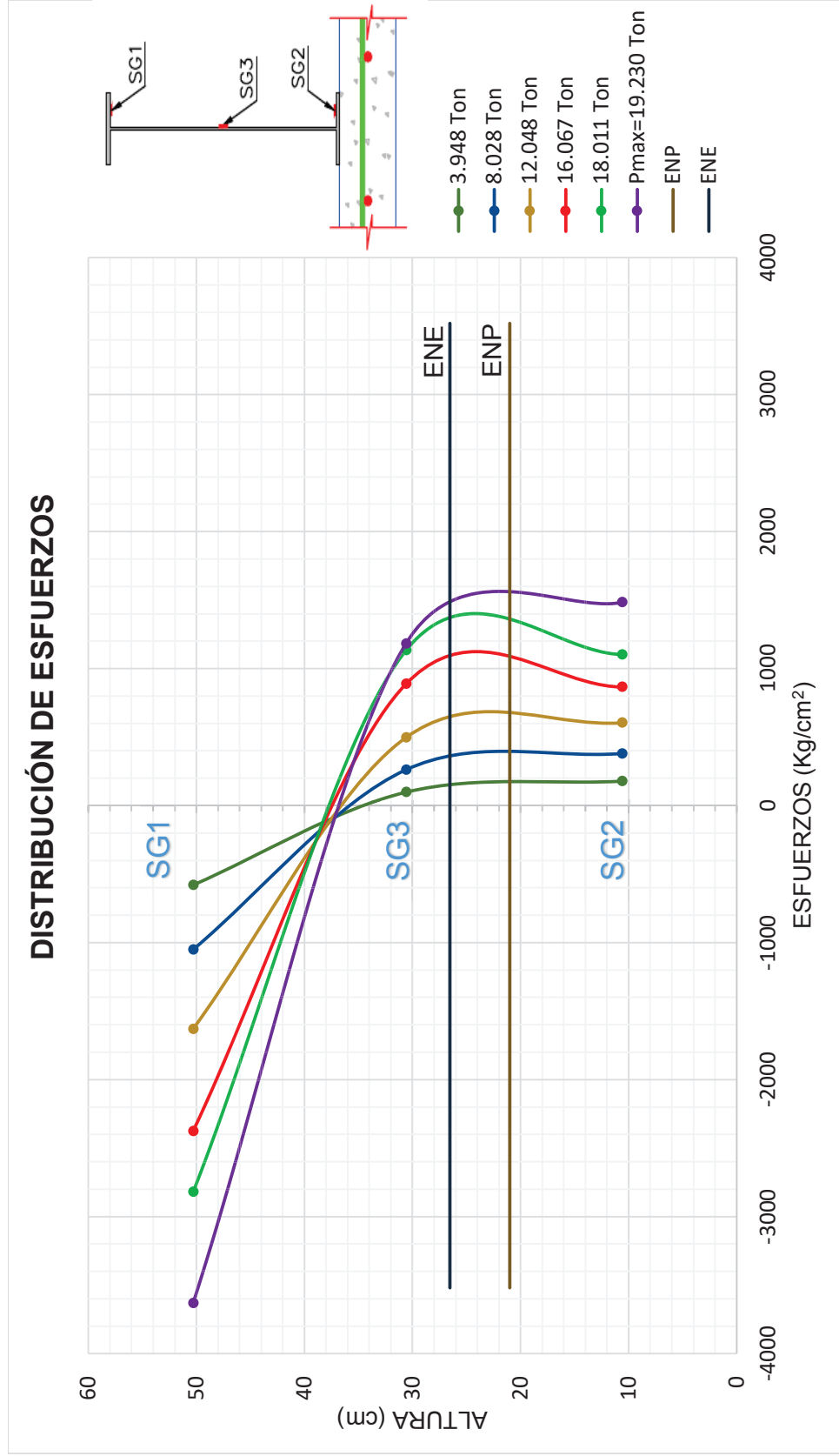
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.8 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.9 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 1



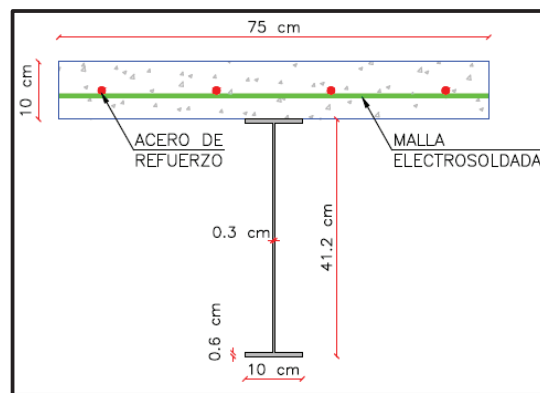
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

5.3 ENSAYO 2

5.3.1 DESCRIPCIÓN DE LA VIGA COMPUESTA 3B

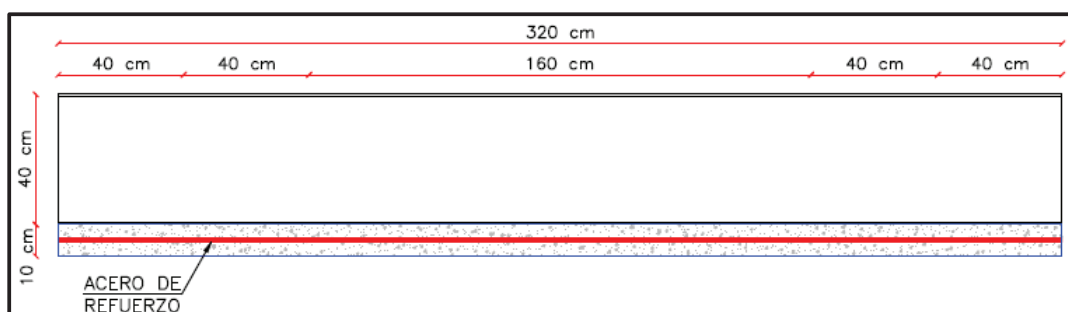
- Losa: Hormigón $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
- Refuerzo: 4 varillas de 12 milímetros de diámetro, con un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. Malla electrosoldada de 5 milímetros de diámetro espaciada 15 centímetros, con un $f_y=5000 \text{ kg/cm}^2$.
- Viga de acero estructural A50 con un f_y de 3520 kg/cm^2 .
- Conectores de corte tipo arco: 13 de 12 milímetros espaciados 25 centímetros.
- Sin atiesadores.
- Momento plástico de la viga metálica (MI): 12.80 Ton-m.
- Momento elástico de la viga compuesta (M_y): 12.90 Ton-m.
- Momento Plástico Teórico de la Viga Compuesta (M_p): 16.81 Ton-m.
- Carga Plástica Teórica de la Viga Compuesta (P_p): 33.62 Ton.

IMAGEN 5.10 SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA COMPUESTA 3B



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.11 VISTA LONGITUDINAL VIGA COMPUESTA TIPO 3B



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

5.3.2 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA COMPUESTA TIPO 3B

Debido a que en el primer ensayo se presentó el aplastamiento del patín en los puntos de aplicación de la carga, se colocaron cuatro ángulos de 40x40x5 mm entre los patines de la viga, con el fin de mejorar la transferencia de fuerzas desde el gato hidráulico a la viga compuesta. Adicionalmente, se coloca un perno extra en las escuadras metálicas para lograr que las mismas no se desprendan de la losa.

La viga tipo 3B fue sometida a dos ensayos, pero en ninguno se pudo medir su ductilidad. Esto sucede porque la muestra falla por pandeo local torsional, debido a que la viga de repartición utilizada en el ensayo no trabaja en el plano de acción de la viga compuesta, generando excentricidad en la carga aplicada sobre el patín del perfil metálico.

En el primer ensayo, la viga se somete a siete ciclos de carga y descarga, siendo 19.34 Ton el valor máximo aplicado en el último ciclo, alcanzado este valor se descarga la viga porque el patín a compresión sufre aplastamiento en uno de los puntos de aplicación de la carga, causando que el perfil metálico se desplace horizontalmente y que las escuadras se desprenden de la losa.

Las primeras fisuras en el hormigón aparecen alrededor de las 3.00 Ton, en el primer ciclo de carga y cerca de los apoyos. A medida que la carga aplicada se incrementa, se presentan fisuras en el centro de luz producto de la flexión de la viga; éstas grietas aumentan en número, longitud y abertura. Se observa que aparecen fisuras a 45° cerca de los apoyos, debido a los esfuerzos cortantes que se generan producto de la aplicación de las cargas en el elemento compuesto.

Para el segundo ensayo, se endereza el patín superior de la viga con ayuda de un gato hidráulico, se retira el cilindro de acero para evitar que la viga de repartición gire durante el ensayo y se colocaron placas en los puntos de aplicación de las cargas. La muestra se somete a un solo ciclo de carga; debido a que las escuadras se desprenden de la losa, la viga falla por pandeo local torsional.

FOTOGRAFÍA 5.2 CICLOS DE CARGA Y FALLAS ENSAYO 2



FOTOGRAFÍA 5.2 CONTINUACIÓN



FOTOGRAFÍA 5.2 CONTINUACIÓN

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

FOTOGRAFÍA 5.3 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 2.1 REPETICIÓN



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

5.3.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA VIGA 3B

➤ *Curva Corte VS Deformación Vertical Ensayo 2*

Se presentan dos curvas correspondientes al primer y segundo ensayo; la carga máxima que soporta la viga en la primera experiencia es de 19.34 Ton, mientras que la carga máxima de la segunda experiencia es de 16.52 Ton, en ambos casos menor a la carga de plastificación teórica cuyo valor es 33.62 Ton.

El corte máximo que soportó la viga es de 9.62 Ton, luego del cual falló por pandeo lateral inducido por el aplastamiento del patín.

➤ *Deformaciones Reales y Teóricas en el Rango Elástico Ensayo 2*

Las deformaciones reales son marcadas por el LVDT durante el ensayo, las deflexiones teóricas son calculadas con la ecuación 3.76, tomando en cuenta la inercia de la sección transformada (I_t). Adicionalmente, se corrigen los valores de la deflexión teórica considerando el módulo de rigidez promedio calculado anteriormente.

CUADRO 5.3 DEFORMACIONES REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 2

CARGA [Kg]	δ REAL [mm]	δ TEÓRICA [mm]	δ CORREGIDA [mm]
2089.78	1.04	0.54	0.84
4010.34	1.90	1.04	1.61
6015.51	2.65	1.56	2.41
7984.44	3.52	2.07	3.20
10073.44	4.33	2.61	4.03
12187.17	5.02	3.16	4.88
14022.42	5.96	3.64	5.62
15940.10	7.01	4.14	6.38
18065.45	8.13	4.69	7.23
18921.46	8.78	4.91	7.58
19344.09	9.36	5.02	7.75

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Las deformaciones reales son mayores a las teóricas, debido a que durante el ensayo se presentan pequeños deslizamientos entre la losa de hormigón y la viga de acero, haciendo que la inercia efectiva de la sección compuesta sea menor a la calculada con el análisis elástico.

Las deformaciones máximas reales que presenta la viga durante la primera y segunda experiencia son de 10.68 mm y 11.20 mm respectivamente.

➤ *Curva Momento VS Deformación Vertical Ensayo 2*

De las gráficas Momento VS Deformación Vertical se puede observar que en ninguno de los ensayos la muestra alcanza el momento plástico teórico de 16.81 Ton-m. El máximo valor de momento alcanzado por la muestra durante los ensayos es de 9.62 Ton-m, que representa el 57% de su capacidad de plastificación teórica. Debido al pandeo lateral de la viga compuesta, tampoco alcanza el momento plástico de la viga sola.

➤ *Curva Momento VS Curvatura Ensayo 2*

De las gráficas Momento VS Curvatura se determina que la viga tiene un comportamiento elástico hasta el momento máximo alcanzado en los 2 ensayos. Posterior a este valor, la muestra absorbe deformación, pero no carga.

➤ *Curva Momento VS Giro Ensayo 2*

En las gráficas Momento VS Giro de los dos ensayos realizados a esta viga, no se puede determinar el giro de fluencia debido a que la viga falla antes de alcanzar la carga de fluencia, es por eso que tampoco se puede determinar la ductilidad de la muestra. El giro experimental correspondiente al momento máximo de los dos ensayos es de 0.0097 rad y 0.0072 rad respectivamente.

➤ *Curva Módulo de Rigidez VS Relación de Capacidad (%M/Mp) Ensayo 2*

De las gráficas Módulo de Rigidez VS Relación de Capacidad se observa que la rigidez de la viga compuesta en los dos ensayos disminuye al incrementar la carga. Al superar una relación de capacidad del 2% el módulo de rigidez permanece prácticamente constante.

Se calcula un valor promedio del módulo de rigidez igual a 1.20×10^{10} Kg*cm², para posteriormente calcular la inercia efectiva promedio de la sección compuesta utilizando la ecuación 5.1, de tal manera que se pueda comparar con el valor teórico calculado.

$$I_{e(prom)} = \frac{EI_{prom}}{2043000} \quad (5.1)$$

$$I_{e(prom)} = 5873.71 \text{ cm}^4$$

El valor de la inercia efectiva obtenida experimentalmente representa el 65% de la inercia de la sección compuesta. La inercia real es menor que la inercia teórica, por lo tanto, las deflexiones reales son mayores.

➤ *Distribución de Esfuerzos en Sección Transversal Ensayo 2*

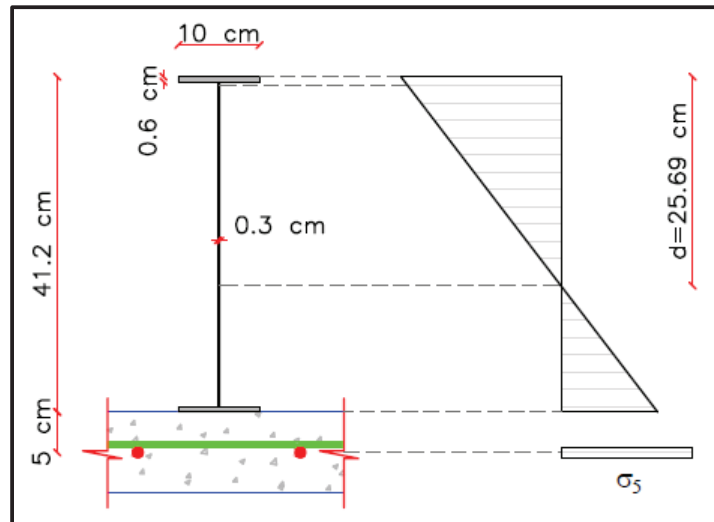
En la imagen 5.22 cada línea representa la distribución de esfuerzos a una determinada carga. Se puede observar que el eje neutro de la sección sube conforme la carga aplicada en la muestra aumenta. Se determina que el patín sometido a compresión no alcanza el esfuerzo de fluencia. El pandeo local del patín y del alma, no permite que la sección llegue a plastificar.

Para la carga máxima de 19.34 Ton, el SG1 ubicado en el patín sometido a compresión presenta un esfuerzo de 1923.95 kg/cm²; el SG2 ubicado en el patín sometido a tracción presenta un esfuerzo de 1143.63 kg/cm²; y el SG3 ubicado en el centro del alma presenta un esfuerzo a compresión de 574.70 kg/cm².

Con estos valores y tomando en cuenta un modelo de comportamiento elastoplástico del acero estructural, se calcula el esfuerzo en el acero de refuerzo de la losa con la ecuación 5.3. La distancia al eje neutro desde el borde extremo del patín sometido a compresión tiene un valor de 15.69 cm.

$$\begin{aligned}
 M_{\text{máx}} = & \left[b_f * t_f * \sigma_1 * \left(d - \frac{t_f}{2} \right) \right] + \left[\frac{1}{3} * (d - t_f)^2 * t_w * \sigma_2 \right] \\
 & + \left[\frac{1}{3} * (h_w - d + t_f)^2 * t_w * \sigma_3 \right] \\
 & + \left[\sigma_4 * b_f * t_f * \left(h_w - d + \frac{3}{2} * t_f \right) \right] + [A_r (h_w - d + 2 * t_f + h_v) * \sigma_5]
 \end{aligned} \quad (5.3)$$

IMAGEN 5.12 MODELO MATEMÁTICO PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 3B



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

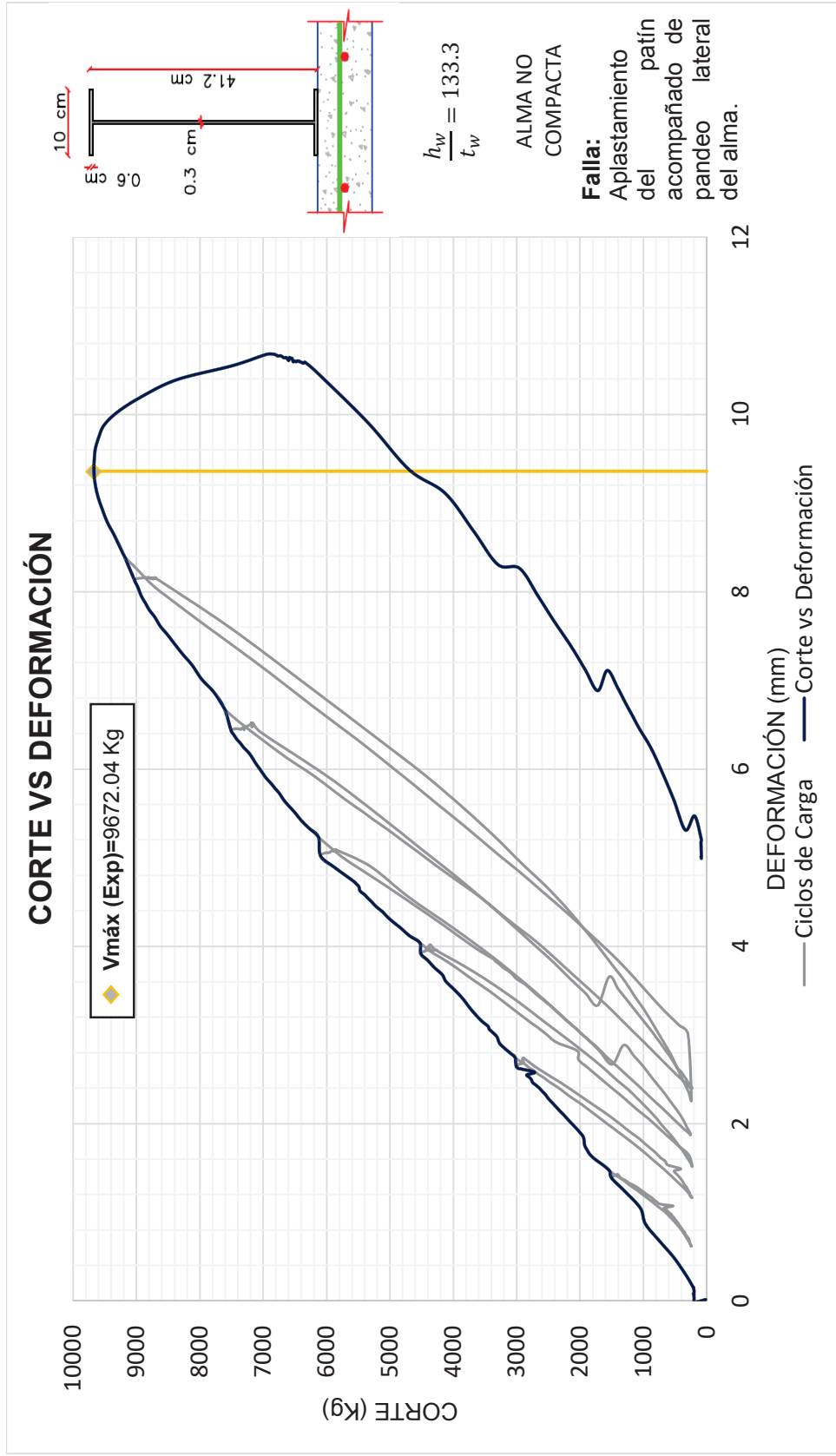
CUADRO 5.4 CÁLCULO ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 3B

VIGA COMPUESTA TIPO 3B. RANGO ELÁSTICO						
Descripción	Observación	Esfuerzo [Kg/cm ²]	Área [cm ²]	Fuerza [Kg]	Distancia [cm]	Momento [Ton-m]
Patín a Compresión	No fluye	1946.96	6.00	11681.76	25.39	2.97
Alma a Compresión	No fluye	1282.63	7.53	9654.38	16.73	1.61
Alma a Tracción	No fluye	762.42	4.47	3410.30	9.94	0.34
Patín a Tracción	No fluye	1166.64	6.00	6999.84	15.21	1.06
Acero de Refuerzo	No fluye	3972.07	4.52	17969.21	20.51	3.69
Momento Máximo (Ton-m)						9.67

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

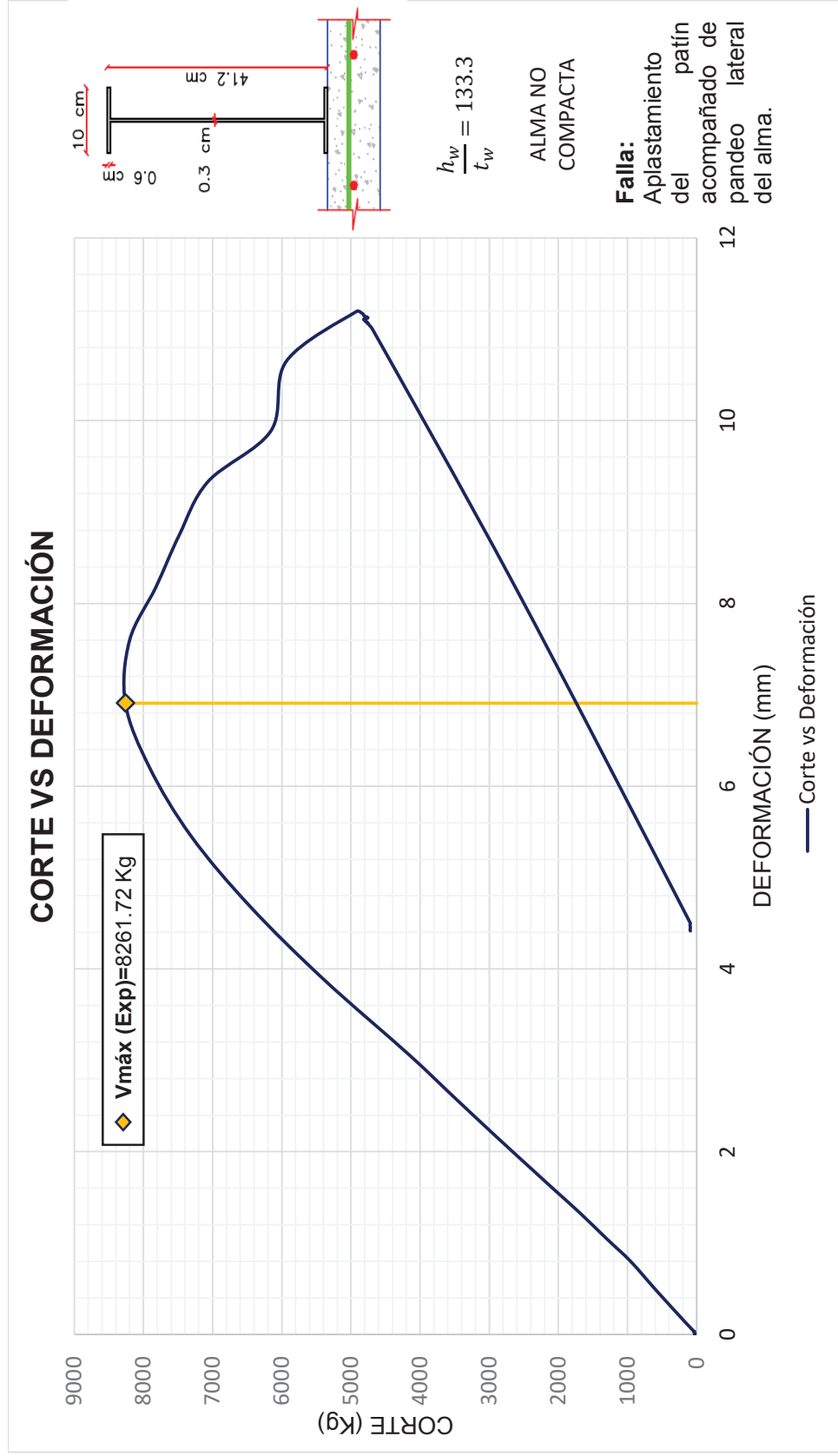
El acero de refuerzo en la losa de hormigón está sometido a un esfuerzo promedio correspondiente al 94.57% del esfuerzo de fluencia, con lo que se demuestra que las varillas están muy cercanas a fluir.

IMAGEN 5.13 CURVA CORTE VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 2



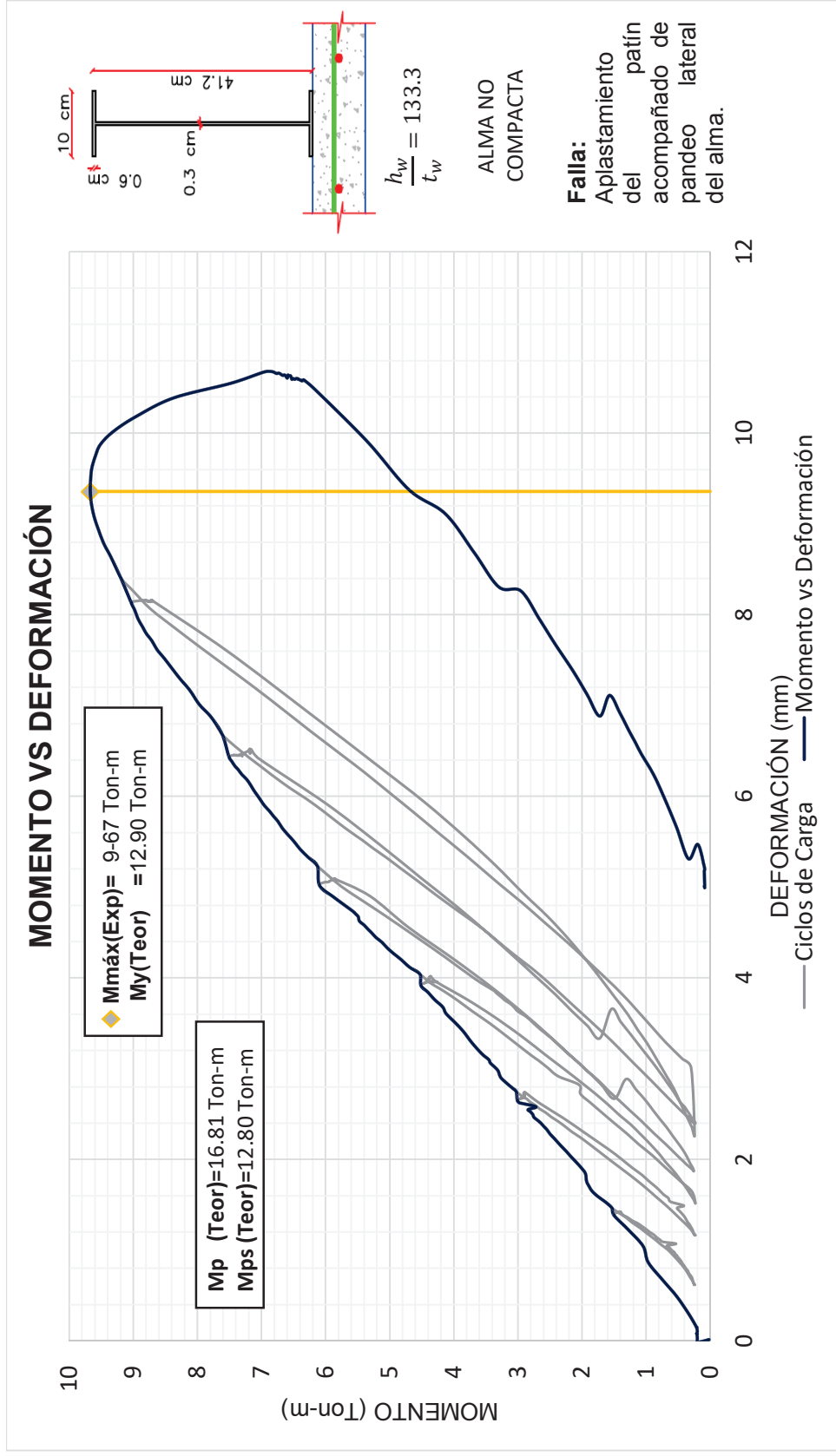
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.14 CURVA CORTE VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 2.1 REPETICIÓN



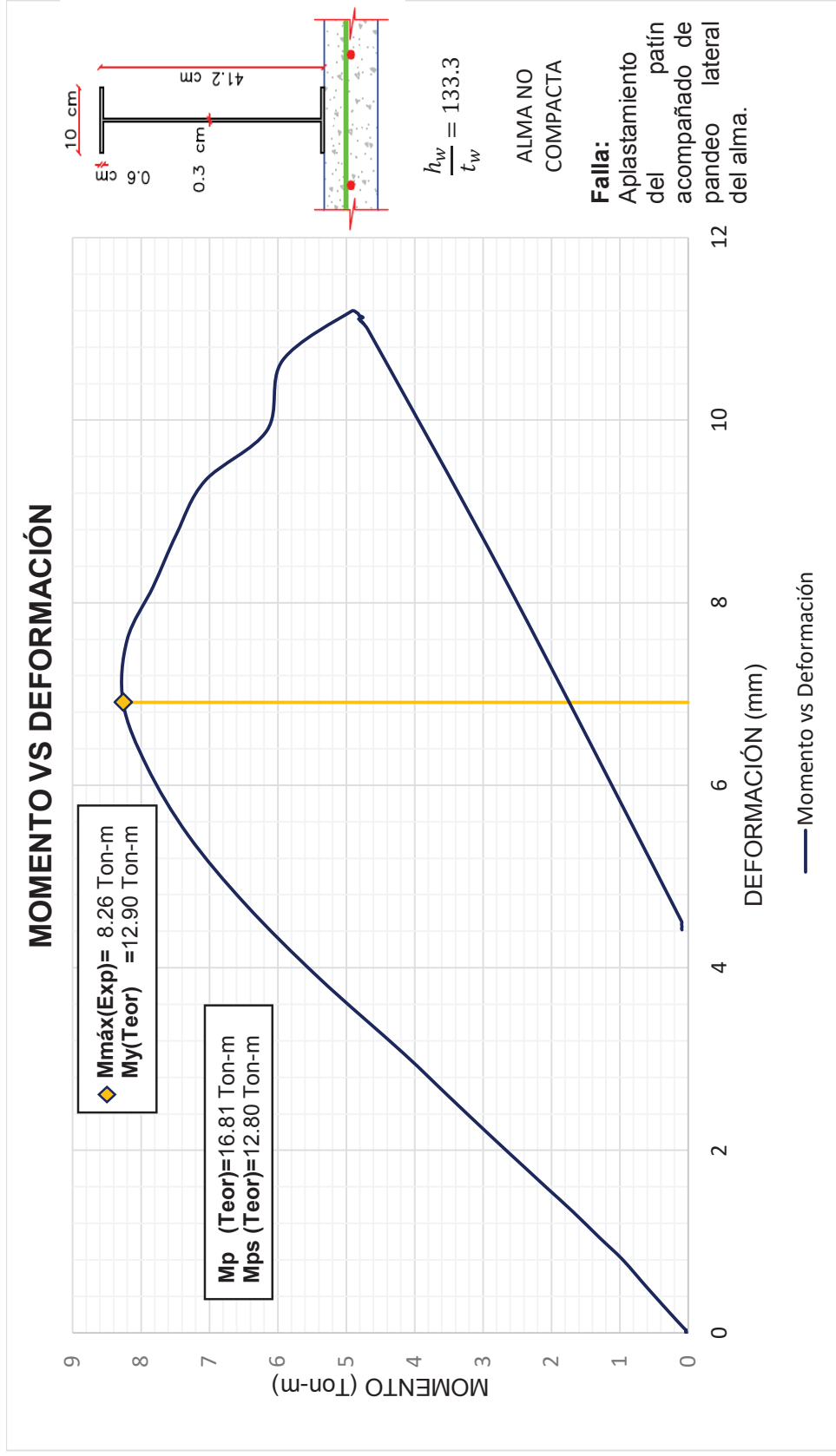
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.15 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 2



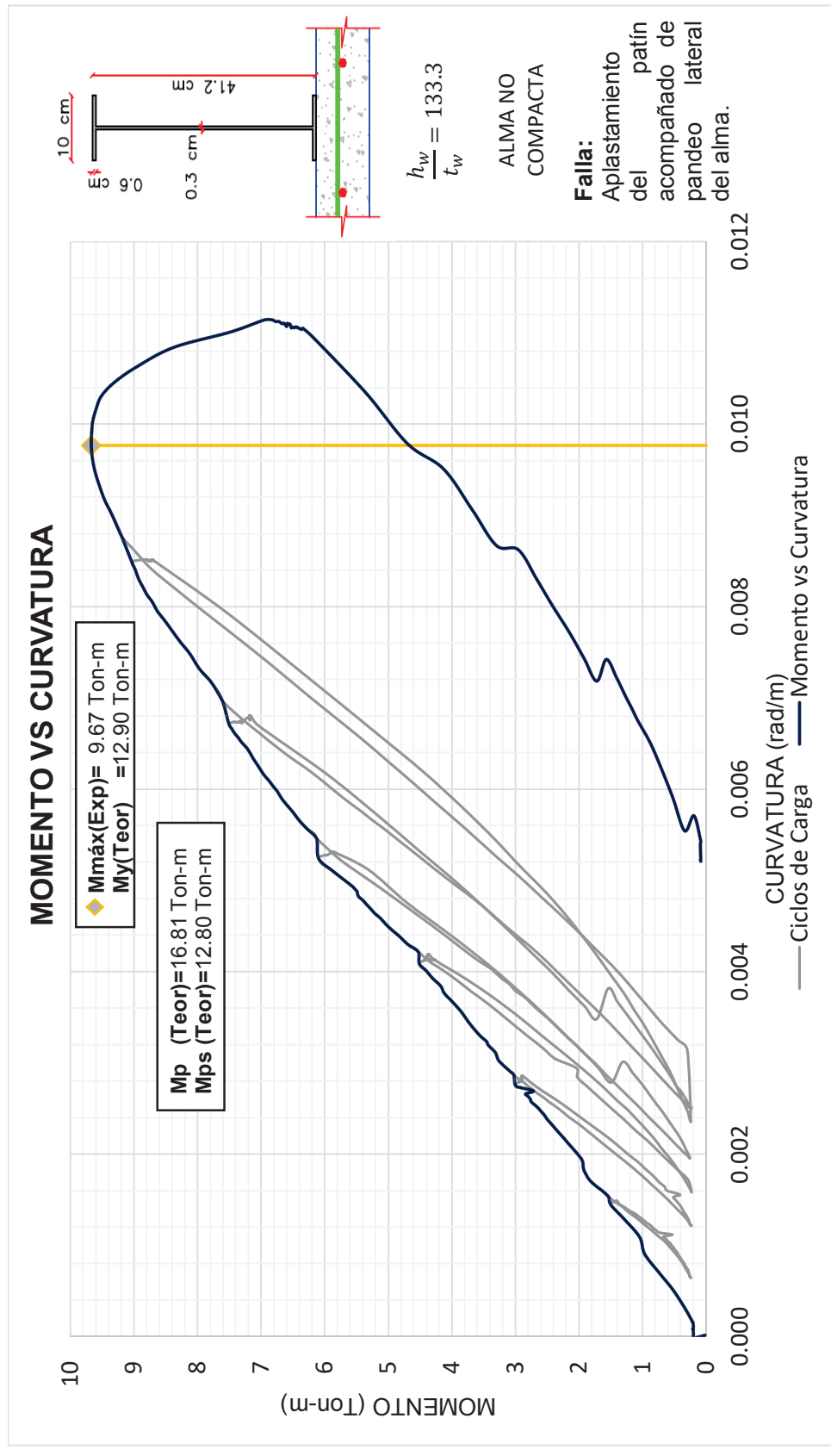
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.16 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 2.1 REPETICIÓN



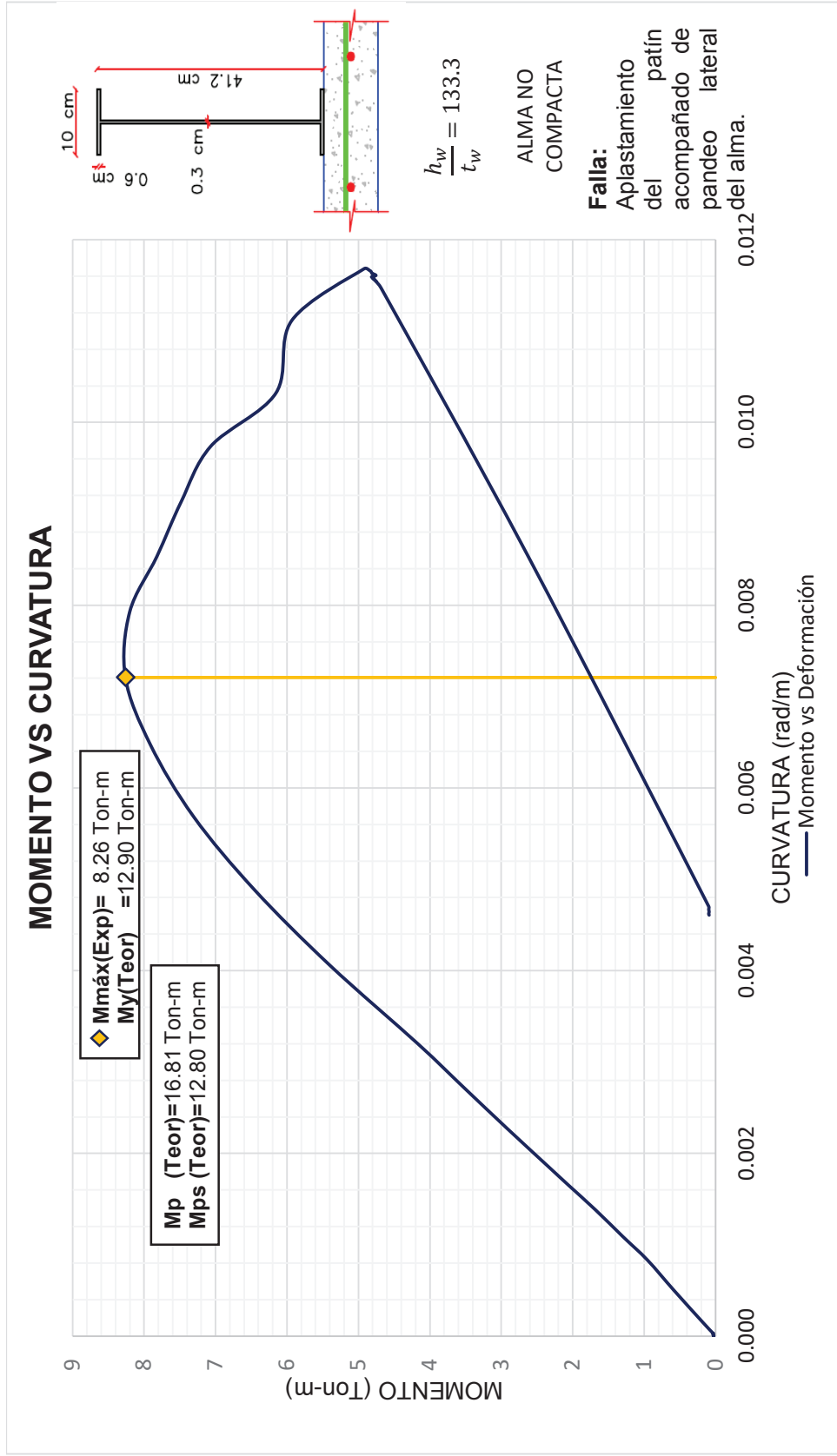
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.17 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 2



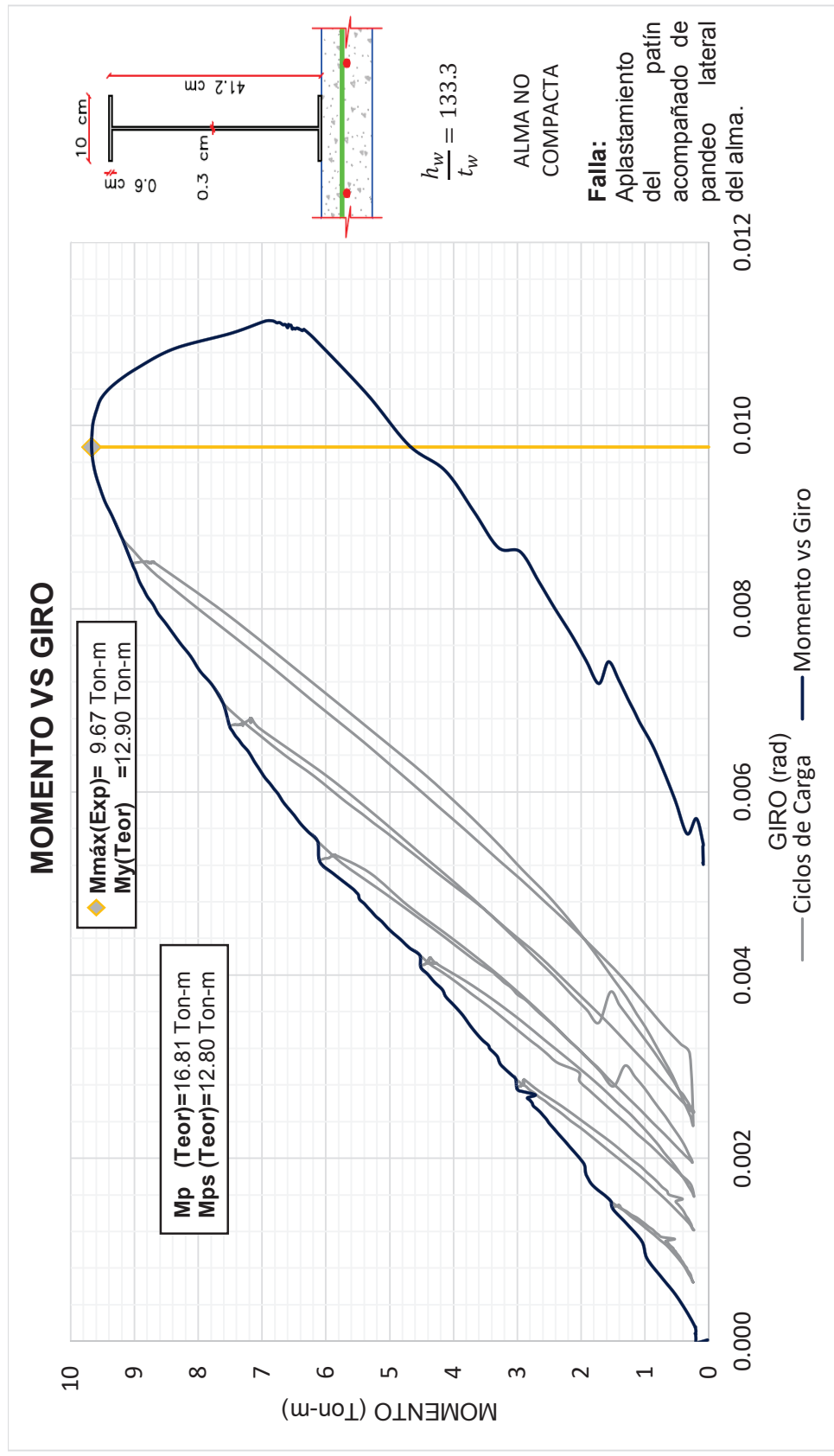
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.18 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 2.1 REPETICIÓN



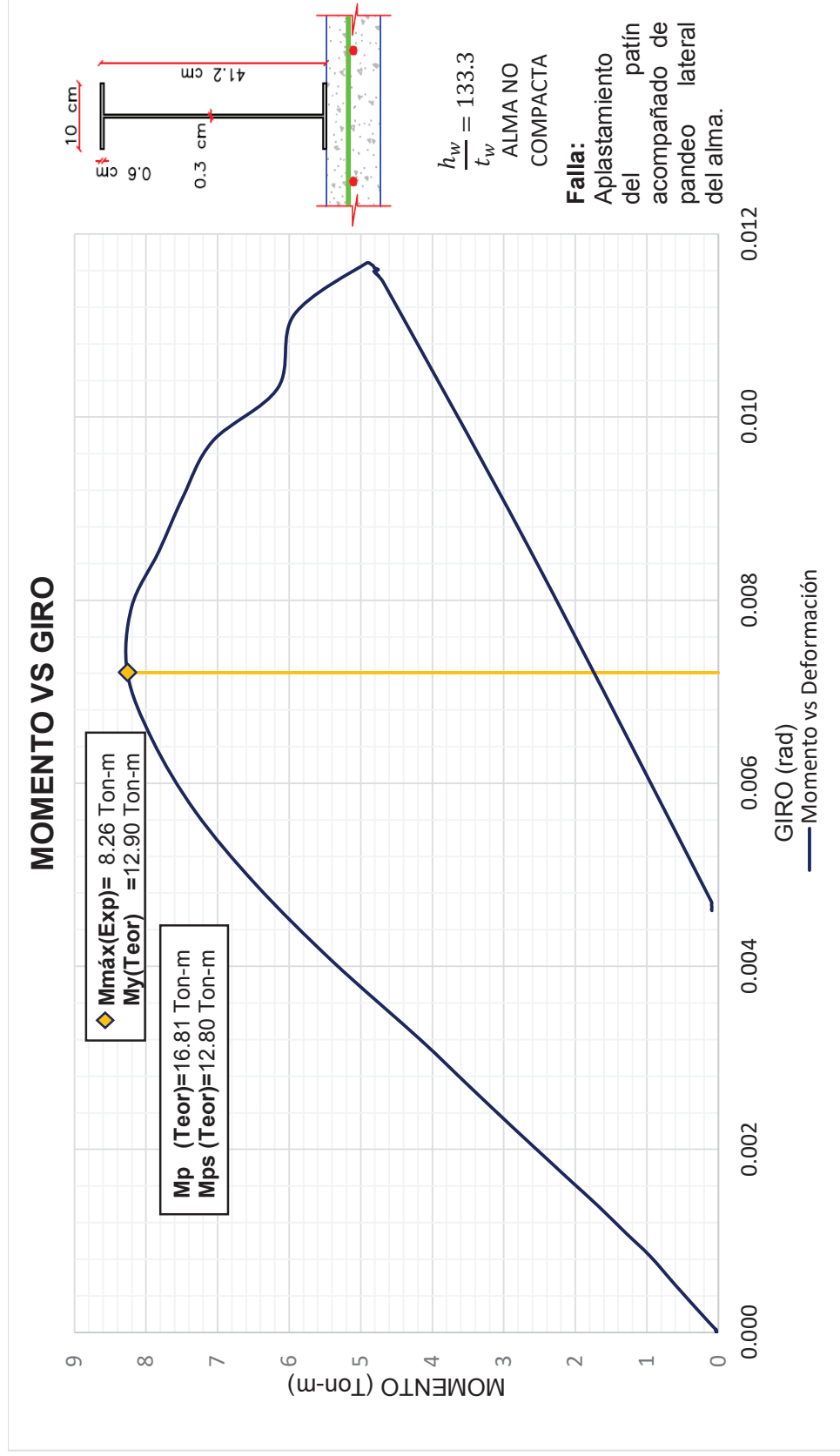
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.19 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 2



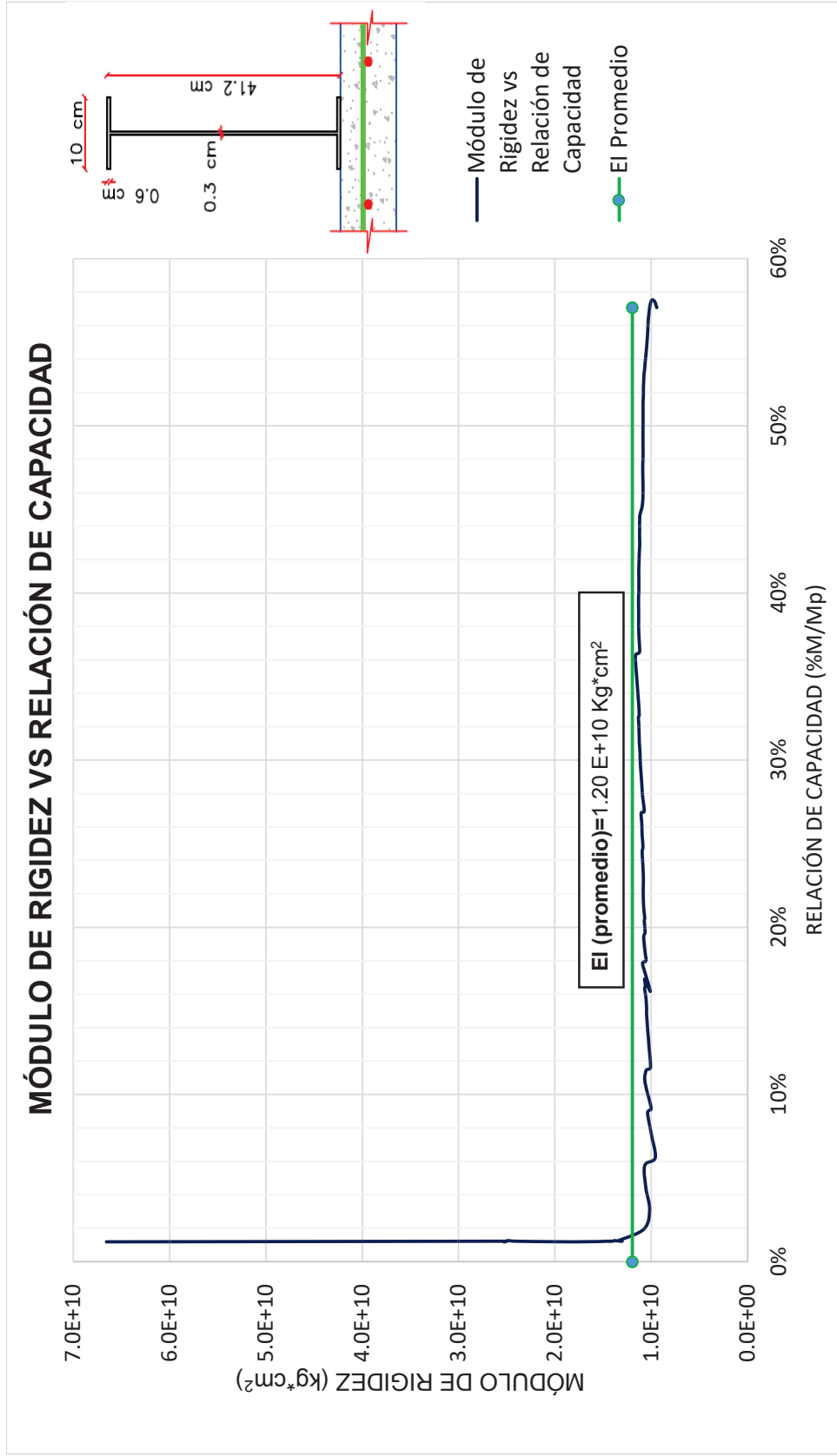
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.20 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 2.1 REPETICIÓN



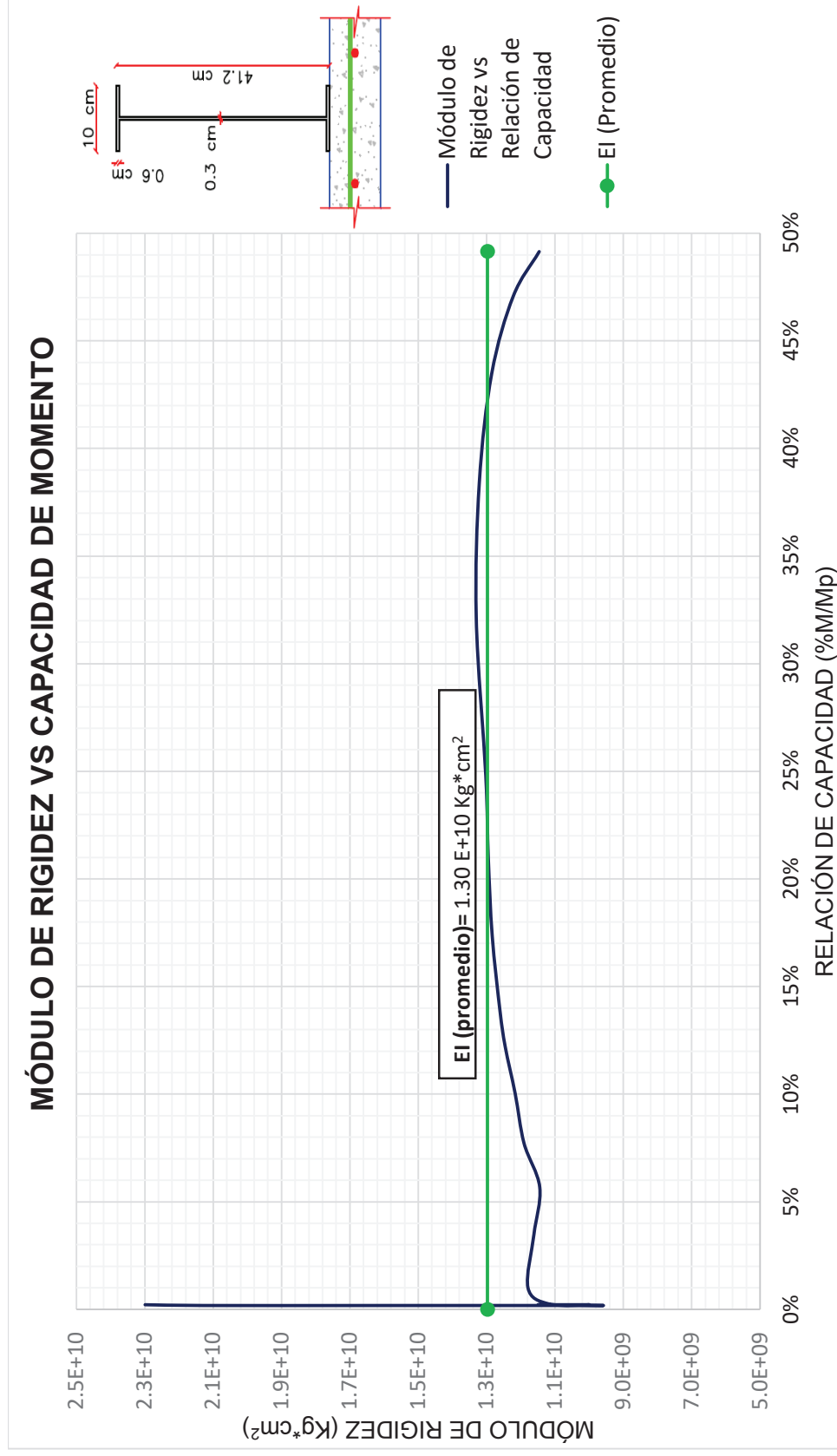
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.21 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 2



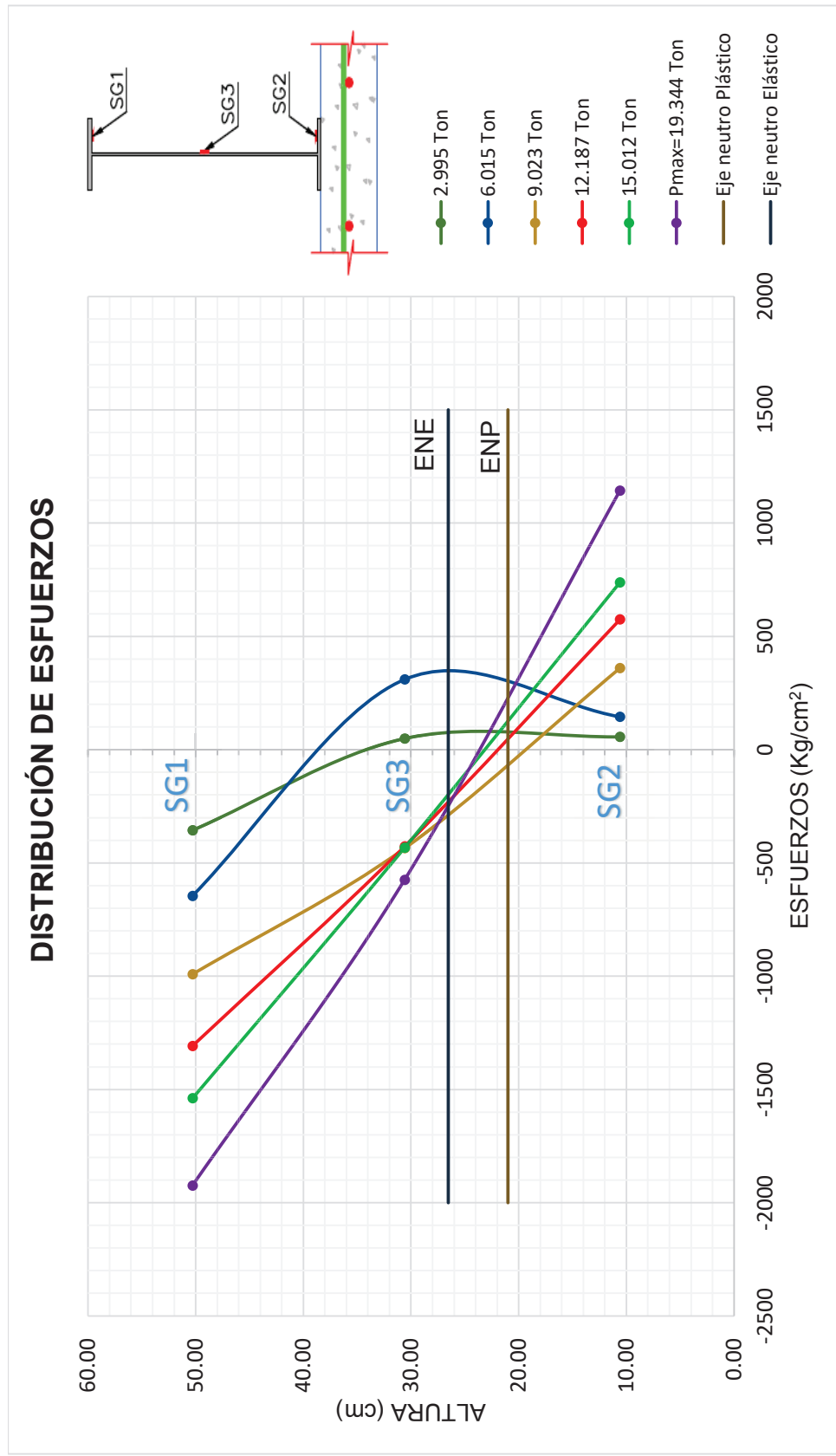
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.22 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 2.1 REPETICIÓN



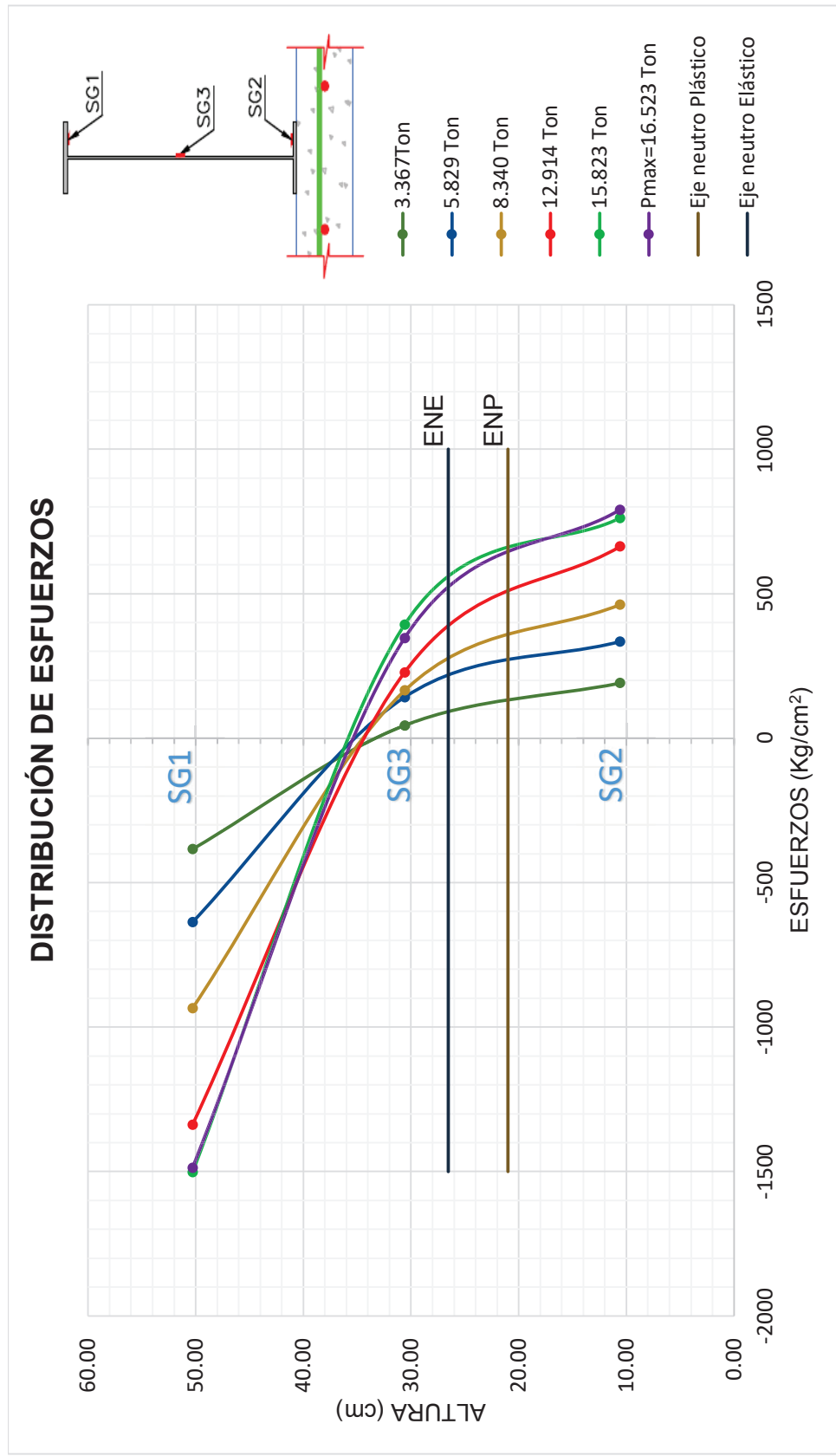
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.23 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 2



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.24 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 2.1 REPETICIÓN



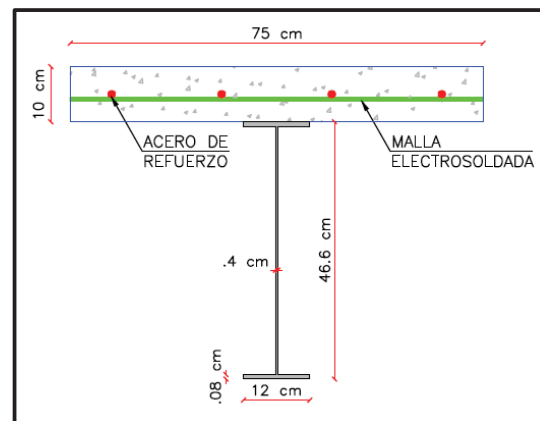
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

5.4 ENSAYO 3

5.4.1 DESCRIPCIÓN DE LA VIGA COMPUESTA 4B

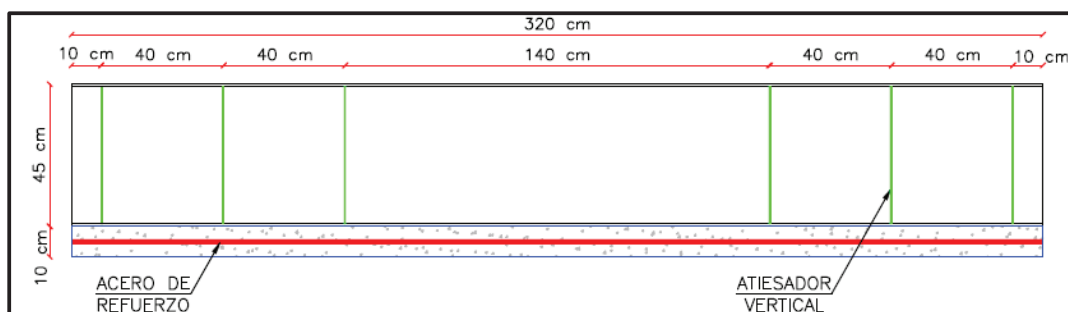
- Losa: Hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
- Refuerzo: 4 varillas de 12 milímetros de diámetro, con un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
Malla electrosoldada de 5 milímetros de diámetro espaciada 15 centímetros, con un $f_y=5000 \text{ kg/cm}^2$.
- Viga de acero estructural A50 con un f_y de 3520 kg/cm^2 .
- Conectores de corte tipo arco: 16 de 14 milímetros espaciados 20 cm.
- Atiesadores: Verticales de 4 mm de espesor.
- Momento plástico de la viga metálica (MI): 22.60 Ton-m.
- Momento elástico de la viga compuesta (M_y): 21.81 Ton-m.
- Momento Plástico Teórico de la Viga Compuesta (M_p): 27.34 Ton-m.
- Carga Plástica Teórica de la Viga Compuesta (P_p): 54.68 Ton.

IMAGEN 5.25 SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA COMPUESTA 4B



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.26 VISTA LONGITUDINAL VIGA COMPUESTA 4B



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

5.4.2 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA 4B

En el ensayo 3 se realizan varias correcciones, con el fin de que la viga no pandee lateralmente. Se colocan 4 escuadras metálicas adicionales para restringir por completo el movimiento horizontal del perfil metálico, éstas se unen a la losa por medio de pernos de 12 cm de longitud que la atraviesan en todo su espesor.

En los puntos de aplicación de las cargas se reemplazó el rodillo de acero por 5 placas metálicas de 2 cm de espesor, éstas están sobre láminas de neopreno para nivelar el patín de las vigas y lograr que las cargas se transmitan verticalmente durante el ensayo. Adicionalmente, se colocaron dos ángulos de 50x50x4 milímetros soldados entre sí para evitar el aplastamiento del patín y mejorar la transferencia de fuerzas que ejerce el gato hidráulico a la viga compuesta.

La viga tipo 4B fue sometida a tres ensayos, pero en ninguno se pudo medir su ductilidad. Esto sucede porque la viga de repartición utilizada falla, genera torsión en la viga compuesta, causando la rotura de la losa de hormigón, por lo que se detuvo el ensayo.

En el primer ensayo, la viga fue sometida a 10 ciclos de carga y descarga, siendo 36.69 Ton el valor de la carga máxima en el último ciclo aplicado, alcanzado este valor, la celda de carga se desvía de su eje y se desacopla del gato hidráulico, producto de la rotura de un fusible de seguridad que este posee.

Las primeras fisuras en el hormigón aparecen alrededor de las 3.80 Ton, en el primer ciclo de carga y cerca de los apoyos. A medida que la carga aplicada se incrementa, se presentan fisuras en el centro de luz producto de la flexión de la viga; éstas grietas aumentan en número, longitud y abertura. Se observa que aparecen fisuras a 45° cerca de los apoyos, debido a los esfuerzos cortantes que se generan producto de la aplicación de las cargas en el elemento compuesto.

Para el ensayo 2, se arregla el equipo y se reemplaza las 5 placas metálicas por el cilindro de acero, el mismo que se coloca sobre dos placas metálicas en los puntos de aplicación de las cargas, para permitir el libre desplazamiento de la viga de repartición y evitar que el equipo vuelva a dañarse.

Se realizan dos ciclos de carga y descarga. Se lleva a la viga hasta las 40 Ton y se descarga para posteriormente tratar de llevarla a la falla, pero el equipo se rompe

nuevamente. El valor de la máxima carga aplicada es de 48.50 Ton. Las fisuras se extienden en toda la longitud de la viga; aparecen fisuras a 45° en los apoyos y al desmontar la probeta de los apoyos se desprende un pedazo de losa.

Para el ensayo 3, se bajan todos los equipos con el fin de lograr que la estructura del marco de carga sea más rígida y se evite su daño como en ensayos anteriores; se cambia la viga de repartición y se coloca nuevamente la viga compuesta sobre los apoyos.

La muestra se carga hasta la falla, alcanzando una carga de 47.00 Ton. En este punto la viga de repartición falla generando torsión en la viga compuesta, provocando el colapso de la losa en uno de sus apoyos, por lo que se decidió detener el ensayo.

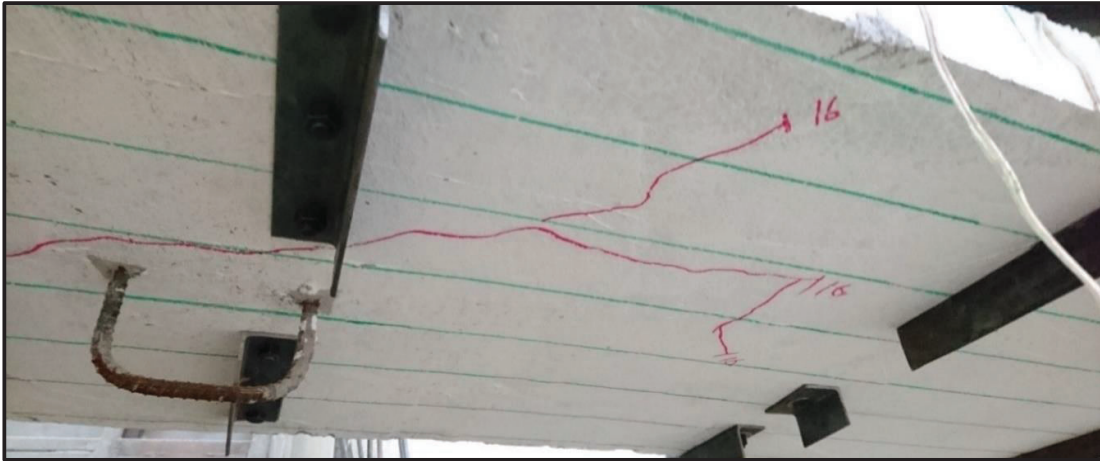
FOTOGRAFÍA 5.4 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 3



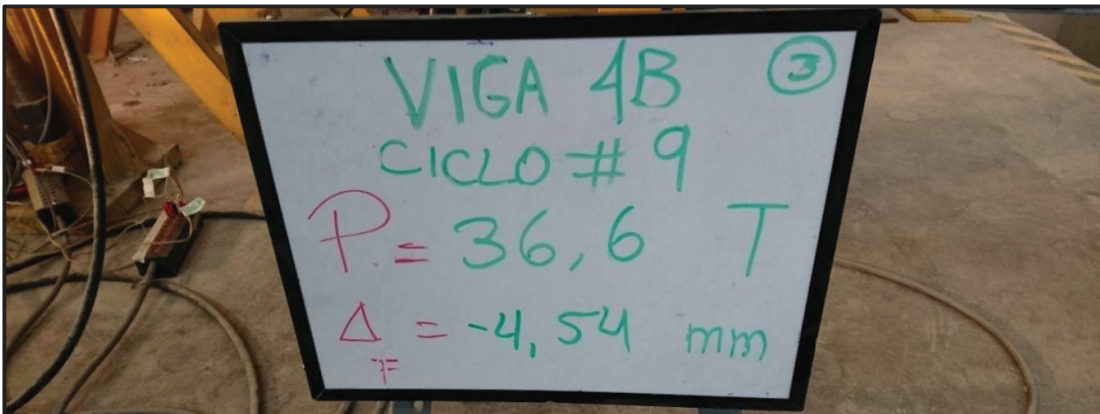
FOTOGRAFÍA 5.4 CONTINUACIÓN



FOTOGRAFÍA 5.4 CONTINUACIÓN

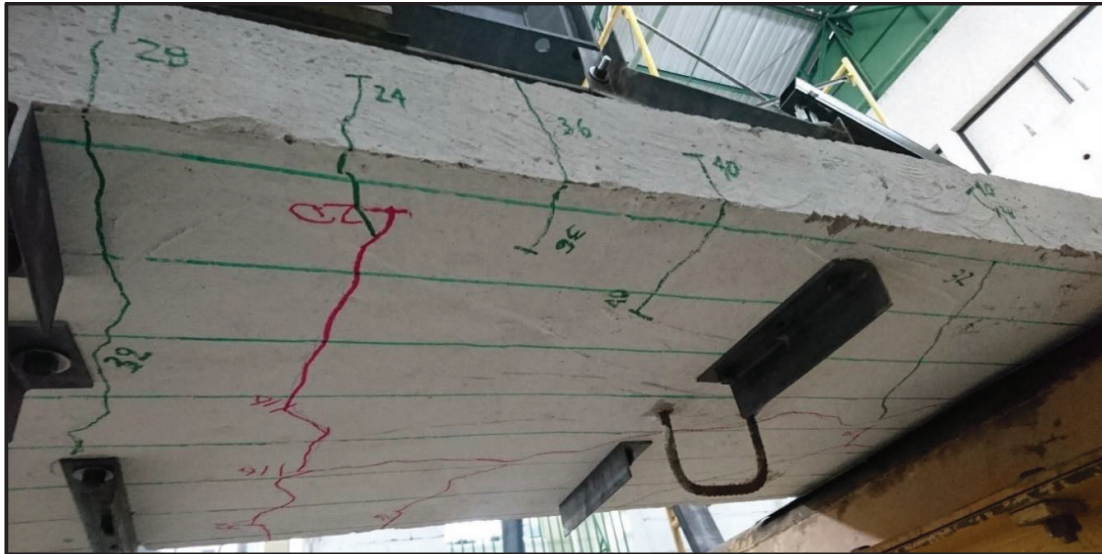


FOTOGRAFÍA 5.4 CONTINUACIÓN



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

FOTOGRAFÍA 5.5 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 3.1 REPETICIÓN



FOTOGRAFÍA 5.5 CONTINUACIÓN

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

FOTOGRAFÍA 5.6 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 3.2 REPETICIÓN

FOTOGRAFÍA 5.6 CONTINUACIÓN



FOTOGRAFÍA 5.6 CONTINUACIÓN



FOTOGRAFÍA 5.6 CONTINUACIÓN



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

5.4.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS VIGA 4B

➤ *Curva Corte VS Deformación Vertical Ensayo 3*

Se presentan tres curvas correspondientes a todos los ensayos realizados a esta muestra, la carga máxima que soporta la viga en la primera, segunda y tercera experiencia es de 36.69 Ton, 48.51 Ton y 47.00 Ton respectivamente, en todos los casos menor a la carga de plastificación teórica cuyo valor es 54.68 Ton.

El corte máximo que soportó la viga es de 24.25 Ton en la segunda experiencia; en la tercera experiencia el corte máximo fue de 23.50 Ton, luego de lo cual falló por pandeo lateral torsional ocasionada por las grietas a 45 grados que se generan por los esfuerzos cortantes en la losa.

➤ *Deformaciones Reales y Teóricas en el Rango Elástico Ensayo 3*

CUADRO 5.5 DEFORMACIONES REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 3

CARGA [Kg]	δ REAL [mm]	δ TEÓRICA [mm]
3551.71	0.52	0.51
7984.16	1.26	1.15
12802.64	2.01	1.84
16401.82	2.49	2.35
20000.85	2.93	2.87
23857.59	3.38	3.42
28187.84	3.89	4.05
32589.30	4.35	4.68
34335.89	4.54	4.93
35956.30	4.74	5.16
38013.98	5.04	5.46
40031.48	5.38	5.75
42185.34	5.84	6.06

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Al inicio del ensayo, las deformaciones reales son mayores que las teóricas, posteriormente las deformaciones reales en la muestra son menores, debido a que durante los ensayos se presentan variaciones en la inercia de la viga.

Las deformaciones máximas reales que presenta la viga durante la primera, segunda y tercera experiencia es de 4.79 mm, 6.46 mm y 10.80 mm respectivamente.

➤ *Curva Momento VS Deformación Vertical Ensayo 3*

De las gráficas Momento VS Deformación Vertical se puede observar que en ninguno de los ensayos la muestra alcanza el momento plástico teórico de 27.34 Ton-m. El máximo valor de momento alcanzado por la muestra durante los ensayos es de 24.25 Ton-m, que representa el 88.70% de su capacidad de plastificación teórica.

➤ *Curva Momento VS Curvatura Ensayo 3*

De las gráficas Momento VS Curvatura se determina que la viga tiene un comportamiento elástico hasta un momento de 20.51 Ton-m. Posterior a este valor, la pendiente de la curva se mantiene relativamente constante hasta el punto donde la muestra pudo ser ensayada.

➤ *Curva Momento VS Giro Ensayo 3*

En las gráficas Momento VS Giro de los ensayos realizados a esta viga, se determina que el giro de fluencia tiene un valor de 0.0053 rad en el segundo ensayo y tomando en consideración el giro último del tercer ensayo cuyo valor es de 0.0113 rad, se procede al calcular la ductilidad de la viga con la ecuación 5.2. Se toma los valores de dos ensayos diferentes debido a que los equipos de laboratorio no nos permiten realizar un ensayo continuo.

$$Ductilidad = \frac{\theta_{\text{ÚLTIMO}}}{\theta_{\text{FLUENCIA}}} \quad (5.4)$$

$$Ductilidad = \frac{0.0113}{0.0053}$$

$$Ductilidad = 2.13 \approx LD \text{ (BAJA DUCTILIDAD)}$$

Se determina que la viga tiene una ductilidad de 2.13, en referencia a lo expresado en el Capítulo 2 Sección 2.5, la viga tiene baja ductilidad.

➤ *Curva Módulo de Rigidez VS Relación de Capacidad (%M/Mp) Ensayo 3*

De las gráficas Módulo de Rigidez VS Relación de Capacidad se observa que la rigidez de la viga compuesta en el primer ensayo disminuye al incrementar la carga, contrario a lo que sucede en los ensayos 2 y 3, en donde conforme aumenta la

carga, se incrementa el módulo de rigidez de la viga. En el primer ensayo, al superar una relación de capacidad del 15% el módulo de rigidez permanece prácticamente constante.

Se calcula un valor promedio del módulo de rigidez para la primera, segunda y tercera experiencia, iguales a 4.34×10^{10} Kg*cm², 3.51×10^{10} Kg*cm² y 1.85×10^{10} Kg*cm² respectivamente, para posteriormente calcular la inercia efectiva promedio de la sección compuesta utilizando la ecuación 5.1, de tal manera que se pueda comparar con el valor teórico calculado.

$$I_{e(prom)} = \frac{3.51 \times 10^{10}}{2043000}$$

$$I_{e(prom)} = 17180.61 \text{ cm}^4$$

El valor de la inercia efectiva obtenida experimentalmente con el segundo ensayo representa el 105% de la inercia de la sección compuesta, mientras que con el tercer ensayo representa el 55.40%. La inercia real es mayor que la inercia teórica en los dos primeros ensayos, por la contribución de la rigidez de los atiesadores en las vigas.

➤ *Distribución de Esfuerzos en Sección Transversal Ensayo 3*

En las gráficas de distribución de esfuerzos en la sección transversal, cada línea representa la distribución de esfuerzos a una determinada carga. Se puede observar que el eje neutro de la sección varía conforme la carga aplicada en la muestra aumenta. Se determina que, en el primer y segundo ensayo, el patín sometido a compresión no alcanza el esfuerzo de fluencia, pero en la tercera experiencia las fibras de éste si alcanzan a fluir.

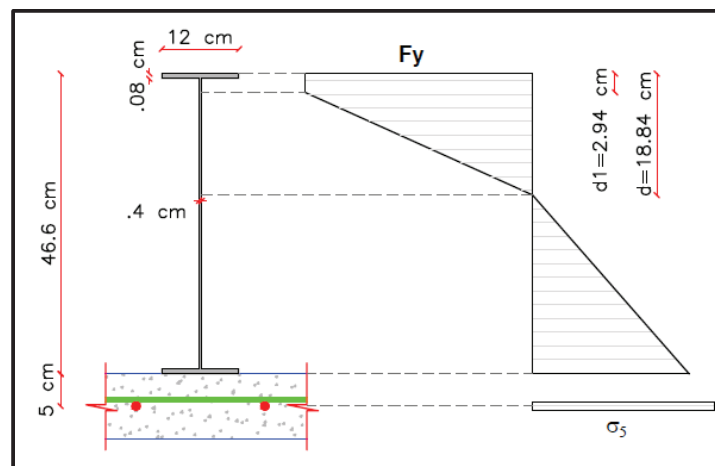
En el tercer ensayo, para la carga máxima de 46.97 Ton, el SG1 ubicado en el patín sometido a compresión presenta un esfuerzo de 3993.54 kg/cm²; el SG2 ubicado en el patín sometido a tracción presenta un esfuerzo de 2366.61 kg/cm²; y el SG3 ubicado en el centro del alma presenta un esfuerzo a tracción de 987.22 kg/cm².

Con estos valores y tomando en cuenta un modelo de comportamiento elastoplástico del acero estructural, se calcula el esfuerzo en el acero de refuerzo de la losa con la ecuación 5.2. La distancia al eje neutro desde el borde extremo

del patín sometido a compresión tiene un valor de 18.84 cm. El valor de d' corresponde a la distancia desde el borde extremo del patín a compresión hasta donde el alma llega a la fluencia, su valor es de 2.94 cm.

$$\begin{aligned}
 M_{\text{máx}} = & \left[b_f * t_f * \sigma_1 * \left(d - \frac{t_f}{2} \right) \right] + \left[(d' - t_f) * t_w * \sigma_2 * \left(d - \left(\frac{d' - t_f}{2} \right) \right) \right] \\
 & + \left[\frac{1}{3} * (d - d')^2 * t_w * \sigma_2 \right] + \left[\frac{1}{3} * (h_w - d + t_f)^2 * t_w * \sigma_3 \right] \quad (5.2) \\
 & + \left[\sigma_4 * b_f * t_f * \left(h_w - d + \frac{3}{2} * t_f \right) \right] + \left[A_r * (h_w - d + 2 * t_f + h_v) * \sigma_5 \right]
 \end{aligned}$$

IMAGEN 5.27 MODELO MATEMÁTICO PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 4B



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

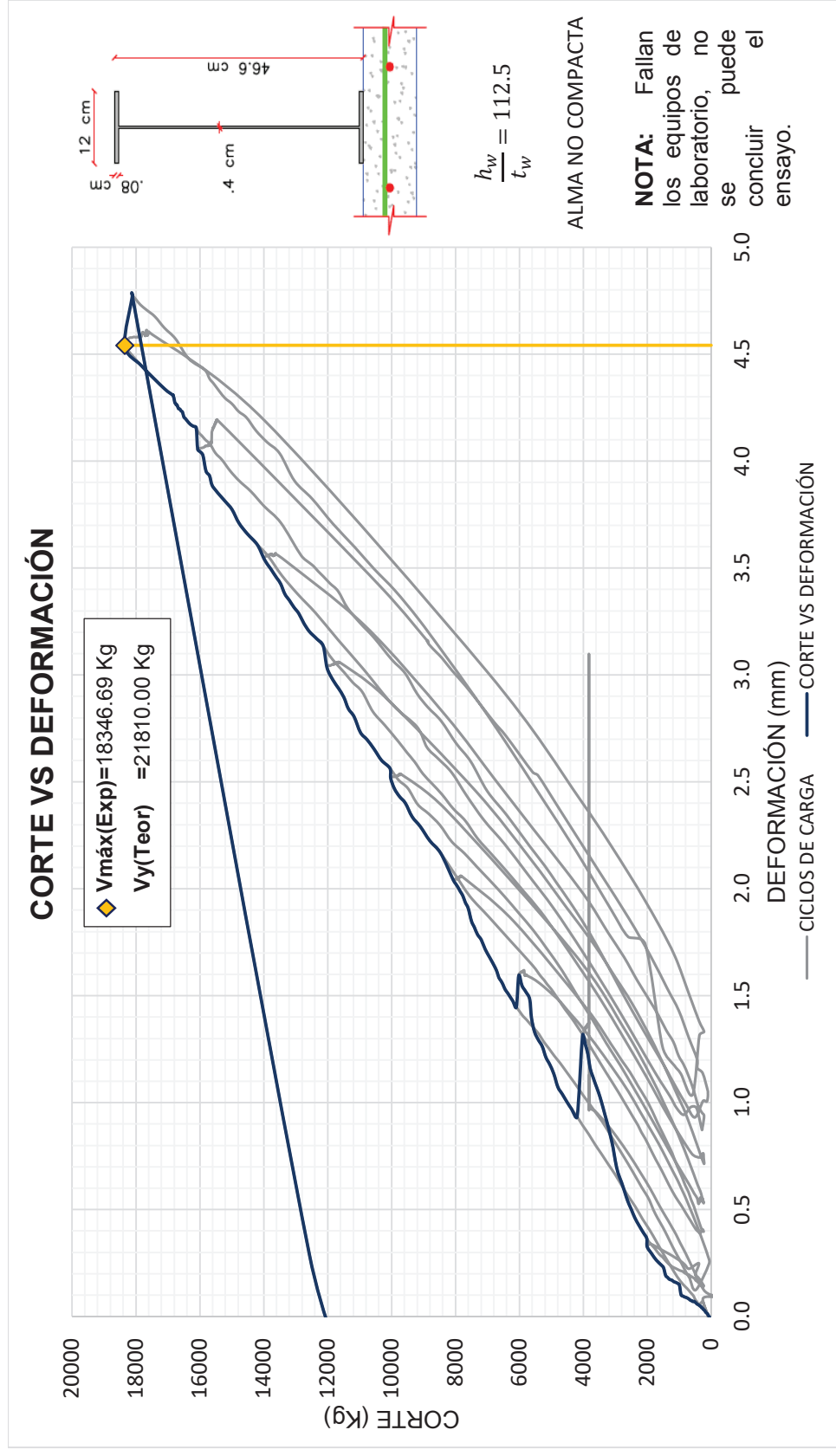
CUADRO 5.6 CÁLCULO ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 4B

VIGA COMPUESTA 4B. ESTADO DE PLASTIFICACIÓN PARCIAL						
Descripción	Observación	Esfuerzo [Kg/cm ²]	Área [cm ²]	Fuerza [Kg]	Distancia [cm]	Momento [Ton-m]
Patín a Compresión	Fluencia	3520.00	9.60	33792.00	18.54	6.27
Alma a Compresión	Fluencia	3520.00	0.86	3013.12	17.87	0.54
Alma a Compresión	No fluye	3520.00	3.20	11264.00	10.67	1.20
Alma a Tracción	No fluye	2366.61	5.37	12713.43	17.91	2.28
Patín a Tracción	No fluye	2423.15	9.60	23262.24	27.26	6.34
Acero de Refuerzo	No fluye	4654.60	4.52	21056.91	32.66	6.88
Momento Máximo (Ton-m)						23.50

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

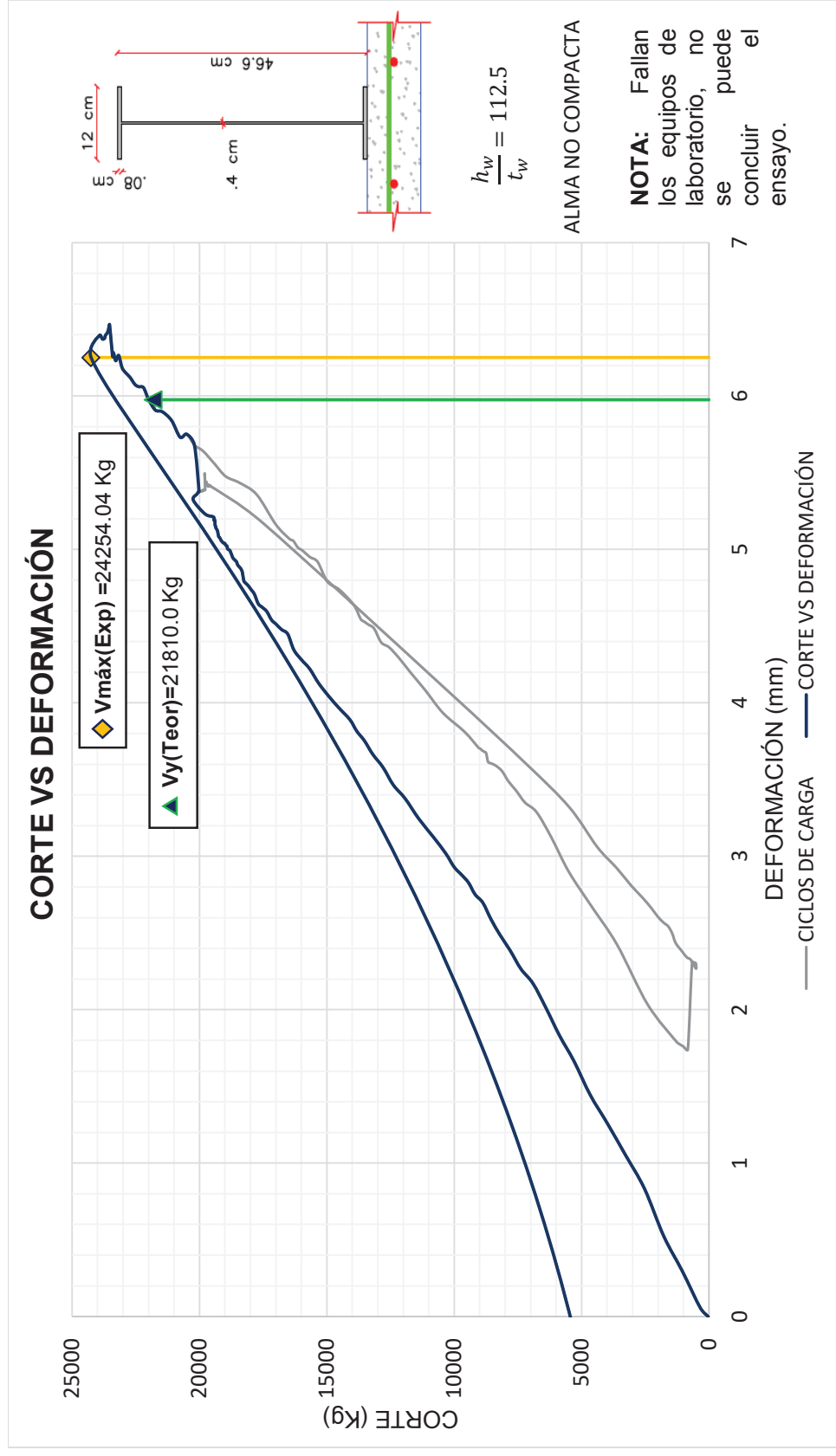
En este caso, el acero de refuerzo de la losa alcanza la fluencia.

IMAGEN 5.28 CURVA CORTE VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 3



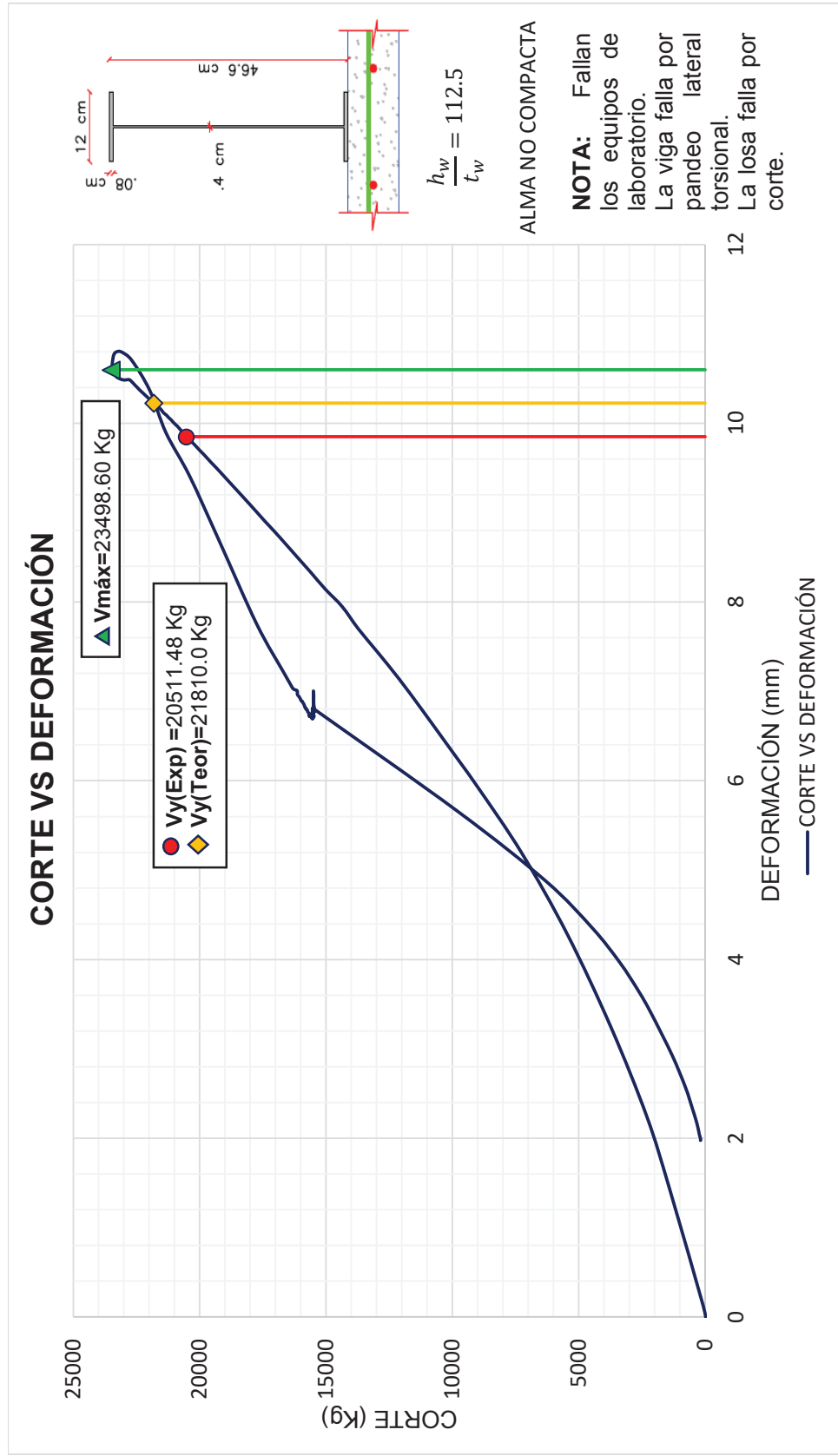
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.29 CURVA CORTE VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 3.1 REPETICIÓN



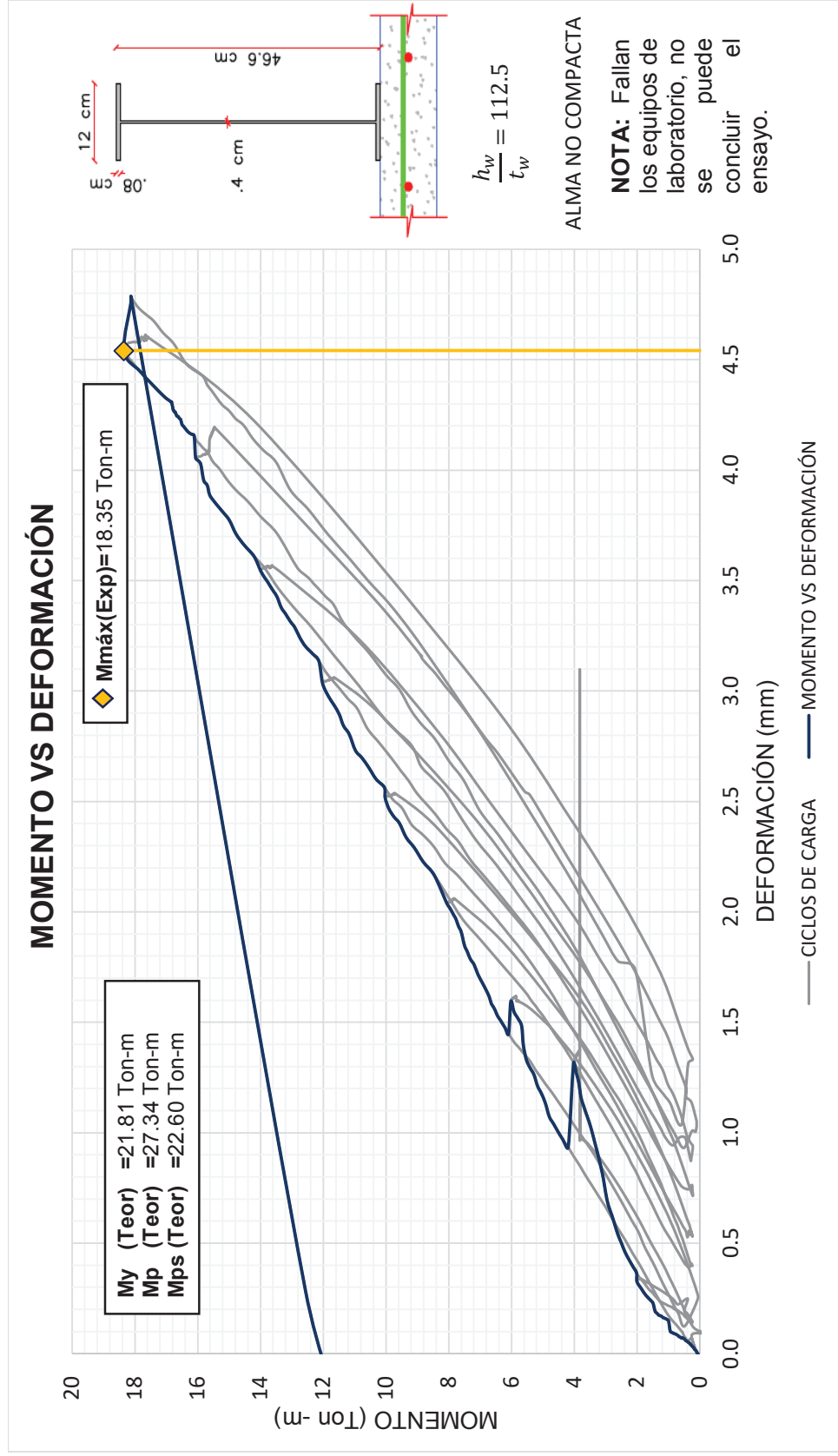
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.30 CURVA CORTE VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 3.2 REPETICIÓN



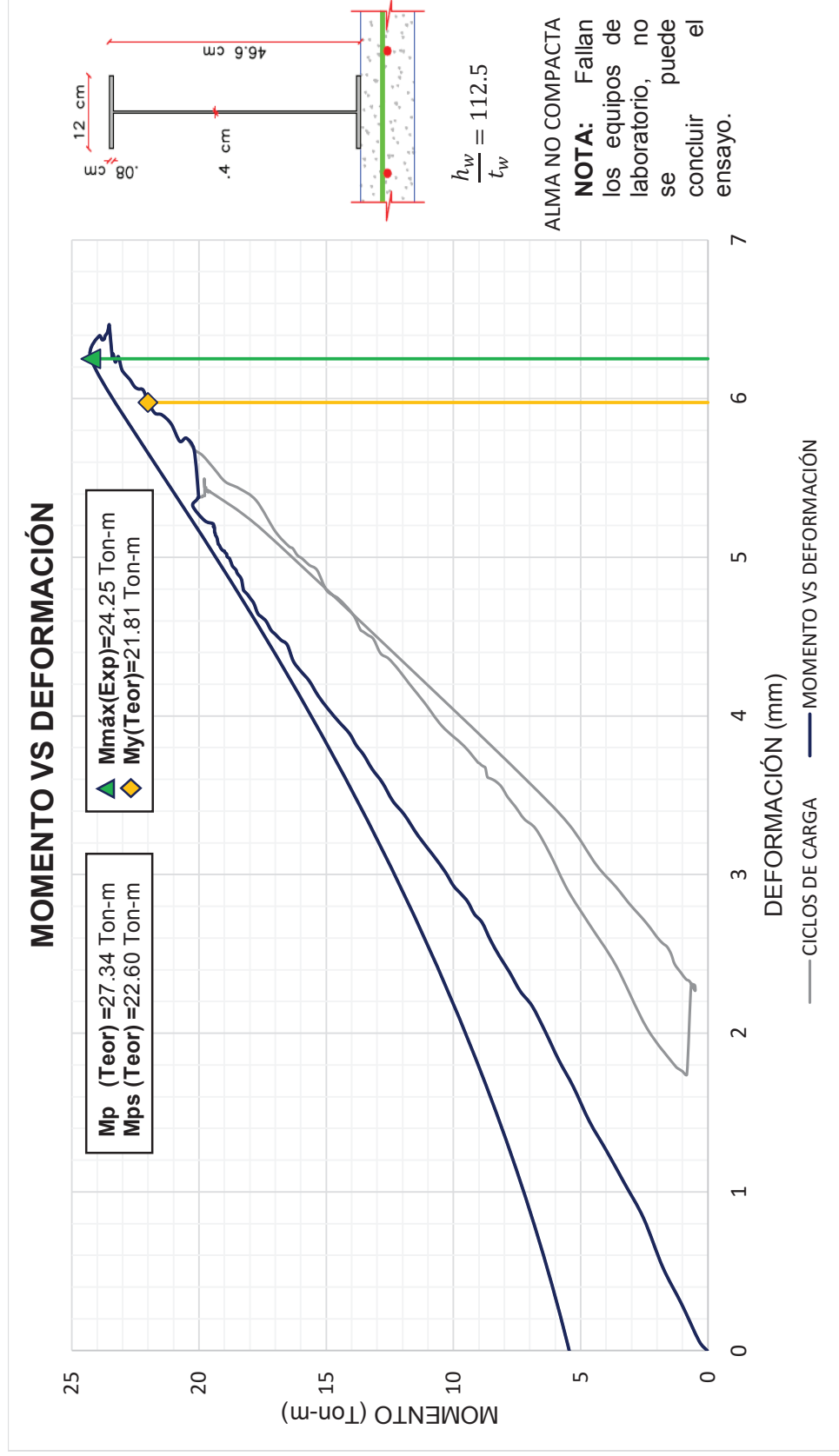
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.31 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 3



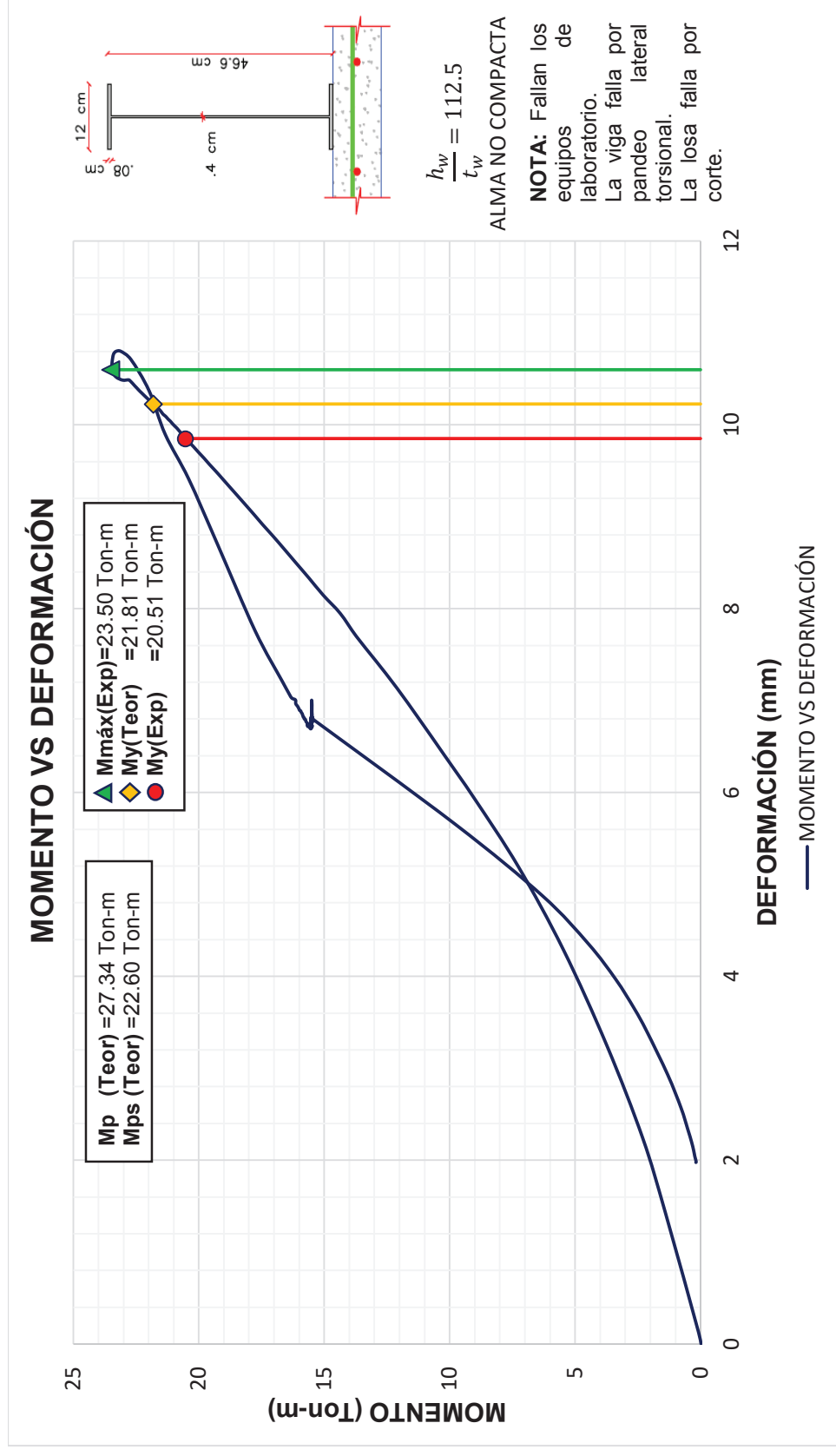
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.32 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 3.1 REPETICIÓN



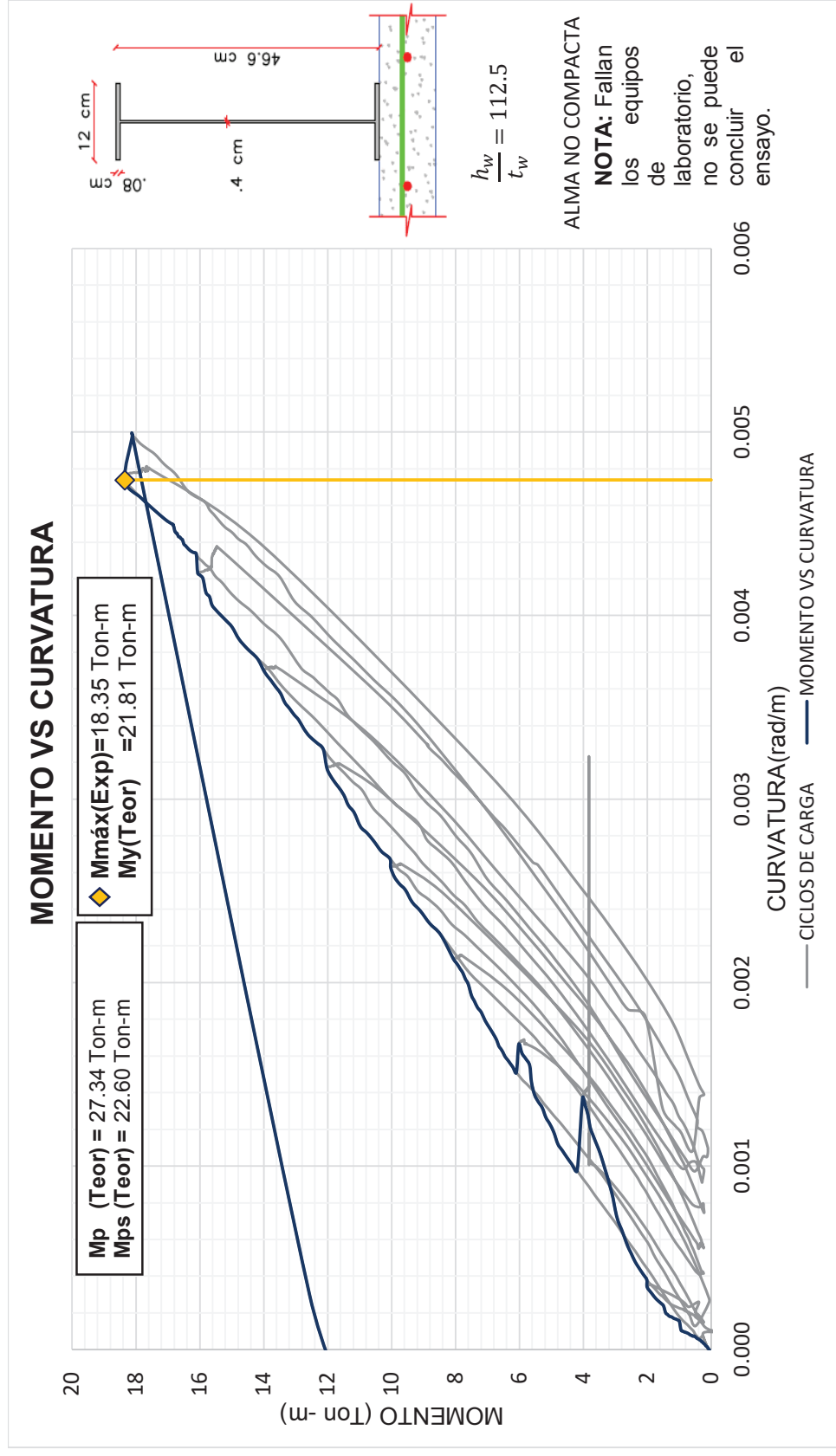
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.33 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 3.2 REPETICIÓN



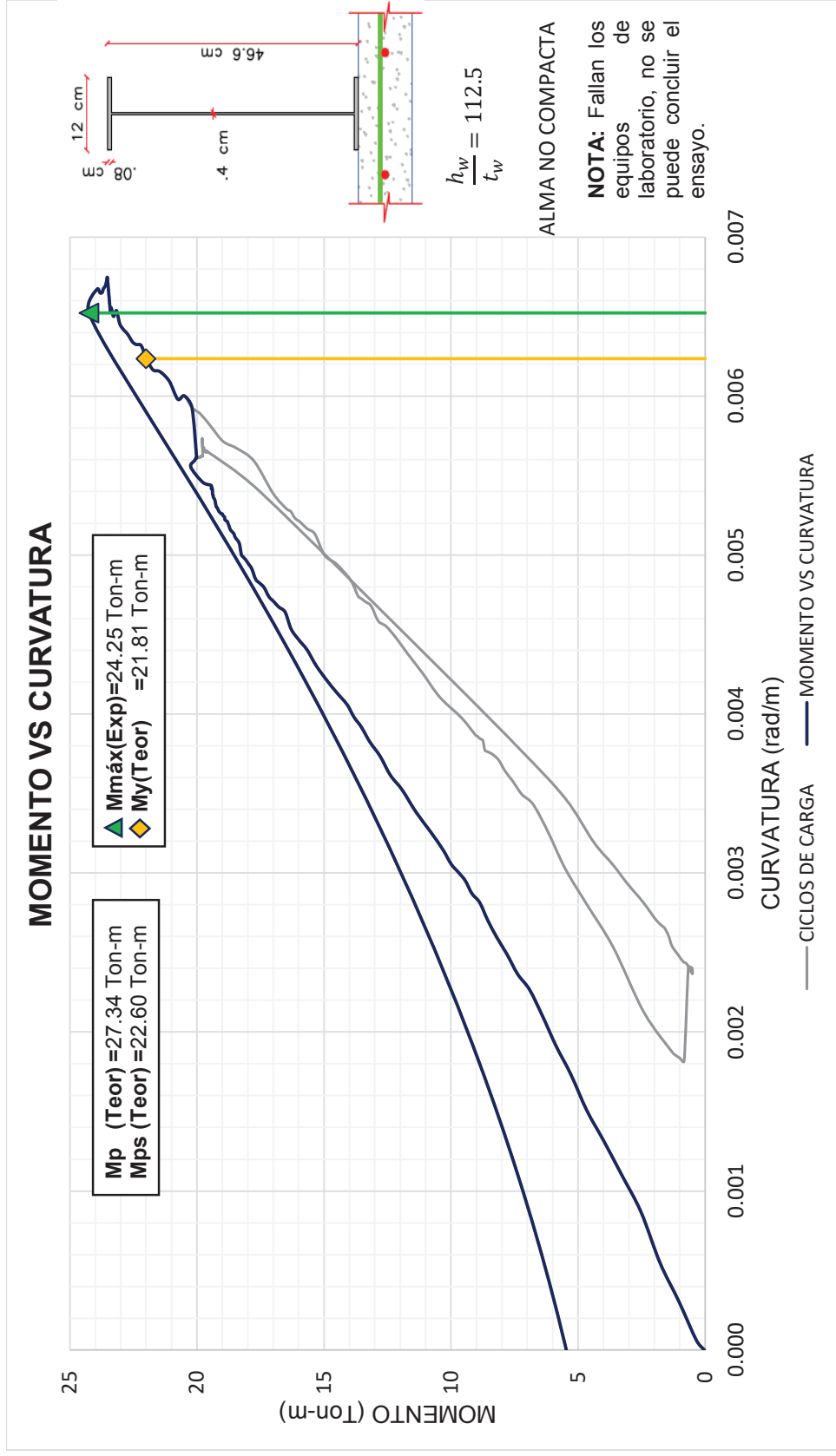
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.34 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 3



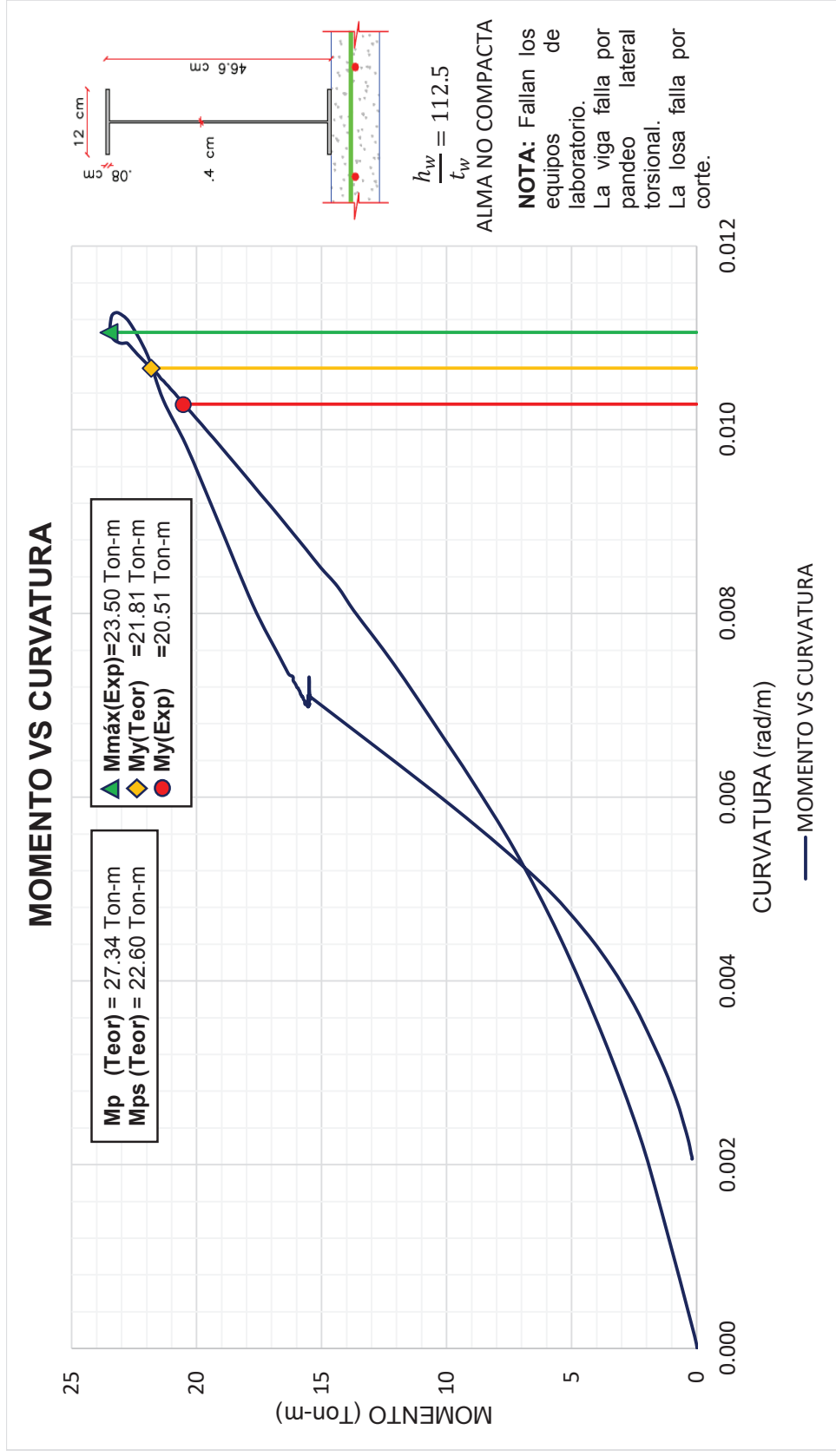
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.35 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 3.1 REPETICIÓN



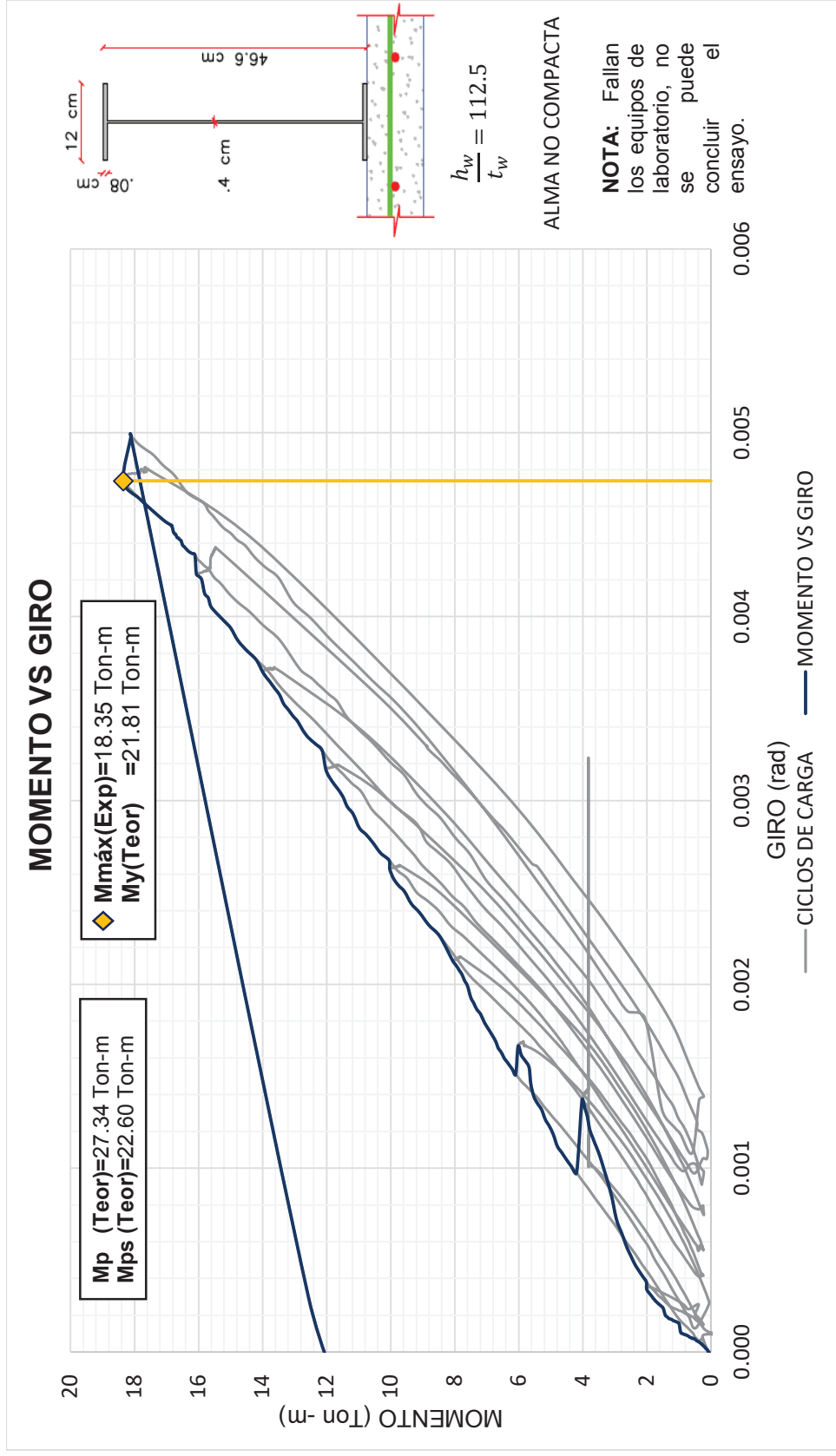
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.36 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 3.2 REPETICIÓN



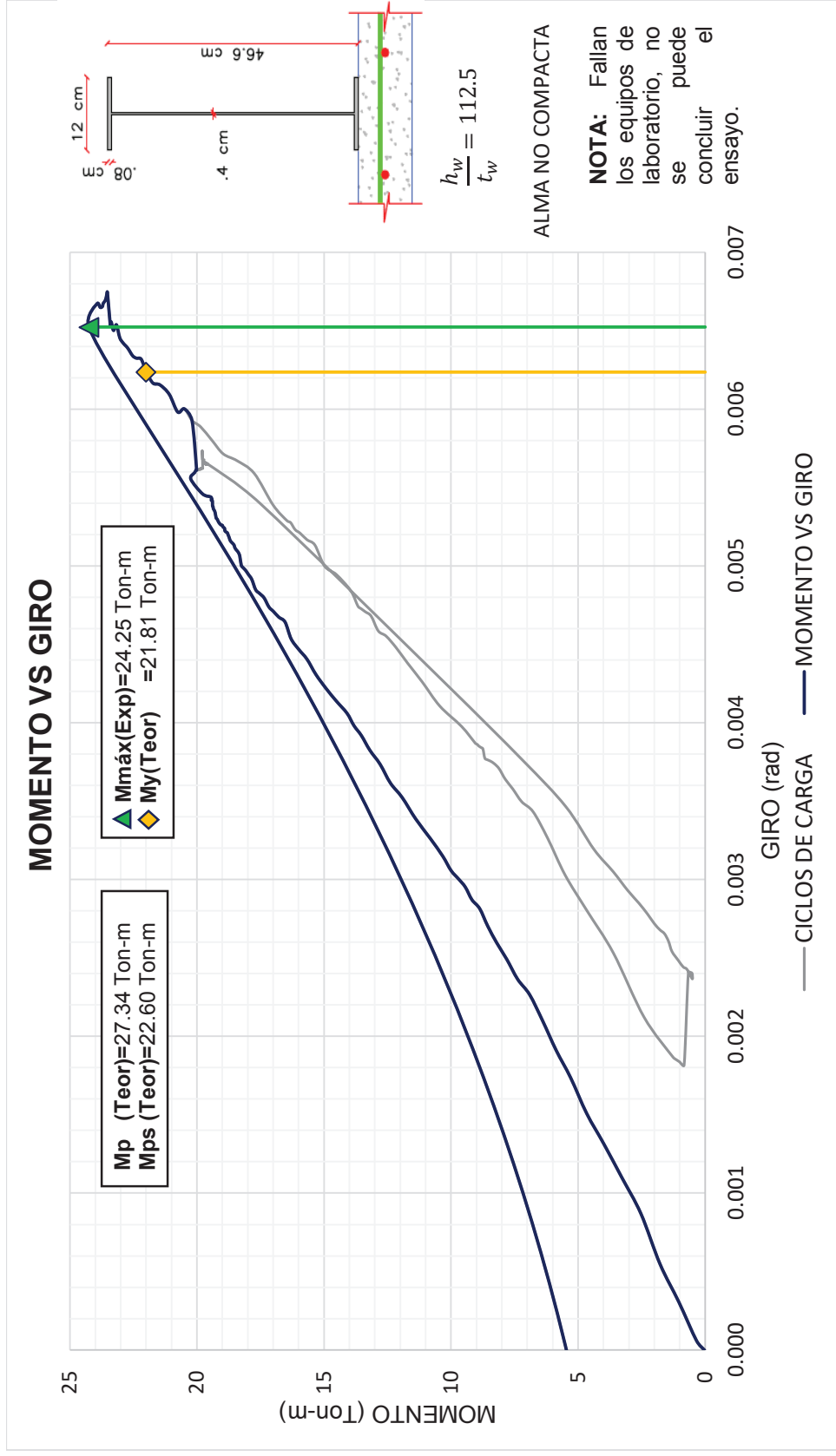
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.37 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 3



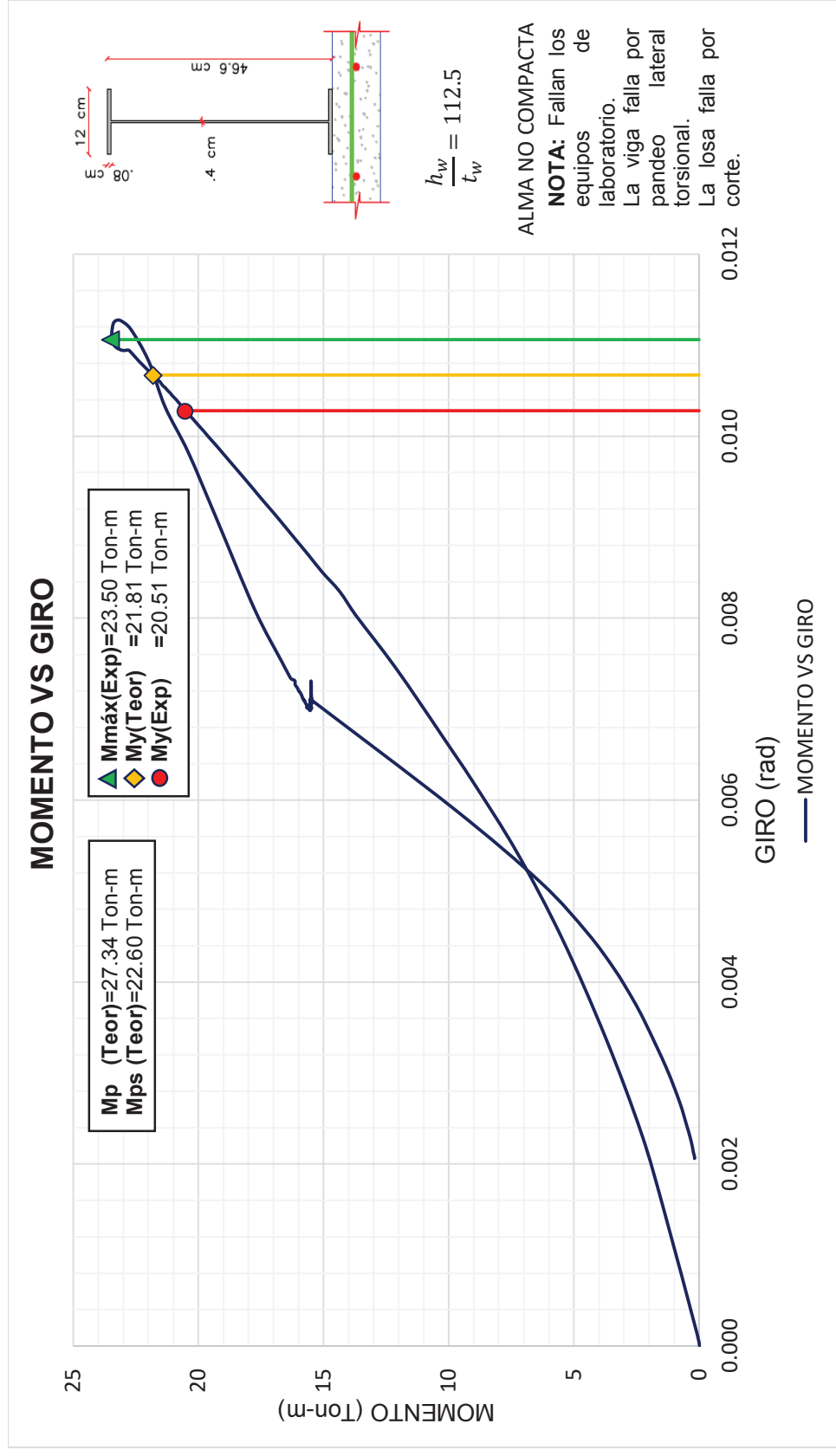
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.38 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 3.1 REPETICIÓN



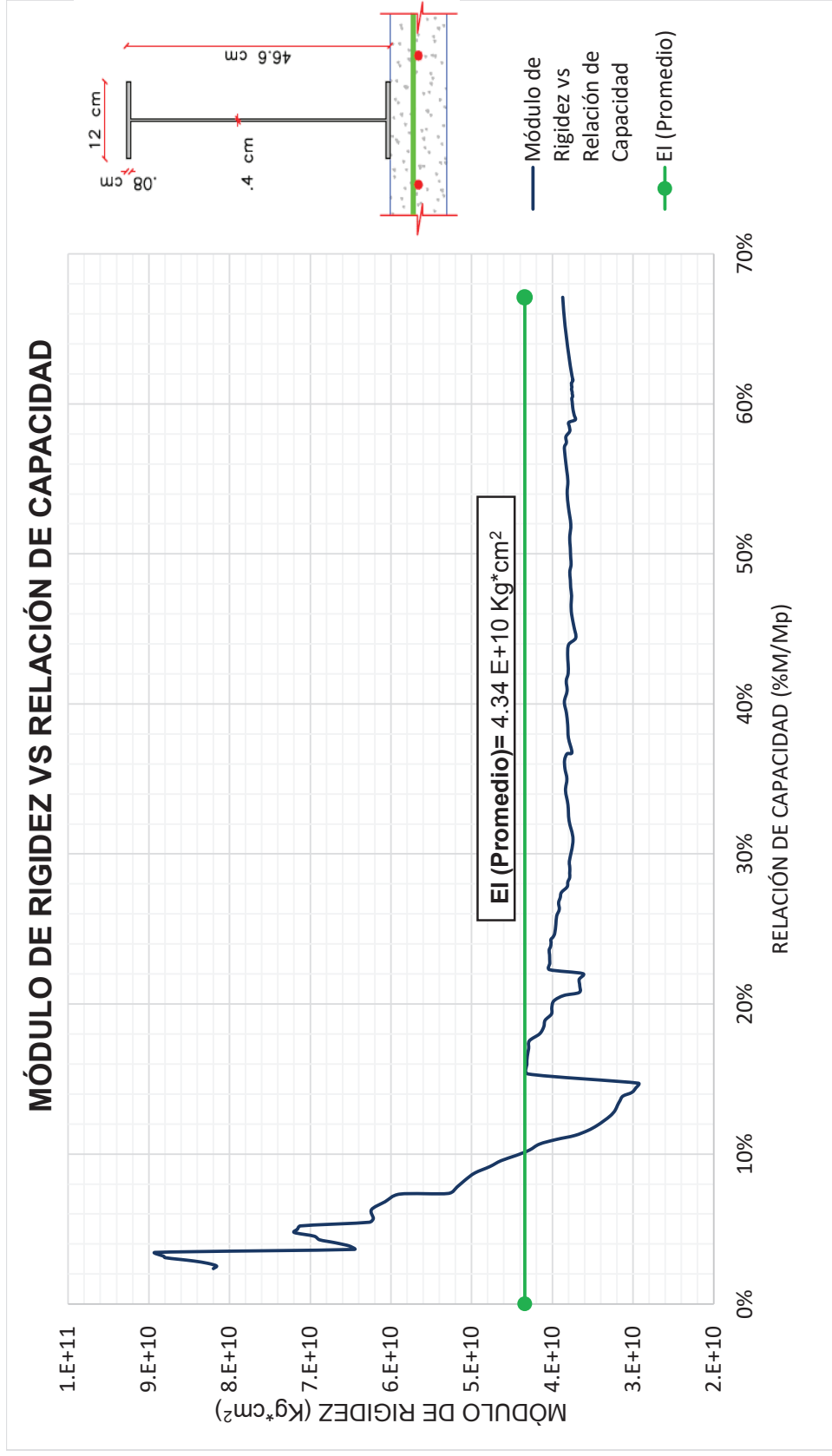
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.39 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 3.2 REPETICIÓN



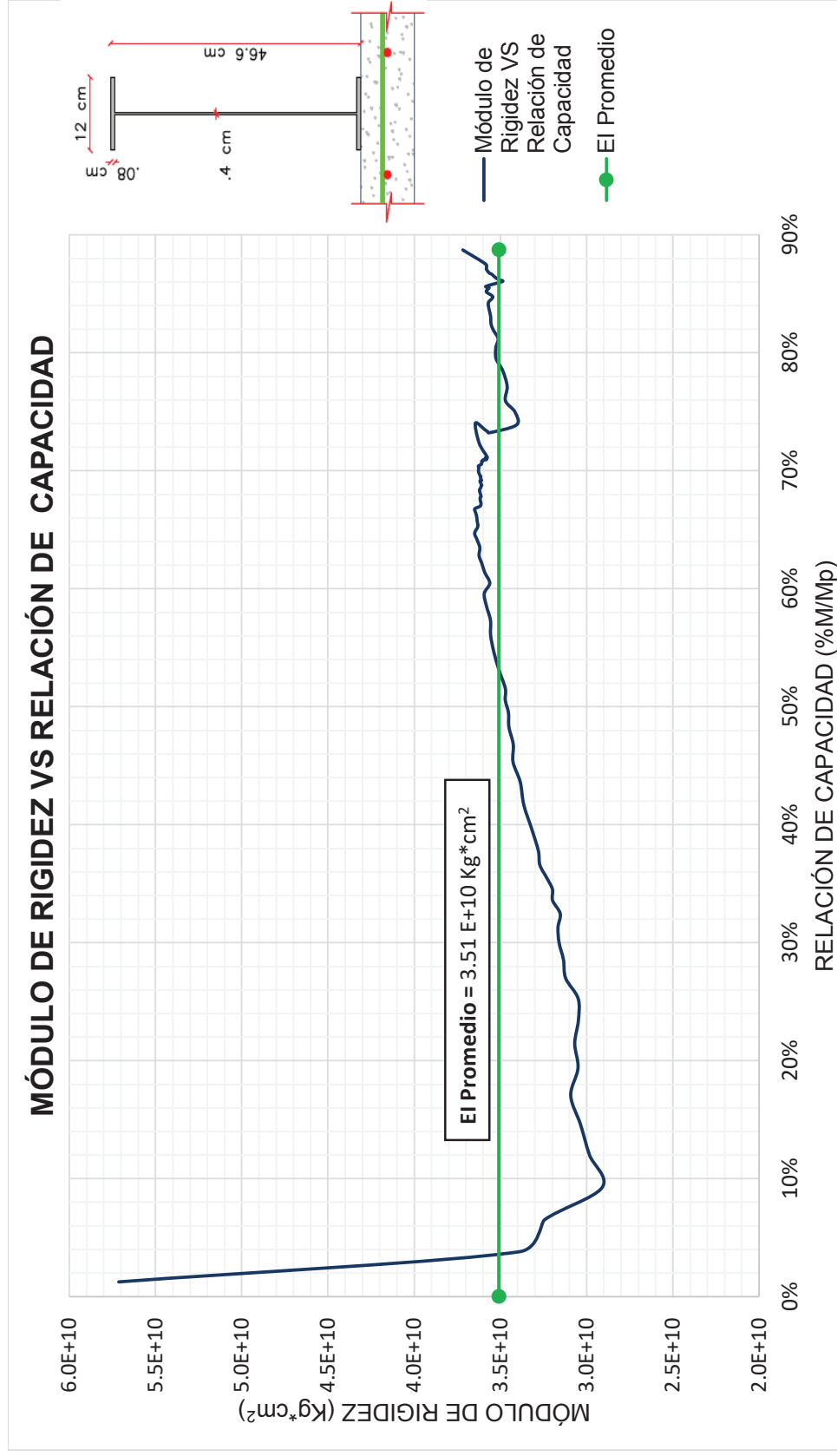
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.40 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 3



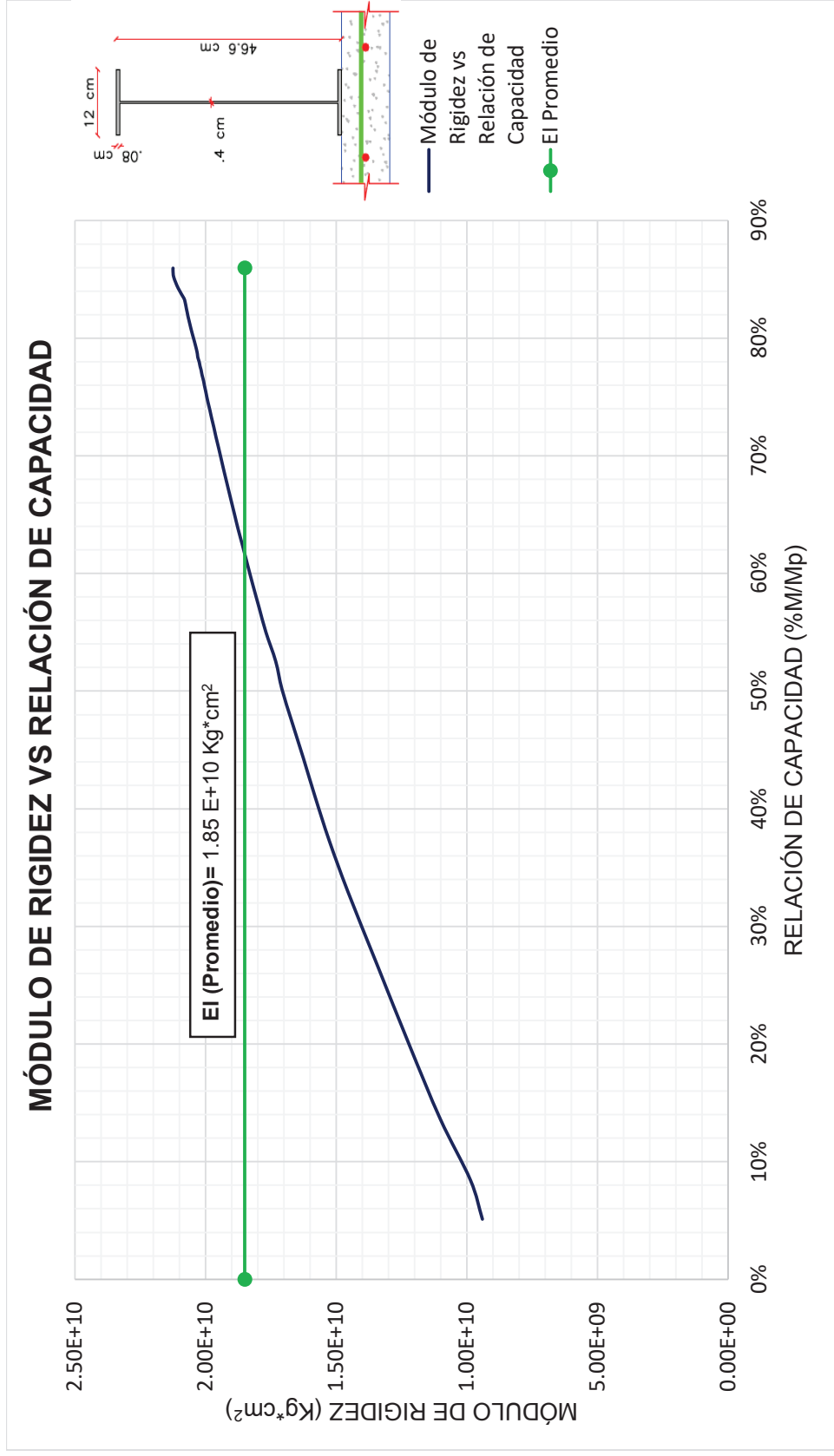
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.41 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 3.1



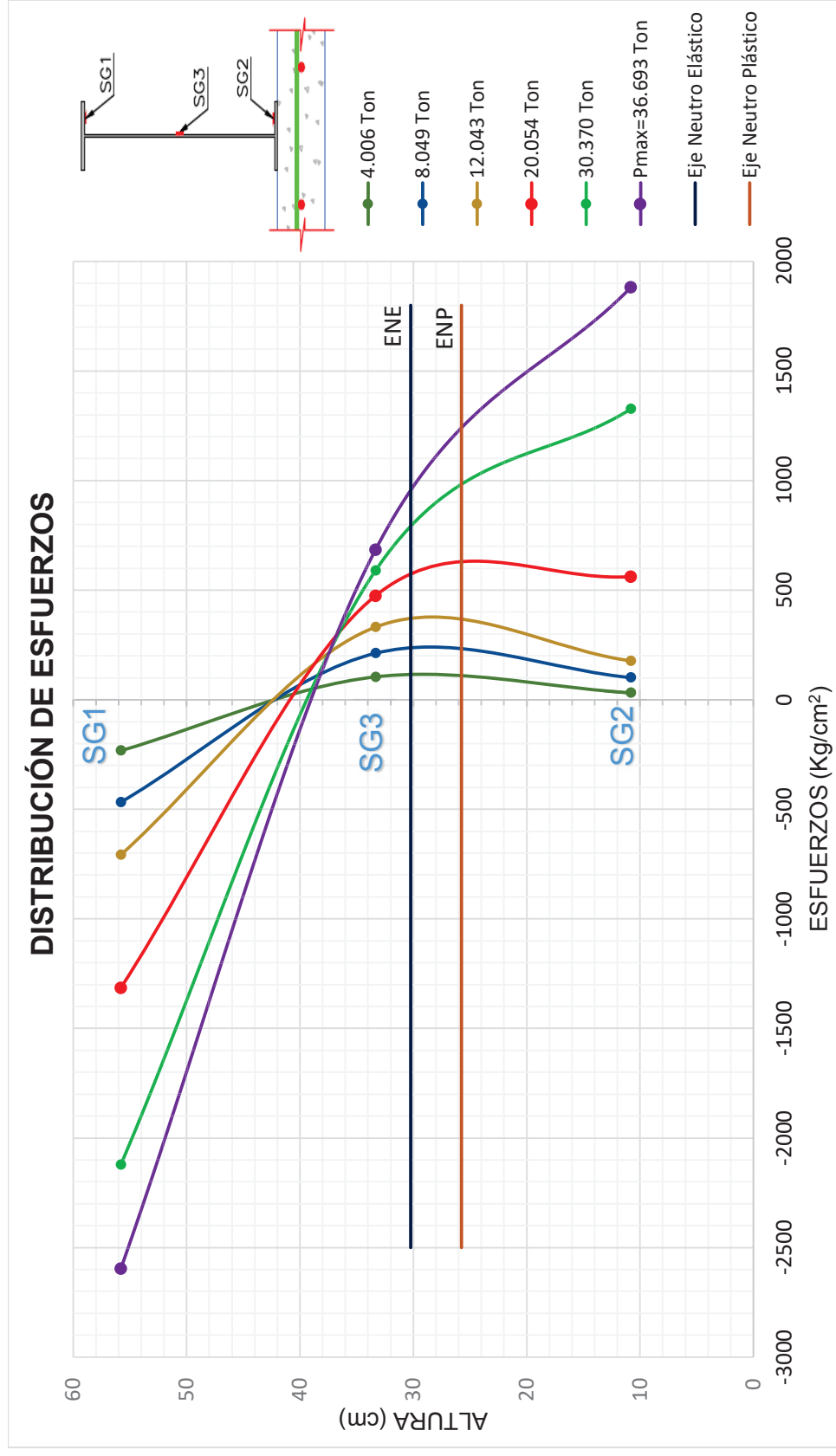
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.42 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 3.2



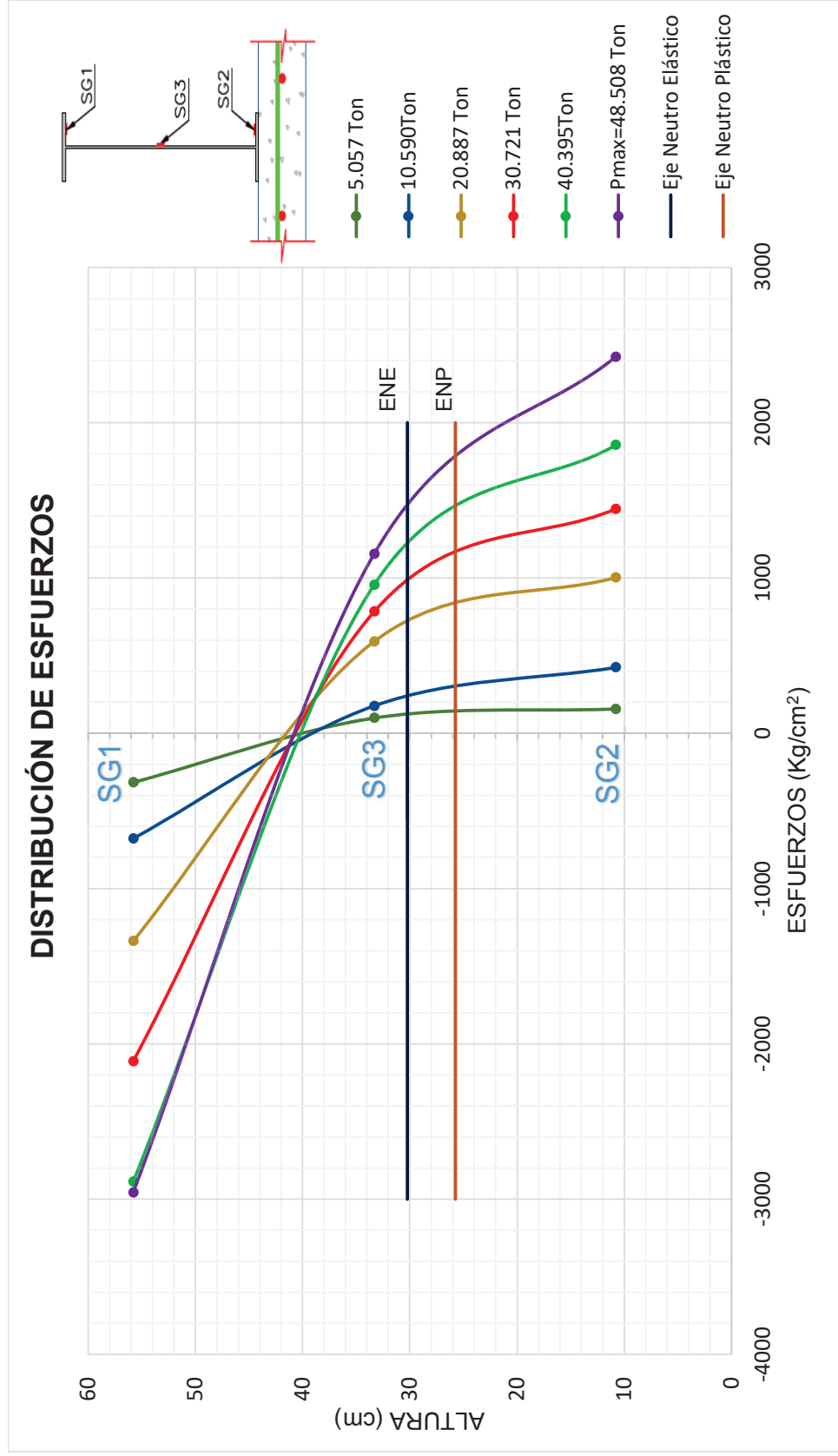
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.43 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 3



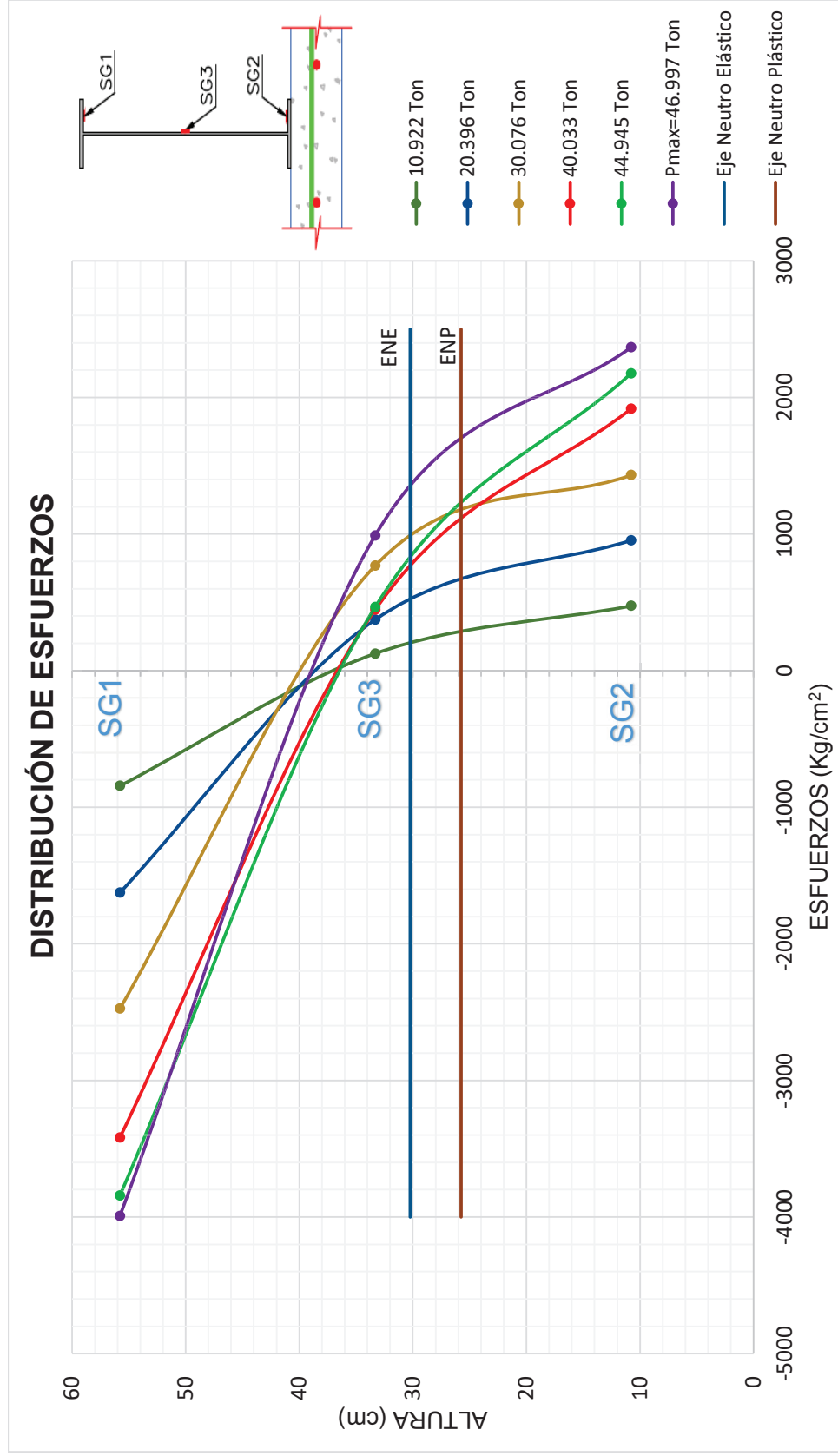
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.44 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 3.1 REPETICIÓN



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.45 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 3.2 REPETICIÓN



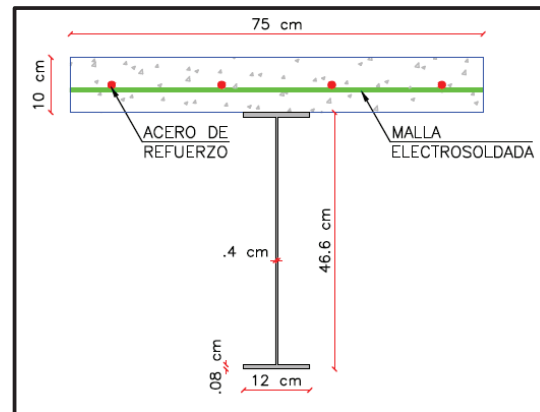
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

5.5 ENSAYO 4

5.5.1 DESCRIPCIÓN DE LA VIGA COMPUESTA 4A

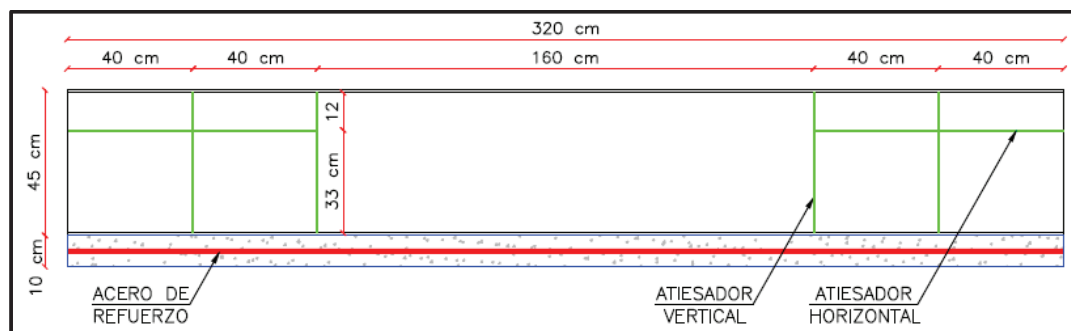
- Losa: Hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
- Refuerzo: 4 varillas de 12 milímetros de diámetro, con un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. Malla electrosoldada de 5 milímetros de diámetro espaciada 15 centímetros, con un $f_y=5000 \text{ kg/cm}^2$.
- Viga de acero estructural A50 con un f_y de 3520 kg/cm^2 .
- Conectores de corte tipo arco: 16 de 14 milímetros espaciados 20 cm.
- Atiesadores: Verticales y horizontales de 4 mm de espesor.
- Momento plástico de la viga metálica (MI): 22.60 Ton-m.
- Momento elástico de la viga compuesta (M_y): 21.81 Ton-m.
- Momento Plástico Teórico de la Viga Compuesta (M_p): 27.34 Ton-m.
- Carga Plástica Teórica de la Viga Compuesta (P_p): 54.68 Ton.

IMAGEN 5.46 SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA COMPUESTA 4A



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.47 VISTA LONGITUDINAL VIGA COMPUESTA TIPO 4A



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

5.5.2 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA 4A

En el ensayo 4 se cambia la viga de repartición dañada en la experiencia anterior. En los puntos de aplicación de la carga y sobre el patín superior del perfil metálico, se coloca arena fina que pasa por el tamiz No. 40, sobre la cual se asientan dos placas metálicas de 2 cm de espesor. Los cilindros que simulan las cargas puntuales se colocan sobre estas placas. Se mantienen los 4 ángulos del ensayo anterior para evitar el aplastamiento del perfil metálico.

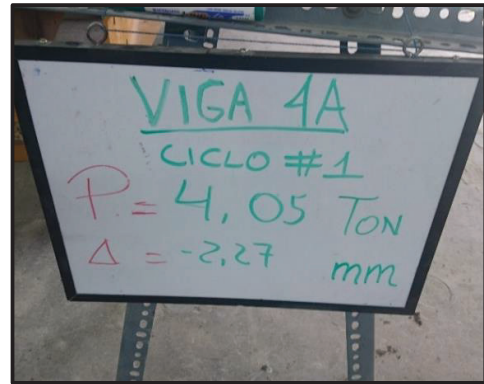
La arena tamizada se utiliza para nivelar el patín de las vigas que no se encuentran completamente horizontales, y así evitar que el eje del gato hidráulico se desvíe de su eje; de esta forma se garantiza que la carga aplicada sea netamente vertical, sin excentricidades que pueda afectar el ensayo de las probetas.

La viga fue sometida a siete ciclos de carga y descarga, siendo 28.65 Ton el valor máximo de la carga aplicada en el último ciclo, alcanzado este valor la viga compuesta se descarga para posteriormente cargarla hasta la falla.

La carga máxima que resiste la viga es de 49.94 Ton, menor a la carga de plastificación teórica de 54.68 Ton, esto se da porque en el cálculo del momento plástico en vigas compuestas de alma no compacta, se considera que ésta va a llegar al estado de plastificación total, lo que en realidad no se da, pero se toma en cuenta para predecir un comportamiento aproximado de estas vigas.

Las primeras fisuras en aparecer en el hormigón son las fallas a corte a una carga de 3.90 Ton, cerca de los apoyos. A medida que la carga se incrementa, aparecen fisuras en el centro de luz de la losa de hormigón, producto de la flexión de la viga. Éstas grietas aumentan en número, longitud y en abertura. Se observa claramente que aparecen fisuras a 45° cerca de los apoyos debido a los esfuerzos cortantes.

FOTOGRAFÍA 5.7 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 4



FOTOGRAFÍA 5.7 CONTINUACIÓN



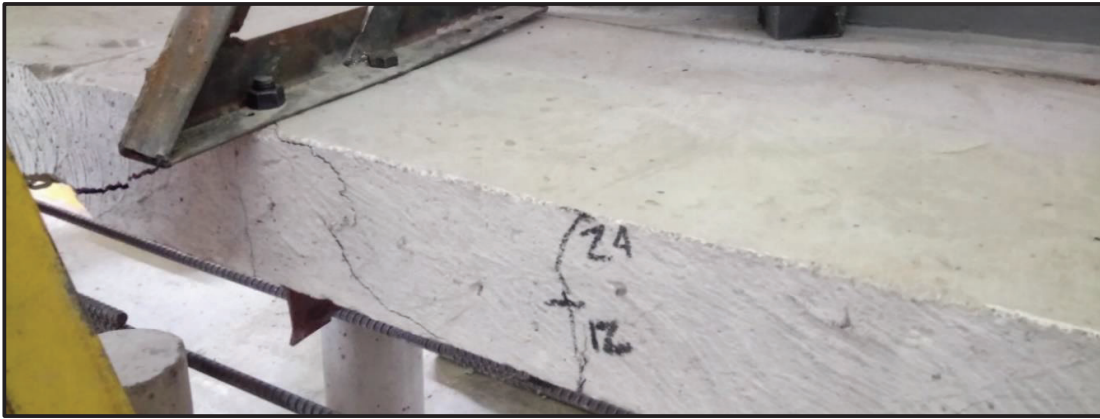
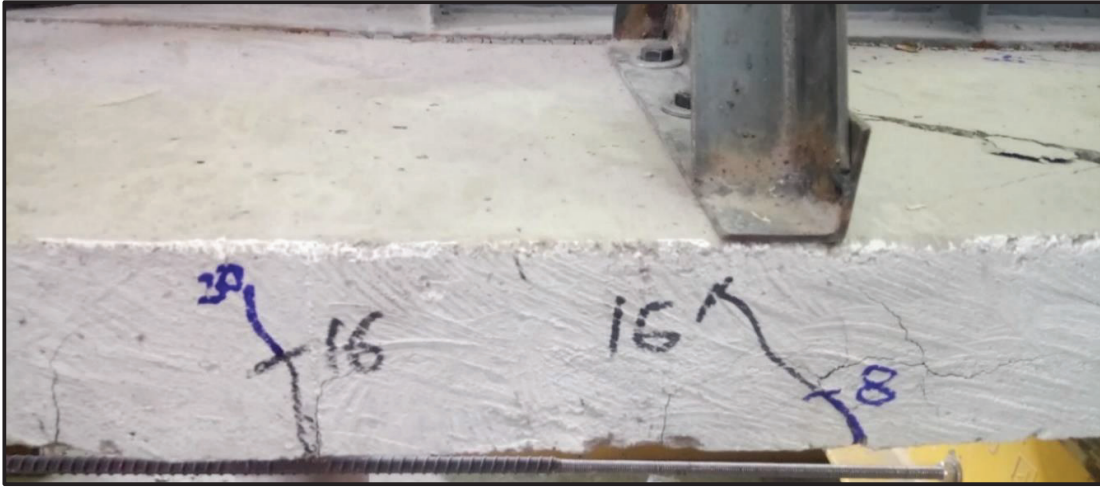
FOTOGRAFÍA 5.7 CONTINUACIÓN



FOTOGRAFÍA 5.7 CONTINUACIÓN



FOTOGRAFÍA 5.7 CONTINUACIÓN



FOTOGRAFÍA 5.7 CONTINUACIÓN

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

5.5.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA VIGA 4A

➤ *Curva Corte VS Deformación Vertical Ensayo 4*

De la gráfica Corte vs Deformación se observa que la carga máxima que soporta la viga es de 49.94 Ton, muy cercana a la carga de plastificación teórica cuyo valor es 54.68 Ton.

El corte máximo que soportó la viga es de 24.97 Ton, luego del cual la curva empieza a descender. La falla que se presenta en el ensayo se da en el rango inelástico, producto del pandeo lateral del perfil metálico, acompañado de fisuras a 45° en los apoyos.

➤ *Curva Momento VS Deformación Vertical Ensayo 4*

De la gráfica Momento vs Deformación Vertical se observa que la viga no alcanza el momento plástico teórico de 27.34 Ton-m. El máximo valor de momento alcanzado por la muestra durante el ensayo es de 24.97 Ton-m, que representa el 91.3% de su capacidad de plastificación teórica.

Al llegar al momento máximo experimental la viga compuesta pierde su capacidad debido al pandeo lateral del perfil metálico el centro de luz de la muestra.

➤ *Curva Momento VS Curvatura Ensayo 4*

De la gráfica Momento vs Curvatura se determina que la viga compuesta tiene un comportamiento elástico hasta un momento aproximado de 19.13 Ton-m, correspondiente a la fluencia del patín a compresión. Posterior a éste, la curva presenta un cambio de pendiente pasando del rango elástico al rango inelástico, donde se presenta un momento máximo de 24.97 Ton-m, después del cual la sección se deforma, pero la carga que resiste es menor.

➤ *Curva Momento VS Giro Ensayo 4*

De la gráfica Momento vs Giro se determina la ductilidad de la viga utilizando la ecuación 5.4. Se determina que el giro de fluencia para esta muestra es de 0.0178 radianes, mientras que el giro último tiene un valor de 0.0381 radianes.

$$Ductilidad = \frac{0.0178}{0.0381}$$

$$Ductilidad = 2.14 \approx LD \text{ (BAJA DUCTILIDAD)}$$

Se determina que la viga tiene una ductilidad de 2.14; en referencia a lo expresado en el Capítulo 2 Sección 2.5, la viga tiene baja ductilidad.

➤ *Curva Módulo de Rigidez VS Relación de Capacidad (%M/Mp) Ensayo 4*

De la gráfica Módulo de Rigidez vs Relación de Capacidad se observa que al inicio del ensayo la rigidez de la viga compuesta disminuye al incrementar la carga. Al superar una relación de capacidad del 10% el módulo de rigidez aumenta porque los atiesadores empiezan a trabajar en la viga.

Se calcula un valor promedio del módulo de rigidez igual a $9.34 \times 10^9 \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2$, para posteriormente calcular la inercia efectiva promedio de la sección compuesta utilizando la ecuación 5.1, de tal manera que se pueda comparar con el valor teórico calculado.

$$I_{e(prom)} = \frac{9.34 \times 10^9}{2043000}$$

$$I_{e(prom)} = 4571.70 \text{ cm}^4$$

El valor de la inercia efectiva obtenida experimentalmente representa el 28% de la inercia de la sección compuesta. Este valor bajo de inercia efectiva corresponde a las deflexiones marcadas por el LVDT durante el ensayo, que resultan ser muy altas en comparación a los ensayos anteriores.

➤ *Deformaciones Reales y Teóricas en el Rango Elástico Ensayo 4*

Las deformaciones reales son marcadas por el LVDT durante el ensayo, las deflexiones teóricas son calculadas con la ecuación 3.76, tomando en cuenta la inercia de la sección transformada (I_t). Adicionalmente, se corrigen los valores de la deflexión teórica considerando el módulo de rigidez promedio calculado anteriormente.

CUADRO 5.7 DEFORMACIONES REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 4

CARGA [Kg]	δ REAL [mm]	δ TEÓRICA [mm]	δ CORREGIDA [mm]
4050.39	2.27	0.58	2.08
8000.39	5.03	1.15	4.10
12044.26	6.83	1.73	6.18
16037.49	8.74	2.30	8.23
20014.97	10.38	2.87	10.27
24344.03	12.23	3.49	12.49
28650.73	13.92	4.11	14.70
32147.51	14.99	4.62	16.49
36077.99	16.18	5.18	18.51
37984.46	16.90	5.45	19.49
38901.49	17.30	5.58	19.96
40578.69	18.02	5.83	20.82
44488.15	20.28	6.39	22.82

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Las deformaciones reales registradas por el LVDT son muy grandes en comparación a las deformaciones teóricas, por lo que se presume que las lecturas de este instrumento son erróneas.

Con cargas pequeñas aplicadas a la viga compuesta, las deflexiones reales son mayores que las teóricas, pero al incrementar la carga sucede lo contrario, las deflexiones teóricas son mayores que las reales; esto se debe al incremento del módulo de rigidez de la muestra durante el ensayo.

La deformación máxima real que presenta la viga durante el ensayo es de 37.68 milímetros.

➤ *Distribución de Esfuerzos en Sección Transversal Ensayo 4*

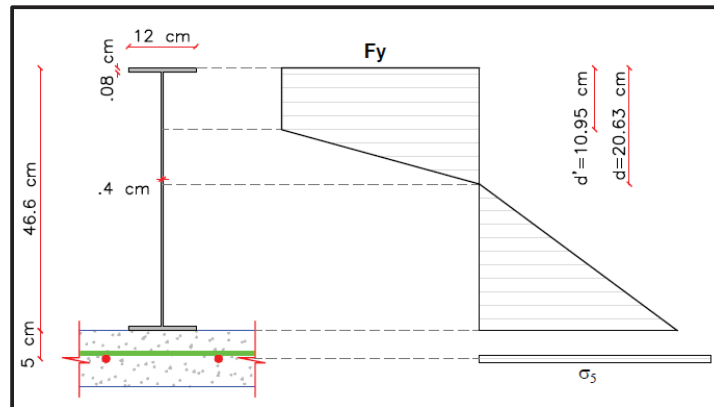
En la imagen 5.55 cada línea representa la distribución de esfuerzos a una determinada carga. Se puede notar que el eje neutro de la sección sube conforme la carga aplicada en la muestra aumenta. Se observa que el patín sometido a compresión sobrepasa el esfuerzo de fluencia, aun así, la sección no consigue plastificar.

Para la carga máxima de 49.94 Ton, el SG1 ubicado en el patín sometido a compresión presenta un esfuerzo de 7170.16 kg/cm²; el SG2 ubicado en el patín sometido a tracción presenta un esfuerzo de 3411.47 kg/cm²; y el SG3 ubicado en el centro del alma presenta un esfuerzo a tracción de 361.60 kg/cm².

Con estos valores y tomando en cuenta un modelo de comportamiento elasto-plástico del acero estructural, se calcula el esfuerzo en el acero de refuerzo de la losa con la ecuación 5.2. La distancia al eje neutro desde el borde extremo del patín sometido a compresión tiene un valor de 20.63 cm. El valor de d' especificado anteriormente es de 10.95 cm.

$$\begin{aligned}
 Mmáx = & \left[b_f * t_f * \sigma_1 * \left(d - \frac{t_f}{2} \right) \right] + \left[(d' - t_f) * t_w * \sigma_2 * \left(d - \left(\frac{d' - t_f}{2} \right) \right) \right] \\
 & + \left[\frac{1}{3} * (d - d')^2 * t_w * \sigma_2 \right] + \left[\frac{1}{3} * (h_w - d + t_f)^2 * t_w * \sigma_3 \right] \\
 & + \left[\sigma_4 * b_f * t_f * \left(h_w - d + \frac{3}{2} * t_f \right) \right] + \left[A_r * (h_w - d + 2 * t_f + h_v) * \sigma_5 \right]
 \end{aligned} \tag{5.2}$$

IMAGEN 5.48 MODELO MATEMÁTICO PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 4A



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

CUADRO 5.8 CÁLCULO ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 4A

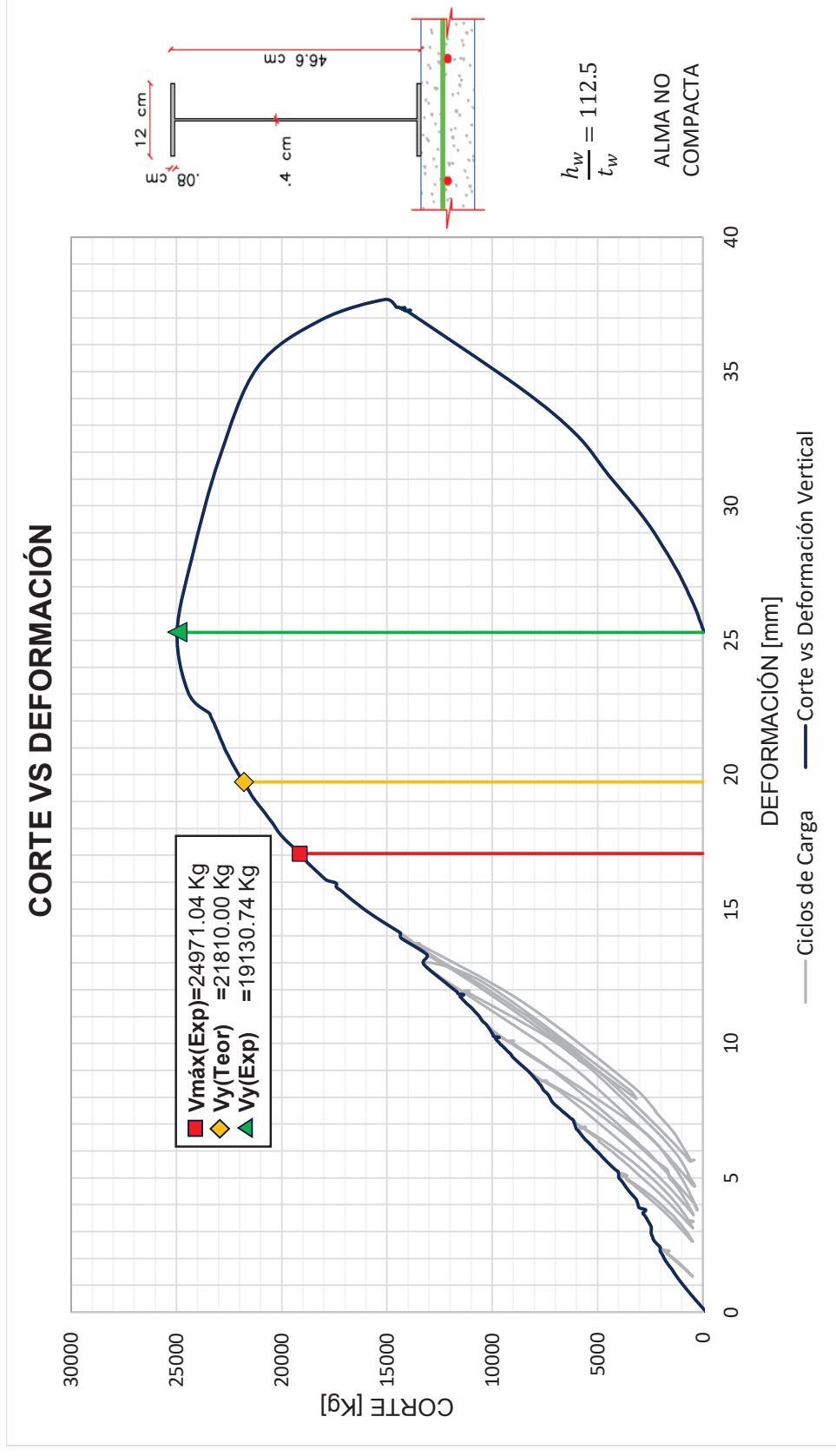
VIGA COMPUESTA 4A. ESTADO DE PLASTIFICACIÓN PARCIAL						
Descripción	Observación	Esfuerzo [Kg/cm ²]	Área [cm ²]	Fuerza [Kg]	Distancia [cm]	Momento [Ton-m]
Patín a Compresión	Fluencia	3520.00	9.60	33792.00	20.23	6.84
Alma a Compresión	Fluencia	3520.00	4.06	14291.20	15.56	2.22
Alma a Compresión	No fluye	3520.00	1.94	6814.72	6.45	0.44
Alma a Tracción	No fluye	3411.47	5.03	17173.34	16.78	2.88
Patín a Tracción	No fluye	3465.68	9.60	33270.53	25.57	8.51
Acero de Refuerzo	No fluye	2913.63	4.52	13180.97	30.97	4.08
Momento Máximo (Ton-m)						24.97

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

El acero de refuerzo en la losa de hormigón está sometido a un esfuerzo máximo correspondiente al 69.37% del esfuerzo de fluencia, con lo que se demuestra que las varillas no llegan a fluir.

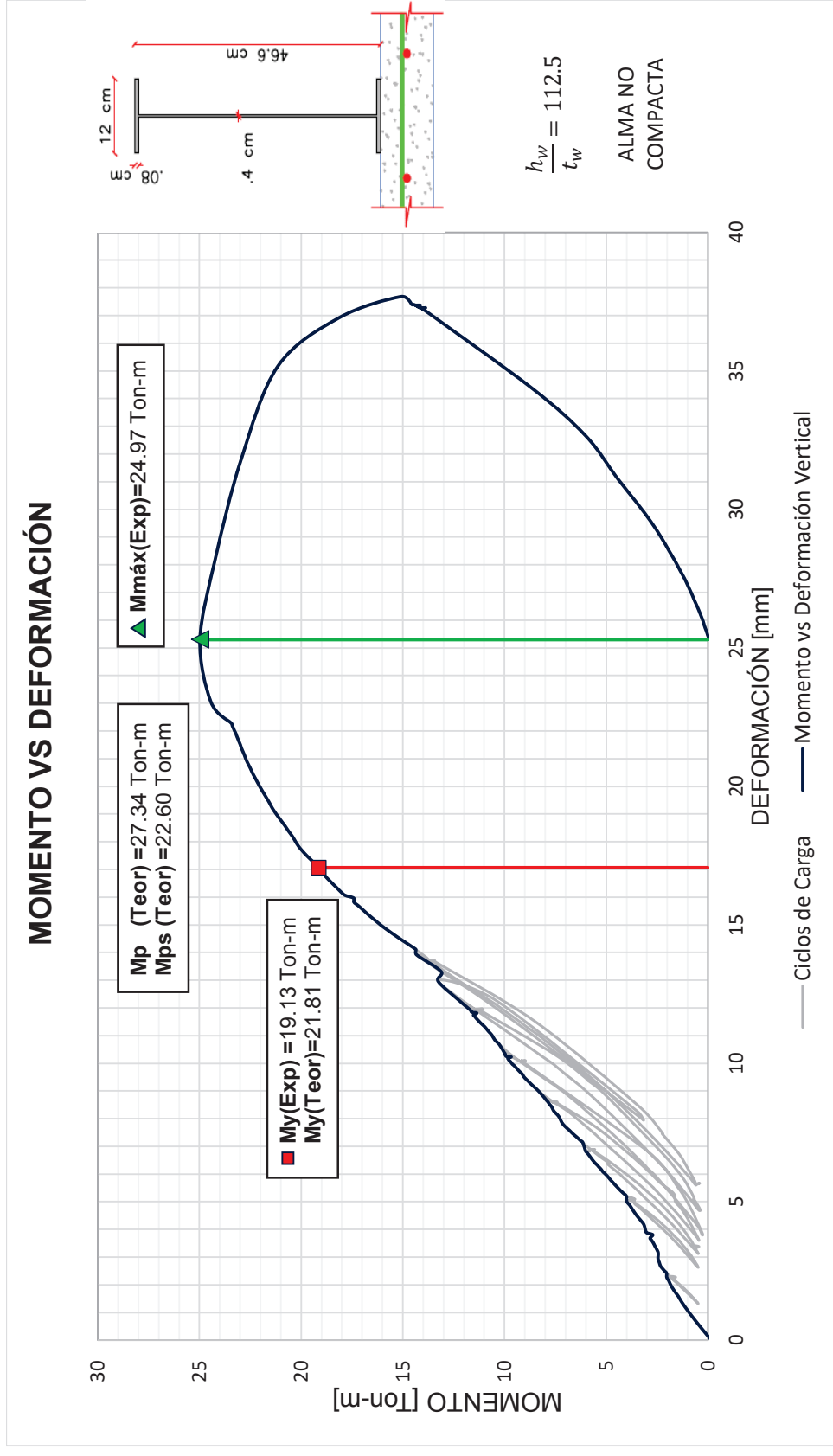
Los esfuerzos máximos calculados a partir de las deformaciones unitarias registradas por los strain gauges (SG1, SG2 y SG3) son -7170.16 kg/cm², 3529.10 kg/cm² y 466.36 kg/cm² respectivamente. Esto demuestra que el patín a tracción de la viga llega a fluir, pero esto se da a una carga 48.45 Ton, después de que la muestra alcanza su momento máximo.

IMAGEN 5.49 CURVA CORTE VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 4



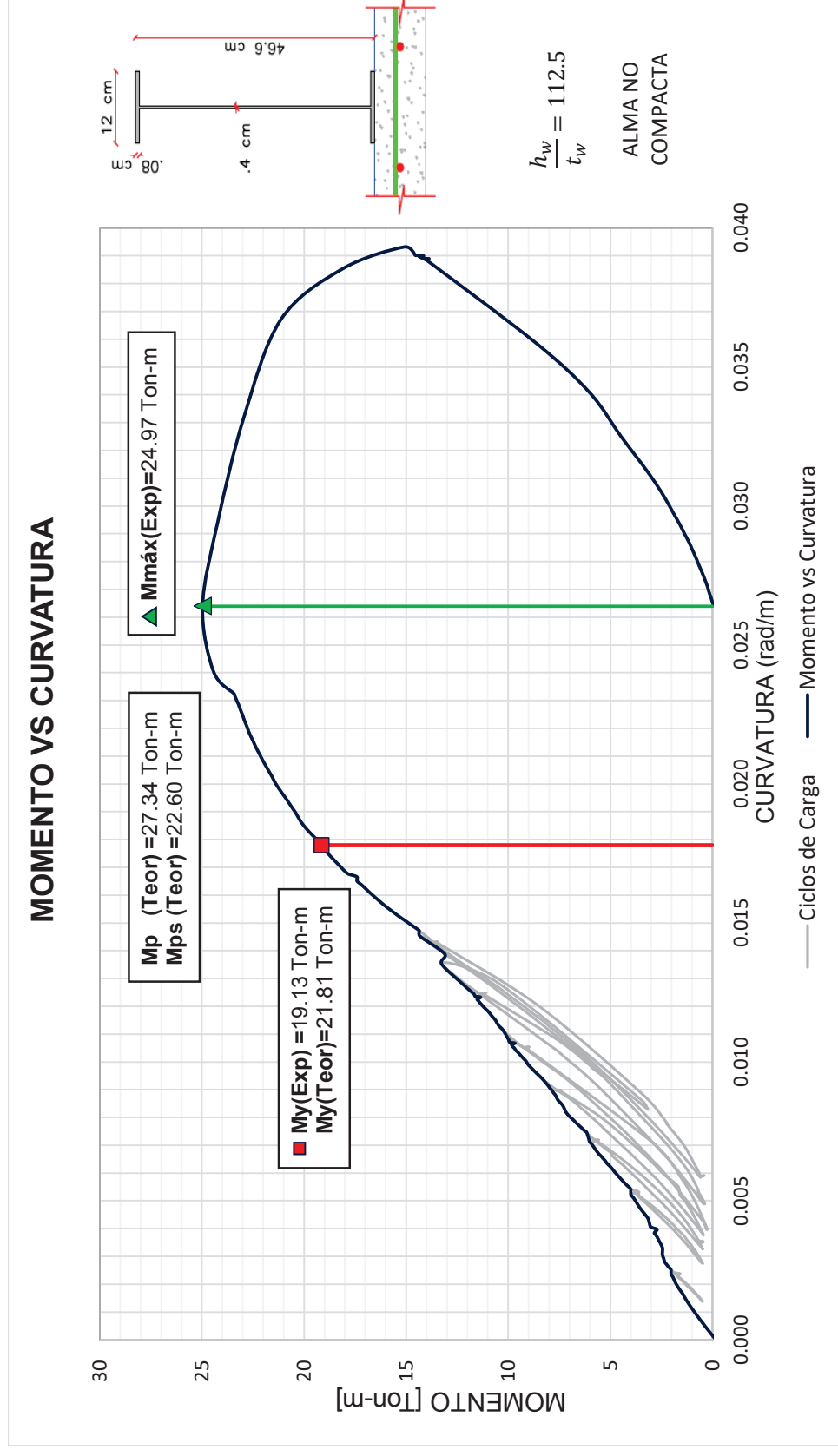
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.50 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN ENSAYO 4



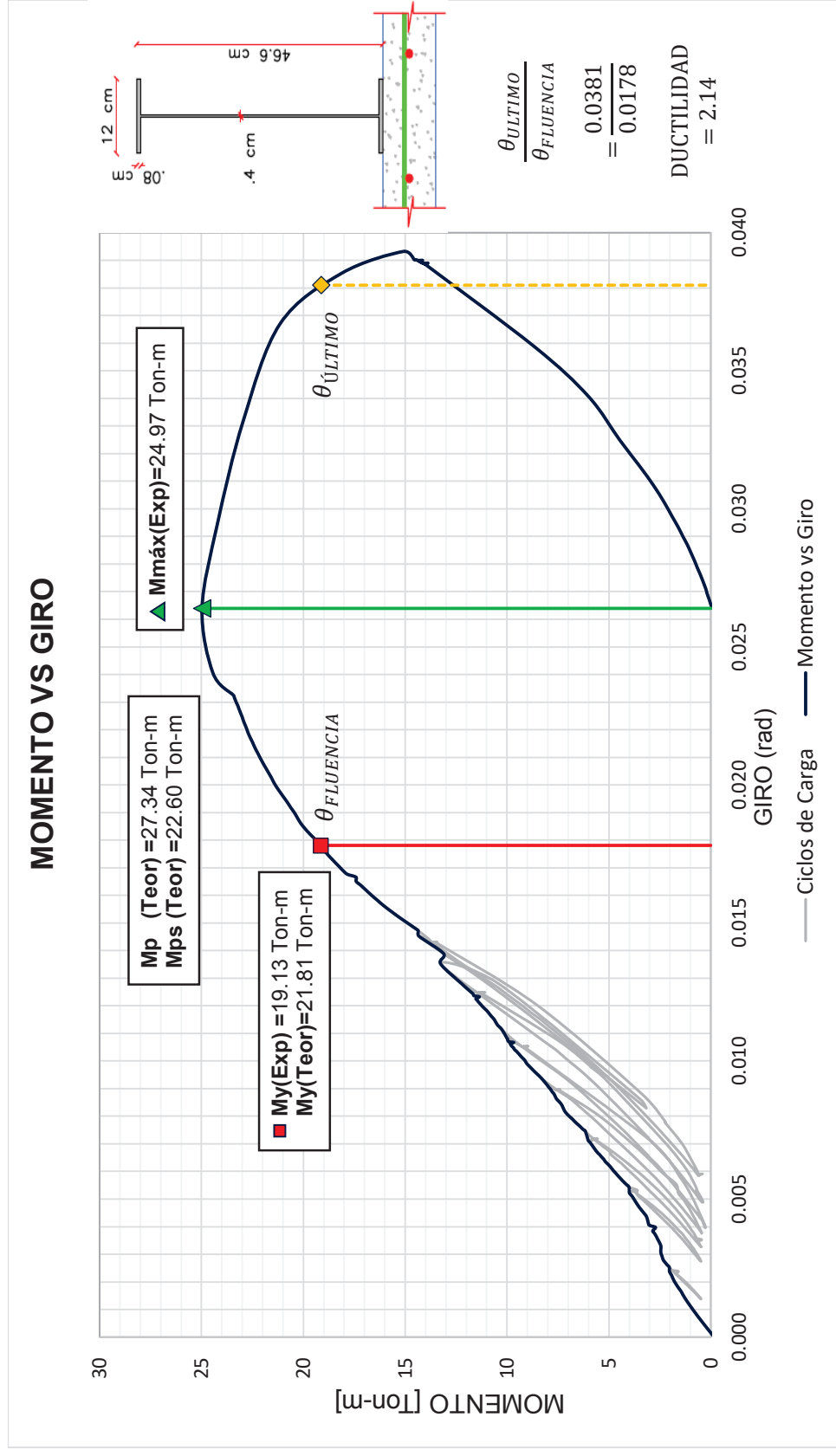
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.51 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 4



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.52 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 4



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.53 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 4

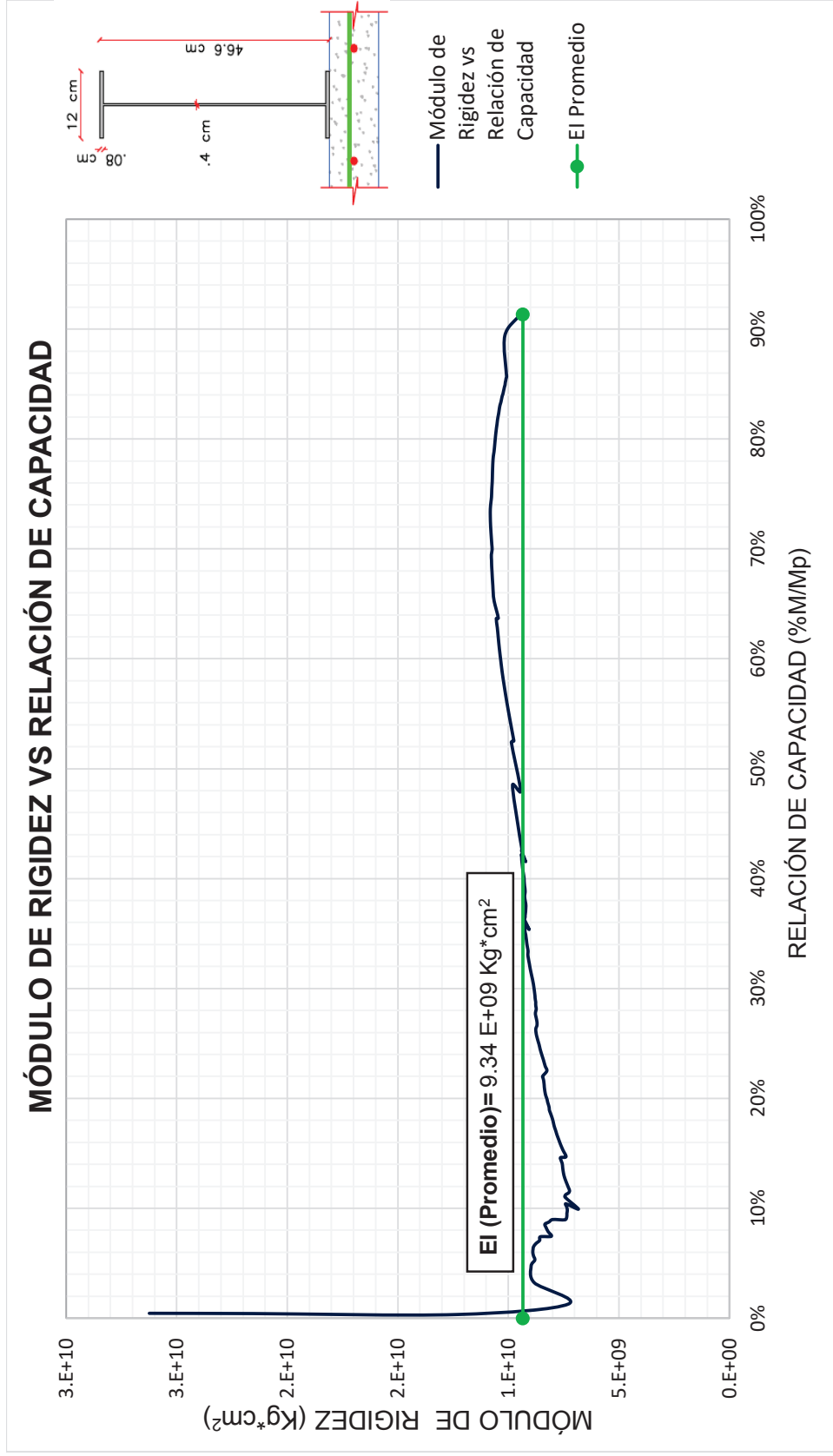
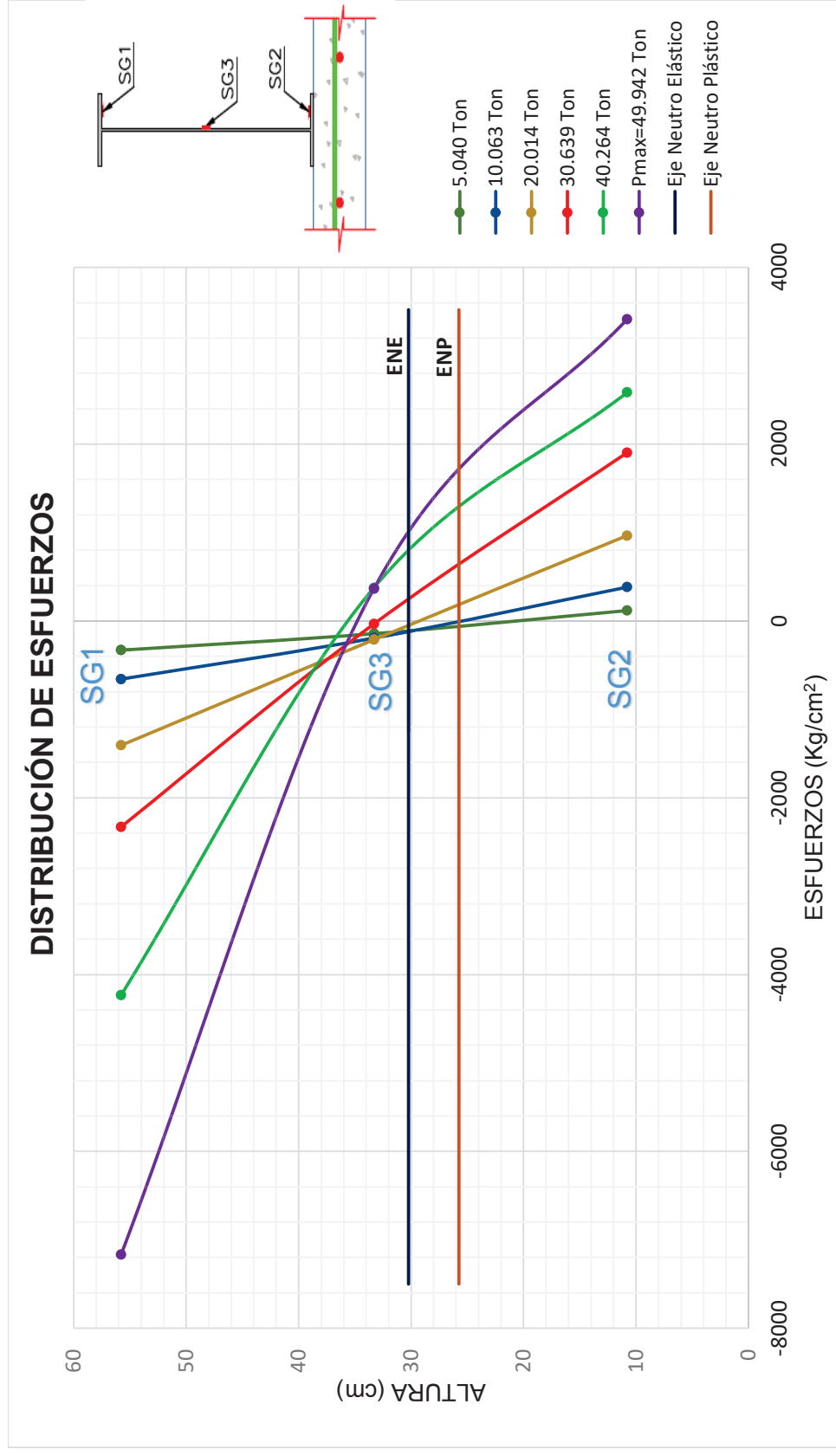


IMAGEN 5.54 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 4



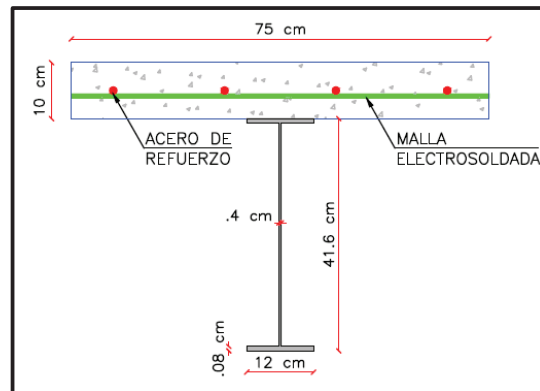
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

5.6 ENSAYO 5

5.6.1 DESCRIPCIÓN DE LA VIGA COMPUESTA TIPO 2

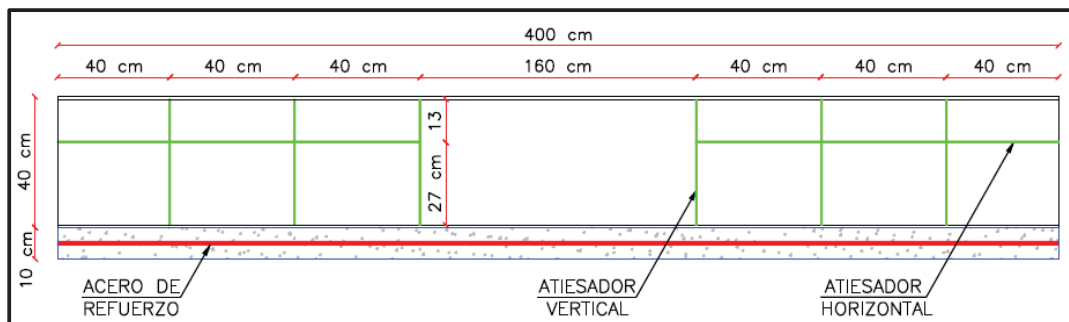
- Losa: Hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
- Refuerzo: 4 varillas de 12 milímetros de diámetro, con un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
Malla electrosoldada de 5 milímetros de diámetro espaciada 15 centímetros, con un $f_y=5000 \text{ kg/cm}^2$.
- Viga de acero estructural A50 con un f_y de 3520 kg/cm^2 .
- Conectores de corte tipo arco: 13 de 12 milímetros espaciados 30 cm.
- Atiesadores: Verticales y horizontales de 4 mm de espesor.
- Momento plástico de la viga metálica (MI): 19.42 Ton-m.
- Momento elástico de la viga compuesta (M_y): 18.97 Ton-m.
- Momento Plástico Teórico de la Viga Compuesta (M_p): 23.68 Ton-m.
- Carga Plástica Teórica de la Viga Compuesta (P_p): 36.43 Ton.

IMAGEN 5.55 SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA COMPUESTA TIPO 2



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.56 VISTA LONGITUDINAL VIGA COMPUESTA TIPO 2



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

5.6.2 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA COMPUESTA TIPO 2

Para el ensayo de la viga compuesta 2, se movieron los apoyos de tal manera que la luz libre de la muestra sea de 3.70 metros. Debido a que en la experiencia anterior se obtuvo un buen comportamiento de la viga compuesta, se mantiene el mismo método de ensayo.

La viga fue sometida a siete ciclos de carga y descarga, siendo 28.06 Ton el valor máximo de la carga aplicada en el último ciclo, alcanzado este valor la viga compuesta se descarga para posteriormente cargarla hasta la falla.

La carga máxima que resiste la viga es de 34.55 Ton, menor a la carga de plastificación teórica de 36.43 Ton, esto se da porque en el cálculo del momento plástico en vigas compuestas de alma no compacta, se considera que ésta va a llegar al estado de plastificación total, lo que en realidad no se da, pero se toma en cuenta para predecir un comportamiento aproximado de estas vigas.

Las primeras fisuras en aparecer en el hormigón son las fallas a flexión a una carga cercana a 4.0 Ton, en el centro de la losa; a una carga de 8 Ton aparecen fisuras a 45° cerca de los apoyos. A medida que la carga se incrementa, aparecen fisuras en el centro de luz de la losa de hormigón, producto de la flexión de la viga, éstas grietas aumentan en número, longitud y en abertura.

La falla de la probeta se da en el centro de luz; en la losa de hormigón aparece una grieta de gran abertura por flexión que al ir aumentando la carga genera el pandeo lateral del perfil metálico.

FOTOGRAFÍA 5.8 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 5



FOTOGRAFÍA 5.8 CONTINUACIÓN



FOTOGRAFÍA 5.8 CONTINUACIÓN



FOTOGRAFÍA 5.8 CONTINUACIÓN



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

5.6.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA VIGA COMPUESTA TIPO 2

➤ *Curva Corte VS Deformación Vertical Ensayo 5*

De la gráfica Corte vs Deformación se observa que la carga máxima que soporta la viga es de 34.55 Ton, muy cercana a la carga de plastificación teórica cuyo valor es 36.43 Ton. El corte máximo que soportó la viga es de 17.28 Ton, luego del cual la curva empieza a descender.

➤ *Curva Momento VS Deformación Vertical Ensayo 5*

De la gráfica Momento vs Deformación Vertical se observa que la viga no alcanza el momento plástico teórico de 23.68 Ton-m. El máximo valor de momento alcanzado por la muestra durante el ensayo es de 22.46 Ton-m, que representa el 94.85% de su capacidad de plastificación teórica.

Al llegar al momento máximo experimental la viga compuesta pierde su capacidad debido al pandeo lateral del perfil metálico cerca de uno de los puntos de aplicación de las cargas.

➤ *Curva Momento VS Curvatura Ensayo 5*

De la gráfica Momento vs Curvatura se determina que la viga compuesta tiene un comportamiento elástico hasta un momento aproximado de 21.05 Ton-m, correspondiente a la fluencia del patín a compresión y tracción a la vez. Posterior a éste, la curva presenta un cambio de pendiente pasando del rango elástico al rango inelástico, donde se presenta un momento máximo de 22.46 Ton-m, después del cual la sección se deforma, pero la carga que resiste es menor.

➤ *Curva Momento VS Giro Ensayo 5*

De la gráfica Momento vs Giro se determina la ductilidad de la viga utilizando la ecuación 5.2. Se determina que el giro de fluencia para esta muestra es de 0.0361 radianes, mientras que el giro último tiene un valor de 0.0200 radianes.

$$Ductilidad = \frac{0.0361}{0.0200}$$

$$Ductilidad = 1.80 \approx LD \text{ (BAJA DUCTILIDAD)}$$

Se determina que la viga tiene una ductilidad de 1.80; en referencia a lo expresado en el Capítulo 2 Sección 2.5, la viga tiene baja ductilidad.

➤ *Curva Módulo de Rigidez VS Relación de Capacidad (%M/Mp) Ensayo 5*

De la gráfica Módulo de Rigidez vs Relación de Capacidad se observa que al inicio del ensayo la rigidez de la viga compuesta aumenta al incrementar la carga. Desde una relación de capacidad del 10% al 50% el módulo de rigidez alcanza su mayor valor, luego del cual empieza a disminuir.

Se calcula un valor promedio del módulo de rigidez igual a 1.21×10^{10} Kg*cm², para posteriormente calcular la inercia efectiva promedio de la sección compuesta utilizando la ecuación 5.1, de tal manera que se pueda comparar con el valor teórico calculado.

$$I_{e(prom)} = \frac{1.21 \times 10^{10}}{2043000}$$

$$I_{e(prom)} = 5922.66 \text{ cm}^4$$

El valor de la inercia efectiva obtenida experimentalmente representa el 46.3% de la inercia de la sección compuesta. Este valor bajo de inercia efectiva corresponde a las deflexiones marcadas por el LVDT durante el ensayo, que resultan ser muy altas en comparación a los ensayos anteriores.

➤ *Deformaciones Reales y Teóricas en el Rango Elástico Ensayo 5*

Las deformaciones reales son marcadas por el LVDT durante el ensayo, las deflexiones teóricas son calculadas con la ecuación 3.76, tomando en cuenta la inercia de la sección transformada (I_t). Adicionalmente, se corrigen los valores de la deflexión teórica considerando el módulo de rigidez promedio calculado anteriormente.

CUADRO 5.9 DEFORMACIONES REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 5

CARGA [Kg]	δ REAL [mm]	δ TEÓRICA [mm]	δ CORREGIDA [mm]
3062.60	2.28	1.09	2.36
6077.12	4.31	2.16	4.68
9272.66	6.75	3.30	7.14
12033.96	8.72	4.28	9.26
14963.71	10.83	5.32	11.52
18002.70	13.06	6.40	13.85
20885.08	15.90	7.43	16.07
24007.04	18.36	8.54	18.47
28006.85	22.54	9.96	21.55
30258.46	24.80	10.76	23.29

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Las deformaciones reales registradas por el LVDT son muy grandes en comparación a las deformaciones teóricas, por lo que se presume que las lecturas de este instrumento son erróneas.

Las deflexiones reales son parecidas a las teóricas corregidas, por lo que utilizar la Inercia Efectiva promedio en el cálculo de las deflexiones es correcto.

La deformación máxima real que presenta la viga durante el ensayo es de 84.84 milímetros.

➤ *Distribución de Esfuerzos en Sección Transversal Ensayo 5*

En la imagen 5.63 cada línea representa la distribución de esfuerzos a una determinada carga. Se puede observar que el eje neutro de la sección sube conforme la carga aplicada en la muestra aumenta. En este caso, el patín sometido a tracción y a compresión alcanzan el esfuerzo de fluencia.

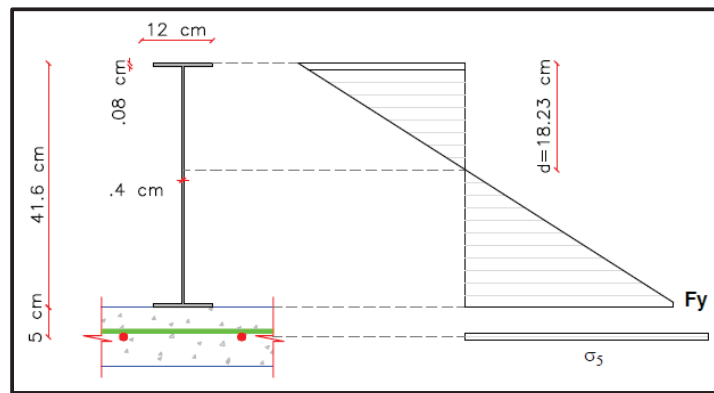
Para la carga máxima de 34.55 Ton, el SG1 ubicado en el patín sometido a compresión presenta un esfuerzo de 2708.85 kg/cm²; el SG3 ubicado en el patín sometido a tracción presenta un esfuerzo de 3507.79 kg/cm²; y el SG2 ubicado en el centro del alma presenta un esfuerzo a tracción de 618.09 kg/cm².

Con estos valores y tomando en cuenta el comportamiento elastoplástico del acero estructural, se calcula el esfuerzo en las varillas de la losa, tomando la distancia al

eje neutro desde el borde extremo del patín sometido a compresión y cuyo valor es de 18.23 cm.

$$\begin{aligned}
 M_{\text{máx}} = & \left[b_f * t_f * \sigma_1 * \left(d - \frac{t_f}{2} \right) \right] + \left[\frac{1}{3} * (d - t_f)^2 * t_w * \sigma_2 \right] \\
 & + \left[\frac{1}{3} * (h_w - d + t_f)^2 * t_w * \sigma_3 \right] \\
 & + \left[\sigma_4 * b_f * t_f * \left(h_w - d + \frac{3}{2} * t_f \right) \right] + [A_r * (h_w - d + 2 * t_f + h_v) * \sigma_5]
 \end{aligned} \tag{5.3}$$

IMAGEN 5.57 MODELO MATEMÁTICO PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 2



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

CUADRO 5.10 CÁLCULO ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 2

VIGA COMPUESTA TIPO 2. ESTADO DE PLASTIFICACIÓN PARCIAL						
Descripción	Observación	Esfuerzo [Kg/cm ²]	Área [cm ²]	Fuerza [Kg]	Distancia [cm]	Momento [Ton-m]
Patín a Compresión	No fluye	2771.02	9.60	26601.79	17.83	4.74
Alma a Compresión	No fluye	2708.85	3.49	9443.05	11.62	1.10
Alma a Tracción	No fluye	3507.79	4.51	15834.16	15.05	2.38
Patín a Tracción	Fluencia	3520.00	9.60	33792.00	22.97	7.76
Acero de Refuerzo	Fluencia	5045.14	4.52	22823.69	28.37	6.48
Momento Máximo (Ton-m)						22.46

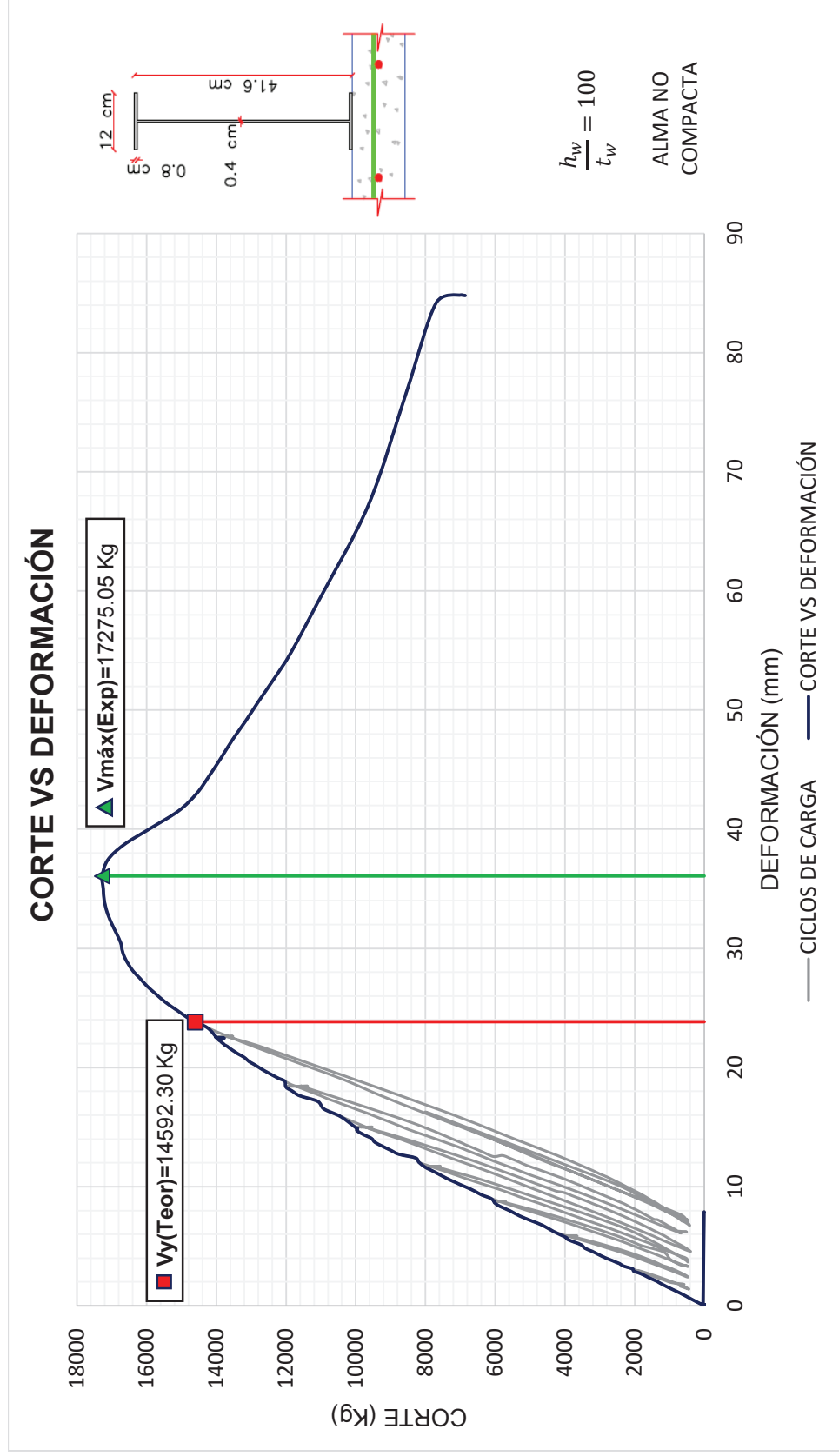
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Éste resultado muestra que las varillas colocadas en la losa de hormigón pasan el esfuerzo de fluencia.

Los esfuerzos máximos calculados a partir de las deformaciones unitarias registradas por los strain gauges (SG1, SG2 y SG3) son -3367.08 kg/cm², -1388.01

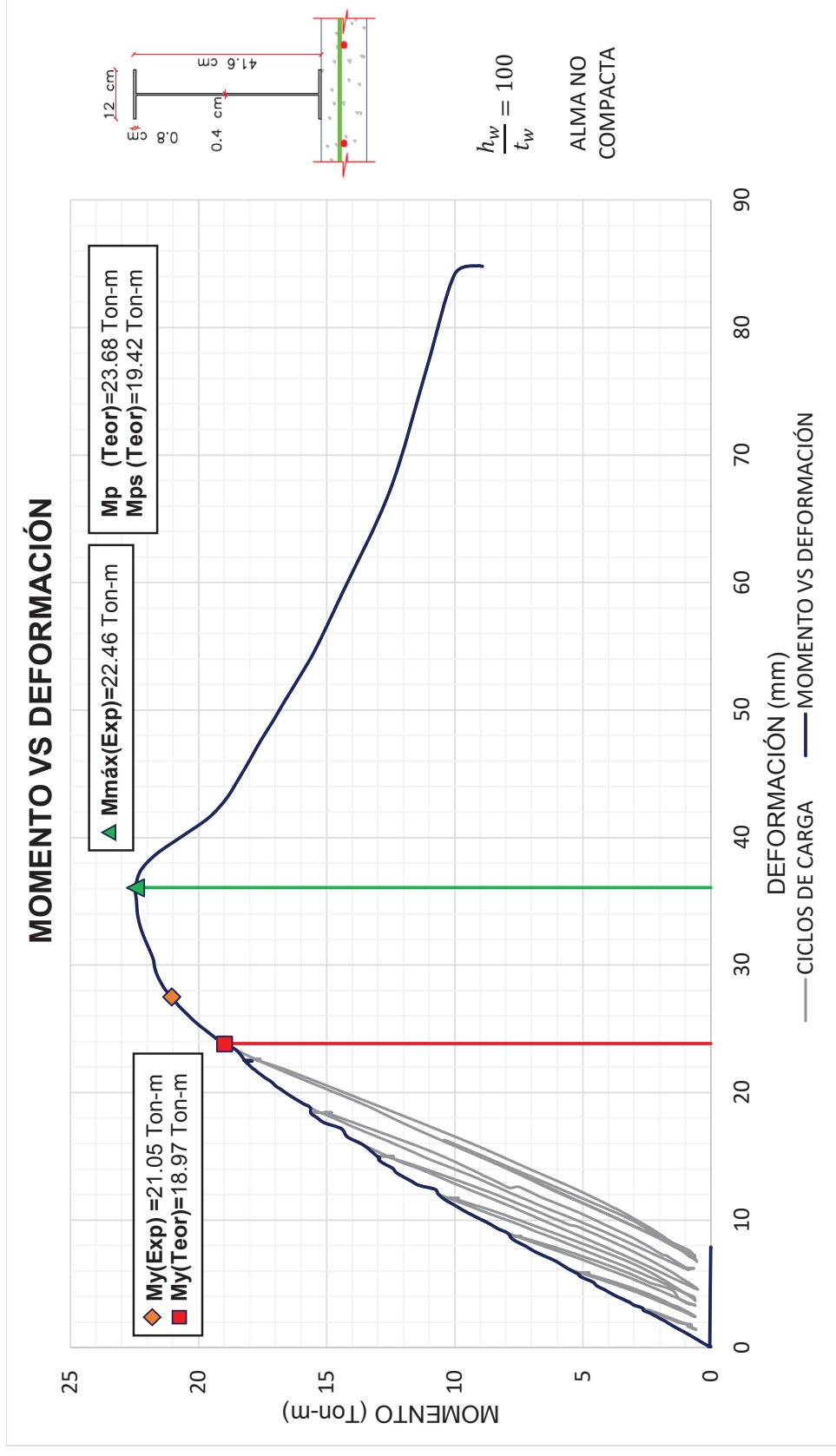
kg/cm² y 3532.24 kg/cm² respectivamente. Esto demuestra que el patín sometido a compresión alcanza el esfuerzo de fluencia y posteriormente se produce una redistribución de esfuerzos en toda la sección, haciendo que el patín a tracción también llegue a fluir. Ésta es la razón por la que la carga máxima que soporta la viga compuesta, produce un esfuerzo menor al de fluencia en el patín sometido a compresión.

IMAGEN 5.58 CURVA CORTE VS DEFORMACIÓN VERTICAL



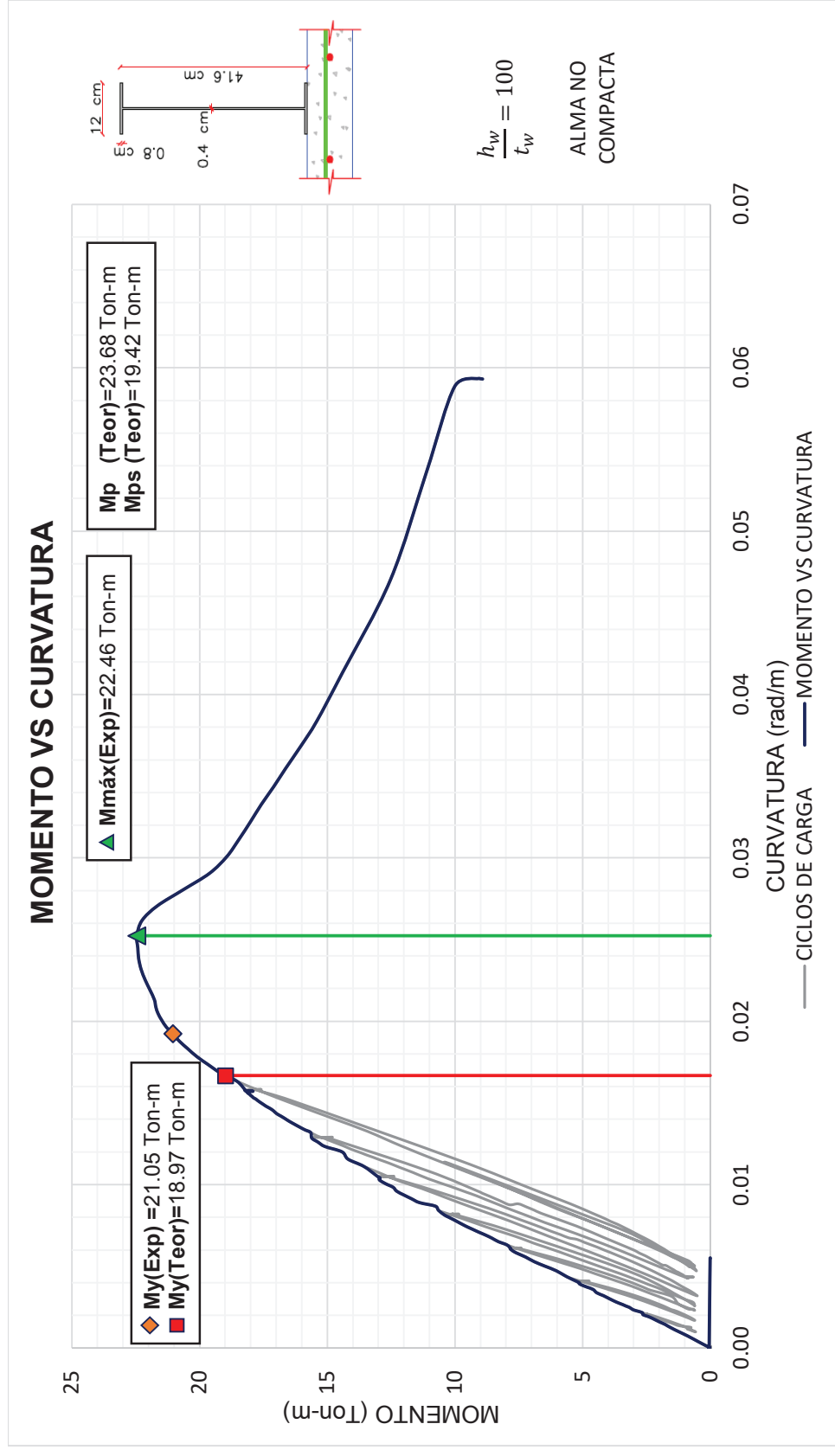
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.59 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 5



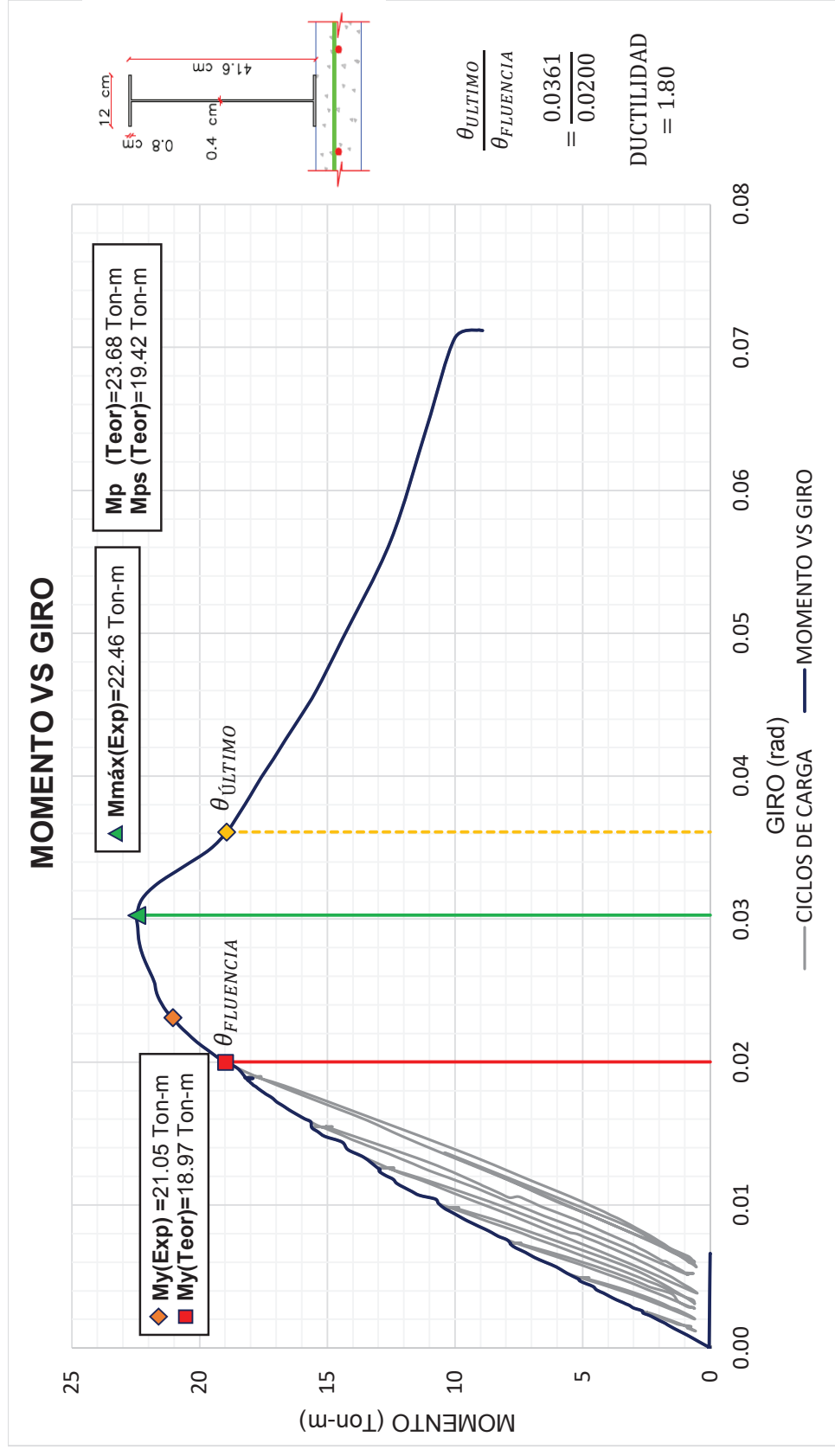
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.60 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 5



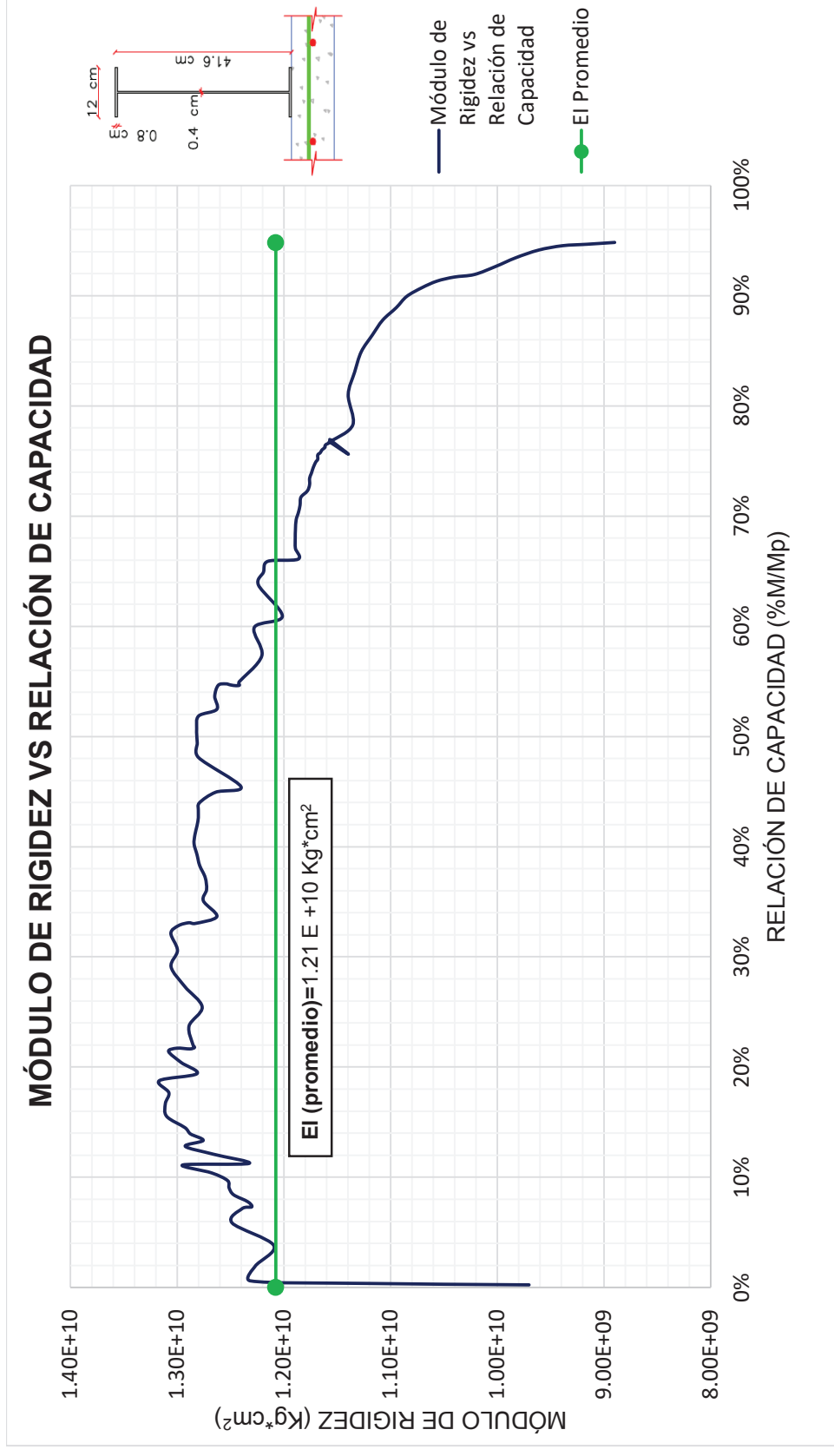
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.61 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 5



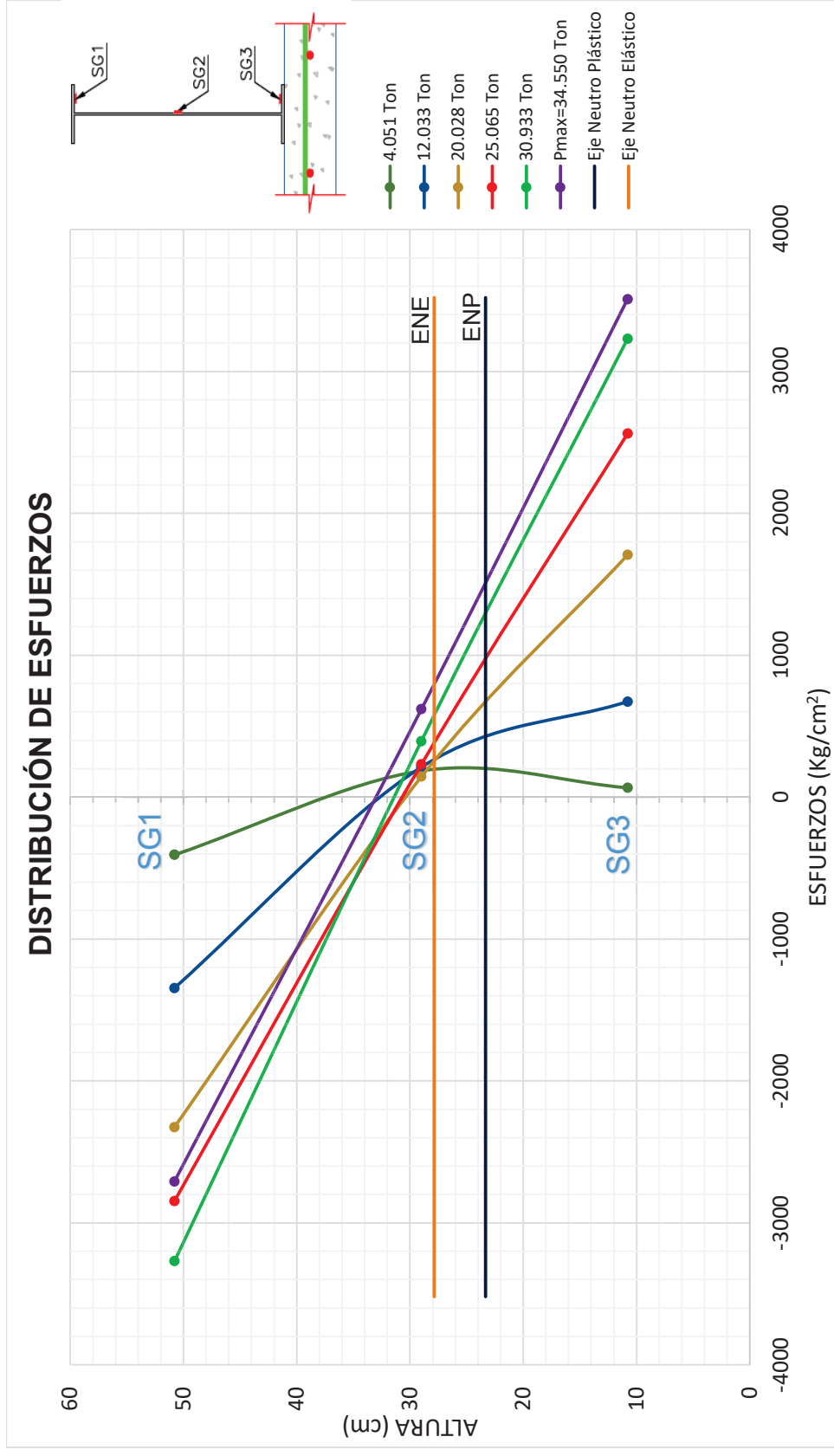
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.62 MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 5



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.63 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 5



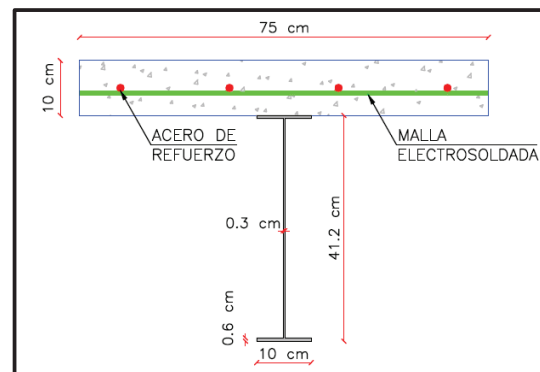
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

5.7 ENSAYO 6

5.7.1 DESCRIPCIÓN DE LA VIGA COMPUESTA TIPO 1

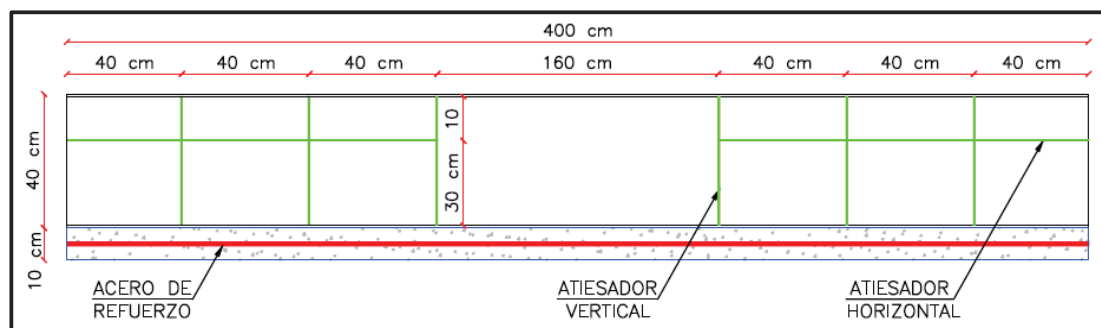
- Losa: Hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
- Refuerzo: 4 varillas de 12 milímetros de diámetro, con un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. Malla electrosoldada de 5 milímetros de diámetro espaciada 15 centímetros, con un $f_y=5000 \text{ kg/cm}^2$.
- Viga de acero estructural A50 con un f_y de 3520 kg/cm^2 .
- Conectores de corte tipo arco: 13 de 10 milímetros espaciados 30 cm.
- Atiesadores: Verticales y horizontales de 3 mm de espesor.
- Momento plástico de la viga metálica (MI): 12.80 Ton-m.
- Momento elástico de la viga compuesta (M_y): 12.90 Ton-m.
- Momento Plástico Teórico de la Viga Compuesta (M_p): 16.81 Ton-m.
- Carga Plástica Teórica de la Viga Compuesta (P_p): 25.86 Ton.

IMAGEN 5.64 SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA COMPUESTA TIPO 1



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.65 VISTA LONGITUDINAL VIGA COMPUESTA TIPO 1



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

5.7.2 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA COMPUESTA TIPO 1

Para el ensayo de la viga compuesta tipo 1, se mantuvo la misma metodología del ensayo anterior, debido a que se obtuvo un buen comportamiento de la muestra.

La viga fue sometida a seis ciclos de carga y descarga, siendo 16.97 Ton el valor máximo de la carga aplicada en el último ciclo, alcanzado este valor, la soldadura del patín sometido a compresión falla y genera pandeo local en el mismo, por lo que la viga no resiste una carga cercana a la de plastificación teórica.

Las primeras fisuras en aparecer en el hormigón son las fallas a corte a una carga cercana a 3.50 Ton, cerca de los apoyos. A medida que la carga se incrementa, aparecen fisuras en el centro de luz de la losa de hormigón, producto de la flexión de la viga, éstas grietas aumentan en número, longitud y en abertura.

La falla de la probeta se da en el centro de luz, producto del pandeo lateral del perfil metálico causado por la separación de las placas que conforman la sección.

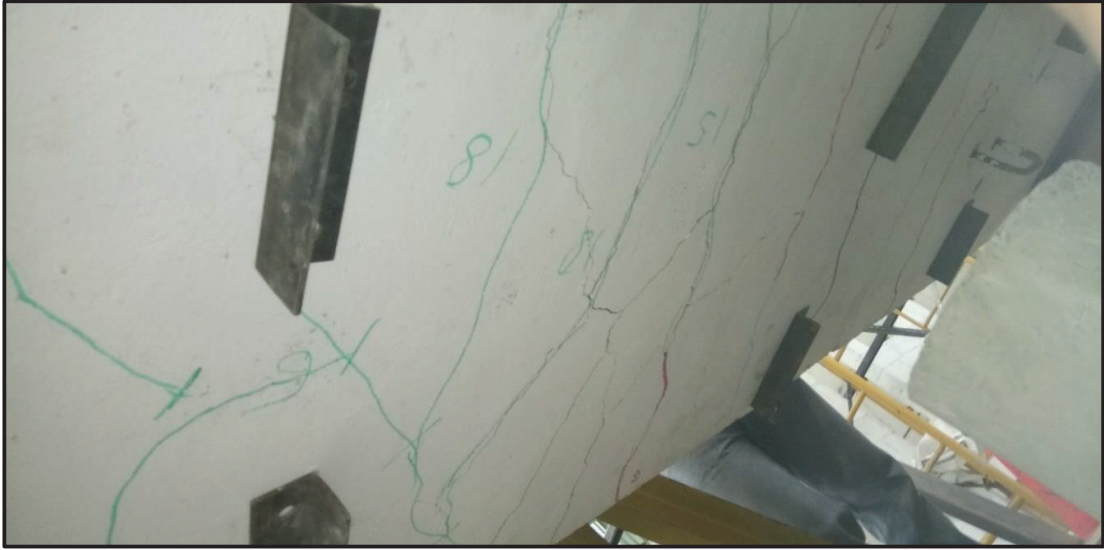
FOTOGRAFÍA 5.9 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 6



FOTOGRAFÍA 5.9 CONTINUACIÓN



FOTOGRAFÍA 5.9 CONTINUACIÓN



FOTOGRAFÍA 5.9 CONTINUACIÓN



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

5.7.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA VIGA COMPUESTA TIPO 1

➤ *Curva Corte VS Deformación Vertical Ensayo 6*

De la gráfica Corte vs Deformación se observa que la carga máxima que soporta la viga es de 16.97 Ton, muy por debajo de la carga de plastificación teórica cuyo valor es 25.86 Ton. El corte máximo que soportó la viga es de 8.49 Ton, luego del cual la curva empieza a descender.

➤ *Curva Momento VS Deformación Vertical Ensayo 6*

De la gráfica Momento vs Deformación Vertical se observa que la viga no alcanza el momento plástico teórico de 16.81 Ton-m. El máximo valor de momento alcanzado por la muestra durante el ensayo es de 11.03 Ton-m, que representa el 65.6%% de su capacidad de plastificación teórica.

Al llegar al momento máximo experimental la viga compuesta pierde su capacidad debido al pandeo local del patín sometido a compresión, lo que genera el pandeo lateral del perfil metálico.

➤ *Curva Momento VS Curvatura Ensayo 6*

De la gráfica Momento vs Curvatura se determina que la viga compuesta tiene un comportamiento elástico hasta un momento aproximado de 8.87 Ton-m, correspondiente a la fluencia del patín a compresión. Posterior a éste, la curva presenta un cambio de pendiente pasando del rango elástico al rango inelástico,

donde se presenta un momento máximo de 11.03 Ton-m, después del cual la sección se deforma, pero la carga que resiste es menor.

➤ *Curva Momento VS Giro Ensayo 6*

De la gráfica Momento vs Giro se calcula la ductilidad de la viga utilizando la ecuación 5.4. Se determina que el giro de fluencia para esta muestra es de 0.0097 radianes, mientras que el giro último tiene un valor de 0.0152 radianes.

$$Ductilidad = \frac{0.0152}{0.0097}$$

$$Ductilidad = 1.57 \approx LD \text{ (BAJA DUCTILIDAD)}$$

Se determina que la viga tiene una ductilidad de 1.57; en referencia a lo expresado en el Capítulo 2 Sección 2.5, la viga tiene baja ductilidad.

➤ *Curva Módulo de Rigidez VS Relación de Capacidad (%M/Mp) Ensayo 6*

De la gráfica Módulo de Rigidez vs Relación de Capacidad se observa de la rigidez de la viga compuesta disminuye conforme la carga aplicada aumenta.

Se calcula un valor promedio del módulo de rigidez igual a $1.34 \times 10^{10} \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2$, para posteriormente calcular la inercia efectiva promedio de la sección compuesta utilizando la ecuación 5.1, de tal manera que se pueda comparar con el valor teórico calculado.

$$I_{e(prom)} = \frac{1.34 \times 10^{10}}{2043000}$$

$$I_{e(prom)} = 6558.98 \text{ cm}^4$$

El valor de la inercia efectiva obtenida experimentalmente representa el 72.56% de la inercia de la sección compuesta.

➤ *Deformaciones Reales y Teóricas en el Rango Elástico Ensayo 5*

Las deflexiones teóricas son calculadas con la ecuación 3.76, tomando en cuenta la inercia de la sección transformada (I_t). Adicionalmente, se corrigen los valores de la deflexión teórica considerando el módulo de rigidez promedio calculado anteriormente.

CUADRO 5.11 DEFORMACIONES REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 6

CARGA [Kg]	δ REAL [mm]	δ TEÓRICA [mm]	δ CORREGIDA [mm]
2137.73	1.36	1.08	1.48
3973.33	2.63	2.00	2.75
6062.66	4.13	3.05	4.19
8127.43	5.85	4.09	5.62
10191.51	7.68	5.13	7.05
12062.89	9.97	6.07	8.34
14186.71	12.16	7.14	9.81
15887.96	14.13	7.99	10.99

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

Las deformaciones reales registradas por el LVDT son mayores en comparación a las deformaciones teóricas, esto se debe a los corrimientos que se presentan entre la viga metálica y la losa de hormigón incrementando las deformaciones.

Las deflexiones reales son parecidas a las teóricas corregidas, por lo que utilizar la Inercia Efectiva promedio en el cálculo de las deflexiones es correcto.

La deformación máxima real que presenta la viga durante el ensayo es de 22.49 milímetros.

➤ *Distribución de Esfuerzos en Sección Transversal Ensayo 6*

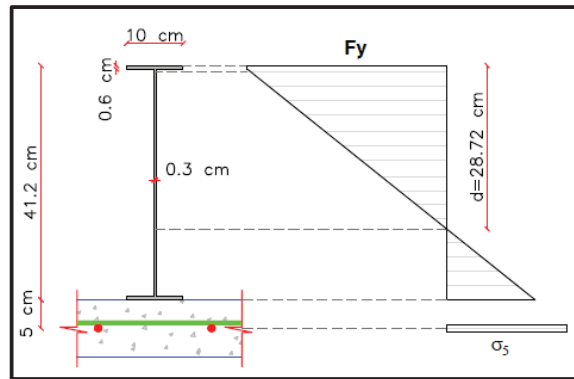
En la imagen 5.72 cada línea representa la distribución de esfuerzos a una determinada carga. Se puede observar que el eje neutro de la sección baja conforme la carga aplicada en la muestra aumenta. En este caso, el patín sometido a compresión alcanza el esfuerzo de fluencia.

Para la carga máxima de 16.97 Ton, el SG1 ubicado en el patín sometido a compresión presenta un esfuerzo de 6714 kg/cm²; el SG2 ubicado en el patín sometido a tracción presenta un esfuerzo de 1486.08 kg/cm²; y el SG3 ubicado en el centro del alma presenta un esfuerzo a compresión de 992.37 kg/cm².

Con estos valores y tomando en cuenta el comportamiento elastoplástico del acero estructural, se calcula el esfuerzo en las varillas de la losa con la ecuación 5.3, tomando la distancia al eje neutro desde el borde extremo del patín sometido a compresión y cuyo valor es de 28.72 cm.

$$\begin{aligned}
 M_{\text{máx}} = & \left[b_f * t_f * \sigma_1 * \left(d - \frac{t_f}{2} \right) \right] + \left[\frac{1}{3} * (d - t_f)^2 * t_w * \sigma_2 \right] \\
 & + \left[\frac{1}{3} * (h_w - d + t_f)^2 * t_w * \sigma_3 \right] \\
 & + \left[\sigma_4 * b_f * t_f * \left(h_w - d + \frac{3}{2} * t_f \right) \right] + [A_r * (h_w - d + 2 * t_f + h_v) * \sigma_5]
 \end{aligned} \tag{5.3}$$

IMAGEN 5.66 MODELO MATEMÁTICO PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 1



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

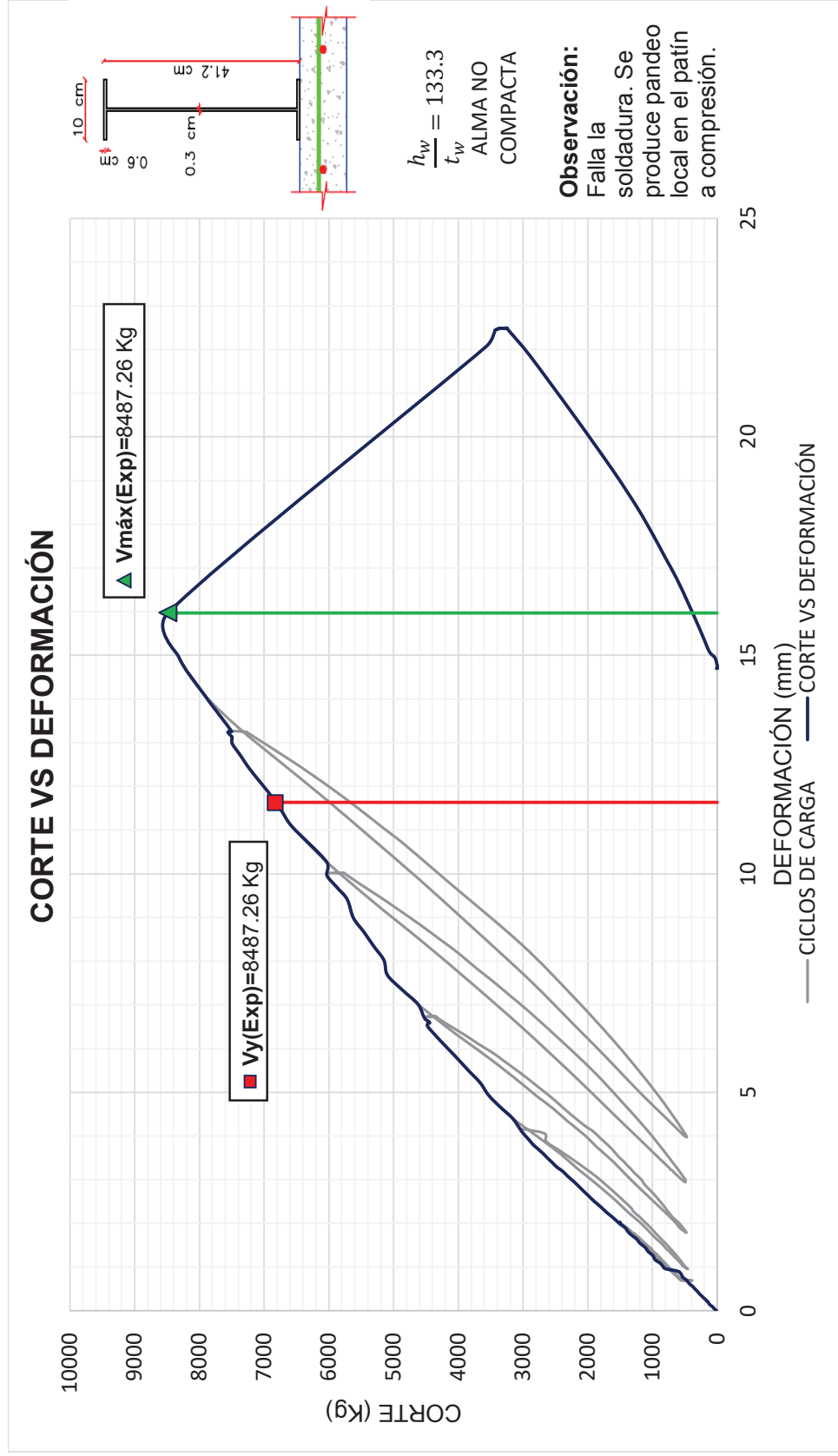
CUADRO 5.12 CÁLCULO ESFUERZO EN EL ACERO DE REFUERZO VIGA 1

VIGA COMPUESTA TIPO 1. ESTADO DE PLASTIFICACIÓN PARCIAL						
Descripción	Observación	Esfuerzo [Kg/cm ²]	Área [cm ²]	Fuerza [Kg]	Distancia [cm]	Momento [Ton-m]
Patín a Compresión	Fluencia	3520.00	6.00	21120.00	28.42	6.00
Alma a Compresión	No fluye	3520.00	4.22	14847.36	18.75	2.78
Alma a Tracción	No fluye	1486.08	1.78	2648.19	7.92	0.21
Patín a Tracción	No fluye	1523.64	6.00	9141.84	12.18	1.11
Acero de Refuerzo	No fluye	1164.80	4.52	5269.44	17.48	0.92
Momento Máximo (Ton-m)						11.03

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

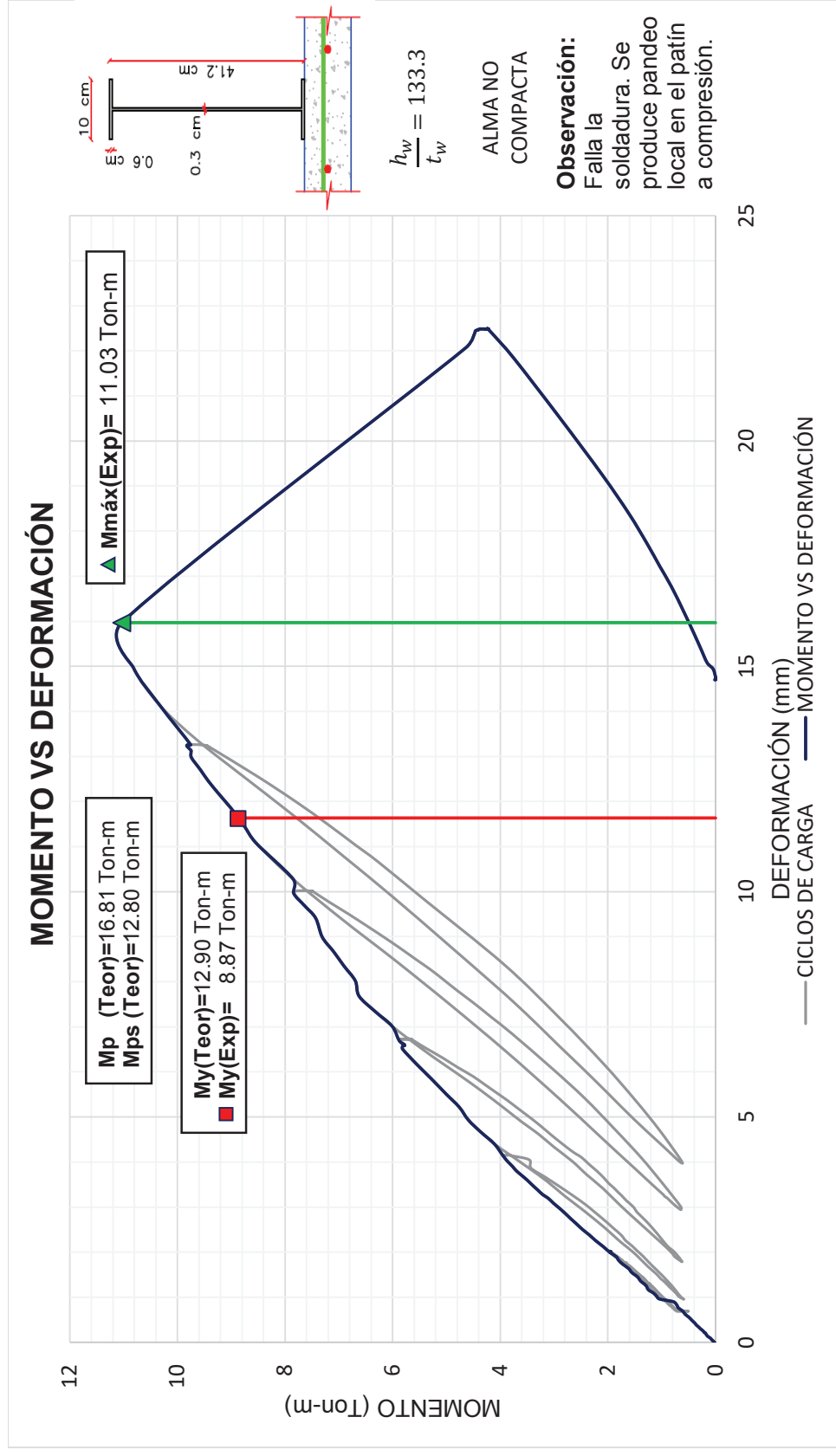
En este caso, el esfuerzo de las varillas representa el 28% del esfuerzo de fluencia, por lo que se demuestra que, para el diseño de vigas compuestas a momento negativo, no se debe tomar en cuenta el esfuerzo de fluencia, si no que este valor debe reducirse en un porcentaje.

IMAGEN 5.67 CURVA CORTE VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 6



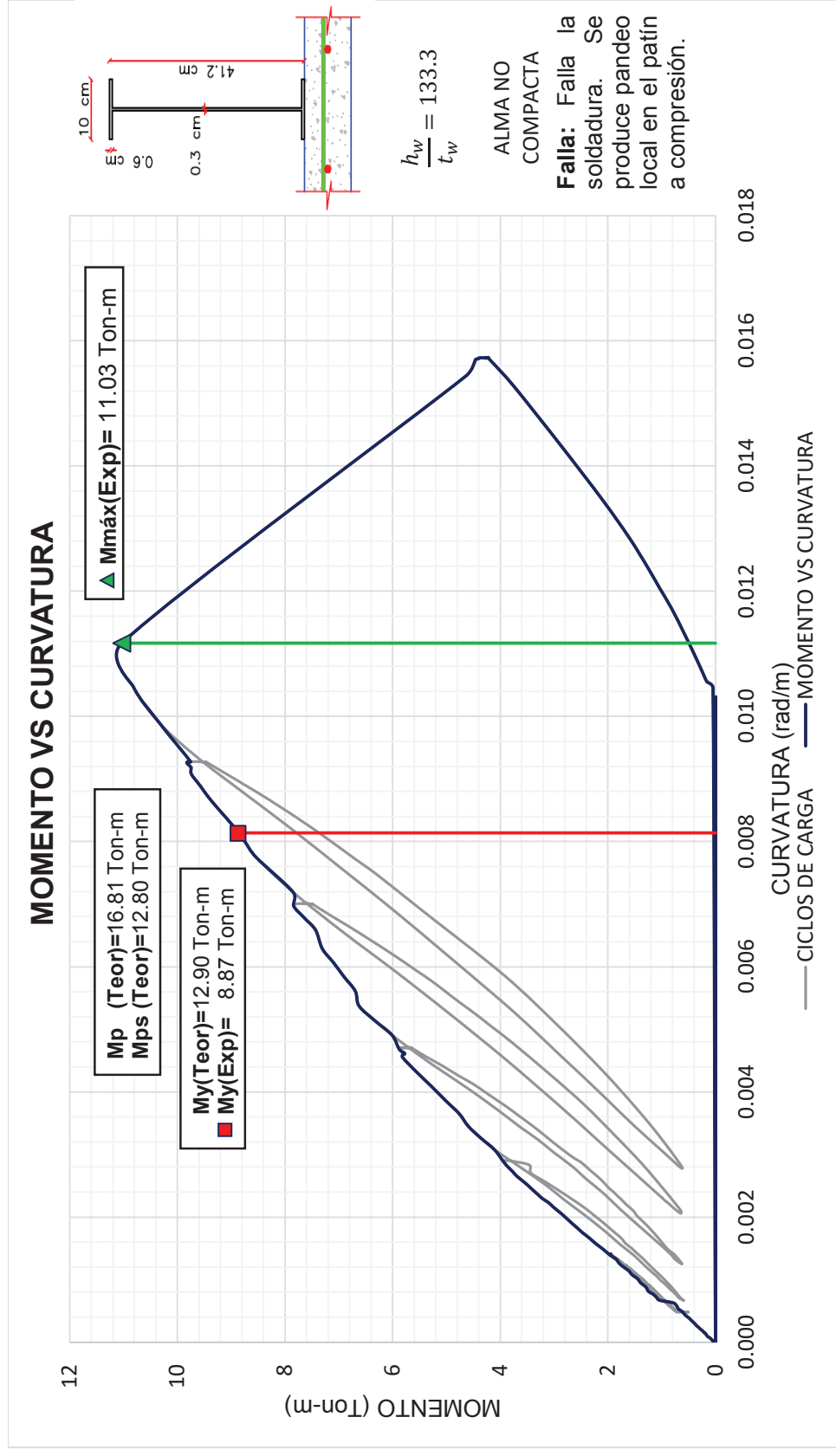
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.68 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN VERTICAL ENSAYO 6



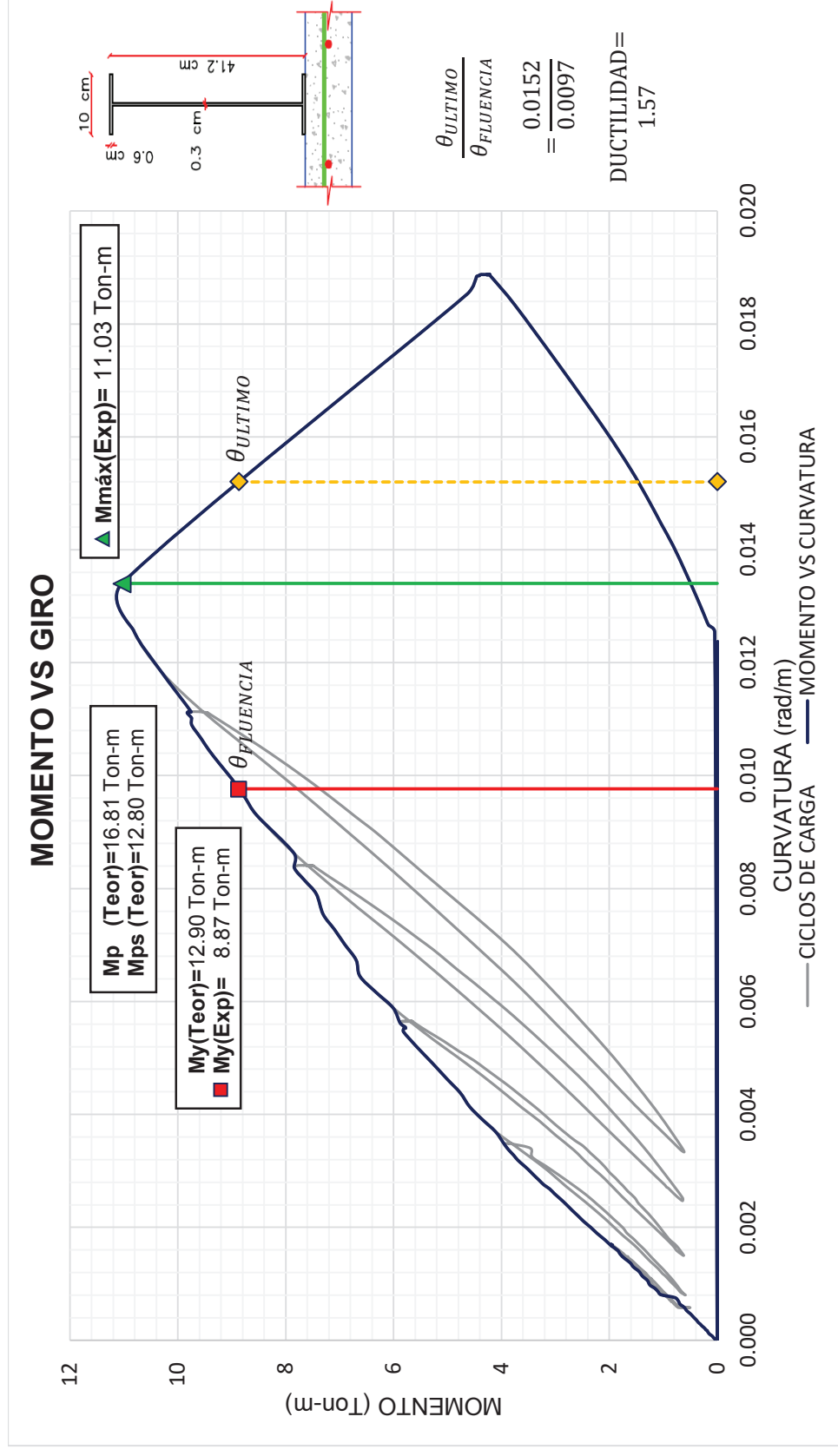
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.69 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 6



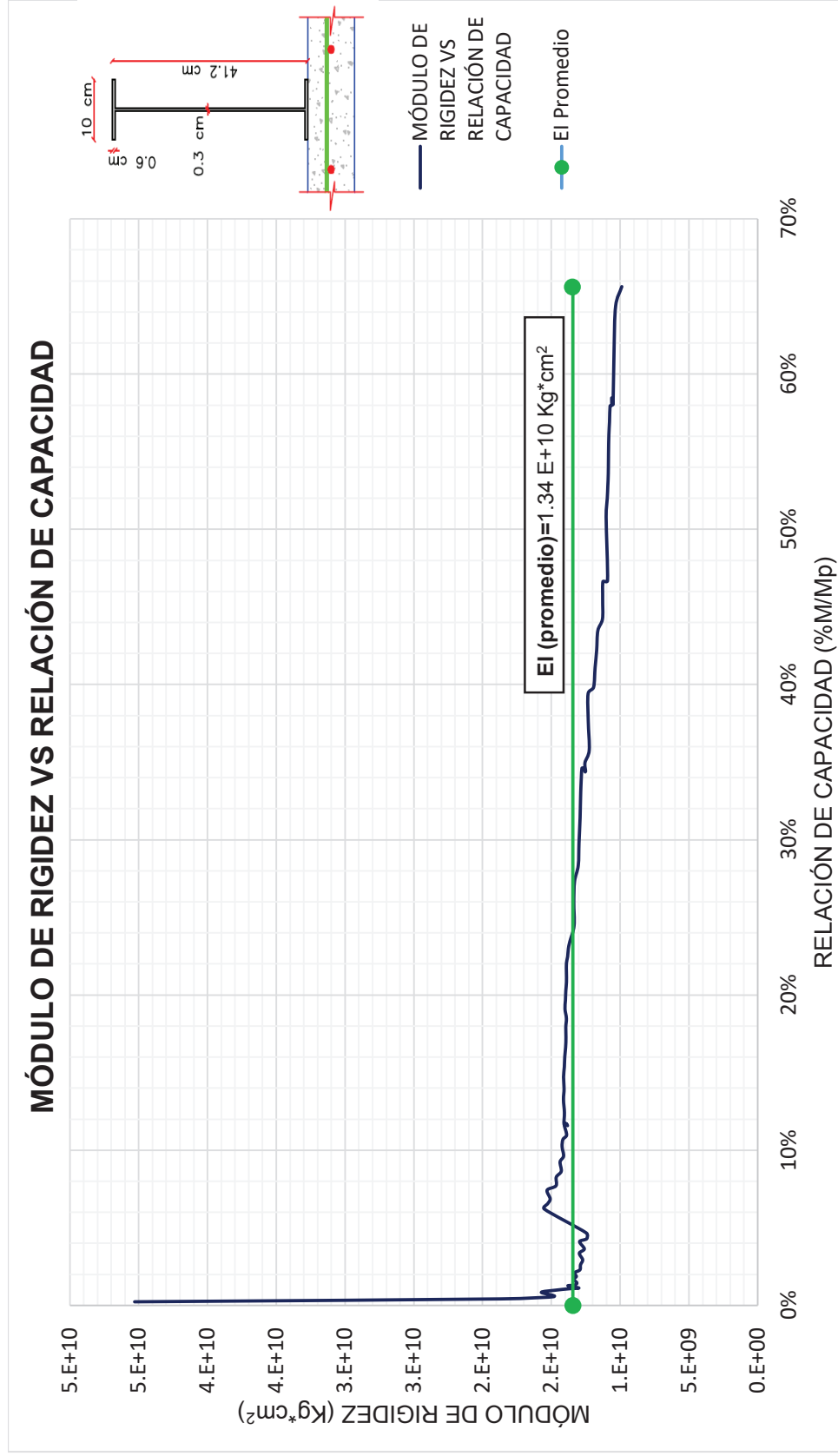
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.70 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 6



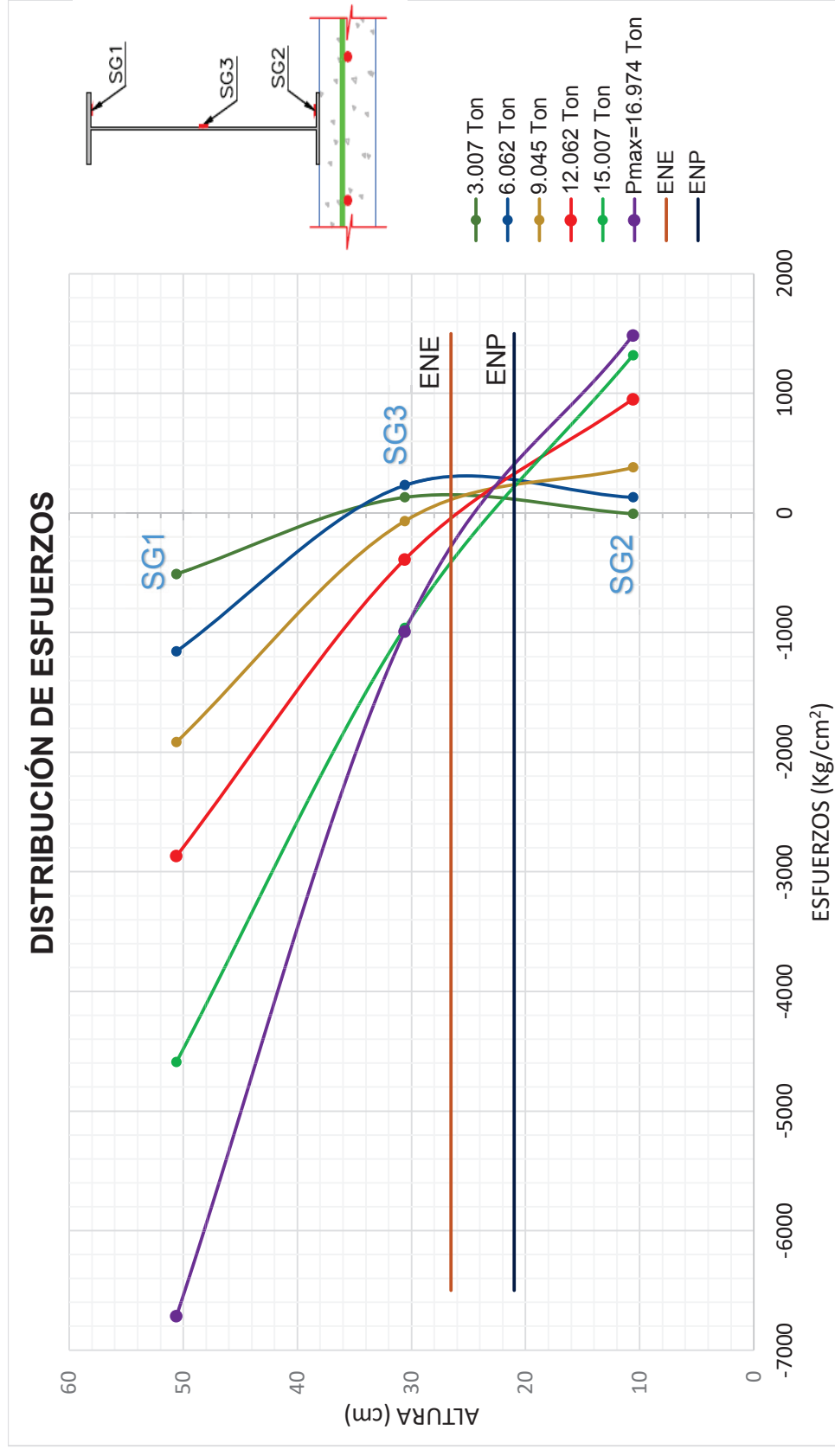
ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.71 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 6



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

IMAGEN 5.72 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 6



ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

5.8 RESUMEN DE RESULTADOS

CUADRO 5.13 RESUMEN DE RESULTADOS OBTENIDOS

DESCRIPCIÓN	NOME.	U	VIGA COMP. 1	VIGA COMP.2	VIGA COMP. 3A	VIGA COMP. 3B	VIGA COMP. 3B-1	VIGA COMP. 4 A	VIGA COMP. 4B	VIGA COMP. 4B-1	VIGA COMP. 4B-2	
DATOS TEÓRICOS	Momento Plástico Viga sola	Mps	T-m	12.80	19.42	12.80	12.80	12.80	22.60	22.60	22.60	22.60
	Momento Elástico Teórico Viga Compuesta	My	T-m	12.91	18.97	12.90	12.90	12.90	21.81	21.81	21.81	21.81
	Momento Plástico teórico viga compuesta	Mp	T-m	16.81	23.68	16.81	16.81	16.81	27.34	27.34	27.34	27.34
	Carga de plastificación de la sección compuesta	Pp	T	25.86	36.43	33.62	33.62	33.62	54.68	54.68	54.68	54.68
	Longitud de Arriostamiento	Lb	cm	370.00	370.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
	Inercia Transformada	It	cm ⁴	9040.00	12792.98	9040.00	12792.98	9040.00	16337.50	16337.50	16337.50	16337.50
RESULTADOS EXPERIMENTALES	Momento Elástico Experimental	My	T-m	8.87	21.05	9.53	-	-	19.13	-	20.19	20.51
	Momento Máximo Experimental	Mmáx	T-m	11.03	22.46	9.62	9.67	8.26	24.97	18.35	24.25	23.50
	Relación entre momento Máximo Experimental y Momento Plástico Teórico	Mmáx/ Mp	[-]	65.62%	94.85%	57.23%	57.53%	49.14%	91.33%	67.12%	88.70%	85.95%
	Corte de Fluencia	Vy	T	6.82	14.59	9.53	-	-	19.13	-	20.19	20.51
	Cortante Máximo	Vmáx	T	8.49	17.28	9.62	9.67	8.26	24.97	18.35	24.25	23.50
	Carga Máxima	Pmáx	T	16.97	34.55	19.23	19.34	16.52	49.94	36.69	48.51	47.00
	Inercia Efectiva Promedio	Ie	cm ⁴	6558.98	5922.66	8125.31	5873.72	6363.19	4571.71	21243.3	17180.6	9055.3
	Relación entre la Inercia Efectiva y la Inercia Transformada	Ie/It	[-]	72.56%	46.30%	89.88%	45.91%	70.39%	27.98%	130.03%	105.16%	55.43%
Ductilidad		[-]	1.57	1.80	-	-	-	2.14	-	-	2.13	
CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO EN BASE A LOS RESULTADOS	Momento Plástico Teórico de la viga compuesta con 65% del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	Mp _{65%}	T-m	15.60	22.33	15.60	15.60	15.60	25.83	25.83	25.83	25.83

ELABORADO POR: Víctor Moromenacho y Ángel Toapanta

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- En los ensayos de las vigas compuestas 2, 4A y 4B se obtienen resultados aceptables, debido al comportamiento de cada una de las muestras; a partir del análisis de resultados en base a los datos obtenidos experimentalmente, se puede concluir que este tipo de vigas compuestas no llegan a plastificar, producto del pandeo lateral torsional que se presenta en puntos cercanos a los de aplicación de las cargas puntuales.
- En las vigas compuestas 1, 2, 3A, 4A y 4B, el patín sometido a compresión supera el esfuerzo de fluencia del acero A50, pero sólo en la viga 2 Y 4A, el patín sometido a tracción alcanza el límite elástico del acero, por lo tanto, para este tipo de vigas de alma no compacta a momento negativo, se debe considerar en el diseño un estado de plastificación parcial, debido a que no todas las fibras del alma alcanzan la fluencia.
- De acuerdo a la norma ANSI/AISC 360-2010 la deformación máxima admisible tiene un valor de $L/240$, lo cual es cumplido por todas las vigas excepto la 1, 2 y 4A. En las cuales las deformaciones reales registradas por el LVDT son muy grandes en comparación a las deformaciones teóricas, por lo que se presume que las lecturas de este instrumento son erróneas.
- El utilizar atiesadores cerca de los apoyos de una viga compuesta de alma no compacta, le proporciona una resistencia y rigidez adicional al alma del perfil metálico y evita que en esta zona se presente pandeo formándose arrugas a 45° producto de los esfuerzos cortantes que se generan al aplicar las cargas.
- En todas las experiencias se puede confirmar que los atiesadores utilizados en las vigas compuestas son rígidos y que su diseño está de acuerdo a lo establecido en las normas utilizadas, porque previenen los desplazamientos

en los paneles del alma y no sufren ninguna deformación en la fase de post-pandeo.

- Calculados los valores de esfuerzo del acero de refuerzo en las losas de las vigas compuestas, se puede concluir que no se debe considerar en su totalidad el esfuerzo de fluencia en las varillas, ya que con un valor reducido del 65% la capacidad teórica es similar o cercana a la experimental.
- En base a los ensayos experimentales en el presente estudio, se puede concluir que las vigas I compuestas de alma no compacta y patines compactos con diferentes configuraciones simétricas de atiesadores en los extremos, presentan un comportamiento de baja ductilidad debido a que alcanzan valores del orden de 2.
- En base a trabajos experimentales anteriores, se conoce que las vigas compuestas de almas no compactas, presentan un comportamiento moderadamente dúctil, con valores de ductilidad del orden de 5; al utilizar atiesadores en este tipo de vigas se aumenta la resistencia y rigidez de las mismas, pero se les resta ductilidad.
- La información acerca del uso y diseño de atiesadores en la norma ANSI/AISC 360-10 es reducida, ya que toma en consideración únicamente los atiesadores verticales, a diferencia de la norma EN 1993-1-5 en donde se incluyen propuestas de varios autores que de forma experimental obtuvieron fórmulas de diseño para atiesadores verticales, horizontales y una combinación de ambos.
- Para el diseño de vigas I únicamente con atiesadores verticales, se puede concluir que las capacidades nominales a corte según la norma EN 1993-1-5 son similares a las obtenidas por la norma ANSI/AISC 360-10, siempre y cuando no se considere la formación del campo de tracciones.
- Siguiendo el diseño de la norma EN 1993-1-5 para vigas I con atiesadores soldados al alma, si se utiliza una combinación de atiesadores horizontales y verticales se forman subpaneles en el alma, los cuales se analizan de forma separada y se diseña en base al de mayor relación de esbeltez que sería el más crítico, razón por la cual un diseño óptimo bajo este criterio sería con atiesadores horizontales equidistantes.

- Para el proceso de diseño y búsqueda de la configuración más adecuada de los atiesadores, un dato importante a tomar en cuenta es que la relación de esbeltez óptima del subpanel más crítico debe ser de 0.692 para un acero A50, ya que, para valores mayores a éste, la resistencia a cortante de la viga disminuirá y para valores menores solamente se mantendrá constante.
- La expresión dada por la norma EN 1993-1-5 para el valor máximo de resistencia a cortante que puede llegar a tener una viga I con atiesadores soldados al alma, se ha comprobado que se ajusta bastante bien a la capacidad calculada utilizando atiesadores verticales y horizontales y con una relación a/h_w mayor o igual a uno. Por lo que se puede concluir que dicha expresión es válida para un cálculo rápido y posteriormente un óptimo diseño.
- Las vigas I que son fabricadas de tal manera que se obtenga un panel extremo rígido, según la norma EN 1993-1-5 adquieren un aumento en su resistencia a corte a partir de una relación de esbeltez del subpanel más crítico mayor a 1.08. Este caso se presentó en la viga 4B.
- De acuerdo al diseño de la norma EN 1993-1-5, es más eficiente utilizar atiesadores horizontales que verticales, debido a que éstos forman una especie de nuevo “patín” que reduce la esbeltez del alma, haciendo que la viga adquiera una mayor capacidad a corte, y tenga un mejor comportamiento a flexión.
- La resistencia a cortante de la losa de hormigón es de aproximadamente 3 Ton, por lo que, durante los ensayos al iniciar el segundo ciclo, con cargas de 6 y 8 Ton, ya se presentaban fisuras a 45° resultantes del corte actuante.
- El diseño de los conectores de corte tipo arco se lo realizó en base al diseño para conectores tipo Stud, dando excelentes resultados ya que no existieron desprendimientos entre la viga de acero y la losa de hormigón, sin embargo, si presentan corrimientos lo que conlleva a mayores deformaciones experimentales que reales.
- Las gráficas del módulo de rigidez vs relación de capacidad (%M/Mp) obtenidas de los ensayos de las vigas compuestas 3A, 3B, 4A y 4B,

muestran que la rigidez a flexión de las probetas aumenta, conforme se aplica la carga debido al aporte de la losa a la resistencia a flexión.

6.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda que los apoyos y el gato hidráulico se coloquen lo más cercano posible al suelo con el fin de que todo el sistema de aplicación de cargas sea más rígido.
- El patín superior del perfil metálico en la viga compuesta debe estar lo más cerca posible al gato hidráulico, para evitar que su émbolo se desvíe de su eje causando el daño de los equipos y de la probeta de ensayo.
- Es importante para este tipo de ensayos a momento a negativo, en donde la carga se aplica en 2 puntos directamente sobre el patín, dar un correcto arriostramiento lateral a la viga metálica para que no se presente pandeo lateral, y además utilizar unos elementos adicionales bajo las cargas para que el patín a compresión no se pandee localmente y se pueda realizar de manera correcta los ensayos.
- Se recomienda que el arriostramiento lateral sea proporcionado por 4 pares de triángulos a lo largo de la viga metálica, los mismos que deben ser empernados atravesando la losa de hormigón para que la viga tenga un buen comportamiento, sobre todo cuando las secciones a ensayarse son bastante esbeltas.
- En vigas de alma no compacta, la soldadura de los atiesadores debe ser la adecuada, con el fin de que se evite las deformaciones por temperatura en el alma, por esto se recomienda que la suelda se realice por tramos hasta completar un cordón continuo.
- El método constructivo es muy importante en éste tipo de vigas, por lo que se recomienda que la viga metálica quede completamente centrada a la losa de hormigón y que el patín sobre el cual se va a aplicar las cargas esté totalmente horizontal, de tal manera que no existan excentricidades.
- Para trabajos próximos se recomienda colocar nuevas configuraciones de atiesadores transversales y longitudinales en toda la longitud de la viga, para verificar cómo se comporta la viga compuesta, con el fin de generar mayor información sobre este tipo de estructuras.

- Se deben colocar strain gauges en las varillas de la losa de hormigón, para verificar el esfuerzo que alcanzan y de esta manera determinar la contribución del acero de refuerzo a la resistencia a flexión de la viga compuesta.
- Los strain gauges se deben seleccionar en base a los requerimientos dados por el Centro de Investigación de la Vivienda, ya que deben cumplir con los parámetros de resistencia y temperatura.
- Se recomienda colocar strain gauges en los atiesadores para determinar exactamente a qué valores de esfuerzo llegan a trabajar durante el proceso de carga y descarga.
- Se recomienda realizar un estudio técnico económico entre vigas compuestas de alma no compacta y vigas compuestas de alma no compacta con atiesadores verticales y horizontales para determinar la factibilidad en el uso de estas estructuras en la industria de la construcción.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AISC Committee. (2010). Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10). *American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois*.
- Álvarez, O. Cházaro, C. (2014). *Miembros en flexión, trabes y vigas*. El Acero Hoy.
- Álvarez, R. A. (2005). *Estructuras de acero: cálculo*. Bellisco.
- Buen López, O. (2004). Diseño de Estructuras de Acero Construcción Compuesta. *México DF, Fundación ICA*.
- Carapaz, D., Escudero, E. (2015). *Estudio experimental de columnas tubulares de acero rellenas de hormigón, sometidas a carga axial* (Tesis de Pregrado). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.
- Chacón, R., Mirambell, E., Real, E., (2009). Resistencia de vigas armadas de acero sometidas a cargas concentradas en secciones no rigidizadas, Boletín No.1, Caracas, Venezuela.
- Clement, G. F. V. (2006). *Estructuras de acero. Introducción al diseño*. Univ. Nacional de Colombia, pp. 117.
- Columba, M., Crespo, G. (2016). Estudio de elementos compuestos por una losa de hormigón sobre una viga de acero de alma no compacta y patines compactos, sometidos a flexión con momentos negativos (Tesis de Pregrado). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.
- Crisafulli, F. J. (2013). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Santiago de Chile.
- Gioncu y Mosoarca, (2012), Acta technia napoencis: civil engineering and architecture, VOL.55, NO. 1, pp. 2-4.
- Gioncu, V., & Mosoarca, M. (2012). Ductility aspects of steel beams. *Acta Technica Napociensis. Civil Engineering and Architecture*, 54, 37-60.
- Gobierno del Distrito Federal de México (2004). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas. *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 1, 195-282.

- Jácome, R. (2017). Análisis comparativo de los resultados entre compresómetro analógico y LVDT's en ensayos de compresión de cilindros de concreto (Tesis de Pregrado). Universidad Nacional de Chimborazo, Riobamba.
- Johansson, B., Maquoi, R., Sedlacek, G. A., Müller, C., & Beg, D. (2007). Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "Plated structural elements". *Joint report JRC-ECCS*.
- McCormac, J. C., Csernak, S. F., & Díaz, L. Á. L. (2013). *Diseño de estructuras de acero*. Alfaomega Grupo Editor.
- Múgica, J. (2002). *Determinación de gráficas de diseño para calcular la resistencia nominal a flexión por el método LRFD de perfiles IR laminados en caliente*. Universidad de Sonora División de Ingeniería.
- Pérez, M. A. (2014). *Aplicaciones avanzadas de los materiales compuestos en la obra civil y la edificación*. Barcelona. OmniaScience.
- Poveda, A. (2015). *Notas del curso Estructuras de Acero*. Costa Rica.
- Rivas, P., Vinueza, J. (2015). Estudio de vigas de acero con losas de hormigón sometidas a flexión con momentos positivos mediante el ensayo de elementos y modelación teórica (Tesis de Pregrado). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.
- Vintimilla, J. (2013). *Ingeniería Sismo resistente de Edificios de Acero*.

ANEXOS

ANEXO NO. 1

PEDIDO PARCIAL Y GUÍA DE REMISIÓN DEL

HORMIGÓN F'C=210 KG/CM²

HORMIGONERA QUITO

PEDIDO PARCIAL HORMIGONERA QUITO

Seguimiento .F.
Parcial: 1

Pedido: N108186

Cliete: Toapanta Pinta Angel Paul Telf: 2309439 Cédula/R.U.C.: 1722436647001
 Elabo.Fecha/Hora: 23/11/2016 02:11:41 PM Dirección Obra: Ladrón del Guevara, EPN
 Fes.Fund: 25/11/2016 Vendedor: Hormigonera Hq Nivel: 0 Elemento: Pisos Vibrador:
 Dirección Faci: Machachi Nom. Obra:

Unidades	Producto	Precio	%	I.V.A.	Total
3.00	Hormigon 210m3	86.65		36.40	299.98
		86.65		36.40	269.98
					NETO 296.38
					POR CANCELAR 296.38

SON: DOCIENTOS NOVENTA Y SEIS DOLARES 38 CTVOS.

CONDICIONES GENERALES:

Hormigonera Quito no se responsabiliza por demoras ocurridas en el despacho debidas a fuerza mayor, ni se hace cargo de las molestias o perjuicios que estas demoras puedan ocasionar al cliente.

En caso de que el cliente rescinda este pedido, cambie de fecha de fundición sin anticiparlo con 48 horas mínimo, Hormigonera Quito retendrá el valor correspondiente al 5% del valor del total contratado por concepto de perjuicios a la empresa por reservación de cupo.

Los valores correspondientes a volúmenes menores de 6m3 en saldos, se devolverá en cheque, los saldos mayores a 6m3 tendrán 45 días para fundir, contados a partir de la emisión de esta nota de pedido, caso contrario también se devolverá en cheque.

ACEPTO LAS CONDICIONES

RECIBI

Bu Pacifico
 Cta Corriente # 2369052
 Hormigonera Quito
 1790844900001

ventas@hormigoneraquito.com

Carmen Yela

Simon Bolivar en e Interoceánica

Teléfonos: 898453 898454 898770

0999451900

\$ 301,27



HORMIGONERA QUITO HORQUITO Cía. Ltda.
MATRIZ QUITO: Av. Simón Bolívar s/n y Av. Interoceánica
 Telfs.: 2898 452 - 2898 453 - 2898 770 - Fax: 2898 729
SUCURSAL 002: Simón Bolívar s/n y Pedro Vicente Maldonado
 Telfs.: 2685 399 / 2685 397 / 2898 770
R.U.C.: 1790844900001

No. 001-001-00 0223933

AUTORIZACIÓN SRI No. 1119436884
 CONTRIBUYENTE ESPECIAL RESOLUCIÓN No. 5368
 DEL 02 - 06 - 1995 NOTIFICACION No. 63
 Documento Categorizado NO

GUÍA DE REMISIÓN

GUÍA No.: **N223933** No. FACTURA: **Futura**
 FECHA GUÍA: **11/25/18**

CLIENTE: **Toapanta Pinta Angel Paul** R.U.C.: **1722436647901**

MOTIVO TRASLADO: COMPRA VENTA EXPORTACIÓN OTROS

IDENTIFICACION DE LA PERSONA ENCARGADA DEL TRANSPORTE: **Vicente**
 NOMBRE O RAZÓN SOCIAL: **Transporta Hormigonera Quito Cía. Ltda.**
 RUC o C.I.: **1790844900001**

Mixer: **26** Viaje: **1** Sello: **00285385** Ticket: **00000036**
 Dirección de la Obra: **Ladrón de Guevara, EPN** # Pedido: **N108173**
 Peso del Hormigón en Kg: **6.990.00** Elemento: **Losa**
 Cemento: **selva alegre** Nivel: **0** # Parcial: **1**
 Hora de salida de planta: **11:02:43** Hora de llegada Obra: **12:00**
 Hora de llegada planta: _____ Hora de salida de obra: _____

Producto	Detalle	Unidades
210m3	Hormigon	3.00
SEInuevo	Acelerante	3.00

Observaciones: _____

RECIBÍ CONFORME

ENTREGADO POR

ANEXO NO. 2

**ENSAYOS A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN, 7-14-28 Y
59 DÍAS.**



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYOS DE MATERIALES

COMPRESIÓN EN CILINDROS DE HORMIGÓN

Quito, 21 de marzo de 2017

INF. No. 17 - 0127
Hoja 01 de 01

SOLICITA: SR. VICTOR MOROMENACHO / SR. ANGEL TOAPANTA
Atención: Sr. Victor Moromenacho / Sr. Angel Toapanta
Dirección: Ladrón De Guevara, Epn
PROYECTO: ESTUDIO TEÓRICO EXPERIMENTAL SOBRE EL COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DE VIGAS I COMPUESTAS PARA EL CASO DE ALMAS NO COMPACTAS CON ATIESADORES VERTICALES Y HORIZONTALES

CONTRATISTA: *****
FISCALIZADOR: *****
ELEMENTO: LOSA DE VIGA COMPUESTAS
NORMA: INEN 1573:2010 ; ASTM C39/C39M - 14a

No.	FECHA FABRICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FECHA ROTURA	EDAD (días)	DIÁMETRO (mm)	ÁREA TRANSV. (mm ²)	P. ESPEC. (kg/m ³)	CARGA		RESISTENCIA		TIPO DE FALLA
								(kN)	(t)	(MPa)	(kg/cm ²)	
1	25-nov-16	CILINDRO #1	02-dic-16	7	150	17671	2237	226,53	23,10	12,8	131	TIPO 2
2	25-nov-16	CILINDRO #2	02-dic-16	7	150	17671	2379	151,02	15,40	8,5	87	TIPO 3
3	25-nov-16	CILINDRO #3	09-dic-16	14	150	17671	2228	302,73	30,87	17,1	175	TIPO 2
4	25-nov-16	CILINDRO #4	23-dic-16	28	150	17671	2311	317,20	32,35	17,9	183	TIPO 1
5	25-nov-16	CILINDRO #5	24-ene-17	60	150	17671	2262	370,95	37,83	21,0	214	TIPO 2
6	25-nov-16	CILINDRO #6	24-ene-17	60	150	17671	2273	377,80	38,53	21,4	218	TIPO 1



Observación: La procedencia y fechas de fabricación son responsabilidad del cliente.

ING. MERCEDES VILLACÍS
 JEFE DEL LABORATORIO



ANEXO NO. 3

**ENSAYO DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL
HORMIGÓN**



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYOS DE MATERIALES

COMPRESIÓN MONOAXIAL DE HORMIGÓN

INF. No. 17-0139
01 de 02

Quito, 31 de marzo de 2017

SOLICITA: SR. VICTOR MOROMENACHO / SR. ANGEL TOAPANTA
Atención: ****
Dirección: ****

PROYECTO: ESTUDIO TEÓRICO EXPERIMENTAL SOBRE EL COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DE VIGAS I COMPUESTAS PARA EL CASO DE ALMAS NO COMPACTAS CON ATIESADORES VERTICALES Y HORIZONTALES

CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
ELEMENTO: LOSA
MUESTRA: ***

NORMA REFERENCIA: ASTM C469-14
FECHA DE ENSAYO: 28/03/2017

CARGA (Kg)	DEF. AXIAL (µm)	ESFUERZO (Kg/cm ²)
0	0	0,00
1000	15	5,59
2000	35	11,18
3000	60	16,76
4000	90	22,35
5000	115	27,94
6000	145	33,53
7000	175	39,11
8000	200	44,70
9000	225	50,29
10000	250	55,88
11000	280	61,47
12000	310	67,05
0	0	0,00
2000	45	11,18
4000	95	22,35
6000	155	33,53
8000	220	44,70
10000	280	55,88
12000	345	67,05
14000	410	78,23
16000	475	89,41
18000	545	100,58
20000	610	111,76
22000	690	122,93
24000	790	134,11
0	0	0,00
2000	55	11,18
4000	115	22,35
6000	185	33,53
8000	260	44,70
10000	330	55,88
12000	405	67,05
14000	480	78,23
16000	560	89,41
18000	640	100,58
20000	710	111,76
22000	785	122,93
24000	860	134,11
26000	940	145,28
28000	1035	156,46
30000	1175	167,64
32000	1390	178,81

CARACTERÍSTICAS DE LA PROBETA	
DIAMETRO (D) (cm):	15,10
ALTURA (L) (cm):	30,10
VOLUMEN (cm ³):	5386,70
PESO (N):	11710,50
PESO UNITARIO (KN/m ³):	2,17

RESUMEN DE RESULTADOS	
ÁREA (cm ²):	178,96
RELACIÓN L/D:	1,99
Carga máxima (Kg):	32000,00
Módulo de Elasticidad (Kg/cm ²):	165566
Resistencia a la compresión uniaxial (Kg/cm ²):	178,81
Resistencia a la compresión uniaxial corregida (Kg/cm ²):	178,81


 ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO



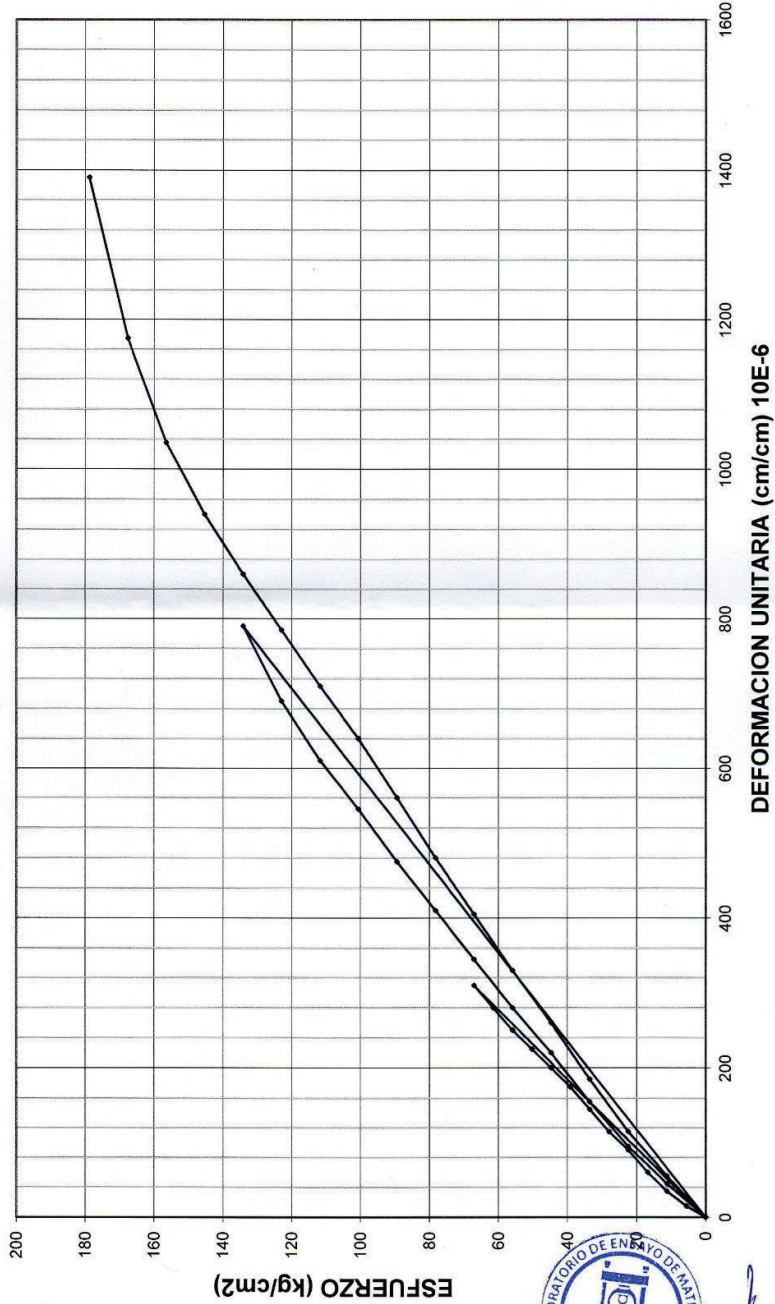
Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil, Mezanina, Ofic. M115 **email:** laboratoriocivilepn@yahoo.com / **Telf.:** (02) 2976 300 ext.: 1609



CURVA ESFUERZO - DEFORMACIÓN

TESIS ESTUDIO TEÓRICO EXPERIMENTAL SOBRE EL COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DE VIGAS I
COMPUESTAS PARA EL CASO DE ALMAS NO COMPACTAS CON ATIESADORES VERTICALES Y
HORIZONTALES.


INFN° 17-0139
02 de 02



COMMONOCILINDRO-17-001- T

ANEXO NO. 4

FICHA TÉCNICA STRAIN GAUGES UTILIZADOS



**Micro-Measurements
Division**

MEASUREMENTS GROUP, INC.
RALEIGH, NORTH CAROLINA

**PRECISION
STRAIN GAGES**

EA-06-250BG-120

GAGE TYPE
EA-06-250BG-120

RESISTANCE IN OHMS
120.0 ± 0.3%

GAGE FACTOR AT 75° F
2.03 ± 0.5%

+0.2%

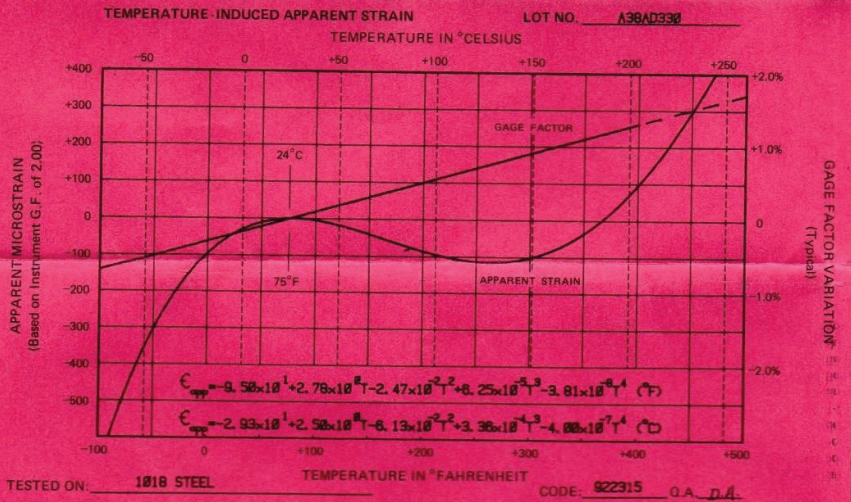
LOT NUMBER
R-A38AD330

QUANTITY
5 GAGES

OPTION
M

GENERAL INFORMATION: SERIES EA STRAIN GAGES

- GENERAL DESCRIPTION:** EA Series Gages are a general purpose family of constantan strain gages widely used in experimental stress analysis. These gages are of open-faced construction with a 1 mil (0.03mm) tough, flexible polyimide film backing.
- TEMPERATURE RANGE:** -100° F (-75° C) to +350° F (+175° C) for continuous use in static measurements, -320° F (-195° C) to +400° F (+205° C) for special or short term exposure.
- SELF-TEMPERATURE COMPENSATION:** See data curve below.
- STRAIN LIMITS:** Approximately 5% for gage lengths 1/8" (3.2mm) and larger; and approximately 3% for gage lengths under 1/8" (3.2mm).
- FATIGUE LIFE:** 10⁶ cycles at ±1200μ"/in (μm/m); 10⁶ cycles at ±1500μ"/in (μm/m); 10⁷ cycles at ±1800 μ"/in (μm/m); 10⁶ cycles at 2800μ"/in (μm/m) unidirectional tension or compression only. Longer gage lengths and lower resistances result in greater endurance and less scatter in fatigue life.
- CEMENTS:** Compatible with M-M Certified M-Bond 200 but it will normally not provide the greatest fatigue life. Micro-Measurements' M-Bond AE-10/15, M-Bond GA-2, M-Bond 600, and M-Bond 610 are excellent. M-Bond 610 is the best choice over the entire operating range. Refer to M-M Bulletin A-142 for information on bonding agents, and Bulletins B-127, B-130, and B-137 for installation procedures.
- SOLDER:** If operating temperature will not exceed +300° F (+150° C), M-Line solder type 361 (63-37) tin-lead solder may be used for lead attachment. M-Line solder type 450 (95-5) tin-antimony is satisfactory to +400° F (+205° C). When solder turrets (Option S) are supplied on these gages, they are formed with +570° F (+300° C) lead-tin silver solder alloy. Refer to M-M Bulletin A-132 for further information on solder, and Bulletin TT-127 and TT-128 for lead attachment techniques.
- PROTECTIVE COATINGS:** These EA open faced gages should always be protected with a suitable coating that is applied as soon as possible after gage installation. Refer to M-M Bulletin A-134 for information on Strain Gage Protective Coatings.
- BACKING:** The backing of EA Series Gages has been specially treated for optimum bond formation with all appropriate strain gage adhesives. No further cleaning is necessary if contamination of the prepared surface is avoided during handling.



**TEST PROCEDURES USED BY MICRO-MEASUREMENTS
FOR STRAIN GAGE PERFORMANCE EVALUATION**

OPTICAL DEFECT ANALYSIS	M-M Procedures and Standards
GAGE FACTOR AT 75° F	ASTM E251-67 (Constant Stress Cantilever Method) *
G.F. VARIATION WITH TEMPERATURE	ASTM E251-67 (Step Deflection Method)
APPARENT STRAIN VERSUS TEMPERATURE	ASTM E251-67 (Slow Heating Rate, Continuously Recorded)
TRANSVERSE SENSITIVITY	ASTM E251-67
INITIAL RESISTANCE	M-M Procedure, Direct NBS Traceability on Resistance Standards
FATIGUE LIFE	NAS 942 (Modified)
STRAIN LIMITS	NAS 942 (Modified)
GAGE THICKNESS	M-M Procedure
CREEP AND DRIFT	M-M Procedure (Similar to NAS 942 Method)

* Gage factor data are obtained in a uniaxial stress field with Poisson's ratio of approximately 0.285.