

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**

**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**

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

**MARITZA ELIZABETH COLUMBA MOROCHO**  
melizabeth\_1990@hotmail.com

**GUSTAVO ALONSO CRESPO PALMA**  
gustavo.crespo66@gmail.com

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

**Quito, Septiembre 2016**

## DECLARACIÓN

Nosotros, MARITZA ELIZABETH COLUMBA MOROCHO y GUSTAVO ALONSO CRESPO PALMA, 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.

---

**MARITZA ELIZABETH  
COLUMBA MOROCHO**

---

**GUSTAVO ALONSO  
CRESPO PALMA**

## **CERTIFICACIÓN**

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por MARITZA ELIZABETH COLUMBA MOROCHO y GUSTAVO ALONSO CRESPO PALMA, bajo mi supervisión.

---

**ING. JORGE RICARDO VINTIMILLA JARAMILLO**  
**DIRECTOR DE PROYECTO**

## AGRADECIMIENTOS

A Dios por darme salud y vida, a mi familia por el apoyo, comprensión y paciencia a lo largo de mi carrera, a los Ingenieros Guido Manciaty y Milene Burbano por darme todas las facilidades para sacar adelante este proyecto.

A mi tutor por la paciencia y el tiempo que le ha dedicado a este proyecto.

A mi novio quien ha estado de principio a fin siempre a mi lado, en los buenos y malos momentos por su comprensión y amor.

A mi amigo, Marcelo quien siempre estuvo dispuesto a ayudarme en cualquier momento, sin importar el día ni la hora.

A todos los ingenieros quienes conforman mi querida facultad por transmitirme los conocimientos necesarios para llegar a cumplir mi sueño.



## **AGRADECIMIENTOS**

A mi padre que espero jamás me falte, que lucho por toda mi familia a pesar de las adversidades, a mi madre que me dio junto a mi padre enseñanzas valiosas para ser un hombre de bien que lucha por lo que quiere, a mis hermanos Justina, Sara y Germán que siempre nos hemos apoyado en todo momento sin importar lo que pase.

A mi novia a la cual junto a ella y con su cariño incondicional siempre me ha apoyado, me ha aconsejado y juntos hemos sabido salir a delante.

## DEDICATORIA

A mis padres Segundo y Rosa, por ser mi guía mi apoyo mi ejemplo de superación, constancia, lucha y humildad, gracias a ellos que confiaron en mí y me dieron la oportunidad de vivir una gran carrera en mi querida facultad.

A mi hermana Mayra quien ha sido mi mejor amiga mi ejemplo siempre incondicional. A mis sobrinas Alisson y Dana quienes me han inspirado tanto amor y para quienes quiero ser un ejemplo de superación. A mi hermano Edison por estar al pendiente siempre.

Maritza Elizabeth Columba Morocho

## DEDICATORIA

Estas ahí para mi cada día cada noche jamás me has dejado solo, siempre esforzándote para seguir adelante, y que sigamos tus pasos de lucha, que las adversidades nunca nos venzan jamás decir no puedo, y perseguir nuestros sueños, nunca podre pagar todo el sacrificio que has hecho por todos, mi esfuerzo mis logros son solo para ti y para quien ya no se encuentra con nosotros, que desde el cielo mira como crecemos y nos hacemos más viejos y más sabios.

Para mi Padre

Gustavo Alonso Crespo Palma

## CONTENIDO

<b>DECLARACIÓN</b> .....	II
<b>CERTIFICACIÓN</b> .....	III
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	IV
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	V
<b>DEDICATORIA</b> .....	VI
<b>DEDICATORIA</b> .....	VII
<b>CONTENIDO</b> .....	VIII
<b>ÍNDICE DE CUADROS</b> .....	XIV
<b>ÍNDICE DE IMÁGENES</b> .....	XVII
<b>ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS</b> .....	XXI
<b>RESUMEN</b> .....	XXIII
<b>ABSTRACT</b> .....	XXIV
<b>PRESENTACIÓN</b> .....	XXV
<b>CAPITULO 1. GENERALIDADES</b> .....	1
1.1 INTRODUCCIÓN .....	1
1.2 OBJETIVOS .....	2
1.2.1 OBJETIVO GENERAL .....	2
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	2
1.3 CONSTRUCCIÓN COMPUESTA .....	2
1.3.1 VENTAJAS DE LA CONSTRUCCIÓN COMPUESTA .....	3
1.4 VIGAS COMPUESTAS .....	3
1.4.1 VENTAJAS DE VIGAS DE SECCIÓN COMPUESTA .....	4
1.4.2 TIPOS DE VIGAS COMPUESTAS .....	5
1.4.3 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL .....	6

1.5	PANDEO LOCAL EN ELEMENTOS EN COMPRESIÓN MIEMBROS EN FLEXIÓN .....	7
1.6	DUCTILIDAD .....	9
1.7	EQUIPOS DE LABORATORIO .....	11
1.8	CÓDIGOS DE REFERENCIA.....	13
<b>CAPITULO 2. BASES DE DISEÑO .....</b>		<b>14</b>
2.1	INTRODUCCIÓN.....	14
2.2	PLANTA ARQUITECTONICA Y CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA LOSA.....	15
2.3	HIPÓTESIS DE CARGA .....	17
2.4	DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIA .....	17
2.4.1	SOLICITACIONES.....	19
2.4.2	DISEÑO DE VIGAS NO COMPACTAS.....	20
2.4.3	GEOMETRÍA DE LAS SECCIONES .....	20
2.4.3.1	Límite de esbeltez del alma.....	22
2.4.3.2	Límite de esbeltez patines.....	22
2.4.3.3	Momento nominal viga no compacta .....	23
2.4.4	DISEÑO VIGA NO COMPACTA 1 .....	23
2.4.4.1	Viga I 258 x 2 x 120 x 6 .....	23
2.4.4.1.1	Cálculo del límite de esbeltez del alma .....	28
2.4.4.1.2	Cálculo del límite de esbeltez del patín.....	29
2.4.4.1.3	Momento nominal de la viga no compacta.....	31
2.4.5	DISEÑO VIGA NO COMPACTA 2 .....	33
2.4.5.1	Viga I 234 x 2 x 150 x 8 .....	33
2.4.5.1.1	Cálculo del límite de esbeltez del alma .....	35
2.4.5.1.2	Cálculo del límite de esbeltez del patín.....	35
2.4.5.1.3	Momento nominal de la viga no compacta.....	36

2.4.6	DISEÑO VIGA NO COMPACTA 3 .....	36
2.4.6.1	Viga I 218 x 2 x 100 x 6 .....	36
2.4.6.1.1	Cálculo del límite de esbeltez del alma .....	38
2.4.6.1.2	Cálculo del límite de esbeltez del patín .....	38
2.4.6.1.3	Momento nominal de la viga no compacta.....	39
2.4.7	DISEÑO VIGA NO COMPACTA 4 .....	39
2.4.7.1	Viga I 248 x 2 x 100 x 6 .....	39
2.4.7.1.1	Cálculo del límite de esbeltez del alma .....	41
2.4.7.1.2	Cálculo del límite de esbeltez del patín .....	41
2.4.7.1.3	Momento nominal de la viga no compacta.....	42
2.5	ANÁLISIS A FLEXIÓN DE LA VIGA COMPUESTA.....	42
2.5.1	ANÁLISIS PLÁSTICO .....	44
2.5.1.1	Viga compuesta 1. Sección no compacta .....	46
2.5.1.2	Viga compuesta 2. Sección no compacta .....	50
2.5.1.3	Viga compuesta 3. Sección no compacta .....	52
2.5.1.4	Viga compuesta 4. Sección no compacta .....	53
2.5.2	ANÁLISIS ELÁSTICO .....	54
2.5.2.1	Viga compuesta 1. Sección no compacta .....	56
2.5.2.2	Viga compuesta 2. Sección no compacta .....	58
2.5.2.3	Viga compuesta 3. Sección no compacta .....	59
2.5.2.4	Viga compuesta 4. Sección no compacta .....	60
2.6	CORTE EN VIGAS COMPUESTA .....	60
2.6.1	ABOLLADURA DEL ALMA.....	62
2.6.2	ESFUERZO CRITICO .....	64
2.6.3	RESISTENCIA A CORTE.....	65
2.6.3.1	Viga compuesta 1. Sección no compacta .....	67
2.6.3.2	Viga compuesta 2. Sección no compacta .....	68

2.6.3.3	Viga compuesta 3. Sección no compacta .....	69
2.6.3.4	Viga compuesta 4. Sección no compacta .....	70
2.7	CONECTORES DE CORTE .....	70
2.8	ANÁLISIS DEL MODELO MATEMÁTICO DE LOS ENSAYOS .....	76
<b>CAPITULO 3. ENSAYOS EXPERIMENTALES</b>	.....	<b>79</b>
3.1	INTRODUCCIÓN .....	79
3.2	CONSTRUCCIÓN VIGAS COMPUESTAS .....	79
3.2.1	VIGAS DE ACERO .....	79
3.2.2	FABRICACIÓN DE LOS APOYOS .....	81
3.2.3	ENCOFRADO .....	82
3.2.4	COLOCACIÓN DE LOS STRAIN GAUGES .....	84
3.2.4.1	Preparación del acero de refuerzo .....	84
3.2.4.2	Preparación del acero estructural .....	85
3.3	ARMADO DEL REFUERZO DE LAS LOSAS .....	86
3.4	FUNDICIÓN Y CURADO DEL HORMIGÓN .....	86
3.5	TRANSPORTE DE LAS VIGAS .....	89
3.6	PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO .....	91
3.6.1	PREPARACIÓN VIGAS .....	91
3.6.2	EQUIPOS DE LABORATORIO .....	92
3.7	TOMA DE MUESTRAS DE CILINDROS .....	94
3.7.1	ENSAYO A COMPRESIÓN DE LOS CILINDROS DE HORMIGÓN .....	96
3.7.2	ENSAYO DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN .....	97
<b>CAPITULO 4.RESULTADOS</b>	.....	<b>98</b>
4.1	INTRODUCCIÓN .....	98
4.2	ENSAYO 1. VIGA COMPUESTA NO COMPACTA .....	98

4.2.1	DESCRIPCIÓN DE LA VIGA COMPUESTA	
	I 258 x 2 x 120 x 6 .....	98
4.2.2	COMPORTAMIENTO DE LA VIGA COMPUESTA	
	I 258 x 2 x 120 x 6 .....	99
4.2.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA VIGA	
	I 258 x 2 x 120 x 6 .....	102
4.3	ENSAYO 2. VIGA COMPUESTA NO COMPACTA .....	113
4.3.1	DESCRIPCIÓN DE LA VIGA COMPUESTA	
	I 234 x 2 x 150 x 8 .....	113
4.3.2	COMPORTAMIENTO DE LA VIGA I 234 x 2 x 150 x 8 .....	113
4.3.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA VIGA	
	I 234 x 2 x 150 x 8 .....	121
4.4	ENSAYO 3. VIGA COMPUESTA NO COMPACTA .....	139
4.4.1	DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO VIGA I 218 x 2 x 100 x 6 .....	139
4.4.2	COMPORTAMIENTO DE LA VIGA I 218 x 2 x 100 x 6 .....	139
4.4.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA VIGA	
	I 218 x 2 x 100 x 6 .....	146
4.5	ENSAYO 4. VIGA COMPUESTA NO COMPACTA .....	156
4.5.1	DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO VIGA I 248 x 2 x 100 x 6 .....	156
4.5.2	COMPORTAMIENTO DE LA VIGA I 248 x 2 x 100 x 6 .....	156
4.5.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA VIGA 248 x 2 x 100 x 6 .....	164
4.6	RESUMEN DE RESULTADOS .....	175
	<b>CONCLUSIONES</b> .....	176
	<b>RECOMENDACIONES</b> .....	180
	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	182
	<b>ANEXOS</b> .....	184
	ANEXO NO.1 .....	185
	GUÍA DE REMISIÓN DEL HORMIGÓN F'C= 210 Kg/cm <sup>2</sup> HOLCIM .....	185



ANEXO NO.2 .....	187
ENSAYOS A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN, 7-14-28 Y 60 DÍAS.....	187
ANEXO NO.3 .....	192
ENSAYOS DE MÓDULOS DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN .....	192
ANEXO NO.4 .....	195
FICHA TÉCNICA STRAIN GAUGES UTILIZADOS .....	195
ANEXO NO.5 .....	198
RESUMEN FISURAS DEL HORMIGÓN .....	198

## ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO 2.1. HIPÓTESIS DE CARGA.....	17
CUADRO 2.2. CÁLCULO DE MOMENTO NEGATIVO DEBIDO A CARGAS VERTICALES .....	19
CUADRO 2.3. NOMENCLATURA DE LAS SECCIONES .....	20
CUADRO 2.4 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE SECCIONES METÁLICAS. ....	21
CUADRO 2.5 DESCRIPCIÓN Y NOMENCLATURA PARA CALCULAR LA ESBELTEZ DEL ALMA .....	22
CUADRO 2.6 DESCRIPCIÓN Y NOMENCLATURA PARA CALCULAR LA ESBELTEZ DE LOS PATINES .....	22
CUADRO 2.7 DESCRIPCIÓN Y MOMENTO NOMENCLATURA PARA CALCULAR EL MOMENTO NOMINAL DE LA VIGA NO COMPACTA.....	23
CUADRO 2.8 DIMENSIONES DE LA VIGA NO COMPACTA 1 .....	23
CUADRO 2.9. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS VIGA NO COMPACTA 1 .....	24
CUADRO 2.10 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DEL ALMA .....	28
CUADRO 2.11 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DE LOS PATINES.....	29
CUADRO 2.12 CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL DE LA VIGA NO COMPACTA.....	31
CUADRO 2.13 DIMENSIONES DE LA VIGA NO COMPACTA 2 .....	33
CUADRO 2.14. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS VIGA NO COMPACTA 2 .....	34
CUADRO 2.15 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DEL ALMA .....	35
CUADRO 2.16 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DE LOS PATINES.....	35
CUADRO 2.17 CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL DE LA VIGA NO COMPACTA .....	36

CUADRO 2.18 DIMENSIONES DE LA VIGA NO COMPACTA 3 .....	36
CUADRO 2.19 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS VIGA NO COMPACTA 3 .....	37
CUADRO 2.20 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DEL ALMA .....	38
CUADRO 2.21 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DE LOS PATINES .....	38
CUADRO 2.22 CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL DE LA VIGA NO COMPACTA .....	39
CUADRO 2.23 DIMENSIONES DE LA VIGA NO COMPACTA 4 .....	39
CUADRO 2.24 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS VIGA NO COMPACTA 4 .....	40
CUADRO 2.25 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DEL ALMA .....	41
CUADRO 2.26 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DE LOS PATINES .....	41
CUADRO 2.27 CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL DE LA VIGA NO COMPACTA .....	42
CUADRO 2.28 ESPECIFICACIONES VIGAS NO COMPACTAS .....	43
CUADRO 2.29 DESCRIPCIÓN Y NOMENCLATURA PARA CALCULAR EL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA POR LA VIGA DE ACERO Y LA LOSA DE HORMIGÓN .....	45
CUADRO 2.30 CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA 1 .....	47
CUADRO 2.31 CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA 2 .....	51
CUADRO 2.32 CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA 3 .....	52
CUADRO 2.33 CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA 4 .....	53
CUADRO 2.34 NOMENCLATURA DE CAPACIDAD ELÁSTICA DE LA VIGA COMPUESTA NO COMPACTA .....	55

CUADRO 2.35 CÁLCULO DE CAPACIDAD ELÁSTICA DE LA VIGA COMPUESTA NO COMPACTA 1 .....	56
CUADRO 2.36 CÁLCULO DE CAPACIDAD ELÁSTICA DE LA VIGA COMPUESTA NO COMPACTA 2 .....	58
CUADRO 2.37 CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA 3 .....	59
CUADRO 2.38 CÁLCULO DE CAPACIDAD ELÁSTICA DE LA VIGA COMPUESTA NO COMPACTA 4 .....	60
CUADRO 2.39 DESCRIPCIÓN Y NOMENCLATURA PARA CALCULAR EL CORTE .....	66
CUADRO 2.40 CÁLCULO DEL CORTE VIGA I 258 x 2 x 120 x 6 .....	67
CUADRO 2.41 CÁLCULO DEL CORTE VIGA I 234 x 2 x 150 x 8 .....	68
CUADRO 2.42 CÁLCULO DEL CORTE VIGA I 218 x 2 x 100 x 6 .....	69
CUADRO 2.43 CÁLCULO DEL CORTE VIGA I 248 x 2 x 100 x 6 .....	70
CUADRO 2.44 NOMENCLATURA DE LA RESISTENCIA NOMINAL DE LOS CONECTORES.....	73
CUADRO 2.45 CÁLCULO DE LA RESISTENCIA NOMINAL DE LOS CONECTORES.....	74
CUADRO 2.46 DEFORMACIÓN Y GIROS EN LAS VIGAS ENSAYADAS .....	77
CUADRO 4.1 DEFORMACIÓN REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 1 .....	102
CUADRO 4.2 DEFORMACIÓN REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 2 .....	122
CUADRO 4.3 DEFORMACIÓN REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 2 .....	146
CUADRO 4.4 DEFORMACIÓN REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 4 .....	165
CUADRO 4.5 RESUMEN DE RESULTADOS OBTENIDOS .....	175

## ÍNDICE DE IMÁGENES

IMAGEN 1.1 ESQUEMA SECCIÓN COMPUESTA .....	4
IMAGEN 1.2 VIGAS COMPUESTA CON CONECTORES DE CORTE .....	5
IMAGEN 1.3 LOSAS COMPUESTAS .....	6
IMAGEN 1.4 PANDEO LOCAL DEL PATÍN .....	7
IMAGEN 1.5 PANDEO LOCAL DEL ALMA .....	7
IMAGEN 1.6 PANDEO LOCAL DEL ALMA .....	8
IMAGEN 1.7 GRÁFICA VS CAPACIDAD DE ROTACIÓN .....	10
IMAGEN 2.1 DISEÑO ARQUITECTONICO NIVEL N+2.50 .....	15
IMAGEN 2.2 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA LOSA N+2.50 .....	16
IMAGEN 2.3 DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN VIGAS SECUNDARIAS .....	18
IMAGEN 2.4 NOMENCLATURA DE LA SECCIÓN. ....	21
IMAGEN 2.5. SECCIÓN DE VIGA I 258 x 2 x120 x 6 .....	24
IMAGEN 2.6. SECCIÓN DE VIGA I 234 x 2 x150 x 8 .....	34
IMAGEN 2.7 SECCIÓN DE VIGA I 218 x 2 x100 x 6 .....	37
IMAGEN 2.8 SECCIÓN DE VIGA I 248 x 2 x100 x 6 .....	40
IMAGEN 2.9 VISTA ESQUEMÁTICA TRANSVERSAL DE LAS MUESTRAS A ENSAYAR .....	43
IMAGEN 2.10 DISTRIBUCIÓN PLÁSTICA DE ESFUERZOS EN LA SECCIÓN COMPUESTA .....	45
IMAGEN 2.11 SECCIÓN VIGA COMPUESTA NO COMPACTA 1 .....	46
IMAGEN 2.12 SECCIÓN VIGA COMPUESTA NO COMPACTA 2 .....	50
IMAGEN 2.13 SECCIÓN VIGA COMPUESTA NO COMPACTA 3 .....	52
IMAGEN 2.14 SECCIÓN VIGA COMPUESTA NO COMPACTA 4 .....	53

IMAGEN 2.15 DISTRIBUCIÓN ELÁSTICA DE ESFUERZOS EN LA SECCIÓN COMPUESTA .....	55
IMAGEN 2.16 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES EN UNA VIGA I.....	61
IMAGEN 2.17 CLASIFICACION DE LA SECCIÓN DE ACUERDO A LA ESBELTEZ DEL ALMA .....	62
IMAGEN 2.18 ABOLLADURA DEL ALMA DEBIDO A TENSIONES TANGENCIALES.....	63
IMAGEN 2.19 FALLA DE UN ELEMENTO POR PANDEO DEL ALMA DEBIDO AL CORTE.....	63
IMAGEN 2.20 FALLOS LOCALES DEL ALMA BAJO CARGAS CONCENTRADAS .....	64
IMAGEN 2.21 VALORES DEL COEFICIENTE K, DE PLACAS COMPRIMIDAS .....	65
IMAGEN 2.22 COMPARACIÓN DE VIGAS DEFORMADAS CON Y SIN ACCIÓN COMPUESTA .....	71
IMAGEN 2.23 DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIONES EN VIGAS SIN Y CON ACCIÓN COMPUESTA .....	72
IMAGEN 2.24 DIMENSIONES DEL CONECTOR EN CENTÍMETROS .....	72
IMAGEN 2.25 DISPOSICIÓN DE LOS CONECTORES A LO LARGO DE LA VIGA.....	73
IMAGEN 2.26 MODELOS MATEMÁTICOS DE CORTE Y MOMENTO.....	77
IMAGEN 4.1 GEOMETRÍA SECCIÓN COMPUESTA TRANSVERSAL VIGA NO COMPACTA 1 .....	99
IMAGEN 4.2 CURVA CORTE VS DEFORMACION VERTICAL ENSAYO 1 .....	107
IMAGEN 4.3 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN ENSAYO 1 .....	108
IMAGEN 4.4 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 1 .....	109
IMAGEN 4.5 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 1.....	110

IMAGEN 4.6 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS CORTE ENSAYO 1 .....	111
IMAGEN 4.7 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 1 .....	112
IMAGEN 4.8 GEOMETRÍA SECCIÓN COMPUESTA TRANSVERSAL VIGA NO COMPACTA 2 .....	113
IMAGEN 4.9 CURVA CORTE VS DEFROMACIÓN VERTICAL ENSAYO 2 .....	127
IMAGEN 4.10 CURVA CORTE VS DEFROMACIÓN VERTICAL ENSAYO 2.1 REPETICIÓN .....	128
IMAGEN 4.11 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN ENSAYO 2 .....	129
IMAGEN 4.12 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN ENSAYO 2.1 REPETICIÓN .....	130
IMAGEN 4.13 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 2 .....	131
IMAGEN 4.14 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 2.1 REPETICIÓN .....	132
IMAGEN 4.15 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 2.....	133
IMAGEN 4.16 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 2.1 REPETICIÓN .....	134
IMAGEN 4.17 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 2 .....	135
IMAGEN 4.18 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 2.1 REPETICIÓN .....	136
IMAGEN 4.19 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 2.....	137
IMAGEN 4.20 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 2.1 REPETICIÓN .....	138
IMAGEN 4.21. GEOMETRÍA SECCIÓN COMPUESTA TRASNVERSAL VIGA NO COMPACTA 3 .....	139
IMAGEN 4.22 CURVA CORTE VS DEFORMACION VERTICAL ENSAYO 3 .....	150

IMAGEN 4.23 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN ENSAYO 3 .....	151
IMAGEN 4.24 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 3 .....	152
IMAGEN 4.25 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO .....	153
IMAGEN 4.26 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 3 .....	154
IMAGEN 4.27 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 3 .....	155
IMAGEN 4.28 GEOMETRÍA SECCIÓN COMPUESTA TRANSVERSAL VIGA NO COMPACTA 4 .....	156
IMAGEN 4.29 CURVA CORTE VS DEFORMACION VERTICAL ENSAYO 4 .....	169
IMAGEN 4.30 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN ENSAYO 4 .....	170
IMAGEN 4.31 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 4 .....	171
IMAGEN 4.32 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 4 .....	172
IMAGEN 4.33 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 4 .....	173
IMAGEN 4.34 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 4 .....	174



## ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

FOTOGRAFÍA 1.1 GATO HIDRÁULICO .....	12
FOTOGRAFÍA 1.2 TRANSDUCTOR DE DESPLAZAMIENTO LINEAL LVDT .....	13
FOTOGRAFÍA 1.3 STRAIN GAUGES JAPONES Y AMERICANO.....	13
FOTOGRAFÍA 3.1 ARMADO DE LAS VIGAS DE ACERO .....	80
FOTOGRAFÍA 3.2 FABRICACIÓN CONECTORES DE CORTE.....	80
FOTOGRAFÍA 3.3 COLOCACIÓN DE LOS CONECTORES DE CORTE EN LA VIGA DE ACERO. ....	81
FOTOGRAFÍA 3.4 ELABORACIÓN DE APOYOS .....	81
FOTOGRAFÍA 3.5 UBICACIÓN DE VIGAS EN LOS EXTERIORES DEL CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA.....	82
FOTOGRAFÍA 3.6 NIVELADO DE VIGAS.....	83
FOTOGRAFÍA 3.7 APUNTALADO Y ENCOFRADO DE LA LOSA DE HORMIGÓN.....	83
FOTOGRAFÍA 3.8 COLOCACIÓN DE LOS STRAING GAUGES ACERO DE REFUERZO.....	84
FOTOGRAFÍA 3.9 COLOCACIÓN DE LOS STRAING GAUGES EN EL ACERO ESTRUCTURAL .....	85
FOTOGRAFÍA 3.10 ARMADO Y MALLA ELECTROSOLDADA EN LOSA .....	86
FOTOGRAFÍA 3.11 FUNDICIÓN DE LAS LOSAS DE HORMIGÓN .....	87
FOTOGRAFÍA 3.12 FUNDICIÓN DE LAS LOSAS DE HORMIGÓN .....	87
FOTOGRAFÍA 3.13 CURADO DE LAS LOSAS DE HORMIGÓN.....	89
FOTOGRAFÍA 3.14 DESENCOFRADO DE LAS LOSAS DE HORMIGÓN .....	89
FOTOGRAFÍA 3.15 TRANSPORTE DE LAS VIGAS AL CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA .....	90
FOTOGRAFÍA 3.16 UBICACIÓN DE LA VIGA EN EL MARCO DE CARGA.....	91
FOTOGRAFÍA 3.17 VIGA Y EQUIPOS DE LABORATORIO .....	92

FOTOGRAFÍA 3.18 STRAIN GAUGES EN LA VIGA DE ACERO .....	94
FOTOGRAFÍA 3.19 PRUEBA DEL CONO DE ABRAHAMS .....	95
FOTOGRAFÍA 3.20 PREPARACIÓN DE CILINDROS .....	95
FOTOGRAFÍA 3.21 CURADO DE CILINDROS .....	96
FOTOGRAFÍA 3.22 ENSAYO A COMPRESIÓN DE LOS CILINDROS DE HORMIGÓN.....	96
FOTOGRAFÍA 3.23 PREPARACIÓN DEL CILINDRO DE HORMIGÓN .....	97
FOTOGRAFÍA 3.24 ENSAYO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN.....	97
FOTOGRAFÍA 4.1 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 1 .....	100
FOTOGRAFÍA 4.2 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 2 .....	115
FOTOGRAFÍA 4.3 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 2.1 REPETICIÓN .....	119
FOTOGRAFÍA 4.4 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 3 .....	140
IMAGEN 4.5 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 4.....	157

## RESUMEN

La necesidad de innovar en nuevas metodologías de construcción, que permitan mitigar costos y cantidades de materiales sin perjudicar la calidad y seguridad que debe brindar y ser fundamental en cualquier edificación, promueve la necesidad de generar estudios experimentales acerca del comportamiento de elementos que cumplan con estos requisitos.

El presente trabajo tiene por objetivo estudiar el comportamiento que poseen las vigas compuestas por un perfil metálico de patines compactos y alma no compacta al someterlas estas a un momento negativo; primero dimensionando las muestras a ensayar, las cuales se obtienen a partir de un diseño arquitectónico y estructural, donde se analizan las cargas verticales que estas tienen.

Ya dimensionada y establecido el número de muestras, se realiza el cálculo de capacidades a flexión que posee cada perfil metálico para poder tener una base de donde partir al diseño de una sección compuesta; cada muestra posee una losa de concreto maciza reforzada con varillas las cuales varían, dos muestras poseen varillas de diámetro 12 mm y las otras dos varillas de diámetro 14 mm. Además de esto todas las vigas metálicas poseen 14 conectores de corte que unirán el hormigón con el acero.

Los ensayos que se realizarán consisten en aplicar dos cargas puntuales sobre el perfil metálico, pues de esta manera la losa y el acero de refuerzo estarán sometidos a fuerzas de tracción mientras que el patín libre de la viga se encontrará sometido a fuerzas de compresión simulando la acción de un momento negativo. Cada ensayo poseerá distintos número de ciclos de carga y descarga, esto con la finalidad de fatigar al elemento simulando un historial de carga durante su vida útil.

Todos los resultados que se obtienen de los ensayos serán analizados, de manera tal que permita estudiar la capacidad real a flexión, la pérdida de rigidez y la ductilidad que posee cada muestra.

## ABSTRACT

The need to innovate in new construction methodologies, to mitigate costs and quantities of materials without compromising quality and safety must provide and be primordial in any building, promotes the necessity to generate experimental studies about the behavior of elements that meet these requirements.

This paper aims to study the behavior possessing composite beams of a metal section of compact flange and non-compact web by subjecting these to a negative moment; dimensioning the first test samples, which are obtained from an architectural and structural design, where the vertical loads are analyzed these have.

Once dimensioned and set the number of samples, calculating bending capabilities possessed by each metal profile in order to have a base from which to design a composite section is performed; each sample has a solid concrete slab reinforce with rods which vary, two samples have rods diameter 12 mm and two 14 mm diameter rods. In addition to this all metal beams have shear connectors 14 that will connect the concrete with steel.

The tests to be performed is to apply two point charges on the metal section, because this way the slab and reinforcing steel will be subjected to tensile forces while the free flange of the beam will be subjected to compressive forces simulating action of a negative moment. Each test shall possess different number of cycles of charge and discharge, that the purpose of fatiguing the element simulating a load history during its lifetime.

All results obtained from the tests will be analyzed, so as to allow study the actual bending capacity, loss of stiffness and ductility having each sample.

## PRESENTACIÓN

El presente proyecto de titulación está constituido por cuatro capítulos que tienen la finalidad de explicar los conceptos, la manera de cálculo de vigas compuestas no compactas, sus consideraciones y la manera en la que se construyen y se procede al ensayo.

Se encuentra dividido de la siguiente manera:

En el capítulo uno se redacta de manera breve y objetiva la definición de una construcción compuesta, enfocados más al estudio de vigas, los elementos que la componen y el comportamiento que poseen; además de sus ventajas, desventajas y los códigos que son usualmente utilizados para su diseño.

En el capítulo dos se encuentra de manera detallada y con ayuda de cuadros, las dimensiones de las muestras a ensayar, las propiedades geométricas de los perfiles metálicos, además del comportamiento que poseen las vigas solas, y conformando la sección compuesta, todos estos cálculos basados en modelos matemáticos y la resistencia de materiales.

En el capítulo tres se describe la construcción de las muestras definidas anteriormente, el procedimiento de ensayo que se realiza sobre las muestras y la instrumentación que estas necesitan para poder ser ensayadas.

En el capítulo cuatro, se presentan los resultados obtenidos de cada viga compuesta ensayada, donde se los analiza y procesa hasta obtener gráficas que permitan entender el comportamiento que estas tienen durante los ensayos, para poder compararlos con los datos teóricos calculados en el capítulo dos. Además, se redactan las conclusiones y recomendaciones obtenidas durante el proceso de construcción, el ensayo y el análisis de resultados.

# CAPITULO 1

## GENERALIDADES

### 1.1 INTRODUCCIÓN

En la actualidad el uso de elementos compuestos formados por hormigón y acero ha ido incrementado notablemente, ya que desde hace varias décadas se vio que se puede obtener un aumento importante de resistencia haciendo que los dos materiales trabajen en conjunto. Una viga de acero que actúa como sección compuesta con la losa puede, con frecuencia, resistir cargas mucho mayores que las que soportaría por sí sola.<sup>1</sup>

Las secciones de acero utilizadas en estos elementos compuestos se han caracterizado por ser diseñadas bajo normas conservadoras, lo que significa un costo mayor para la estructura ya que con frecuencia se adoptan vigas de gran peralte para proporcionar suficiente resistencia ante cargas considerables.

El presente trabajo tiene como objetivo Investigar y complementar los estudios que se han venido realizando acerca del comportamiento de las vigas I compuestas con alma no compacta y patines compactos sometidos a flexión a momento negativo mediante su análisis teórico experimental. Este estudio permite obtener información práctica sobre la capacidad de carga a flexión y resistencia de dichos elementos estructurales.

---

<sup>1</sup> López O, (2004), Diseño de estructuras de acero, construcción compuesta, México DF, 2da Edición.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 OBJETIVO GENERAL**

Investigar y complementar los estudios que se han venido realizando acerca del comportamiento de las vigas I compuestas con alma no compacta y patines compactos sometidos a flexión a momento negativo mediante su análisis teórico experimental.

### **1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Revisar el procedimiento de cálculo y ensayo existente para vigas I compuestas.
- Dimensionar y ensayar vigas I compuestas bajo cargas de flexión a momento negativo.
- Determinar la potencialidad de daño luego de alcanzar la carga de fluencia.
- Analizar la pérdida de rigidez de los elementos ensayados.
- Determinar deformaciones de los elementos ensayados.
- Determinar la ductilidad del elemento compuesto.
- Estudiar la serviciabilidad.
- Comparar los resultados teóricos con los experimentales.

## **1.3 CONSTRUCCIÓN COMPUESTA**

El término “Construcción Compuesta” se refiere al uso de miembros estructurales formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto reforzado.<sup>2</sup>

Estos materiales, aunque esencialmente diferentes, son totalmente compatibles y complementarios entre sí; tienen casi la misma dilatación térmica; tienen una combinación de resistencia ideal, ya que el hormigón es eficaz a compresión mientras que el acero lo es a tracción.<sup>3</sup>

---

<sup>2</sup> Álvarez, O. y Cházaro, C. (2014), Construcción compuesta acero- concreto. El Acero Hoy, pp.2.

<sup>3</sup> “Construcción mixta” (2012). Instituto Técnico de la Estructura en Acero (ITEA) p.4

Hoy en día es común ver este tipo de construcciones en nuestro medio, dada la necesidad de promover nuevos métodos constructivos que propongan ideas innovadoras que ayuden tanto a la optimización de tiempo y dinero en las obras.

### **1.3.1 VENTAJAS DE LA CONSTRUCCIÓN COMPUESTA**

La principal ventaja en la construcción con acero-concreto es utilizarlos de la forma en que son más aptos y así, contar con elementos estructurales extremadamente eficientes desde el punto de vista de resistencia, rigidez y capacidad de deformación.<sup>4</sup>

Otra de las ventajas es la rapidez que alcanza en el montaje y construcción, lo que brinda la posibilidad de que un edificio se venda durante su construcción, o antes si es posible, haciendo más rentable la inversión y más atractivo el uso de la construcción mixta en las obras civiles.

## **1.4 VIGAS COMPUESTAS**

Una viga compuesta es un miembro formado por dos materiales distintos en el que se aprovechan las ventajas que ofrece cada uno de ellos; en general, las vigas compuestas constan de tres elementos principales: La viga estructural, la placa o losa y los conectores que mantienen unidas a una y otra.<sup>5</sup>

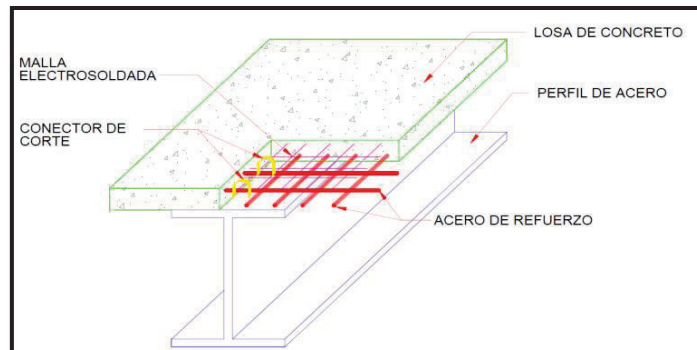
---

<sup>4</sup> León R. (2007). Construcción Mixta, Asociación de Ingenieros Estructurales de Argentina.pp.35

<sup>5</sup> Cook J. (1981).Construcciones Compuestas, México DF, 1ra Edición.



## IMAGEN 1.1 ESQUEMA SECCIÓN COMPUESTA



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Actualmente la mayoría de vigas tipo I se las obtiene mediante soldadura de placas de acero debido al alto costo que genera la importación de perfiles laminados.

La eficiencia de la viga mixta para resistir esfuerzos de flexión está asociada a algunos factores tales como: resistencia a la compresión del concreto y espesor de la losa, tipo de viga de acero, existencia o no de apuntalamiento en el vertido del hormigón a la losa (fase de construcción), interacción entre viga y losa, etc.<sup>6</sup>

### 1.4.1 VENTAJAS DE VIGAS DE SECCIÓN COMPUESTA

Al poseer la viga una acción compuesta con el hormigón su principal ventaja es el aumento considerable en su resistencia y en ocasiones estudios han demostrado que pueden llegar a soportar aumentos de una tercera parte, y aún mayores, de la carga que podrían soportar las vigas de acero trabajando por separado.<sup>7</sup>

La acción compuesta que se produce obliga a la losa y viga a trabajar conjuntamente, haciendo que el eje neutro de la sección compuesta se desplace hacia la losa, lo que genera que todo o parte del hormigón trabaje a compresión y

<sup>6</sup> Degliuomini, K. & Munaiar, J. (2005). Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio. Cadernos de engenharia de estruturas, pp3.

<sup>7</sup> McCormanc J y Csemak S., (1996), Diseño de Estructuras de Acero, México DF.

la viga casi por completo trabaje a tracción, lo cual es beneficioso para la construcción pues se estará aprovechando las características más ventajosas de estos materiales.

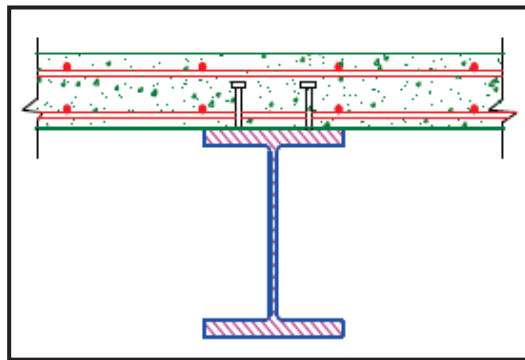
Las ventajas no solo se limitan al peso de las vigas, ya que al aligerarlas se pueden usar columnas más pequeñas, se reduce el peso total de la estructura y disminuye el costo de la cimentación.<sup>8</sup>

Al aumentar la resistencia, las secciones de los perfiles pueden disminuir esto implica una menor altura de los entrepisos y a su vez también la de las edificaciones. En cuanto a ventajas constructivas se pueden hacer énfasis al montaje rápido ya que dichos elementos eliminan gran parte del encofrado ahorrando tiempo y dinero parámetros de gran importancia en la industria de la construcción.

#### 1.4.2 TIPOS DE VIGAS COMPUESTAS

Las vigas compuestas que más se utilizan por facilidad en su diseño y construcción son las formadas por una viga de acero I simétrica y una losa de concreto maciza o fundida sobre una placa metálica colaborante que se apoya en la viga de acero.

#### IMAGEN 1.2 VIGAS COMPUESTA CON CONECTORES DE CORTE

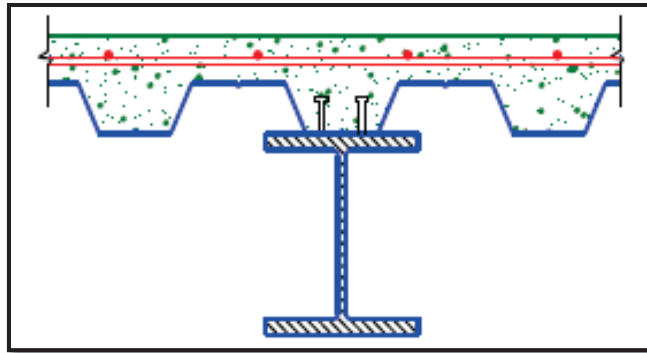


FUENTE: Crisafylli F, Diseño Sismoresistente De Construcción De Acero,2013

---

<sup>8</sup> Cook J. (1981). Construcciones Compuestas, México DF, 1ra Edición.

### IMAGEN 1.3 LOSAS COMPUESTAS



FUENTE: Crisafylli F, Diseño Sismoresistente De Construcción De Acero, 2013

#### 1.4.3 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

La acción compuesta se desarrolla cuando losa y viga se conectan entre sí de manera que se deformen como una unidad; la acción compuesta puede ser parcial o completa, lo que depende de cómo se unen los dos elementos.<sup>9</sup>

La viga trabaja en construcción compuesta completa cuando el número y la resistencia de los conectores de cortante son suficientes para desarrollar la resistencia máxima a la flexión de la sección compuesta. En este caso, al calcular distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que no hay deslizamiento entre la losa y el perfil de acero. Si la resistencia al cortante de los conectores es menor que la necesaria para la construcción compuesta completa, son los conectores los que gobiernan la resistencia a la flexión de la viga, que en estas condiciones trabaja en construcción compuesta parcial.

En el cálculo de deflexiones y vibraciones bajo cargas de trabajo, en el estudio de fenómenos de fatiga, y en otros cálculos que se hagan en régimen elástico, debe incluirse el efecto del deslizamiento entre la losa y el perfil de acero<sup>10</sup>

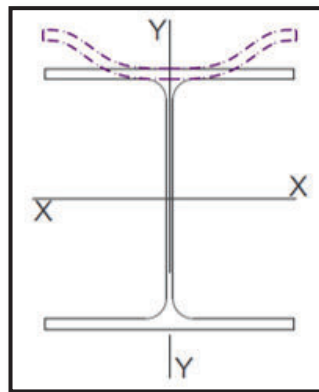
<sup>9</sup> López O, (2004), Diseño de estructuras de acero, construcción compuesta, México DF, 2da Edición.

<sup>10</sup> Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas. (2004, Octubre 6).Editorial. Gaceta Oficial del Distrito Federal, pp. 232.

## 1.5 PANDEO LOCAL EN ELEMENTOS EN COMPRESIÓN MIEMBROS EN FLEXIÓN

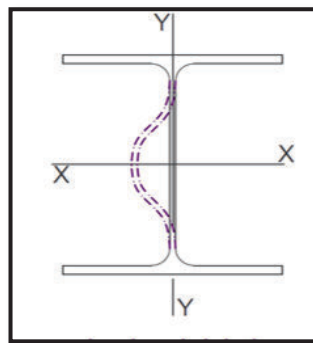
El pandeo local es un fenómeno de inestabilidad en el estado elástico o inelástico que afecta a los elementos planos que forman la sección transversal de un miembro estructural comprimidos en sus planos. Produce deformaciones importantes que tienen la forma de arruga.<sup>11</sup>

### IMAGEN 1.4 PANDEO LOCAL DEL PATÍN



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

### IMAGEN 1.5 PANDEO LOCAL DEL ALMA



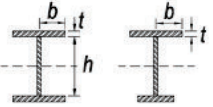
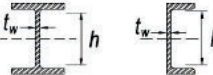
FUENTE: Álvarez, O y Cházaro, C. (2014). Miembros en flexión, Trabes y Vigas. El Acero Hoy

<sup>11</sup> Álvarez, O. y Cházaro, C. (2014). Miembros en flexión, trabes y Vigas. El Acero Hoy, pp.10.

En el análisis de última resistencia en vigas mixtas, es importante considerar la posibilidad de pandeo local mediante la clasificación de la sección transversal. Como los elementos de placa en secciones estructurales son relativamente delgadas en comparación con su ancho, estas pueden pandear localmente cuando están sometidas a compresión.

Para flexión, las secciones se clasifican como compactas, no compactas y esbeltas. Para que una sección califique como compacta, sus alas deben de estar continuamente conectadas al alma (o las almas) y la razón ancho – espesor de sus elementos comprimidos no debe de exceder la razón ancho- espesor  $\lambda_p$ , de la tabla B4.1b. Si la razón ancho espesor de uno o más de uno de los elementos comprimidos excede  $\lambda_p$ , pero no supera  $\lambda_r$  de la tabla B4.1b, la sección se denomina no compacta. Si la relación ancho-espesor de cualquier elemento comprimido excede  $\lambda_r$ , la sección califica como esbelta. Donde  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$  son las esbelteces límites cuyo valor se determina a partir de la tabla 4.1b del reglamento ANSI/AISC 360-10, según el tipo de elemento, el estado de sollicitación y de otras características de la sección.<sup>12</sup>

### IMAGEN 1.6 PANDEO LOCAL DEL ALMA

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
			$\lambda_p$ (compacta-no compacta)	$\lambda_r$ (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 <sub>w</sub>	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

FUENTE: American Institute of Steel Construction, Especificaciones ANSI/AISC 360-10-2010.

<sup>12</sup> American Institute of Steel Construction. Especificaciones ANSI/AISC 360-10,2010

## 1.6 DUCTILIDAD

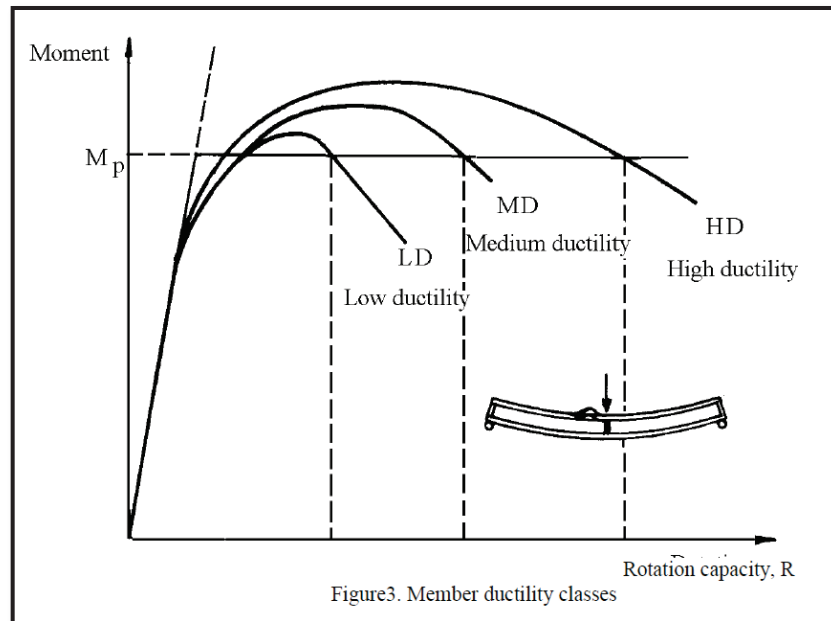
La ductilidad es la propiedad mecánica que presenta un material para soportar cargas mediante deformaciones sin llegar a la rotura, esta propiedad es comúnmente usada en el diseño pues estos materiales son capaces de absorber impactos o energía y, si sufren sobrecarga, exhibirán normalmente una deformación grande antes de su falla.

Si el material es frágil como el caso del hormigón al ser sometido a esfuerzos de tensión este fallará sin previo aviso con pequeñas deformaciones y fisuración reducida, a diferencia de un material dúctil. Existen dos tipos de ductilidad ampliamente usados en la literatura para caracterizar una viga dentro de una estructura.

- **Ductilidad de la sección transversal, o ductilidad de curvatura**, es la que se refiere a la deformación plástica de la sección transversal, considerando el comportamiento independiente de las partes que componen la sección transversal en sí.
- **Ductilidad del miembro, o ductilidad de rotación**, cuando las propiedades de los miembros (interacción entre las partes de la sección transversal, influencia de la luz de la viga y el sistema de cargas) son considerados.

Los miembros estructurales se clasifican de acuerdo a su ductilidad en: altamente dúctiles, moderadamente dúctiles y de baja ductilidad tal como se muestra en la Imagen 1.7.

### IMAGEN 1.7 GRÁFICA VS CAPACIDAD DE ROTACIÓN



FUENTE: American Institute of Steel Construction, Especificaciones ANSI/AISC 360-10-2010.

- HD, ductilidad alta, corresponde para miembros diseñados, dimensionados y detallados tales que garanticen el desarrollo de grandes rotaciones plásticas.
- MD, medianamente dúctiles, corresponden a miembros diseñados, dimensionados y detallados tales que garanticen el desarrollo de las rotaciones plásticas moderadas.
- LD, ductilidad baja, corresponde a miembros diseñados, dimensionados y detallados tales que garanticen el desarrollo de rotaciones plásticas bajas.

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

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

Miembros que posean  $R < 1.5$  son considerados no dúctiles.<sup>13</sup>

## 1.7 EQUIPOS DE LABORATORIO

El ensayo se realizara en el Centro de investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional mismo que dispone de todas las facilidades para llevar a cabo las pruebas.

En el ensayo las vigas descansan sobre dos apoyos metálicos que proveen la condición de vigas simplemente apoyadas, las variables a encontrar en el ensayo son la carga aplicada, la deformación vertical de la viga y las deformaciones unitarias que se produzcan en la sección transversal de la viga.

Los principales equipos a utilizar son:

- **El Gato Hidráulico:** El centro de Investigación de la vivienda dispone de un gato hidráulico, con una capacidad de carga de 22 toneladas, montado en un marco de carga. El mismo servirá para aplicar la carga a la viga.
- **Transductor de desplazamiento lineal LVDT:** Se usa el transductor de desplazamiento lineal LVDT para medir las deformaciones verticales de la viga.
- **Strain Gauges (SG):** Para medir las deformaciones unitarias que luego se transforman en esfuerzos se usan strain gauges (SG) o galgas extensiométricas (GE).

Los Strain Gauges (SG) o Galgas Extensiométricas (GE) son dispositivos de alta precisión o resistencias eléctricas las cuales van cambiando conforme se deforman, estos cambios en las resistencias eléctricas de los SG son leídos como

---

<sup>13</sup> Gioncu y Mosoarca, (2012), Acta technia napoencis: civil engineering and architecture, VOL.55, NO.1,pp, 2-4.



deformaciones unitarias y a partir de estas deformaciones calculan por la ley de Hooke los esfuerzos en el lugar donde están los SG.

El paso inicial para preparar la instalación de cualquier strain gauges es la elección de la galga apropiada teniendo en cuenta las deformaciones que se espera obtener, el voltajes que se va a usar, la superficie donde se va a usar y las condiciones ambientales en especial la temperatura. Una selección racional y cuidadosa de las características y parámetros estos factores deben ser considerados para elegir la mejor combinación de strain gauges para el ensayo del strain gauge es muy importante.

### **FOTOGRAFÍA 1.1 GATO HIDRÁULICO**



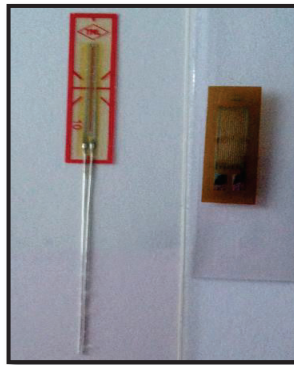
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

### FOTOGRAFÍA 1.2 TRANSDUCTOR DE DESPLAZAMIENTO LINEAL LVDT



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

### FOTOGRAFÍA 1.3 STRAIN GAUGES JAPONES Y AMERICANO



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

## 1.8 CÓDIGOS DE REFERENCIA

Los códigos que servirán como referencia para el diseño de la sección de acero serán tanto el código ANSI/ AISC 360-2010 American Iron and Steel Institute que provee las normas para el diseño de elementos conformados en frío como el ANSI/ AISC 341-2010 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings que provee las consideraciones sísmicas a tomar en cuenta para el diseño sísmoresistente.

Además se utilizará el ACI American Concrete Institute que dará las especificaciones referentes al hormigón.

Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15.

## **CAPITULO 2**

### **BASES DE DISEÑO**

#### **2.1 INTRODUCCIÓN**

Para que este proyecto se ajuste a la realidad y se adapte de mejor manera a la capacidad de los equipos del laboratorio, se considera esencial definir un modelo arquitectónico con distribuciones y dimensiones reales de la cual se pueda obtener las cargas verticales a las que estará sometida la estructura.

Al querer representar una situación real de diseño, a partir del modelo arquitectónico se planteó una distribución en planta de vigas principales y secundarias que conforman la losa de entrepiso, de la cual se escogió una de las vigas secundarias de 3 metros de luz libre que servirá para dimensionar las cuatro opciones planteadas para este proyecto. En este tipo de construcciones compuestas es común que el peralte de la losa sea de 10 cm por lo que se ha optado usar este espesor en el diseño.

Las vigas están formadas por tres placas de acero tipo A36 mismas que van soldadas conformando así un perfil tipo I de alma no compacta y patines compactos, sobre las cuales se colocará una losa de hormigón armado.

Se han diseñado 4 modelos diferentes de vigas no compactas.

El primer y tercer modelo consta de un refuerzo de 4 varillas de 12 milímetros de diámetro, mientras que el segundo y cuarto modelo consta de un refuerzo de 4 varillas de 14 milímetros de diámetro. Todas las vigas tienen un armado por temperatura con una malla electrosoldada de 5 milímetros de diámetro con un espaciamiento de 10 cm.

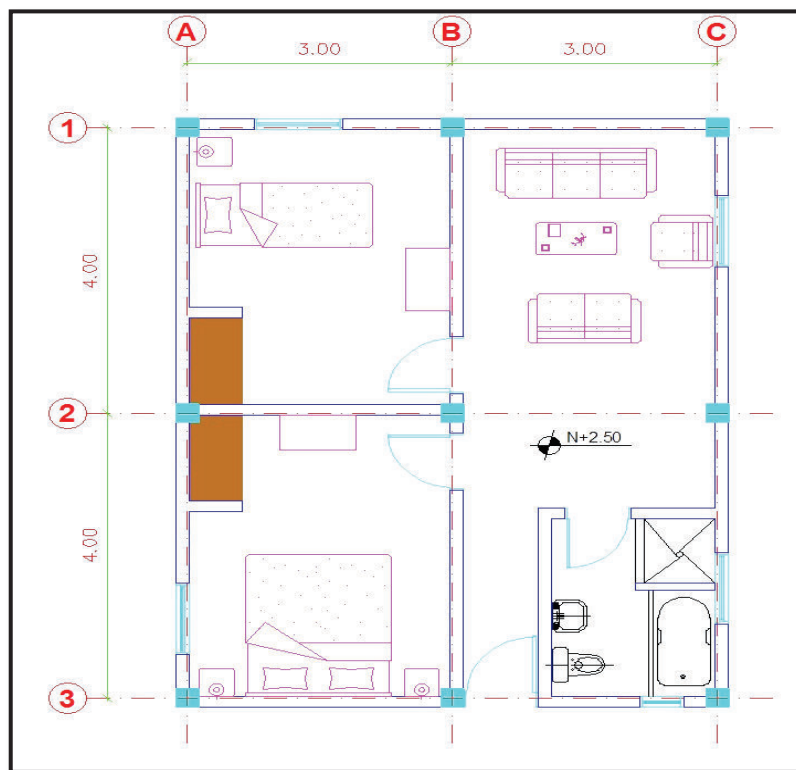
Para definir las cargas verticales se ha basado en la NEC 15. En el diseño de las vigas se ha utilizado la norma ANSI/ AISC 360-2010 American Iron and Steel

Institute del cual se ha tomado las pautas y fórmulas correspondientes para estimar la capacidad que tienen estas al someterlas ante un momento flector, obteniendo así un comportamiento teórico aproximado al momento del ensayo.

## 2.2 PLANTA ARQUITECTONICA Y CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA LOSA

Para comenzar con el diseño de las muestras a ensayar, es necesario plantear un diseño arquitectónico que se ajuste a la realidad del tipo de viviendas familiares de nivel social frecuentes en nuestro medio, se partió de los planos arquitectónicos para obtener datos más reales del peso por metro cuadrado para determinar las cargas verticales a la que estará sometida la estructura. Para el presente proyecto se trabajará con la planta arquitectónica del segundo piso la cual se puede observar en la Imagen 2.1.

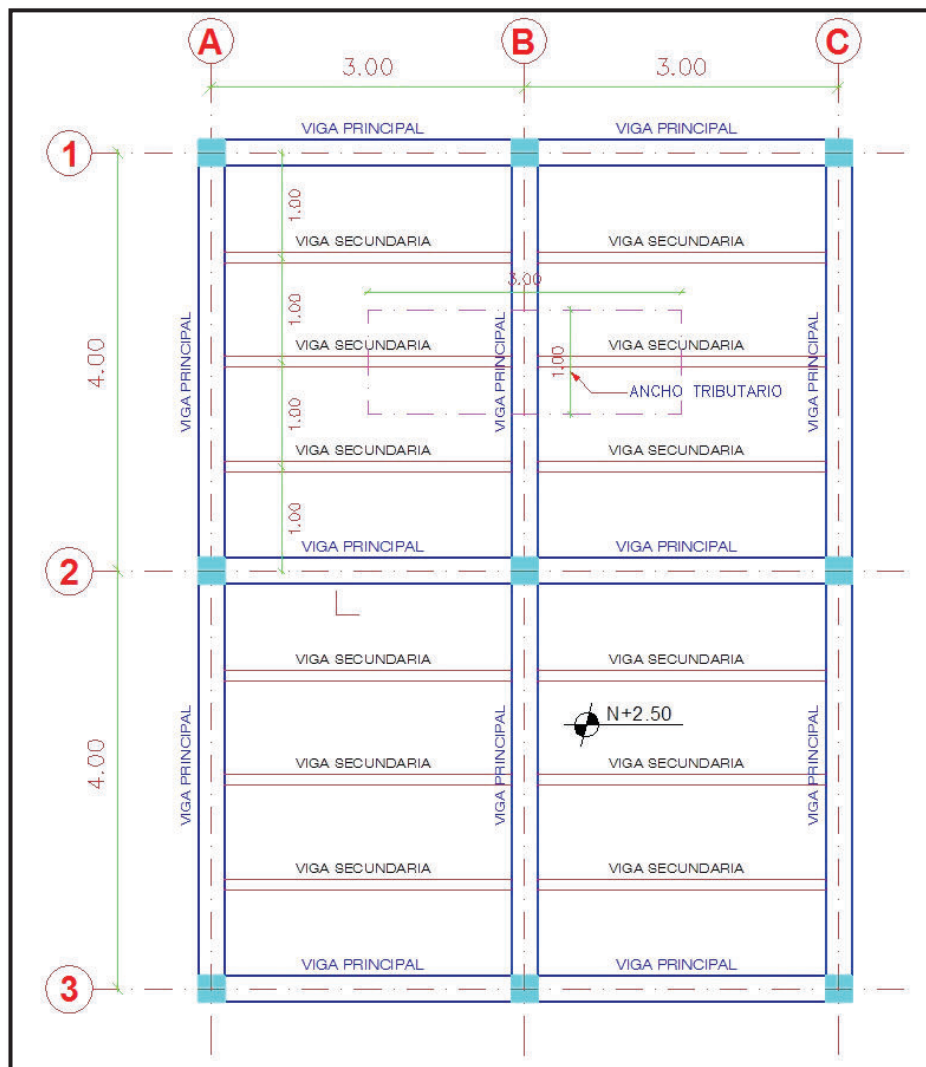
**IMAGEN 2.1 DISEÑO ARQUITECTONICO NIVEL N+2.50**



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Además de lo detallado anteriormente es necesario plantear una configuración estructural con sus respectivas vigas principales y secundarias como se indica en la Imagen 2.2. De la cual se obtendrán los datos necesarios para el diseño de las muestras a ensayar, tales como la luz libre, condiciones de apoyo y el área colaborante, esto es sumamente importante ya que hay que tener en cuenta que las vigas a ensayar deben ser de fácil manipulación y deben adaptarse a las condiciones y disponibilidad del laboratorio.

**IMAGEN 2.2 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA LOSA N+2.50**



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

## 2.3 HIPÓTESIS DE CARGA

Los lineamientos generales del cálculo y diseño de este proyecto son los que se indican a continuación.

Carga Vertical: Comprenden de las cargas muertas y cargas vivas, las primeras incluyen el peso propio de los elementos estructurales y otras adicionales correspondientes a los acabados. Las segundas corresponden a una carga de 200 kg/m<sup>2</sup>, según dispone la norma NEC 15.

La carga uniformemente distribuida vertical en la losa de entrepiso, se indica conforme el siguiente cuadro:

**CUADRO 2.1. HIPÓTESIS DE CARGA**

<b>Hipótesis de carga</b>		
<b>Carga muerta <math>W_D</math></b>		
<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
L viga	3,00	m
Espesor de la losa	0,10	m
Volumen de Hormigón	0,10	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
Peso del hormigón	240,00	kg/m <sup>2</sup>
Mampostería	212,00	kg/m <sup>2</sup>
Acabados	115,78	kg/m <sup>2</sup>
Otros	50,00	kg/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL</b>	<b>617,78</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Carga viva <math>W_L</math></b>		
<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
Carga Viva Vivienda	200	kg/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL</b>	<b>200</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo.

## 2.4 DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIA

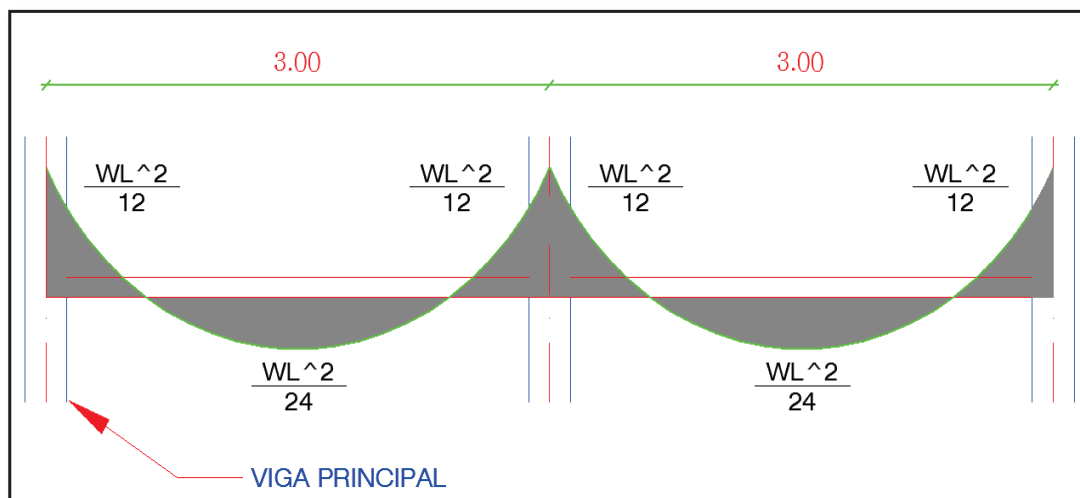
Para el diseño de las vigas secundarias se ha optado por vigas I de patines compactos y alma no compacta.

Uno de los objetivos del presente proyecto de titulación es determinar la resistencia a flexión de las vigas no compactas sin que estas fallen antes por cortante pues

esto es muy común en este tipo de vigas, es por eso que se ha diseñado cuatro vigas no compactas de diferentes dimensiones para poder comparar el comportamiento entre cada una de ellas y tener resultados confiables.

Ya que este trabajo consiste únicamente en el estudio del comportamiento a flexión que tengan las vigas se ha considerado trabajar únicamente con las cargas verticales, Las vigas secundarias usualmente se diseñan como simplemente apoyadas, sin embargo, este diseño no es eficiente pues los momentos y deformaciones son mucho mayores con respecto a un sistema de apoyos continuos o un sistema empotrado.<sup>14</sup>

### IMAGEN 2.3 DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN VIGAS SECUNDARIAS



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo.

El diseño de las vigas secundarias en sección compuesta parte del análisis de la sección de la viga sola sin tomar en cuenta la colaboración de la losa de hormigón ni la del acero de refuerzo existente en ella.

<sup>14</sup> Chávez J, Ensayo experimental a momento negativo de losas tipo deck en dirección perpendicular a los valles con diferente cuantía de acero de refuerzo (Tesis de Grado),2014

Para el diseño de las vigas de sección de acero se lo hace bajo el código ANSI/AISC 360-2010 y el acero que se ha utilizado es del tipo A36.

#### 2.4.1 SOLICITACIONES

#### CUADRO 2.2. CÁLCULO DE MOMENTO NEGATIVO DEBIDO A CARGAS VERTICALES

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Carga mayorada	$W_u$	Ec.(2.1)	kg/m
Carga repartida	$W_r$	Ec.(2.1)	kg/m
Total de carga muerta	$W_D$	617.78	kg/m <sup>2</sup>
Total de carga viva	$W_L$	200.00	kg/m <sup>2</sup>
Área de carga colaborante a las viguetas	$a_{col}$	3.00	m <sup>2</sup>
Solicitud de momento	$M_u$	Ec.(2.3)	T-m
Longitud de las viguetas	$L$	3.00	m

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

$$W_u = 1.2 * W_D + 1.6 * W_L \quad (2.1)$$

$$W_u = 1.2 * 617.78 + 1.6 * 200$$

$$W_u = 1061.34 \frac{kg}{m^2}$$

$$W_{repartida} = \frac{W_u * a_{col.}}{L} \quad (2.2)$$



$$W_{repartida} = \frac{1061.34 * 3}{3} = 1061.34 \frac{kg}{m}$$

$$M_u = \frac{W_{repartida} * l^2}{12} * 10^{-3} \quad (2.3)$$

$$M_u = \frac{1061.34 * 3^2}{12} * 10^{-3}$$

$$M_u = 0.796 [T - m]$$

#### 2.4.2 DISEÑO DE VIGAS NO COMPACTAS

Para el diseño se ha tomado en cuenta que la relación de esbeltez de cada elemento que conforma el perfil metálico cumpla con las condiciones del proyecto, es decir patín compacto y alma no compacta, clasificación que se encuentra en la tabla B4.1b del código AISC.

Esta sección también aplica para el cálculo de la capacidad a flexión que posee cada viga, siguiendo las formulas y consideraciones expresadas en el subcapítulo F4 del capítulo F del código AISC, que se usa para el diseño de miembros de sección H con almas compactas o no compactas.

#### 2.4.3 GEOMETRÍA DE LAS SECCIONES

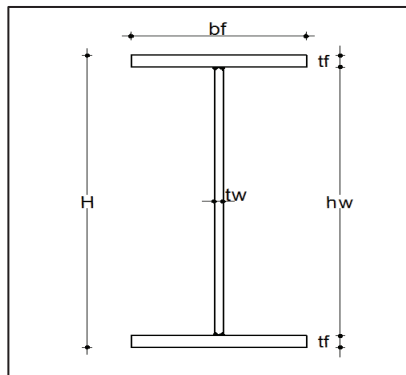
##### CUADRO 2.3. NOMENCLATURA DE LAS SECCIONES

NOMENCLATURA DE LAS SECCIONES		
DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	UNIDAD
Ancho patines	bf	cm
Espesor patines	tf	cm
Altura alma	hw	cm
Espesor alma	tw	cm
Altura viga	h	cm

FUENTE: AISC 2005

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

**IMAGEN 2.4 NOMENCLATURA DE LA SECCIÓN.**



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo.

**CUADRO 2.4 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE SECCIONES METÁLICAS.**

NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS			
DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Área	Aa	Ecuación Ec.(2.4)	cm <sup>2</sup>
Inercia en X	Ix	Ecuación Ec.(2.5)	cm <sup>4</sup>
Inercia en Y	Iy	Ecuación Ec.(2.6)	cm <sup>4</sup>
Módulo Elástico de la sección en entorno el eje X	Sx	Ecuación Ec.(2.7)	cm <sup>3</sup>
Módulo Elástico de la sección entorno al el eje Y	Sy	Ecuación Ec.(2.8)	cm <sup>3</sup>
Módulo Plástico de la sección entorno al el eje X	Zx	Ecuación Ec.(2.9)	cm <sup>3</sup>
Módulo Plástico de la sección entorno al el eje Y	Zy	Ecuación Ec.(2.10)	cm <sup>3</sup>
Radio de giro en el eje X	rx	Ecuación Ec.(2.11)	cm
Radio de giro en el eje Y	ry	Ecuación Ec.(2.12)	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

### 2.4.3.1 Límite de esbeltez del alma

**CUADRO 2.5 DESCRIPCIÓN Y NOMENCLATURA PARA CALCULAR LA ESBELTEZ DEL ALMA**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	$\lambda$	Ec.(2.13)	s.u
Ancho del alma	hw	Propio de cada viga	cm
Espesor del alma	tw	Propio de cada viga	cm
Módulo de Elasticidad del Acero (A36)	E	2043000.00	kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Esbeltez límite para alma compacta	$\lambda_{pw}$	Ec. (2.14)	s.u
Esbeltez límite para alma no compacta	$\lambda_{rw}$	Ec. (2.15)	s.u

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

### 2.4.3.2 Límite de esbeltez patines

**CUADRO 2.6 DESCRIPCIÓN Y NOMENCLATURA PARA CALCULAR LA ESBELTEZ DE LOS PATINES**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	$\lambda$	Ec. (2.16)	s.u
Ancho de los patines	bf	12.00	cm
Espesor de los patines	tf	0.60	cm
Altura alma	hw	25.80	cm
Espesor alma	tw	0.20	cm
Módulo de elasticidad del acero estructural	E	2043000.00	kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente para elementos esbeltos no atiesados	kc	Ec. (2.17)	s.u
Esbeltez límite para patín compacto	$\lambda_{pf}$	Ec. (2.18)	s.u
Esbeltez límite para patín no compacto	$\lambda_{rf}$	Ec. (2.19)	s.u

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

### 2.4.3.3 Momento nominal viga no compacta

#### CUADRO 2.7 DESCRIPCIÓN Y MOMENTO NOMENCLATURA PARA CALCULAR EL MOMENTO NOMINAL DE LA VIGA NO COMPACTA

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Resistencia nominal a flexión	Mn	Ec. (2.20)	T-m
Factor de plastificación del alma	Rpc	Ec. (2.22)	S-U
Momento plástico	Mp	Ec. (2.23)	T-m
Momento de fluencia en el ala en compresión	Myc	Ec. (2.21)	T-m
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de sección elástico	Sxc	Propio de cada viga	cm <sup>3</sup>
Ancho del alma	hw	Propio de cada viga	cm
Espesor del alma	tw	Propio de cada viga	cm
Esbeltez límite para alma compacta	$\lambda_{pw}$	Propio de cada viga	S-U
Esbeltez límite para alma no compacta	$\lambda_{rw}$	Propio de cada viga	S-U
Solicitación de momento	Mu	0.796	T-m

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

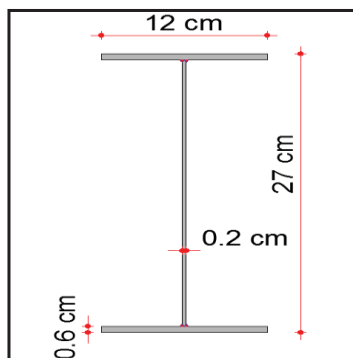
### 2.4.4 DISEÑO VIGA NO COMPACTA 1

#### 2.4.4.1 Viga I 258 x 2 x 120 x 6

#### CUADRO 2.8 DIMENSIONES DE LA VIGA NO COMPACTA 1

VIGA NO COMPACTA 1			
Descripción	Nomenclatura	Valor	Unidad
Ancho patines	bf	12,00	cm
Espesor patines	tf	0,60	cm
Altura alma	hw	25,80	cm
Espesor alma	tw	0,20	cm
Altura viga	h	27,00	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

**IMAGEN 2.5. SECCIÓN DE VIGA I 258 x 2 x120 x 6**

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Una vez establecidas las dimensiones de la muestra, para el cálculo a flexión del elemento es necesario calcular algunas propiedades geométricas, cálculos que se detallan a continuación.

**CUADRO 2.9. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS VIGA NO COMPACTA 1**

<b>VIGA NO COMPACTA 1</b>			
<b>CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMETRICAS</b>			
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>NOMENCLATURA</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>
Área	Aa	19.56	cm <sup>2</sup>
Inercia en torno al eje X-X	I <sub>x</sub>	2795.71	cm <sup>4</sup>
Inercia en torno al eje Y-Y	I <sub>y</sub>	172.82	cm <sup>4</sup>
Módulo Elástico de la sección en torno al eje X-X	S <sub>x</sub>	207.09	cm <sup>3</sup>
Módulo Elástico de la sección en torno al eje Y-Y	S <sub>y</sub>	28.80	cm <sup>3</sup>
Módulo Plástico de la sección en torno al eje X-X	Z <sub>x</sub>	223.36	cm <sup>3</sup>
Módulo Plástico de la sección en torno al eje Y-Y	Z <sub>y</sub>	43.46	cm <sup>3</sup>
Radio de giro en torno al eje X-X	r <sub>x</sub>	11.96	cm
Radio de giro en torno al eje Y-Y	r <sub>y</sub>	2.97	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Cálculo del área de la sección de acero:

$$A_a = h_w * t_w + 2 * b_f * t_f \quad (2.4)$$

$$A_a = 25.8 * 0.2 + (2 * 12 * 0.6)$$

$$A_a = 19.56 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la inercia en torno al eje X-X:

$$I_{xx} = \frac{b_f * h^3}{12} - \frac{(b_f - t_w) * h_w^3}{12} \quad (2.5)$$

$$I_x = \frac{12 * 27^3}{12} - \frac{(12 - 0.2) * 25.8^3}{12}$$

$$I_x = 2795.71 \text{ cm}^4$$

Cálculo de la inercia en torno al eje Y-Y:

$$I_y = \left( 2 * \frac{t_f * b_f^3}{12} \right) + \frac{(h_w * t_w^3)}{12} \quad (2.6)$$

$$I_y = \left( 2 * \frac{0.6 * 12^3}{12} \right) + \frac{(25.8 * 0.2^3)}{12}$$

$$I_y = 172.82 \text{ cm}^4$$

Cálculo del módulo elástico de la sección en torno al eje X-X:

$$S_x = \frac{2 * I_x}{h} \quad (2.7)$$

$$S_x = \frac{2 * 2795.71}{27}$$

$$S_x = 207.09 \text{ cm}^3$$

Cálculo del módulo elástico de la sección en torno al eje Y-Y:

$$S_y = \frac{2 * I_y}{b_f} \quad (2.8)$$

$$S_y = \frac{172.82}{12}$$

$$S_y = 28.80 \text{ cm}^3$$

Cálculo del módulo plástico de la sección en torno al eje X-X:

$$Z_x = 2 * \left[ b_f * t_f * \left( \frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right) \right] + \left[ \left( \frac{h_w * t_w}{2} \right) * \frac{h_w}{4} \right] \quad (2.9)$$

$$Z_x = 2 * \left[ 12 * 0.6 * \left( \frac{27}{2} - \frac{0.6}{2} \right) \right] + \left[ \left( \frac{25.8 * 0.2}{2} \right) * \frac{25.8}{4} \right]$$

$$Z_x = 223.36 \text{ cm}^3$$

Cálculo del módulo plástico de la sección en torno al eje Y-Y:

$$Z_y = \frac{b_f^2 * t_f}{2} + \left[ \left( \frac{h}{2} - t_f \right) * \frac{t_w^2}{2} \right] \quad 2.10)$$

$$Z_y = \frac{12^2 * 0.6}{2} + \left[ \left( \frac{27}{2} - 0.6 \right) * \frac{0.2^2}{2} \right]$$

$$Z_y = 43.46 \text{ cm}^3$$

Cálculo del radio de giro en torno al eje X-X:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_a}} \quad (2.11)$$

$$r_x = \sqrt{\frac{2795.71}{19.56}}$$

$$r_x = 11.96 \text{ cm}$$

Cálculo del radio de giro en torno al eje Y-Y:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_a}} \quad (2.12)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{172.82}{19.56}}$$

$$r_y = 2.97 \text{ cm}$$

Ya que es interés de este proyecto establecer el comportamiento que poseen las vigas no compactas de la sección planteada en el Cuadro 2.8 se obtienen las relaciones para establecer los límites de esbelteces de cada elemento y así obtener una viga de alma no y patines compactos.



2.4.4.1.1 Cálculo del límite de esbeltez del alma

**CUADRO 2.10 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DEL ALMA**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	$\lambda$	129.00	S.U
Ancho del alma	$h_w$	25.80	cm
Espesor del alma	$t_w$	0.20	cm
Módulo de Elasticidad del Acero (A36)	E	2043000.00	kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	$F_y$	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Esbeltez límite para alma compacta	$\lambda_{pw}$	106.85	S.U
Esbeltez límite para alma no compacta	$\lambda_{rw}$	161.98	S.U

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Relación ancho espesor del elemento:

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \quad (2.13)$$

$$\lambda = \frac{25.80}{0.20}$$

$$\lambda = 129.00$$

Esbeltez límite para alma compacta

$$\lambda_{pw} = 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.14)$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 * \sqrt{\frac{2043000}{2530}}$$

$$\lambda_{pw} = 106.85$$

Esbeltez límite para alma no compacta:

$$\lambda_{rw} = 5.70 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.15)$$

$$\lambda_{rw} = 5.70 * \sqrt{\frac{2043000}{2530}}$$

$$\lambda_{rw} = 161.98$$

Como:

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

Entonces, la relación ancho espesor del alma se encuentra entre los valores de  $\lambda_{pw}$  y  $\lambda_{rw}$  se concluye que el alma es no compacta.

#### 2.4.4.1.2 Cálculo del límite de esbeltez del patín

### CUADRO 2.11 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DE LOS PATINES

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	$\lambda$	10.00	S.U
Ancho de los patines	bf	12.00	cm
Espesor de los patines	tf	0.60	cm
Altura alma	hw	25.80	cm
Espesor alma	tw	0.20	cm
Módulo de elasticidad del acero estructural	E	2043000.00	kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente para elementos esbeltos no atiesados	kc	0.35	S.U
Esbeltez límite para patín compacto	$\lambda_{pf}$	10.80	S.U
Esbeltez límite para patín no compacto	$\lambda_{rf}$	16.02	S.U

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Relación ancho espesor del elemento:

$$\lambda = \frac{b_f}{2 * t_f} \quad (2.16)$$

$$\lambda = \frac{12}{2 * 0.6}$$

$$\lambda = 10$$

Coefficiente para elementos esbeltos no atiesados:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \quad (2.17)$$

Donde  $k_c$  no debe tomarse menor que 0.35 ni mayor que 0.76 para propósitos de cálculo.

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{25.80}{0.2}}}$$

$$k_c = 0.352$$

Esbeltez límite para patín compacto:

$$\lambda_{pf} = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.18)$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 * \sqrt{\frac{2043000}{2530}}$$

$$\lambda_{pf} = 10.80$$

Esbeltez límite para patín no compacto:

$$\lambda_{rf} = 0.95 * \sqrt{\frac{k_c * E}{F_y}} \quad (2.19)$$

$$\lambda_{rf} = 0.95 * \sqrt{\frac{0.352 * 2043000}{2530}}$$

$$\lambda_{rf} = 16.02$$

Como:

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

La relación ancho espesor del patín es menor que los valores de  $\lambda_{pf}$  y  $\lambda_{rf}$ , entonces se concluye que el patín es compacto.

Teniendo en cuenta que el alma es no compacta y el patín compacto, se concluye que la viga es no compacta.

#### 2.4.4.1.3 *Momento nominal de la viga no compacta*

### CUADRO 2.12 CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL DE LA VIGA NO COMPACTA

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Resistencia nominal a flexión	Mn	5.49	T-m
Factor de plastificación del alma	Rpc	1.05	S-U
Momento plástico	Mp	5.65	T-m
Momento de fluencia en el ala en compresión	Myc	5.24	T-m
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de sección elástico	Sxc	207.09	cm <sup>3</sup>

CUADRO 2.12 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Ancho del alma	hw	25.80	cm
Espesor del alma	tw	0.20	cm
Esbeltez límite para alma compacta	$\lambda_{pw}$	106.85	S-U
Esbeltez límite para alma no compacta	$\lambda_{rw}$	161.98	S-U
Solicitación de momento	Mu	0.796	T-m

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Para el diseño de la viga a flexión se consideró las guías del capítulo F sección F4. Del código AISC tal como se muestra a continuación.

$$M_n = R_{pc} * M_{yc} \quad (2.20)$$

$$M_{yc} = F_y * S_{xc} \quad (2.21)$$

$$M_{yc} = (2530 * 207.09) x 10^{-5}$$

Debido que:

$$\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$$

$$\frac{25.80}{0.20} > \lambda_{pw}$$

$$129 > 106.85$$

Entonces el factor de plastificación del alma, debe ser determinado como:

$$R_{pc} = \left[ \frac{M_p}{M_{yc}} - \left( \frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (2.22)$$

Donde:

$$M_p = Z_x F_y \quad (2.23)$$

$$M_p = 223.36 * 2530 * 10^{-5}$$

$$M_p = 5.65 T - m$$

$$R_{pc} = \left[ \frac{5.65}{5.24} - \left( \frac{5.65}{5.24} - 1 \right) \left( \frac{129 - 106.85}{161.98 - 106.85} \right) \right] \leq \frac{5.65}{5.24}$$

$$R_{pc} = 1.047 \leq 1.08$$

$$M_n = 1.047 * 5.24$$

$$M_n = 5.49 T - m$$

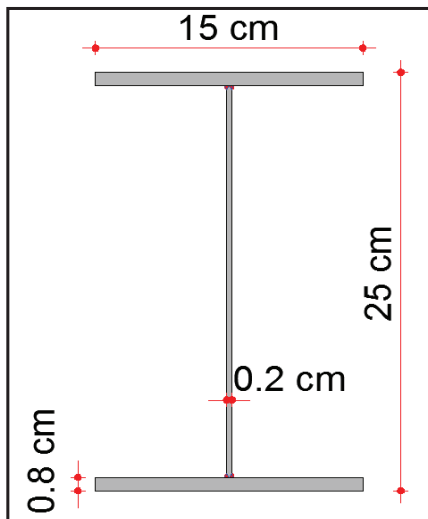
## 2.4.5 DISEÑO VIGA NO COMPACTA 2

### 2.4.5.1 Viga I 234 x 2 x 150 x 8

#### CUADRO 2.13 DIMENSIONES DE LA VIGA NO COMPACTA 2

VIGA NO COMPACTA 3			
Descripción	Nomenclatura	Valor	Unidad
Ancho patines	bf	15.00	cm
Espesor patines	tf	0.80	cm
Altura alma	hw	23.40	cm
Espesor alma	tw	0.20	cm
Altura viga	h	25.00	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

**IMAGEN 2.6. SECCIÓN DE VIGA I 234 x 2 x150 x 8**

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

**CUADRO 2.14. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS VIGA NO COMPACTA 2**

<b>VIGA NO COMPACTA 3</b>			
<b>CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMETRICAS</b>			
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>NOMENCLATURA</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>
Área	Aa	28.68	cm <sup>2</sup>
Inercia en torno al eje X-X	I <sub>x</sub>	3728.67	cm <sup>4</sup>
Inercia en torno al eje Y-Y	I <sub>y</sub>	450.02	cm <sup>4</sup>
Módulo Elástico de la sección en torno al eje X-X	S <sub>x</sub>	298.29	cm <sup>3</sup>
Módulo Elástico de la sección en torno al eje Y-Y	S <sub>y</sub>	60.00	cm <sup>3</sup>
Módulo Plástico de la sección en torno al eje X-X	Z <sub>x</sub>	317.78	cm <sup>3</sup>
Módulo Plástico de la sección en torno al eje Y-Y	Z <sub>y</sub>	90.23	cm <sup>3</sup>
Radio de giro en torno al eje X-X	r <sub>x</sub>	11.40	cm
Radio de giro en torno al eje Y-Y	r <sub>y</sub>	3.96	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

*2.4.5.1.1 Cálculo del límite de esbeltez del alma*

**CUADRO 2.15 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DEL ALMA**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	$\lambda$	117.00	S.U
Ancho del alma	hw	23.40	cm
Espesor del alma	tw	0.20	cm
Módulo de Elasticidad del Acero (A36)	E	2043000.00	kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Esbeltez límite para alma compacta	$\lambda_{pw}$	106.85	S.U
Esbeltez límite para alma no compacta	$\lambda_{rw}$	161.98	S.U

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

*2.4.5.1.2 Cálculo del límite de esbeltez del patín*

**CUADRO 2.16 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DE LOS PATINES**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	$\lambda$	9.38	S.U
Ancho de los patines	bf	15.00	cm
Espesor de los patines	tf	0.80	cm
Altura alma	hw	23.40	cm
Espesor alma	tw	0.20	cm
Módulo de elasticidad del acero estructural	E	2043000.00	kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente para elementos esbeltos no atiesados	kc	0.37	S.U
Esbeltez límite para patín compacto	$\lambda_{pf}$	10.80	S.U
Esbeltez límite para patín no compacto	$\lambda_{rf}$	16.42	S.U

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo



### 2.4.5.1.3 Momento nominal de la viga no compacta

**CUADRO 2.17 CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL DE LA VIGA NO COMPACTA**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Resistencia nominal a flexión	Mn	7.95	T-m
Factor de plastificación del alma	Rpc	1.05	S-U
Momento plástico	Mp	8.04	T-m
Momento de fluencia en el ala en compresión	Myc	7.55	T-m
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de sección elástico	Sxc	298.29	cm <sup>3</sup>
Ancho del alma	hw	23.40	cm
Espesor del alma	tw	0.20	cm
Esbeltez límite para alma compacta	$\lambda_{pw}$	106.85	S-U
Esbeltez límite para alma no compacta	$\lambda_{rw}$	161.98	S-U
Solicitación de momento	Mu	0.796	T-m

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

## 2.4.6 DISEÑO VIGA NO COMPACTA 3

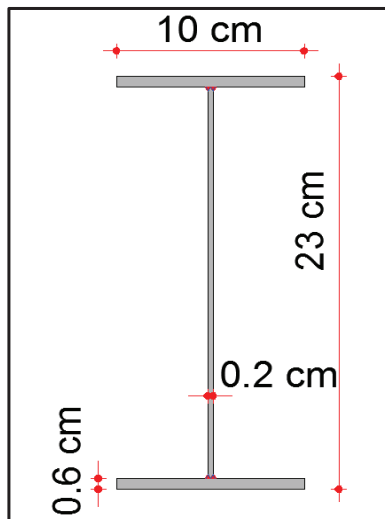
### 2.4.6.1 Viga I 218 x 2 x 100 x 6

**CUADRO 2.18 DIMENSIONES DE LA VIGA NO COMPACTA 3**

VIGA NO COMPACTA 2			
Descripción	Nomenclatura	Valor	Unidad
Ancho patines	bf	10.00	cm
Espesor patines	tf	0.60	cm
Altura alma	hw	21.80	cm
Espesor alma	tw	0.20	cm
Altura viga	h	23.00	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 2.7 SECCIÓN DE VIGA I 218 x 2 x100 x 6



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

CUADRO 2.19 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS VIGA NO COMPACTA 3

VIGA NO COMPACTA 2			
CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMETRICAS			
DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Área	Aa	16.36	cm <sup>2</sup>
Inercia en torno al eje X-X	I <sub>x</sub>	1678.31	cm <sup>4</sup>
Inercia en torno al eje Y-Y	I <sub>y</sub>	100.01	cm <sup>4</sup>
Módulo Elástico de la sección en torno al eje X-X	S <sub>x</sub>	145.94	cm <sup>3</sup>
Módulo Elástico de la sección en torno al eje Y-Y	S <sub>y</sub>	20.00	cm <sup>3</sup>
Módulo Plástico de la sección en torno al eje X-X	Z <sub>x</sub>	158.16	cm <sup>3</sup>
Módulo Plástico de la sección en torno al eje Y-Y	Z <sub>y</sub>	30.22	cm <sup>3</sup>
Radio de giro en torno al eje X-X	r <sub>x</sub>	10.13	cm
Radio de giro en torno al eje Y-Y	r <sub>y</sub>	2.47	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

*2.4.6.1.1 Cálculo del límite de esbeltez del alma*

**CUADRO 2.20 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DEL ALMA**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	$\lambda$	109.00	S.U
Ancho del alma	hw	21.80	cm
Espesor del alma	tw	0.20	cm
Módulo de Elasticidad del Acero (A36)	E	2043000.00	kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Esbeltez límite para alma compacta	$\lambda_{pw}$	106.85	S.U
Esbeltez límite para alma no compacta	$\lambda_{rw}$	161.98	S.U

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

*2.4.6.1.2 Cálculo del límite de esbeltez del patín*

**CUADRO 2.21 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DE LOS PATINES**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	$\lambda$	8.33	S.U
Ancho de los patines	bf	10.00	cm
Espesor de los patines	tf	0.60	cm
Altura alma	hw	21.80	cm
Espesor alma	tw	0.20	cm
Módulo de elasticidad del acero estructural	E	2043000.00	kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente para elementos esbeltos no atiesados	kc	0.38	S.U
Esbeltez límite para patín compacto	$\lambda_{pf}$	10.80	S.U
Esbeltez límite para patín no compacto	$\lambda_{rf}$	16.71	S.U

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

### 2.4.6.1.3 Momento nominal de la viga no compacta

**CUADRO 2.22 CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL DE LA VIGA NO COMPACTA**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Resistencia nominal a flexión	Mn	3.99	T-m
Factor de plastificación del alma	Rpc	1.08	S-U
Momento plástico	Mp	4.00	T-m
Momento de fluencia en el ala en compresión	Myc	3.69	T-m
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de sección elástico	Sxc	145.94	cm <sup>3</sup>
Ancho del alma	hw	21.80	cm
Espesor del alma	tw	0.20	cm
Esbeltez límite para alma compacta	$\lambda_{pw}$	106.85	S-U
Esbeltez límite para alma no compacta	$\lambda_{rw}$	161.98	S-U
Solicitación de momento	Mu	0.796	T-m

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

## 2.4.7 DISEÑO VIGA NO COMPACTA 4

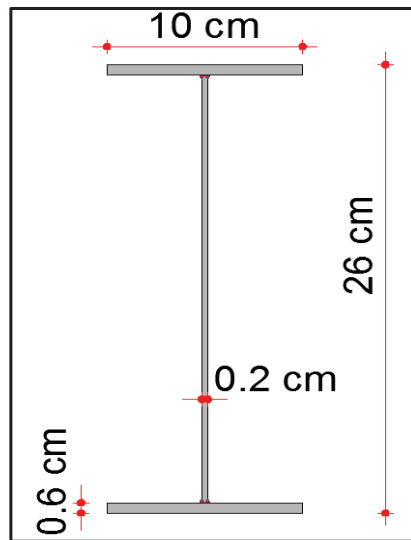
### 2.4.7.1 Viga I 248 x 2 x 100 x 6

**CUADRO 2.23 DIMENSIONES DE LA VIGA NO COMPACTA 4**

VIGA NO COMPACTA 4			
Descripción	Nomenclatura	Valor	Unidad
Ancho patines	bf	10.00	cm
Espesor patines	tf	0.60	cm
Altura alma	hw	24.80	cm
Espesor alma	tw	0.20	cm
Altura viga	h	26.00	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 2.8 SECCIÓN DE VIGA I 248 x 2 x100 x 6



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

CUADRO 2.24 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS VIGA NO COMPACTA 4

VIGA NO COMPACTA 4			
CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMETRICAS			
DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Área	Aa	16.96	cm <sup>2</sup>
Inercia en torno al eje X-X	I <sub>x</sub>	2190.06	cm <sup>4</sup>
Inercia en torno al eje Y-Y	I <sub>y</sub>	100.02	cm <sup>4</sup>
Módulo Elástico de la sección en torno al eje X-X	S <sub>x</sub>	168.47	cm <sup>3</sup>
Módulo Elástico de la sección en torno al eje Y-Y	S <sub>y</sub>	20.00	cm <sup>3</sup>
Módulo Plástico de la sección en torno al eje X-X	Z <sub>x</sub>	183.15	cm <sup>3</sup>
Módulo Plástico de la sección en torno al eje Y-Y	Z <sub>y</sub>	30.25	cm <sup>3</sup>
Radio de giro en torno al eje X-X	r <sub>x</sub>	11.36	cm
Radio de giro en torno al eje Y-Y	r <sub>y</sub>	2.43	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

*2.4.7.1.1 Cálculo del límite de esbeltez del alma*

**CUADRO 2.25 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DEL ALMA**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	$\lambda$	124.00	S.U
Ancho del alma	hw	24.80	cm
Espesor del alma	tw	0.20	cm
Módulo de Elasticidad del Acero (A36)	E	2043000.00	kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Esbeltez límite para alma compacta	$\lambda_{pw}$	106.85	S.U
Esbeltez límite para alma no compacta	$\lambda_{rw}$	161.98	S.U

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

*2.4.7.1.2 Cálculo del límite de esbeltez del patín*

**CUADRO 2.26 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ DE LOS PATINES**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Relación ancho espesor del elemento	$\lambda$	8.33	S.U
Ancho de los patines	bf	10.00	cm
Espesor de los patines	tf	0.60	cm
Altura alma	hw	24.80	cm
Espesor alma	tw	0.20	cm
Módulo de elasticidad del acero estructural	E	2043000.00	kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente para elementos esbeltos no atiesados	kc	0.36	S.U
Esbeltez límite para patín compacto	$\lambda_{pf}$	10.80	S.U
Esbeltez límite para patín no compacto	$\lambda_{rf}$	16.18	S.U

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

### 2.4.7.1.3 Momento nominal de la viga no compacta

**CUADRO 2.27 CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL DE LA VIGA NO COMPACTA**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Resistencia nominal a flexión	$M_n$	4.52	T-m
Factor de plastificación del alma	$R_{pc}$	1.06	S-U
Momento plástico	$M_p$	4.63	T-m
Momento de fluencia en el ala en compresión	$M_{yc}$	4.26	T-m
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	$F_y$	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de sección elástico	$S_{xc}$	168.47	cm <sup>3</sup>
Ancho del alma	$h_w$	24.80	cm
Espesor del alma	$t_w$	0.20	cm
Esbeltez límite para alma compacta	$\lambda_{pw}$	106.85	S-U
Esbeltez límite para alma no compacta	$\lambda_{rw}$	161.98	S-U
Solicitación de momento	$M_u$	0.796	T-m

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

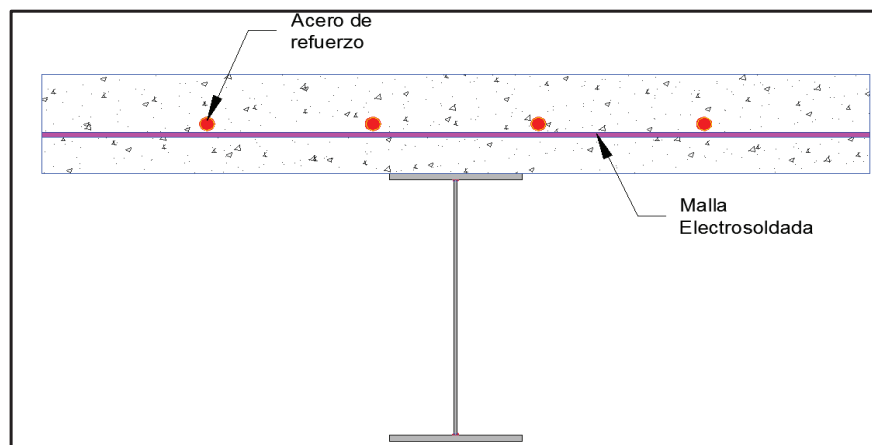
## 2.5 ANÁLISIS A FLEXIÓN DE LA VIGA COMPUESTA

Se definen las 4 muestras a ensayar una vez diseñadas las vigas no compactas en los cuadros 2.8. 2.13. 2.18. y 2.23. Respectivamente, se establece el armado de refuerzo de la losa de 10 cm de altura como se ve a continuación en el cuadro 2.28

**CUADRO 2.28 ESPECIFICACIONES VIGAS NO COMPACTAS**

Nro.	PERFIL	ESPECIFICACIONES
1	I 258x2x120x6	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Viga I compuesta no compacta conformada por tres placas soldadas y una losa de hormigón de 10cm de altura.</li> <li>➤ Acero de refuerzo 4Ø 12</li> <li>➤ Malla Elctrosoldada Ø 5 @ 10</li> </ul>
2	I 234x2x150x8	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Viga I compuesta no compacta conformada por tres placas soldadas y una losa de hormigón de 10cm de altura.</li> <li>➤ Acero de refuerzo 4Ø 12</li> <li>➤ Malla Elctrosoldada Ø 5 @ 10</li> </ul>
3	I 218x2x100x6	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Viga I compuesta no compacta conformada por tres placas soldadas y una losa de hormigón de 10cm de altura.</li> <li>➤ Acero de refuerzo 4Ø 14</li> <li>➤ Malla Elctrosoldada Ø 5 @ 10</li> </ul>
4	I 248x2x100x6	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Viga I compuesta no compacta conformada por tres placas soldadas y una losa de hormigón de 10cm de altura.</li> <li>➤ Acero de refuerzo 4Ø 14</li> <li>➤ Malla Elctrosoldada Ø 5 @ 10</li> </ul>

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

**IMAGEN 2.9 VISTA ESQUEMÁTICA TRANSVERSAL DE LAS MUESTRAS A ENSAYAR**

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo



Definidas las secciones de las vigas a utilizar y analizado el comportamiento que tienen por si solas, se procede a calcular la resistencia teórica al estar sometidas a momento negativo es decir cuando el patín inferior se encuentra a compresión y el patín superior a tracción junto con la losa de hormigón y el acero de refuerzo que posee esta.

En esta clase de diseño se desprecia la colaboración de la losa de hormigón a tracción, por lo que en el cálculo solo se tomará en cuenta la colaboración que tienen el acero de refuerzo.

El análisis teórico aquí presente servirá como una referencia acerca del comportamiento que se espera que tengan las muestras durante los ensayos, pero considerando ciertos criterios; ya que los perfiles metálicos dentro de la sección compuesta son no compactos y el código ANSI/AISC 360-2010 no trata acerca de las secciones compuestas no compactas, entonces conservadoramente se considera la resistencia nominal de estas como el momento elástico, es decir, el momento que produce la fluencia de las fibras extremas de la sección compuesta.<sup>15</sup>

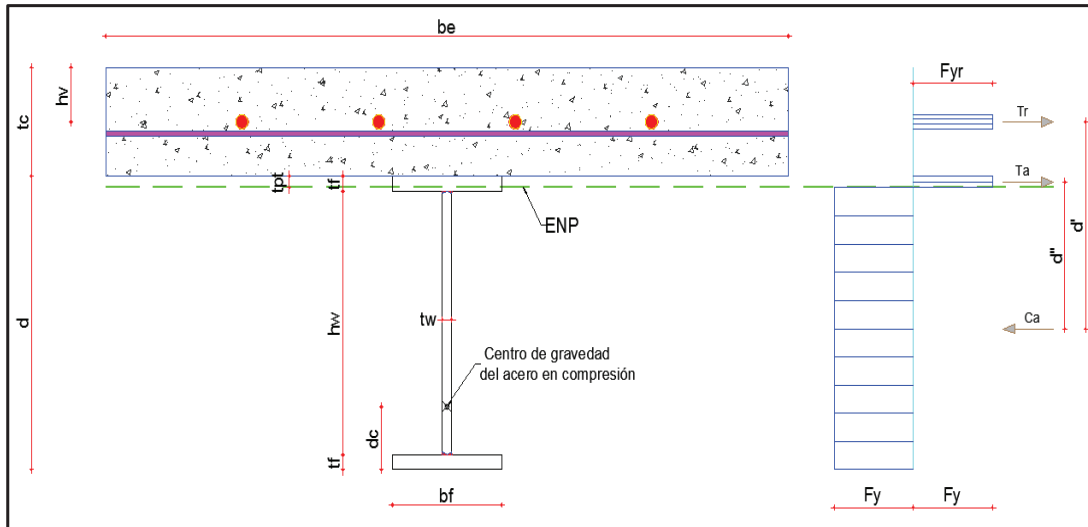
### **2.5.1 ANÁLISIS PLÁSTICO**

En secciones compuestas no compactas el análisis plástico no se aplica, debido a que se considera que no llegan a plastificar por la baja capacidad a corte que estas poseen, pero como es objeto de este estudio lograr que la viga alcance su máxima capacidad, se considera necesario analizar el comportamiento plástico que esta puede llegar a tener.

---

<sup>15</sup> Chavez J, Ensayo experimental a momento negativo de Losas Tipo deck en dirección perpendicular a los valles con diferentes cuantías de acero de refuerzo (Tesis Pregrado),2014

## IMAGEN 2.10 DISTRIBUCIÓN PLÁSTICA DE ESFUERZOS EN LA SECCIÓN COMPUESTA



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

## CUADRO 2.29 DESCRIPCIÓN Y NOMENCLATURA PARA CALCULAR EL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA POR LA VIGA DE ACERO Y LA LOSA DE HORMIGÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Momento plástico de la sección compuesta viga de acero- acero de refuerzo	$M_p$	Ec.(2.32)	T-m
Tensión producida en la viga de acero	$T_a$	Ec.(2.25)	kg
Esfuerzo de influencia del acero estructural	$F_y$	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Área de la sección de acero	$A_a$	Valor propio de cada sección	cm <sup>2</sup>
Área a tracción de la viga	$A_{ta}$	Valor propio de cada sección	cm <sup>2</sup>
Brazo de palanca entre $C_a$ y $T_r$	$d'$	Ec.(2.30)	cm
Tensión producida en el acero de refuerzo	$T_r$	Ec.(2.24)	kg
Área total de acero de refuerzo	$A_r$	Valor propio de cada sección	cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	$F_{yr}$	4200.00	kg/cm <sup>2</sup>

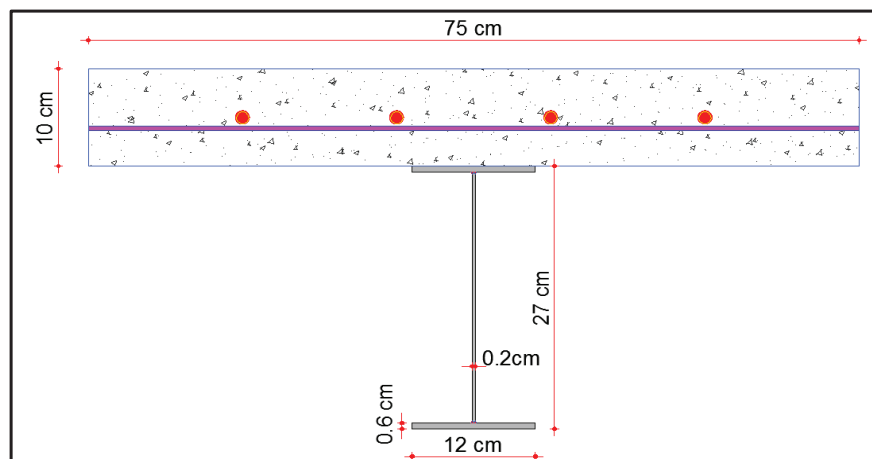
CUADRO 2.29 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Brazo de palanca entre $C_a$ y $T_a$	$d''$	Ec.(2.31)	cm
Distancia de centro de gravedad del área de acero en compresión al borde superior del patín de la viga	$dc$	Ec.(2.29)	cm
Área patín	$A_p$	Valor propio de cada sección	cm <sup>2</sup>
Área del ama	$A_{al}$	Valor propio de cada sección	cm <sup>2</sup>
Ancho del patín	$bf$	Valor propio de cada sección	cm
Espesor del patín	$tf$	Valor propio de cada sección	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
Fuerza de tensión total	$T$	Ec.(2.26)	T
Fuerza de compresión total	$C$	Ec.(2.27)	T
Distancia desde el borde superior del patín sometido a tracción hacia el eje neutro plástico	$t_{pt}$	Ec.(2.28)	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

### 2.5.1.1 Viga compuesta 1. Sección no compacta

IMAGEN 2.11 SECCIÓN VIGA COMPUESTA NO COMPACTA 1



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

**CUADRO 2.30 CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA 1**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Momento plástico de la sección compuesta viga de acero- acero de refuerzo	Mp	7.55	T-m
Tensión producida en la viga de acero	Ta	15.24	kg
Esfuerzo de influencia del acero estructural	Fy	2530.00	kg/cm2
Área de la sección de acero	Aa	19.56	cm2
Área a tracción de la viga	Ata	6.02	cm2
Brazo de palanca entre Ca y Tr	d'	24.40	cm
Tensión producida en el acero de refuerzo	Tr	19.00	kg
Área total de acero de refuerzo	Ar	4.52	cm2
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	Fyr	4200.00	kg/cm2
Brazo de palanca entre Ca y Ta	d''	19.15	cm
Distancia de centro de gravedad del área de acero en compresión al borde superior del patín de la viga	dc	19.40	cm
Área patín	Ap	7.20	cm2
Área del ama	Aal	5.16	cm2
Ancho del patín	bf	12.00	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
Fuerza de tensión total	T	37.22	T
Fuerza de compresión total	C	31.27	T
Distancia desde el borde superior del patín sometido a tracción hacia el eje neutro plástico	tpt	0.50	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Cálculo de la tensión producida en el acero de refuerzo:

$$T_r = A_r * F_{yr} \quad (2.24)$$

$$T_r = 4.52 * 4200x10^{-3}$$

$$T_r = 19.00 T$$

Cálculo de la tensión producida en la viga de acero:

$$T_a = \frac{(A_a * F_y) - T_r}{2} \quad (2.25)$$

$$T_a = \frac{(19.56 * 2530) - 19}{2} x 10^{-3}$$

$$T_a = 15.24 T$$

Cálculo del eje neutro plástico:

Suponiendo que el ENP coincide con el borde inferior del patín se calcula las

fuerzas de tensión y compresión:

$$T = T_r + A_p * F_y \quad (2.26)$$

$$T = T_r + (b_f * t_f * F_y)$$

$$T = 19 + (12 * 0.6 * 2530)x10^{-3}$$

$$T = 37.22 T$$

$$C = (A_a - A_p) * F_y \quad (2.27)$$

$$C = (19.56 - 7.2) * 2530x10^{-3}$$

$$C = 31.27 T$$

Como  $T > C$  el Eje Neutro Plástico se encuentra dentro del patín

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

$$t_{pt} = \frac{T_a}{b_f * F_y} \quad (2.28)$$

$$t_{pt} = \frac{15.24 \times 10^3}{12 * 2530}$$

$$t_{pt} = 0.50 \text{ cm}$$

Cálculo de la distancia del centro de gravedad del área de acero en compresión al borde superior del patín de la viga.

$$d_c = \frac{0.5A_{ps} * t_f + 0.5A_{al} * h_w + A_{pi} * (h - 0.5 * t_f) - 0.5 * b_f * t_{pt}^2}{A_a - b_f * t_{pt}} \quad (2.29)$$

$$d_c = \frac{0.5 * 7.2 * 0.6 + 0.5 * 5.16 * 25.8 + 7.20 * (27 - 0.5 * 0.6) - 0.5 * 12 * 0.5^2}{19.56 - 12 * 0.5}$$

$$d_c = 19.40 \text{ cm}$$

Cálculo del brazo de palanca entre  $C_a$  y  $T_r$ :

$$d' = d_c + t_c - h_v \quad (2.30)$$

$$d' = 19.40 + 10 - 5$$

$$d' = 24.40 \text{ cm}$$

Cálculo del brazo de palanca entre Ca y Ta:

$$d'' = d_c - 0.5 * t_{pt} \quad (2.31)$$

$$d'' = 19.40 - 0.5 * 0.50$$

$$d'' = 19.15 \text{ cm}$$

Cálculo del momento plástico de la sección compuesta viga de acero- acero de refuerzo:

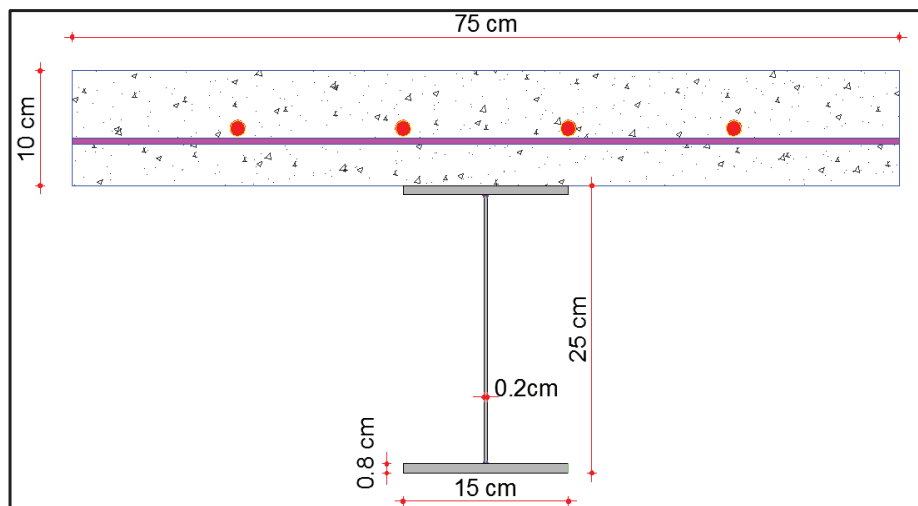
$$M_p = T_r * d' + T_a * d'' \quad (2.32)$$

$$M_p = (19.00 * 24.40 + 15.24 * 19.15) \times 10^{-2}$$

$$M_p = 7.55 \text{ T - m}$$

### 2.5.1.2 Viga compuesta 2. Sección no compacta

#### IMAGEN 2.12 SECCIÓN VIGA COMPUESTA NO COMPACTA 2



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

**CUADRO 2.31 CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA 2**

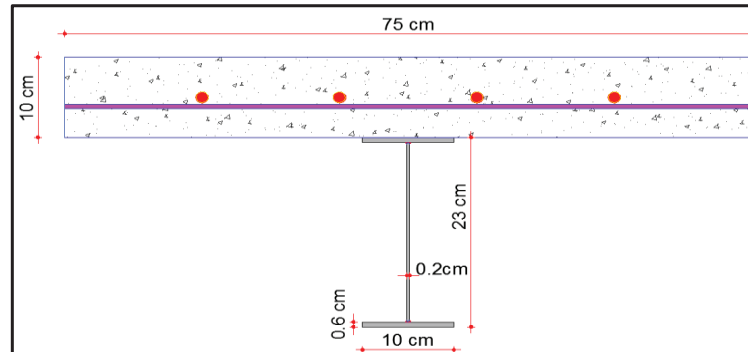
DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Momento plástico de la sección compuesta viga de acero- acero de refuerzo	Mp	9.83	T-m
Tensión producida en la viga de acero	Ta	26.78	kg
Esfuerzo de influencia del acero estructural	Fy	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Área de la sección de acero	Aa	28.68	cm <sup>2</sup>
Área a tracción de la viga	Ata	10.58	cm <sup>2</sup>
Brazo de palanca entre Ca y Tr	d'	24.61	cm
Tensión producida en el acero de refuerzo	Tr	19.00	kg
Área total de acero de refuerzo	Ar	4.52	cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	Fyr	4200.00	kg/cm <sup>2</sup>
Brazo de palanca entre Ca y Ta	d''	19.25	cm
Distancia de centro de gravedad del área de acero en compresión al borde superior del patín de la viga	dc	19.61	cm
Área patín	Ap	12.00	cm <sup>2</sup>
Área del ama	Aal	4.68	cm <sup>2</sup>
Ancho del patín	bf	15.00	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
Fuerza de tensión total	T	49.36	T
Fuerza de compresión total	C	42.20	T
Distancia desde el borde superior del patín sometido a tracción hacia el eje neutro plástico	tpt	0.71	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo



### 2.5.1.3 Viga compuesta 3. Sección no compacta

**IMAGEN 2.13 SECCIÓN VIGA COMPUESTA NO COMPACTA 3**



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

**CUADRO 2.32 CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA 3**

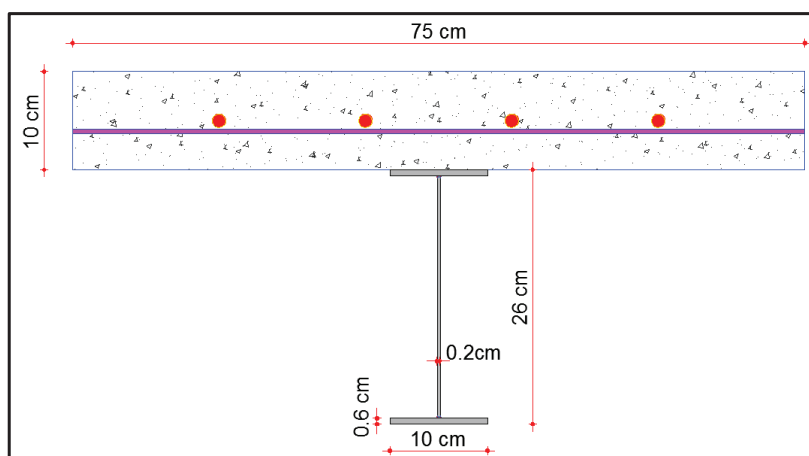
DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Momento plástico de la sección compuesta viga de acero- acero de refuerzo	Mp	6.03	T-m
Tensión producida en la viga de acero	Ta	7.76	kg
Esfuerzo de influencia del acero estructural	Fy	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Área de la sección de acero	Aa	16.36	cm <sup>2</sup>
Área a tracción de la viga	Ata	3.07	cm <sup>2</sup>
Brazo de palanca entre Ca y Tr	d'	19.12	cm
Tensión producida en el acero de refuerzo	Tr	25.86	kg
Área total de acero de refuerzo	Ar	6.16	cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	Fyr	4200.00	kg/cm <sup>2</sup>
Brazo de palanca entre Ca y Ta	d''	13.97	cm
Distancia de centro de gravedad del área de acero en compresión al borde superior del patín de la viga	dc	14.12	cm
Área patín	Ap	6.00	cm <sup>2</sup>
Área del ama	Aal	4.36	cm <sup>2</sup>
Ancho del patín	bf	10.00	cm

**CUADRO 2.32 CONTINUACIÓN**

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
Fuerza de tensión total	T	41.04	T
Fuerza de compresión total	C	26.21	T
Distancia desde el borde superior del patín sometido a tracción hacia el eje neutro plástico	tpt	0.31	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

#### 2.5.1.4 Viga compuesta 4. Sección no compacta

**IMAGEN 2.14 SECCIÓN VIGA COMPUESTA NO COMPACTA 4**

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

**CUADRO 2.33 CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA 4**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Momento plástico de la sección compuesta viga de acero- acero de refuerzo	Mp	6.84	T-m
Tensión producida en la viga de acero	Ta	8.52	kg

**CUADRO 2.33 CONTINUACIÓN**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Esfuerzo de influencia del acero estructural	Fy	2530.00	kg/cm <sup>2</sup>
Área de la sección de acero	Aa	16.96	cm <sup>2</sup>
Área a tracción de la viga	Ata	3.37	cm <sup>2</sup>
Brazo de palanca entre Ca y Tr	d'	21.18	cm
Tensión producida en el acero de refuerzo	Tr	25.86	kg
Área total de acero de refuerzo	Ar	6.16	cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	Fyr	4200.00	kg/cm <sup>2</sup>
Brazo de palanca entre Ca y Ta	d''	16.01	cm
Distancia de centro de gravedad del área de acero en compresión al borde superior del patín de la viga	dc	16.18	cm
Área patín	Ap	6.00	cm <sup>2</sup>
Área del ama	Aal	4.96	cm <sup>2</sup>
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
Fuerza de tensión total	T	41.04	T
Fuerza de compresión total	C	27.73	T
Distancia desde el borde superior del patín sometido a tracción hacia el eje neutro plástico	tpt	0.34	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

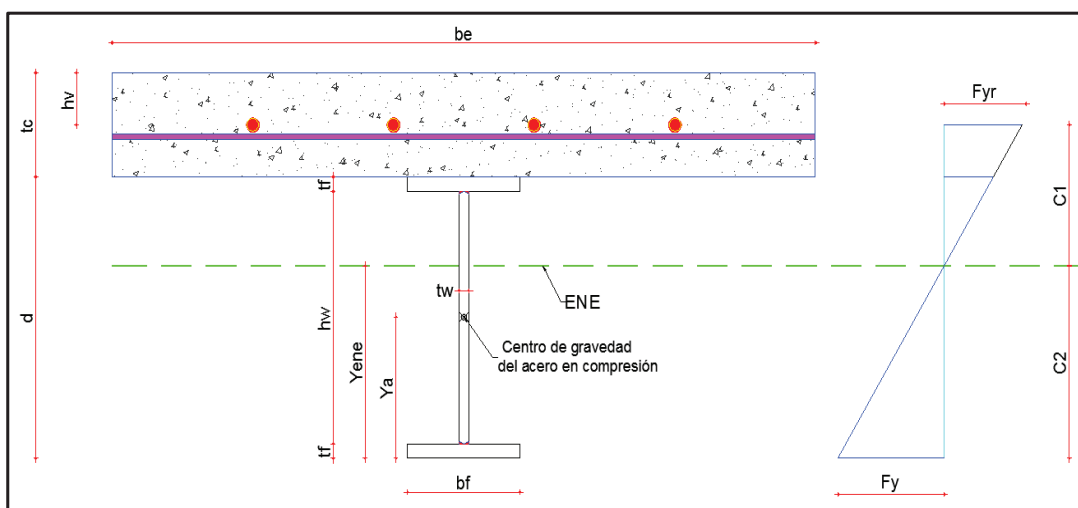
### 2.5.2 ANÁLISIS ELÁSTICO

El código ANSI/AISC 360-2010 conservadoramente por falta de información experimental establece que el estado límite de resistencia a flexión de una sección compuesta de viga no compacta es el momento elástico, por lo tanto, el cálculo de

este es indispensable para comparar la norma y los resultados experimentales. Esto es válido cuando la sección no compacta no falla antes por corte.<sup>16</sup>

En el análisis elástico de una sección compuesta sometida a momentos negativos se considera nula la contribución de la losa de hormigón a tracción, pero si se considera el aporte del acero de refuerzo, sin embargo, este tiene el mismo módulo de elasticidad que el acero estructural por lo que no es necesario transformar los materiales mediante sus módulos de elasticidad.

### IMAGEN 2.15 DISTRIBUCIÓN ELÁSTICA DE ESFUERZOS EN LA SECCIÓN COMPUESTA



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

### CUADRO 2.34 NOMENCLATURA DE CAPACIDAD ELÁSTICA DE LA VIGA COMPUESTA NO COMPACTA

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Momento elástico de la sección compuesta	$M_y$	$E_c(2.34)$	T-m
Área total de acero de refuerzo	$A_r$	Propio de cada viga	cm <sup>2</sup>

<sup>16</sup> Chávez J, Ensayo experimental a momento negativo de Losas Tipo deck en dirección perpendicular a los valles con diferentes cuantías de acero de refuerzo (Tesis Pregrado),2014

**CUADRO 2.34 CONTINUACIÓN**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Altura de la viga de acero	h	Propio de cada viga	cm
Espesor de la losa	tc	10	cm
Distancia desde el borde superior de la losa hacia el acero de refuerzo	hv	5	cm
Área de la viga de acero	Aa	Propio de cada viga	cm <sup>2</sup>
Distancia desde el borde del patín inferior hasta el centro de gravedad de la sección metálica	Ya	Propio de cada viga	cm
Distancia desde el borde inferior del patín al Eje Neutro Elástico	Yene	Propio de cada viga	cm
Momento de inercia X-X	Ix	Propio de cada viga	cm <sup>4</sup>
Inercia de la sección compuesta	It	Ec.(2.33)	cm <sup>4</sup>
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra externa en compresión	C1	Propio de cada viga	cm
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra externa en tensión	C2	Propio de cada viga	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

### 2.5.2.1 Viga compuesta 1. Sección no compacta

**CUADRO 2.35 CÁLCULO DE CAPACIDAD ELÁSTICA DE LA VIGA COMPUESTA NO COMPACTA 1**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Momento elástico de la sección compuesta	My	6.04	T-m
Área total de acero de refuerzo	Ar	4.52	cm <sup>2</sup>
Altura de la viga de acero	h	27.00	cm
Espesor de la losa	tc	10.00	cm
Distancia desde el borde superior de la losa hacia el acero de refuerzo	hv	5.00	cm
Área de la viga de acero	Aa	19.56	cm <sup>2</sup>
Distancia desde el borde del patín inferior hasta el centro de gravedad de la sección metálica	Ya	13.50	cm

CUADRO 2.35 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Distancia desde el borde inferior del patín al Eje Neutro Elástico	Yene	16.98	cm
Momento de inercia X-X	I <sub>x</sub>	2795.71	cm <sup>4</sup>
Inercia de la sección compuesta	I <sub>t</sub>	4053.18	cm <sup>4</sup>
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra externa en compresión	C1	15.02	cm
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra externa en tensión	C2	16.98	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Cálculo del momento de inercia de la sección compuesta:

$$I_t = A_r(h + t_c - h_v - Yene)^2 + I_x + A_a(Yene - Y_a)^2 \quad (2.33)$$

$$I_t = 4.52 * (27 + 10 - 5 - 16.98)^2 + 2795.71 + 19.56 * (16.98 - 13.50)^2$$

$$I_t = 4053.18 \text{ cm}^4$$

Para el cálculo del momento elástico se usara la siguiente ecuación:

$$M_y = \frac{f_y * I_t}{C} \quad (2.34)$$

El momento elástico,  $M_y$ , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia del acero de refuerzo y el acero estructural considerando las distancias respectivas de cada uno al eje neutro

Calculo del momento elástico,  $M_{y1}$ , considerando el estado límite de fluencia del acero de refuerzo:

$$M_{y1} = \frac{4200 * 4053.18}{15.02} * 10^{-5}$$

$$M_{y1} = 11.33 \text{ T - m}$$

Calculo del momento elástico,  $M_{y2}$ , considerando el estado límite de fluencia del acero estructural:

$$M_{y2} = \frac{2530 * 4053.18}{16.98} \times 10^{-5}$$

$$M_{y2} = 6.04 \text{ T - m}$$

Entonces  $M_{y2} < M_{y1}$ , por lo que el valor considerado como el momento elástico de la sección compuesta de la viga no compacta será:

$$M_y = 6.04 \text{ T - m}$$

#### 2.5.2.2 Viga compuesta 2. Sección no compacta

#### CUADRO 2.36 CÁLCULO DE CAPACIDAD ELÁSTICA DE LA VIGA COMPUESTA NO COMPACTA 2

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Momento elástico de la sección compuesta	$M_y$	4.58	T-m
Área total de acero de refuerzo	$A_r$	6.16	cm <sup>2</sup>
Altura de la viga de acero	$h$	23.00	cm
Espesor de la losa	$t_c$	10.00	cm
Distancia desde el borde superior de la losa hacia el acero de refuerzo	$h_v$	5.00	cm
Área de la viga de acero	$A_a$	16.36	cm <sup>2</sup>
Distancia desde el borde del patín inferior hasta el centro de gravedad de la sección metálica	$Y_a$	11.50	cm
Distancia desde el borde inferior del patín al Eje Neutro Elástico	$Y_{ene}$	16.01	cm
Momento de inercia X-X	$I_x$	1678.31	cm <sup>4</sup>
Inercia de la sección compuesta	$I_t$	2896.28	cm <sup>4</sup>

**CUADRO 2.36 CONTINUACIÓN**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra externa en compresión	C1	11.99	cm
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra externa en tensión	C2	16.01	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

**2.5.2.3 Viga compuesta 3. Sección no compacta****CUADRO 2.37 CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA 3**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Momento elástico de la sección compuesta	My	8.37	T-m
Área total de acero de refuerzo	Ar	4.52	cm <sup>2</sup>
Altura de la viga de acero	h	25.00	cm
Espesor de la losa	tc	10.00	cm
Distancia desde el borde superior de la losa hacia el acero de refuerzo	hv	5.00	cm
Área de la viga de acero	Aa	28.68	cm <sup>2</sup>
Distancia desde el borde del patín inferior hasta el centro de gravedad de la sección metálica	Ya	12.50	cm
Distancia desde el borde inferior del patín al Eje Neutro Elástico	Yene	14.88	cm
Momento de inercia X-X	Ix	3728.67	cm <sup>4</sup>
Inercia de la sección compuesta	It	4925.35	cm <sup>4</sup>
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra externa en compresión	C1	15.12	cm
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra externa en tensión	C2	14.88	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo



#### 2.5.2.4 Viga compuesta 4. Sección no compacta

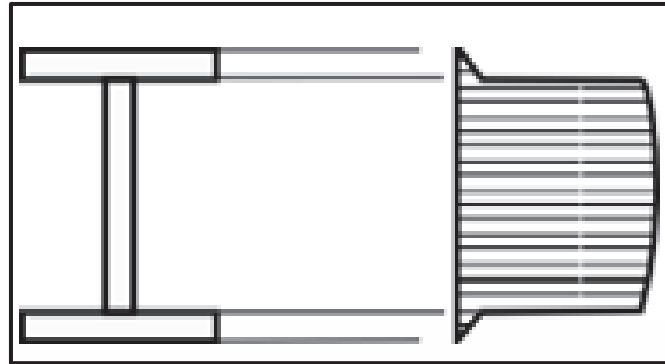
**CUADRO 2.38 CÁLCULO DE CAPACIDAD ELÁSTICA DE LA VIGA COMPUESTA NO COMPACTA 4**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Momento elástico de la sección compuesta	My	5.19	T-m
Área total de acero de refuerzo	Ar	6.16	cm <sup>2</sup>
Altura de la viga de acero	h	26.00	cm
Espesor de la losa	tc	10.00	cm
Distancia desde el borde superior de la losa hacia el acero de refuerzo	hv	5.00	cm
Área de la viga de acero	Aa	16.96	cm <sup>2</sup>
Distancia desde el borde del patín inferior hasta el centro de gravedad de la sección metálica	Ya	13.00	cm
Distancia desde el borde inferior del patín al Eje Neutro Elástico	Yene	17.79	cm
Momento de inercia X-X	Ix	2190.06	cm <sup>4</sup>
Inercia de la sección compuesta	It	3653.70	cm <sup>4</sup>
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra externa en compresión	C1	13.21	cm
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra externa en tensión	C2	17.79	cm

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

## 2.6 CORTE EN VIGAS COMPUESTA

Ya que las vigas compuestas a ensayar poseen un alma no compacta estas son propensas a presentar una falla por esfuerzos cortantes, por lo que se realiza un análisis a corte de toda la sección.

**IMAGEN 2.16 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES EN UNA VIGA I**

FUENTE: Alacero Programa de Apoyo a la Enseñanza de la Construcción en Acero, 2007

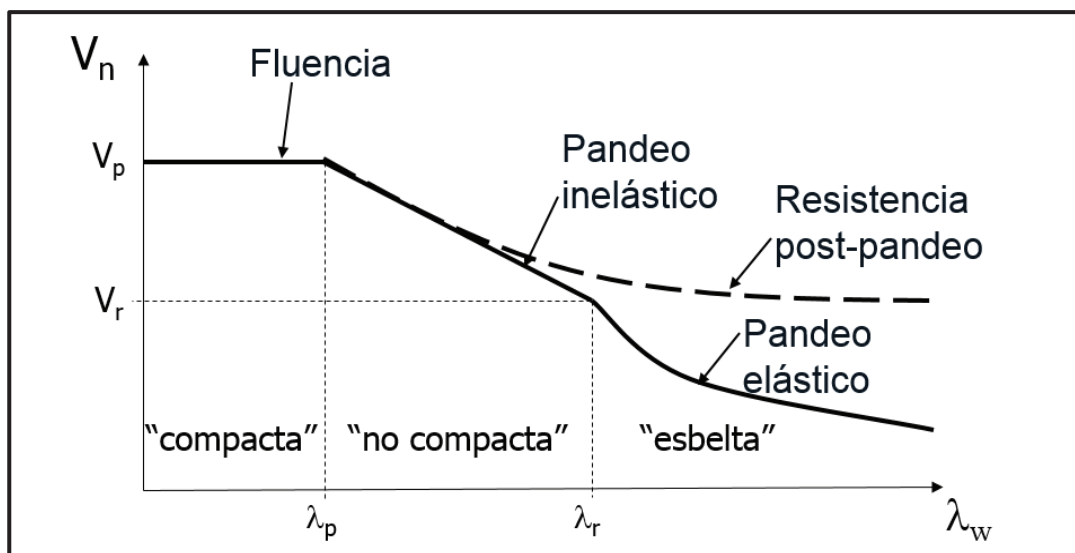
El diagrama de esfuerzos cortantes en una viga I muestra que en las alas el esfuerzo es mucho menor que el que se presenta en el alma, es por esto que para efectos de diseño y con base a lo anterior se asume que la mayor parte del corte es resistido por el alma.

Podemos clasificar entonces las secciones de acuerdo a la esbeltez de su alma, es decir, su vulnerabilidad al pandeo. Para secciones de alma compacta, el pandeo no ocurre y la capacidad está dada por la capacidad de fluencia. Para almas esbeltas, se produce pandeo debido a corte en el rango elástico de comportamiento. Para almas no compactas, la falla ocurre también por pandeo, pero en el rango inelástico de tensiones<sup>17</sup>.

---

<sup>17</sup> "CORTE" (2007). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en acero (ALACERO). Pp. 4

## IMAGEN 2.17 CLASIFICACION DE LA SECCIÓN DE ACUERDO A LA ESBELTEZ DEL ALMA



FUENTE: Alacero Programa de Apoyo a la Enseñanza de la Construcción en Acero, 2007

### 2.6.1 ABOLLADURA DEL ALMA

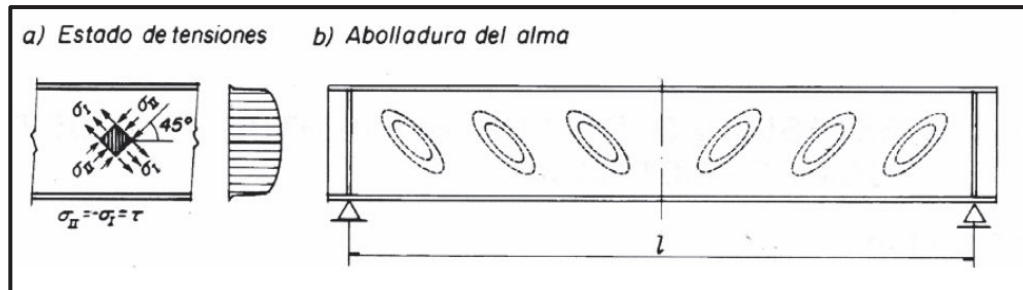
Es un fenómeno de inestabilidad que se presenta con frecuencia en vigas de almas no compactas y esbeltas, y pueden producirse por las siguientes razones<sup>18</sup>:

- Existencia de cargas concentradas
- Alma demasiado delgada para el esfuerzo cortante existente

En la imagen 2.18, se representan las tensiones que actúan sobre un elemento situado en la fibra neutra. Como ya se ha dicho, orientado dicho elemento a  $45^\circ$ , se producen tensiones de compresión y tracción de intensidad igual a  $T$  que pueden producir el pandeo del alma de la viga, para valores inferiores al límite elástico del material. Consecuencia de este pandeo, las paredes del alma quedan como abolsadas en diferentes recuadros en los que, idealmente, se subdividen la viga.

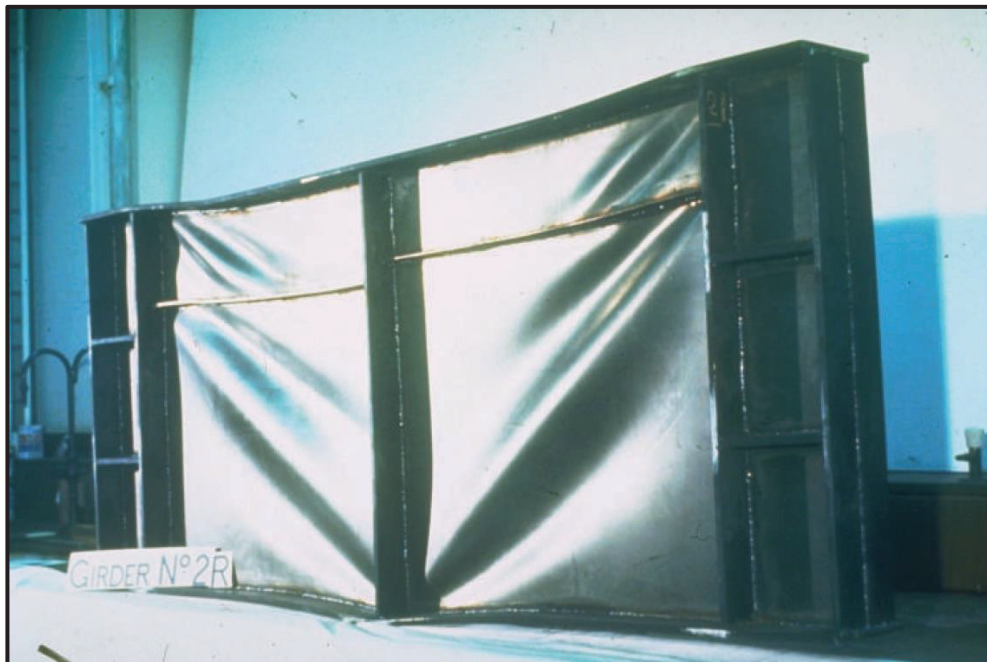
<sup>18</sup> Arguelles A, (2005), Estructuras de acero. Cálculo

**IMAGEN 2.18 ABOLLADURA DEL ALMA DEBIDO A TENSIONES TANGENCIALES**



FUENTE: Alacero Programa de Apoyo a la Enseñanza de la Construcción en Acero, 2007

**IMAGEN 2.19 FALLA DE UN ELEMENTO POR PANDEO DEL ALMA DEBIDO AL CORTE**



FUENTE: Alacero Programa de Apoyo a la Enseñanza de la Construcción en Acero, 2007

Fallos locales del alma bajo cargas concentradas:

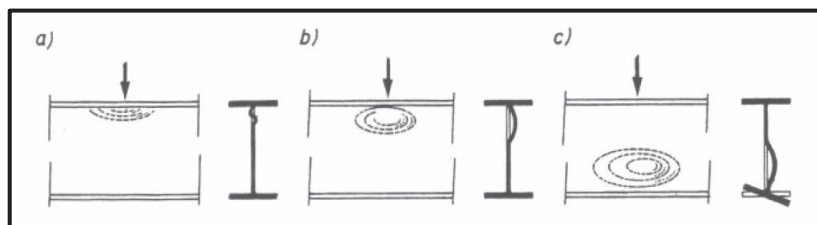
No tiene relación con la situación de pandeo anteriormente comentada. Puede presentarse en las almas de secciones armadas, sometida a cargas concentradas (apoyos, cargas puntuales, ruedas de puentes etc.), con las modalidades siguientes:

Aplastamiento del alma en la zona inmediata al ala acompañado de una deformación plástica del ala. Imagen 2.20 a.

Abolladura del alma concentrada en las proximidades de la carga (esta abolladura no afecta al resto del alma) y aplastamiento del alma en la zona inmediata al ala acompañada de una deformación plástica del ala, Imagen 2.20 b

Pandeo local del alma en toda o en parte de su altura (comprendido entre las dos alas), Imagen 2.20 c.

### IMAGEN 2.20 FALLOS LOCALES DEL ALMA BAJO CARGAS CONCENTRADAS



FUENTE: Arguelles, A. (2005). Estructuras de Acero

#### 2.6.2 ESFUERZO CRITICO

Una placa sometida a fuerzas de compresión posee un esfuerzo al cual comienza a presentar un pandeo, este esfuerzo es conocido como esfuerzo crítico y se lo calcula de la siguiente manera:

$$F_{CR} = \frac{\pi^2 * E * k}{12 * (1 - u^2) * \left(\frac{h_w}{t_w}\right)^2} \quad (2.34)$$

Donde:

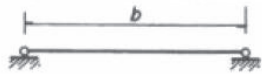










Coefficiente de Poisson ( $u$ ) = 0.3

Módulo de Elasticidad del acero ( $E$ ) = 2043000 kg/cm<sup>2</sup>

Coefficiente de pandeo de la placa ( $k$ ) = 4

El coeficiente de pandeo de la placa ( $k$ ) se obtiene del siguiente cuadro:

**IMAGEN 2.21 VALORES DEL COEFICIENTE K, DE PLACAS COMPRIMIDAS**

Restricciones en los bordes no cargados	Modo de pandeo	$k_{\sigma}$
1 		4
2 		5,42
3 		6,97
4 		0,425
5 		1,277
		

FUENTE: Arguelles Estructuras de Acero, 2005

### 2.6.3 RESISTENCIA A CORTE

Según el Código ANSI/AISC 360-210, página 167, expresa que la resistencia disponible al corte de vigas compuestas con conectores de corte deberá ser determinada basada solo en las propiedades de la sección de acero según el Capítulo G, la resistencia nominal de corte,  $V_n$ , de almas atiesadas o no atiesadas de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte es:

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v \quad (2-35)$$

El coeficiente,  $C_v$ , se determina de la siguiente manera:

Como:

$$\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\left(\frac{k_v * E}{F_y}\right)}$$

Entonces:

$$C_v = \frac{1.51 * E * k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 * F_y} \quad (2.36)$$

Donde:

Aw: Área del alma, cm<sup>2</sup>.

Tw: espesor del alma, cm (mm).

Fy: Esfuerzo de fluencia, kg/cm<sup>2</sup>.

Cv: Coeficiente del corte del alma. S.U.

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

Para

$$\frac{h}{t_w} \leq 260$$

$$k_v \leq 5$$

### CUADRO 2.39 DESCRIPCIÓN Y NOMENCLATURA PARA CALCULAR EL CORTE

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Resistencia nominal al corte	Vn	Ec.(2.35)	Kg
Esfuerzo de fluencia	Fy	2530	Kg/cm <sup>2</sup>
Coeficiente del corte del alma	Cv	Ec.(2.36)	S.U
Área del alma	Aw	Propio de cada viga	cm <sup>2</sup>
Altura del alma	hw	Propio de cada viga	cm
Espesor del alma	tw	Propio de cada viga	cm
Pandeo por corte del alma	kv	5	S.U

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

### 2.6.3.1 Viga compuesta 1. Sección no compacta

**CUADRO 2.40 CÁLCULO DEL CORTE VIGA I 258 x 2 x 120 x 6**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Resistencia nominal al corte	Vn	2.87	Ton
Esfuerzo de fluencia	Fy	2530	Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente del corte del alma	Cv	0.37	S.U
Área del alma	Aw	5.16	cm <sup>2</sup>
Altura del alma	hw	25.8	cm
Espesor del alma	tw	0.2	cm
Pandeo por corte del alma	kv	5	S.U

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Cálculo del coeficiente del corte del alma:

$$\frac{25.8}{0.2} > 1.37 \sqrt{\left(\frac{5 * 2043000}{2530}\right)}$$

Como:

$$129 > 87.05$$

Entonces:

$$C_v = \frac{1.51 * 2043000 * 5}{\left(\frac{25.8}{0.2}\right)^2 * 2530}$$

$$C_v = 0.37$$

Cálculo del pandeo por corte del alma:

Para

$$\frac{25.8}{0.2} \leq 260$$

$$129 \leq 260$$



Como  $129 \leq 260$  entonces  $k_v = 5$

Cálculo del corte nominal:

$$V_n = 0.6 * 2530 * 5.16 * 0.366$$

$$V_n = 2.87 \text{ Ton}$$

Cálculo del esfuerzo crítico:

$$F_{CR} = \frac{\pi^2 * 2043000 * 4}{12 * (1 - 0.3^2) * \left(\frac{25.8}{.2}\right)^2}$$

$$F_{CR} = 443.84 \left[ \frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Como el esfuerzo crítico del alma es menor que  $F_y=2530 \text{ Kg/cm}^2$ , se prevee que el pandeo inicie en el intervalo elástico.

### 2.6.3.2 Viga compuesta 2. Sección no compacta

#### CUADRO 2.41 CÁLCULO DEL CORTE VIGA I 234 x 2 x 150 x 8

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Resistencia nominal al corte	$V_n$	3.16	Ton
Esfuerzo de fluencia	$F_y$	2530	$\text{Kg/cm}^2$
Coefficiente del corte del alma	$C_v$	0.45	S.U
Área del alma	$A_w$	4.68	$\text{cm}^2$
Áltura del alma	$h_w$	23.4	cm
Espesor del alma	$t_w$	0.2	cm
Pandeo por corte del alma	$k_v$	5	S.U

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Cálculo del esfuerzo crítico:

$$F_{CR} = \frac{\pi^2 * 2043000 * 4}{12 * (1 - 0.3^2) * \left(\frac{23.4}{.2}\right)^2} \quad (2.36)$$

$$F_{CR} = 539.55 \left[ \frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Como el esfuerzo crítico del alma es menor que  $F_y=2530 \text{ Kg/cm}^2$ , se prevee que el pandeo inicie en el intervalo elástico.

### 2.6.3.3 Viga compuesta 3. Sección no compacta

**CUADRO 2.42 CÁLCULO DEL CORTE VIGA I 218 x 2 x 100 x 6**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Resistencia nominal al corte	Vn	3.40	Ton
Esfuerzo de fluencia	Fy	2530	Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente del corte del alma	Cv	0.51	S.U
Área del alma	Aw	4.36	cm <sup>2</sup>
Áltura del alma	hw	21.8	cm
Espesor del alma	tw	0.2	cm
Pandeo por corte del alma	kv	5	S.U

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Cálculo del esfuerzo crítico:

$$F_{CR} = \frac{\pi^2 * 2043000 * 4}{12 * (1 - 0.3^2) * \left(\frac{21.8}{.2}\right)^2}$$

$$F_{CR} = 621.66 \left[ \frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Como el esfuerzo crítico del alma es menor que  $F_y=2530 \text{ Kg/cm}^2$ , se prevee que el pandeo inicie en el intervalo elástico.

#### 2.6.3.4 Viga compuesta 4. Sección no compacta

**CUADRO 2.43 CÁLCULO DEL CORTE VIGA I 248 x 2 x 100 x 6**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Resistencia nominal al corte	Vn	2.99	Ton
Esfuerzo de fluencia	Fy	2530	Kg/cm <sup>2</sup>
Coeficiente del corte del alma	Cv	0.40	S.U
Área del alma	Aw	4.96	cm <sup>2</sup>
Áltura del alma	hw	24.8	cm
Espesor del alma	tw	0.2	cm
Pandeo por corte del alma	kv	5	S.U

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Cálculo del esfuerzo crítico:

$$F_{CR} = \frac{\pi^2 * 2043000 * 4}{12 * (1 - 0.3^2) * \left(\frac{24.8}{.2}\right)^2}$$

$$F_{CR} = 480.35 \left[ \frac{Kg}{cm^2} \right]$$

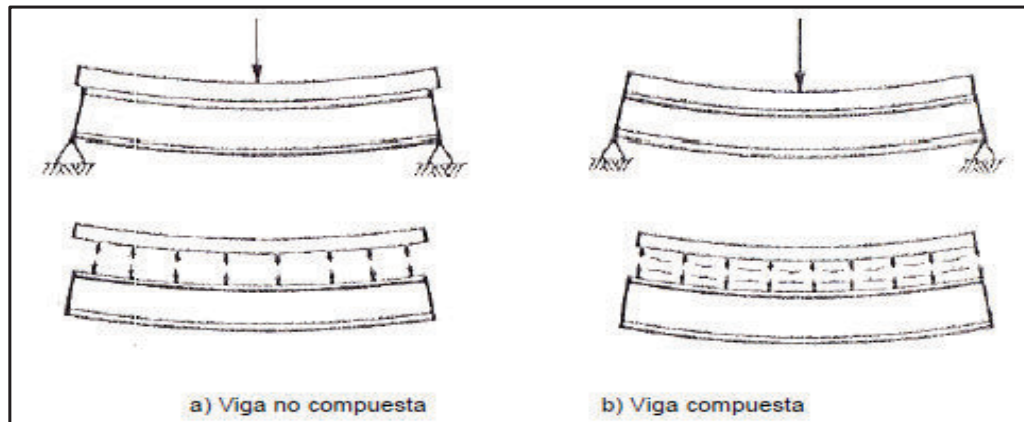
Como el esfuerzo crítico del alma es menor que  $F_y=2530 \text{ Kg/cm}^2$ , se prevee que el pandeo inicie en el intervalo elástico.

## 2.7 CONECTORES DE CORTE

Como se ha mencionado en el capítulo 1 del presente trabajo, las fuerzas cortantes horizontales entre la losa de concreto y la viga de acero en que se apoya deben ser resistidas de manera que se anule el deslizamiento entre ambas Imagen 2.16, para que trabajen 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 confiable la fricción entre los dos

materiales. Por ello, han de utilizarse conectores de cortante mecánicos para transmitir la fuerza íntegra.<sup>19</sup>

## IMAGEN 2.22 COMPARACIÓN DE VIGAS DEFORMADAS CON Y SIN ACCIÓN COMPUESTA



FUENTE: LÓPEZ, B. (2004) Diseño de Estructuras de Acero Construcción Compuesta  
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Los conectores de cortante son elementos que se presentan de diferentes formas (espárragos, ángulos, perfiles z, barras, espirales, etc.) y que van adheridos a la viga metálica de diversas formas (soldadura, pistola de instalación, etc.) y que normalmente se instalan en obra para evitar daño en estos durante el transporte a obra y durante su instalación.<sup>20</sup>

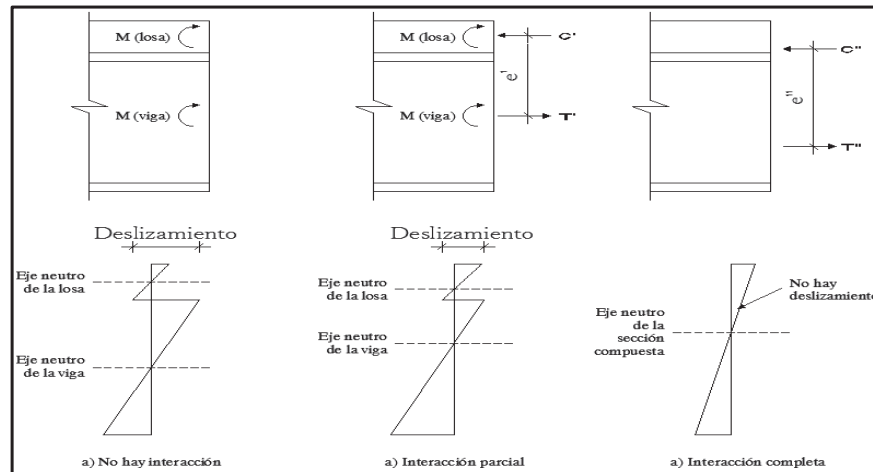
Para el análisis que sigue se debe tener en claro dos conceptos que gobernarán el comportamiento de la viga compuesta sometida a flexión, que se genere una conexión completa o parcialmente completa entre los materiales que forman el elemento compuesto. Una acción compuesta completa se genera cuando la fricción y el corrimiento relativo entre el hormigón y el acero no existen, lo que quiere decir que el eje neutro es único; al contrario de la acción compuesta completa la acción compuesta parcial permite un desplazamiento relativo entre la losa de hormigón y

<sup>19</sup> López O, (2004), Diseño de estructuras de acero, construcción compuesta, México DF, 2da Edición.

<sup>20</sup> Estrada J. Evaluación técnica y económica de losas compuestas. (Tesis de Pregrado), 2004

la viga de acero, dando a lugar que el momento resistente de la sección compuesta disminuya.

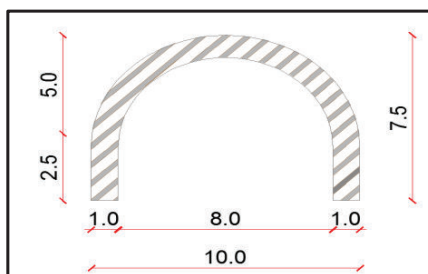
### IMAGEN 2.23 DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIONES EN VIGAS CON Y SIN ACCIÓN COMPUESTA



FUENTE: LÓPEZ, B. (2004) Diseño de Estructuras de Acero Construcción Compuesta  
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

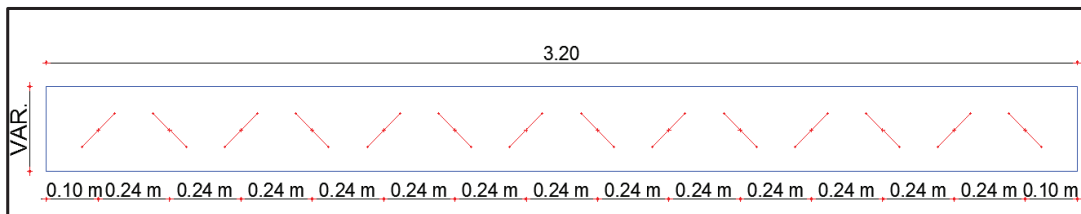
En el presente trabajo los conectores a utilizar serán los conectores tipo arco ya estudiados con anterioridad<sup>21</sup>. En este caso para poder calcular la resistencia teórica que poseen los conectores se ha utilizado la fórmula propuesta código ANSI/AISC 360-2010.

### IMAGEN 2.24 DIMENSIONES DEL CONECTOR EN CENTÍMETROS



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

<sup>21</sup> Galán V, y Jaramillo D, Ensayo experimental de los conectores de corte de las losas tipo deck (Tesis pregrado), 2012

**IMAGEN 2.25 DISPOSICIÓN DE LOS CONECTORES A LO LARGO DE LA VIGA.**

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

**CUADRO 2.44 NOMENCLATURA DE LA RESISTENCIA NOMINAL DE LOS CONECTORES**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Suma de las resistencias nominales de los conectores	$\Sigma Q_n$	Ec.(2.38)	T
Resistencia de un conector	$Q_n$	Ec.(2.35)	T
Área de la varilla	$A_{sc}$	1.57	cm <sup>2</sup>
Diámetro de la varilla	$D$	1	cm
Área del acero de refuerzo	$A_r$	4.52	cm <sup>2</sup>
Esfuerzo máximo a compresión del hormigón	$f_c$	210	kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad del hormigón	$E_c$	144913.8	kg/cm <sup>2</sup>
Número de conectores tipo arco en cada losa	$N_c$	Ec.(2.37)	SU
Espaciamiento máximo	$S_{máx}$	Ec.(2.39)	cm
Espaciamiento mínimo	$S_{mín}$	Ec.(2.40)	cm
Espaciamiento entre conectores	$S$	24	cm
Corte máximo posible que van a resistir los conectores. Fuerza para hacer fluir la malla electrosoldada y las varillas de refuerzo	$V_{máx}$	Ec.(2.36)	T

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

**CUADRO 2.45 CÁLCULO DE LA RESISTENCIA NOMINAL DE LOS CONECTORES**

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Suma de las resistencias nominales de los conectores	$\Sigma Q_n$	30.33	T
Resistencia de un conector	$Q_n$	4.33	T
Área de la varilla	$A_{sc}$	1.57	cm <sup>2</sup>
Diámetro de la varilla	$D$	1	cm
Área del acero de refuerzo	$A_r$	4.52	cm <sup>2</sup>
Esfuerzo máximo a compresión del hormigón	$f_c$	210	kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad del hormigón	$E_c$	144913.8	kg/cm <sup>2</sup>
Número de conectores tipo arco en cada losa	$N_c$	14	SU
Espaciamiento máximo	$S_{m\acute{a}x}$	80	cm
Espaciamiento mínimo	$S_{m\acute{i}n}$	12	cm
Espaciamiento entre conectores	$S$	24	cm
Corte máximo posible que van a resistir los conectores. Fuerza para hacer fluir la malla electrosoldada y las varillas de refuerzo	$V_{m\acute{a}x}$	25.86	T

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Cálculo de la resistencia de la resistencia de un conector:

$$Q_n = 0.5 * A_{sc} * \sqrt{f'_c * E_c} \quad (2.35)$$

$$Q_n = 0.5 * 1.57 * \sqrt{210 * 144913.77} \times 10^{-3}$$

$$Q_n = 4.33 \text{ T}$$

Cálculo del cortante máximo:

$$V_{nm\acute{a}x} = A_r * F_{yr} \quad (2.36)$$

$$V_{nm\acute{a}x} = 4.52 * 4200 * 10^{-3}$$

$$V_{nm\acute{a}x} = 25.86 T$$

Para el cálculo del cortante máximo se ha tomado la mayor área de acero de refuerzo existente en las losas de las vigas, debido a que está genera el cortante máximo.

Cálculo del número de conectores para garantizar una acción compuesta completa:

$$N_c = \frac{V_{nm\acute{a}x}}{Q_n} + 1 \quad (2.37)$$

$$N_c = \frac{25.86}{4.33} + 1$$

$$N_c = 7 u$$

Este cálculo se refiere a la cantidad necesaria de conectores de corte entre el momento máximo negativo y el momento máximo positivo, por lo tanto el total de conectores en toda la viga es de 14 u.

$$\sum Q_n = N_c * Q_n \geq V_{nm\acute{a}x} \quad (2.38)$$

$$\sum Q_n = 14 * 4.33$$



$$\sum Q_n = 30.33 T > 25.86 T$$

Como  $\sum Q_n > V_{n\text{máx}}$  la acción compuesta es completa.

Cálculo del espaciamiento entre conectores

Espaciamiento máximo:

$$S_{máx} = 8 * tc \quad (2.39)$$

$$S_{máx} = 80 \text{ cm}$$

Espaciamiento mínimo:

$$S_{mín} = 6 * 2D \quad (2.40)$$

$$S_{mín} = 6 * 2 * 1$$

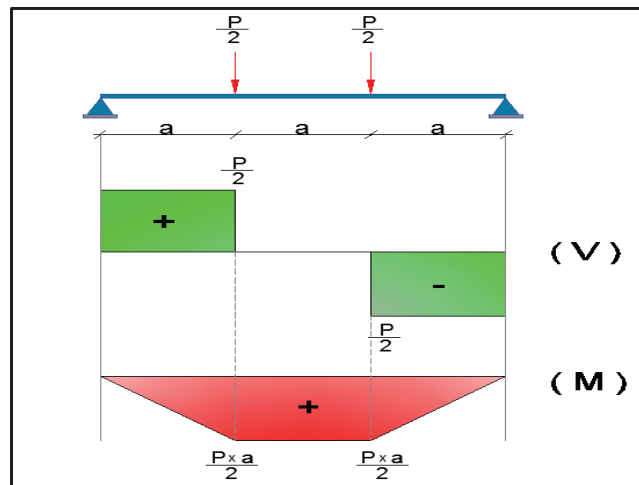
$$S_{mín} = 12 \text{ cm}$$

Con la finalidad que los conectores estén espaciados uniformemente se ha tomado un espaciamiento de 24 cm que se encuentra entre el espaciamiento máximo y mínimo.

## 2.8 ANÁLISIS DEL MODELO MATEMÁTICO DE LOS ENSAYOS

Se plantea el modelo matemático con el objeto de entender y predecir ampliamente el comportamiento de las vigas compuesta al momento del ensayo.

### IMAGEN 2.26 MODELOS MATEMÁTICOS DE CORTE Y MOMENTO



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Con el modelo se obtienen expresiones matemáticas que sirven para calcular ciertas variables en forma teórica y poder compararlas con los resultados experimentales. Las variables que se obtienen son las que se expresan en el cuadro 2.46

### CUADRO 2.46 DEFORMACIÓN Y GIROS EN LAS VIGAS ENSAYADAS

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Deformación elástica	$y$	Ec.(2.41)	cm
Giro izquierdo y derecho de la viga	$\theta$	Ec.(2.42)	rad
Carga puntual aplicada para el gato hidráulico	$P$	Propio de cada viga	kg
Momento actuante	$M$	Ec.(2.43)	T-m
Distancia entre los apoyos	$L$	300	cm
Distancia a la cual se aplica la carga	$a$	100	cm
Módulo de elasticidad de la sección compuesta	$E$	2043000	kg/cm <sup>2</sup>
Inercia de la sección compuesta	$I$	Propio de cada viga	cm <sup>4</sup>

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

La ecuación para calcular las deflexiones en el modelo matemático es:

$$y = \frac{P}{2} * \frac{a}{24 * E * I} * (3 * L^2 - 4 * a^2) \quad (2.41)$$

Ya que las cargas aplicadas por el Gato Hidráulico son simétricas respecto al centro del claro, el giro izquierdo es igual al derecho, y se calcula con la expresión:

$$\theta = \frac{P}{2} * a * \frac{(L - a)}{2 * E * I} \quad (2.42)$$

El momento que provoca la acción del gato hidráulico sobre la viga se obtiene del diagrama de momentos del análisis matemático anterior y obedece a la siguiente expresión:

$$M = \frac{P * L}{6} * 10^{-5} \quad (2.43)$$

## **CAPITULO 3**

### **ENSAYOS EXPERIMENTALES**

#### **3.1 INTRODUCCIÓN**

El presente capítulo abarca la construcción, preparación y ensayo de las vigas compuestas siguiendo detalladamente las diferentes etapas de construcción y preparación previas al ensayo.

Como se ha mencionado en el capítulo 2, se han diseñado 4 modelos diferentes de vigas no compactas, todas de sección tipo I conformadas por tres placas que van soldadas, y de una longitud estándar de 3.00 metros de luz libre.

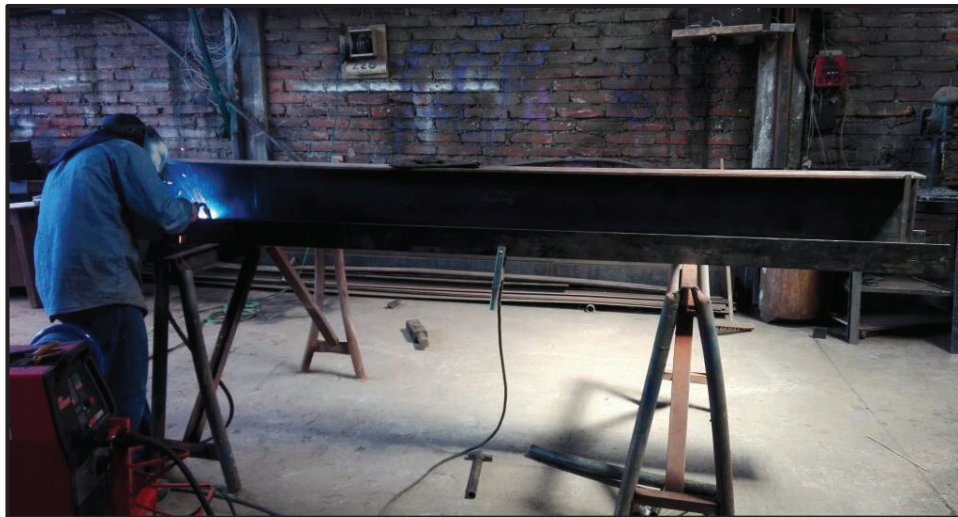
Las vigas se construyen en los exteriores del Centro de Investigación de la Vivienda para posteriormente trasladarlas al interior para realizar los ensayos.

#### **3.2 CONSTRUCCIÓN VIGAS COMPUESTAS**

##### **3.2.1 VIGAS DE ACERO**

De acuerdo a lo especificado anteriormente se construye 4 vigas de acero ASTM A 36 (American Society of Testing Materials). Para el armado de las vigas de acero se sueldan tres placas de diferentes dimensiones las cuales conforman vigas I de almas no compactas, este trabajo se realizó en un taller que cuenta con el espacio, equipos y mano de obra calificada que garantiza la calidad de las probetas.

### FOTOGRAFÍA 3.1 ARMADO DE LAS VIGAS DE ACERO



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Los conectores de corte fueron cortados, doblados y soldados al patín superior de la viga siguiendo el diseño de los mismos, El cual se especifica en el capítulo 2.

### FOTOGRAFÍA 3.2 FABRICACIÓN CONECTORES DE CORTE



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Los conectores son soldados con un ángulo de 45 grados respecto al eje longitudinal del patín superior e intercalado en sentido para evitar que se forme un plano de falla inducido.

### FOTOGRAFÍA 3.3 COLOCACIÓN DE LOS CONECTORES DE CORTE EN LA VIGA DE ACERO.



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

#### 3.2.2 FABRICACIÓN DE LOS APOYOS

Es importante visualizar el comportamiento de las vigas al momento del ensayo, ya que al ser de almas no compactas estas pueden presentar una falla debido al pandeo lateral torsional, por lo que en el taller se ha soldado en cada extremo de las vigas dos escuadras formadas por perfiles tipo L, estas trabajarán como apoyo en las vigas evitando así que esta falle por pandeo lateral torsional.

### FOTOGRAFÍA 3.4 ELABORACIÓN DE APOYOS



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo



Una de las consideraciones que se debe tener en cuenta en vigas de almas no compactas es que se necesita una suelda tipo MIG, la cual no perfora las almas de las vigas.

Una vez finalizado el proceso de construcción de las vigas en el taller, estas fueron trasladadas a los exteriores del Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional.

### 3.2.3 ENCOFRADO

Debido a que el piso donde se ubican las vigas no es uniforme se utiliza retazos de madera para nivelar las vigas previo al encofrado ya que las muestras tienen diferentes alturas, el encofrado se realiza en un solo bloque conformado por tableros y tablas triplex que se encuentran apoyados sobre pingos, estos estarán nivelados con respecto al patín superior de la viga de acero.

Para los costados de las losas se utilizan tablas de monte en las que se timbra una altura de 10 cm para establecer el peralte de la losa que servirá como guía al momento del vertido y vibrado del hormigón.

Para facilitar el desencofrado de las vigas se unta aceite quemado en la superficie de las triplex, manteniendo libre de aceite la sección de acero y así no perjudicar la adherencia entre el hormigón y la viga de acero.

### FOTOGRAFÍA 3.5 UBICACIÓN DE VIGAS EN LOS EXTERIORES DEL CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

**FOTOGRAFÍA 3.6 NIVELADO DE VIGAS**

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

**FOTOGRAFÍA 3.7 APUNTALADO Y ENCOFRADO DE LA LOSA DE HORMIGÓN**

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo



### 3.2.4 COLOCACIÓN DE LOS STRAIN GAUGES

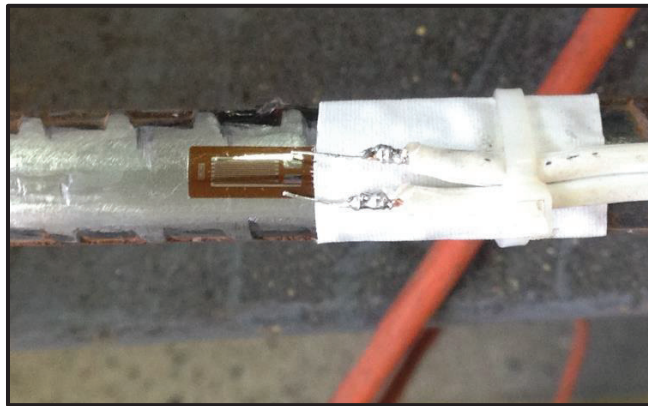
Para realizar un estudio detallado del comportamiento de la sección compuesta, se coloca estos medidores de deformaciones unitarias en sitios en los cuales se prevé se van a producir las deformaciones máximas.

#### 3.2.4.1 Preparación del acero de refuerzo

Antes de colocar el strain gauge se limará las corrugaciones de la varillas con limatones de acero, utilizando primero una de grano grueso para limar la corrugación y después con la de grano fino junto con una lija de acero se deja totalmente lisa el área donde va el strain gauge, por último para limpiar cualquier residuo de polvo u óxido se utiliza acetona neutra.

El strain gauge se ubica en la mitad de la varilla es decir a 1.5 metros, esta coincide con la varilla central del armado de refuerzo, esto se repite en cada losa, finalmente se coloca el strain gauge con pegamento Super Bonder y se exponen a la luz por 24 horas para mejorar el adhesivo para luego soldar los alambres que transmitirán la información al ordenador del laboratorio, debido a que los strain gauges están en el acero de refuerzo se los recubre con cinta aislante para evitar daños al momento del vertido del hormigón. Este proceso se repite en las varillas seleccionadas de las 4 losas

#### FOTOGRAFÍA 3.8 COLOCACIÓN DE LOS STRAIN GAUGES ACERO DE REFUERZO



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

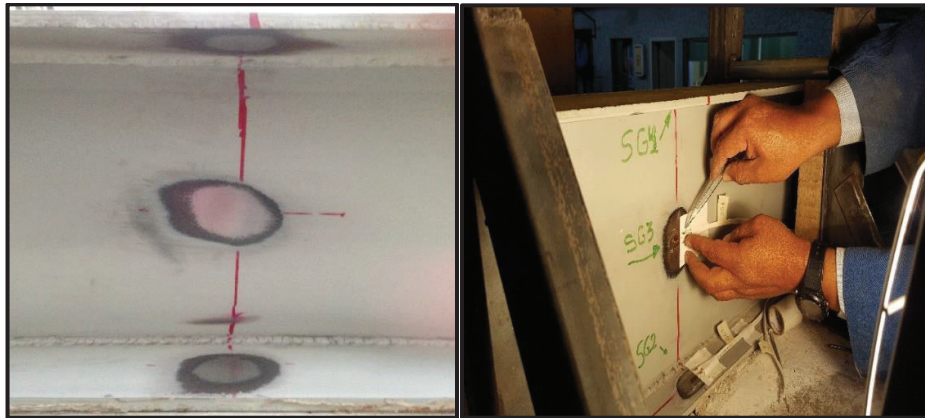
### 3.2.4.2 Preparación del acero estructural

Para la colocación de los strain gauge en los perfiles metálicos es necesario lijar la pintura anticorrosiva que estos poseen para lo cual se usará un cepillo de cerdas metálicas acopladas a un taladro.

Una vez removida la pintura de las áreas donde se colocarán los strain gauge se procede a limar con lija gruesa y fina de tal manera que quede completamente lisa como se indica en la Fotografía 3.9.

Al igual que en el acero de refuerzo estas áreas deben ser limpiadas con acetona neutra para quitar cualquier remanente de óxido y suciedad que pueda existir.

#### FOTOGRAFÍA 3.9 COLOCACIÓN DE LOS STRAING GAUGES EN EL ACERO ESTRUCTURAL



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Una vez terminado el proceso de pegado y colocado de cables en los strain gauges es necesario comprobar el funcionamiento de estos con la ayuda de un voltímetro; la lectura que debe dar es 120 ohmios que es la resistencia eléctrica que estos poseen, ver Anexo 4

Esto se hace para cada caso, es decir para el acero de refuerzo y la viga de acero.

### 3.3 ARMADO DEL REFUERZO DE LAS LOSAS

Como se expresa en el cuadro 2.28 del capítulo 2, cada viga constará de un armado de cuatro varillas de diferentes diámetros, a las cuales se les dará un recubrimiento de 5cm utilizando galletas de hormigón simple, de este mismo espesor.

Adicional al acero de refuerzo se colocará una malla electrosoldada, en este caso por ser el ensayo a momento negativo se coloca primero la malla electrosoldada y después de esta las varillas de refuerzo, para obtener un momento resistente mayor. Todas las varillas tienen una longitud de 3 metros.

#### FOTOGRAFÍA 3.10 ARMADO Y MALLA ELECTROSOLDADA EN LOSA



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

### 3.4 FUNDICIÓN Y CURADO DEL HORMIGÓN

El hormigón que se usa para las losas de las vigas se ha diseñado y fabricado en planta (Holcim), y se lo ha trasladado en un Mixer de la misma empresa, en el Anexo X se adjunta los resultados realizados a los cilindros pasados los 7, 14, 28 y 60 días desde la fundición.

El vertido del hormigón se lo realiza manualmente fundiendo una por una las losas de las vigas hasta la altura de diseño. El curado de las losas se lo realizará por inundación los 15 primeros días.

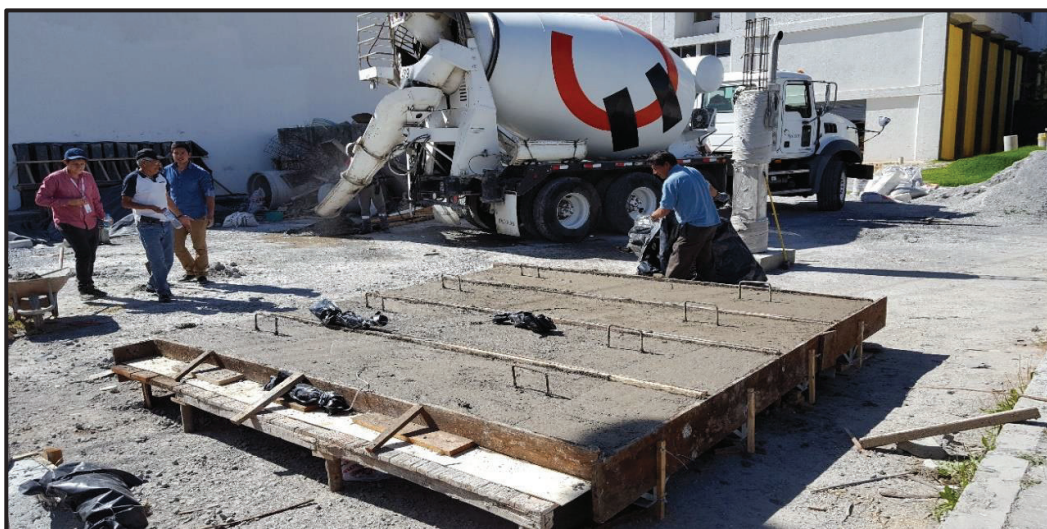


**FOTOGRAFÍA 3.11 FUNDICIÓN DE LAS LOSAS DE HORMIGÓN**

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

**FOTOGRAFÍA 3.12 FUNDICIÓN DE LAS LOSAS DE HORMIGÓN**





ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo



**FOTOGRAFÍA 3.13 CURADO DE LAS LOSAS DE HORMIGÓN**



**FOTOGRAFÍA 3.14 DESENCOFRADO DE LAS LOSAS DE HORMIGÓN**



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

### **3.5 TRANSPORTE DE LAS VIGAS**

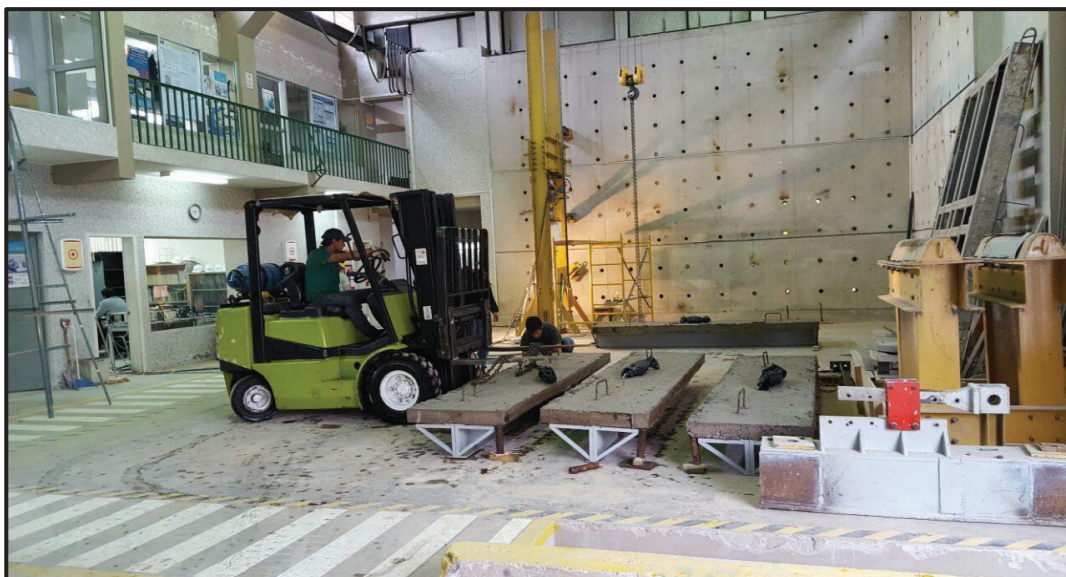
Para garantizar que el hormigón haya fraguado por completo y adquiera la resistencia de diseño, los ensayos se planearon efectuarlos 60 días después de la fundición de las losas, para lo que es necesario trasladar las vigas desde el lugar



de fundición hacia el interior del laboratorio donde se llevarán a cabo los ensayos con la ayuda de un montacarga de 1.50 toneladas de capacidad.

El proceso de izaje de las muestras se lo realizo pasando cadenas por los ganchos embebidos en el hormigón para evitar el volcamiento de las mismas.

### **FOTOGRAFÍA 3.15 TRANSPORTE DE LAS VIGAS AL CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA**



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

### 3.6 PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO

#### 3.6.1 PREPARACIÓN VIGAS

Debido a que las losas de hormigón no tiene un acabado completamente liso en la parte superior que va sobre los apoyos del marco durante el ensayo, es necesario dejarlas lo más uniforme posible, esto se realiza con la ayuda de una moladora y un disco de desbaste el cual se pasa por la superficie hasta que quede nivelada y sin ninguna imperfección.

Para apreciar mejor el lugar donde se producen las fisuras en la losa de hormigón durante el ensayo, estas se pintan de color blanco en la parte inferior y en los bordes alrededor de todo el perímetro; posterior a esto se realiza una cuadrícula de 10 cm de ancho hasta completar la totalidad de la luz de la viga.

#### **FOTOGRAFÍA 3.16 UBICACIÓN DE LA VIGA EN EL MARCO DE CARGA**



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

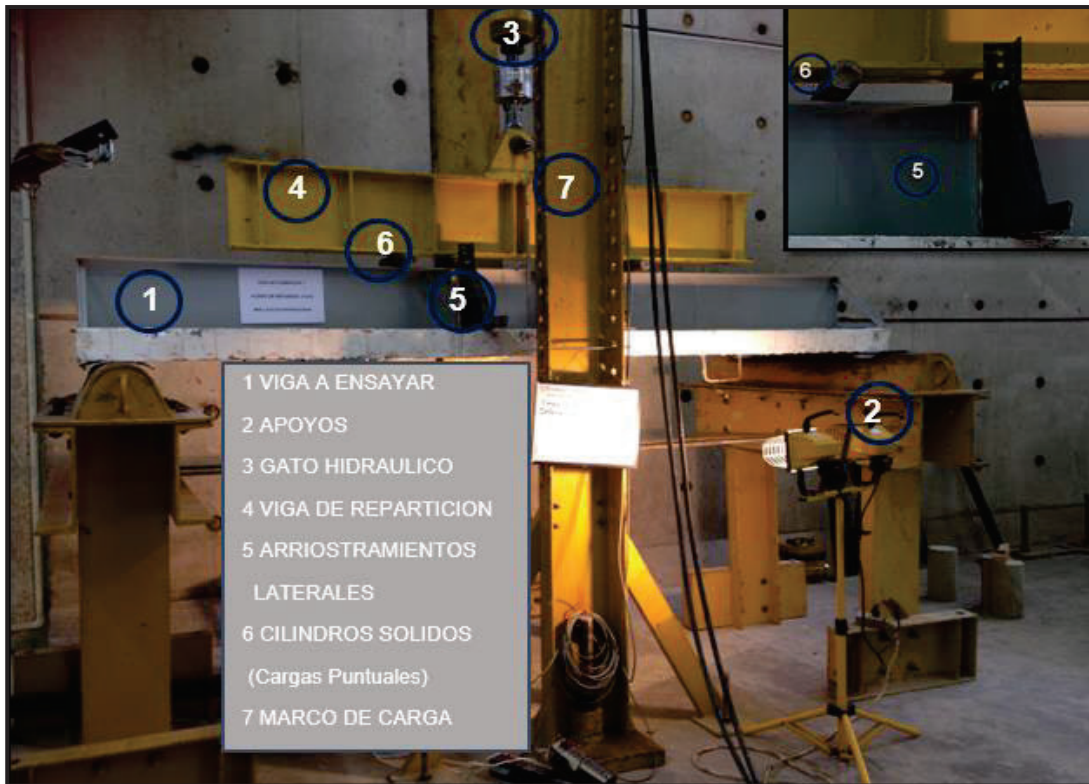
La fotografía 3.17 presenta la configuración básica para el ensayo de todas las vigas compuestas, en el cual se observa que el perfil de acero se asiente sobre la losa de hormigón, esto se logra pasando las cadenas del puente grúa por debajo de la viga hasta voltearla por completo.



### 3.6.2 EQUIPOS DE LABORATORIO

Previo al ensayo de las vigas compuestas a momento negativo, se deben preparar los equipos del laboratorio para poder realizar el ensayo, por lo que se empieza con el marco de carga, que es la estructura que soporta el gato hidráulico, este se nivela y ajusta para soportar las fuerzas que se aplican a las vigas.

#### FOTOGRAFÍA 3.17 VIGA Y EQUIPOS DE LABORATORIO



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

La altura a la cual se encuentra la viga de repartición debe ser la adecuada, lo más cercana posible a la viga metálica para evitar que esta se desvíe de su eje causando excentricidades al momento del ensayo.

Para garantizar la condición de apoyo simple planteado en el modelo matemático, se coloca una lámina metálica engrasada sobre los apoyos lo cual permite una libre rotación de las vigas.

Posterior a la adecuación del marco de carga y el gato hidráulico, se coloca la estructura que sirve de apoyo a las vigas; los apoyos se colocarán equidistantes con respecto al centro del marco de carga separados 3.00 metros entre sí, de tal manera que las vigas sobresalgan 10 cm a cada lado para brindarles mayor estabilidad, los apoyos estarán unidos mediante dos varillas roscadas que evitarán el deslizamiento de estos durante el ensayo.

La colocación de las vigas sobre las estructuras de apoyo se lo realiza con el puente grúa, que sujeta a la viga compuesta a través de una cadena metálica; y con la ayuda de un tecele hidráulico se las alinea sobre los apoyos, tal como se observa en la fotografía 3.16.

Debido a experiencias anteriores en ensayos similares, una de las consideraciones primordiales tomadas en cuenta es la colocación de escuadras formadas por perfiles metálicos tipo L, mismas que se encontrarán a los lados de las vigas y unidas a la losa de hormigón mediante pernos autorroscantes, estas a su vez se sujetarán entre sí con una varilla roscada, formando un arriostamiento rígido para la viga, tal como se muestra en la fotografía 3.17. La colocación de estas escuadras no compromete el comportamiento de la viga durante el ensayo, pues su función es impedir el desplazamiento en el plano horizontal del perfil metálico, pero dándole posibilidad de desplazarse en el plano vertical esto se logra colocando pedazos de madera entre la escuadra y el perfil metálico.

El fin de colocar estas escuadras es evitar un fallo por pandeo lateral torsional, al igual que las escuadras soldadas en los apoyos de la viga, el acoplamiento de estas se lo realiza después de que cada viga este sobre las estructuras de apoyos pues antes causaría problemas al momento de colocar las vigas en su lugar.

Además de las escuadras se decide colocar cuatro perfiles metálicos tipo L 60x60x5 mm entre los patines de cada viga en los puntos de aplicación de las cargas a ambos lados del perfil metálico, su colocación ayuda a que durante el ensayo el patín sometido a compresión no sufra aplastamiento. Esto se lo realiza para los ensayos de las vigas 2, 3 y 4.

### FOTOGRAFÍA 3.18 STRAIN GAUGES EN LA VIGA DE ACERO



Una vez preparados los equipos de laboratorio se sueldan los cables a los strain gauges de la viga metálica, y, se acopla el transductor de desplazamiento lineal (LVDT) el cual medirá la deformación vertical de la viga compuesta en el centro de la luz, y así obtener la gráfica carga vs deformación para analizar el comportamiento de la viga durante el ensayo.

Antes de comenzar con el ensayo se enceran y calibran todos los instrumentos de medición que están conectados al ordenador.

### 3.7 TOMA DE MUESTRAS DE CILINDROS

Previo al hormigonado de la losa se realiza la prueba del cono de abrahams, el cual consta de verter tres capas de hormigón, que se las golpea 25 veces con una varilla de 12 milímetros de diámetro lisa hasta llenarlo completamente; una vez lleno el cono se levanta el mismo liberando el hormigón, se da la vuelta al cono y desde su parte superior se coloca la varilla como referencia para poder realizar la medida del asentamiento que posee el hormigón.

La prueba realizada da un asentamiento de 11 centímetros, lo cual se considera adecuado para la fundición.

**FOTOGRAFÍA 3.19 PRUEBA DEL CONO DE ABRAHAMS**

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Se mide la resistencia a la compresión para garantizar que el hormigón cumpla con los requerimientos del diseño, para lo cual se toma siete cilindros los cuales se ensayan a los 7, 14, 28 y 50 días. Las dimensiones de las probetas son 30 centímetros de altura y 15 centímetros de radio estándar para este tipo de ensayo.

El proceso a seguir es verter tres capas de hormigón compactada cada una con 25 golpes, y después de cada capa dar golpes con el martillo de goma para dar una correcta distribución a los agregados, las muestras se enrasan y se dejan fraguar para al día siguiente curarlas mediante inundación hasta el tiempo de ensayo de cada uno.

**FOTOGRAFÍA 3.20 PREPARACIÓN DE CILINDROS**

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

### FOTOGRAFÍA 3.21 CURADO DE CILINDROS



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

#### 3.7.1 ENSAYO A COMPRESIÓN DE LOS CILINDROS DE HORMIGÓN

Los ensayos a compresión de los cilindros a los 28 días de edad dan una resistencia menor a los 210 kg/cm<sup>2</sup>, resistencia de diseño, por lo que se decide realizar el ensayo de los 2 últimos cilindros a los 60 días de edad, el resultado de todos los ensayos a compresión realizados en el laboratorio de ensayo de materiales, mecánica de suelos y rocas (LEMSUR), se encuentra en el anexo 2.

### FOTOGRAFÍA 3.22 ENSAYO A COMPRESIÓN DE LOS CILINDROS DE HORMIGÓN



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo



### 3.7.2 ENSAYO DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN

Para poder determinar el módulo elástico real del hormigón se coloca un strain gauge en la mitad del cilindro como se indica en la Fotografía 3.23. Se realizan tres intervalos de carga al cilindro con la finalidad de medir la pendiente de la gráfica esfuerzo vs deformación, por lo que previo al ensayo de módulos se realiza una compresión simple para poder observar el límite de resistencia a compresión que posee el hormigón y poder repartir mejor los ciclos de carga.

#### FOTOGRAFÍA 3.23 PREPARACIÓN DEL CILINDRO DE HORMIGÓN



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

#### FOTOGRAFÍA 3.24 ENSAYO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Los resultados de la prueba de módulos se la puede observar en el anexo 3.

## CAPITULO 4

### RESULTADOS

#### 4.1 INTRODUCCIÓN

El ensayo consiste en aplicar dos cargas puntuales a los tercios de la luz libre de la viga compuesta; se escoge este método de ensayo para que en el centro de la luz, donde se prevé que existen las deformaciones máximas, no se vea afectado por el cortante y se encuentre sometida a flexión pura, tal como se observa en el diagrama del análisis matemático del capítulo 2.

Para simular el ensayo a momento negativo se invirtieron las vigas de manera que la losa de hormigón descansa sobre los apoyos del marco de carga y la viga de acero sobre la losa. Para todos los ensayos se utiliza el LVDT que mide las deformaciones verticales de la viga compuesta en el centro de la luz.

Para el ensayo de cada muestra se realiza un proceso de carga y descarga, el ciclo aumenta 1.5 toneladas en cada carga hasta la mitad de la carga máxima de cada viga; alcanzado este valor se lo descarga completamente para cargarlo nuevamente hasta llevar a la viga a la falla. Este método de ensayo se escogió con el fin de probar la viga después de que tenga un historial de carga.

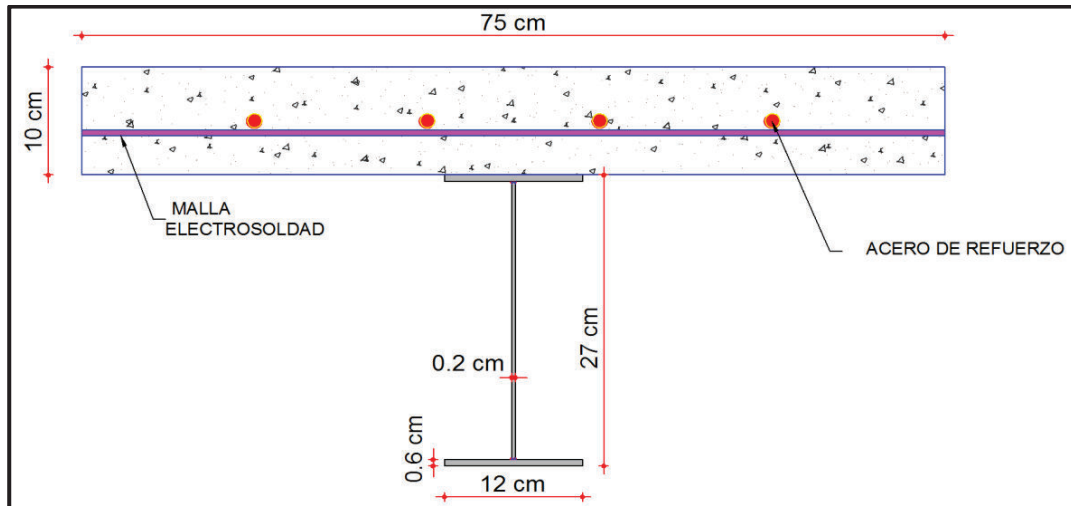
#### 4.2 ENSAYO 1. VIGA COMPUESTA NO COMPACTA

##### 4.2.1 DESCRIPCIÓN DE LA VIGA COMPUESTA I 258 x 2 x 120 x 6

- Losa= 210 kg/cm<sup>2</sup>.
- Refuerzo= 4 varillas de 12 milímetros de  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>. Malla electrosoldada de 5 milímetros de diámetro espaciada 10 centímetros de  $f_y=5000$  kg/cm<sup>2</sup>.
- Viga de acero estructural de  $f_y=2530$  kg/cm<sup>2</sup>.
- Momento plástico de la viga metálica (MI)=5.49 Tm.
- Conectores de Corte tipo arco. 14 Ø10 @ 24 cm

- Momento plástico teórico( $M_p$ )= 7.55 T-m
- Carga plástica teórica( $P_p$ )=15.10 T

#### IMAGEN 4.1 GEOMETRÍA SECCIÓN COMPUESTA TRANSVERSAL VIGA NO COMPACTA 1



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

#### 4.2.2 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA COMPUESTA I 258 x 2 x 120 x 6

En el ensayo 1, la viga fue sometida a cuatro ciclos de carga y descarga, siendo 7.99 Ton el valor máximo del último ciclo aplicado, alcanzado este valor se descarga la viga para posteriormente cargarla hasta la falla.

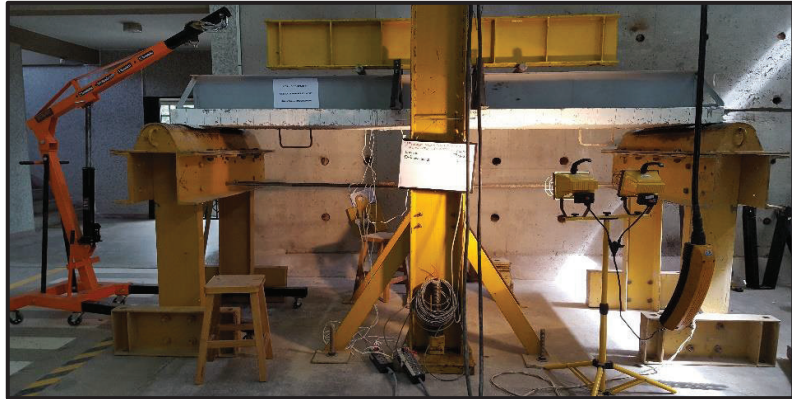
Durante el ensayo se produjo el aplastamiento del patín sometido a compresión acompañado del aplastamiento del alma a una carga de 7.99 Ton, provocando descargas debido a que el gato hidráulico sufre acomodados; posterior a esto la viga continua soportando carga hasta llegar a su valor máximo de 9.36 Ton.

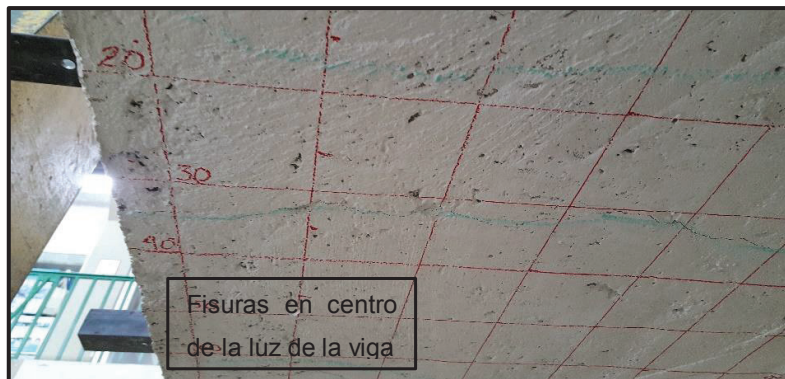
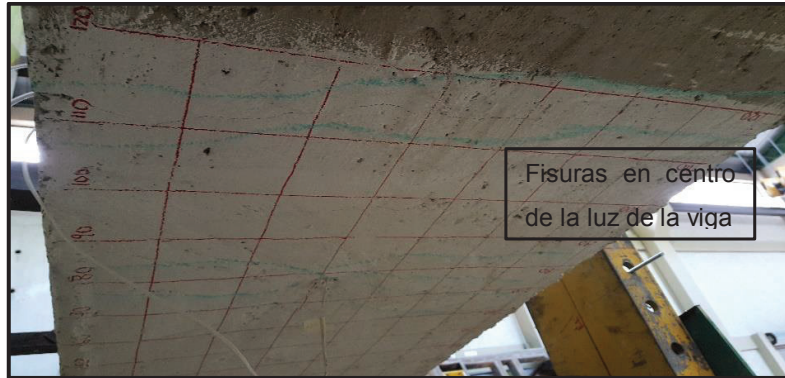
Las primeras fisuras en aparecer en el hormigón son las fallas de flexión a una carga de 3.66 Ton, estas se presentan alrededor del centro de la luz de la viga a medida que incrementa la carga estas grietas aumentan en número, longitud y en abertura.



Debido a los esfuerzos cortantes que se generan al aplicar las cargas en el elemento compuesto, se observa que aparecen fisuras en el hormigón a  $45^\circ$  cerca de los apoyos. Las fisuras no llegan a tener un gran agrietamiento debido a que se detuvo el ensayo al no obtener la gráfica carga versus deformación que se esperaba.

#### FOTOGRAFÍA 4.1 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 1









ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

#### 4.2.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA VIGA I 258 x 2 x 120 x 6

##### ➤ Corte VS Deformación

De la gráfica corte vs deformación se observa que la sección no llega hasta la carga de plastificación total, puesto que la capacidad de carga real es de 9.36 Ton y la capacidad de carga teórica es de 15.10 Ton.

##### ➤ Deformaciones Reales y Teóricas en el rango elástico

#### CUADRO 4.1 DEFORMACIÓN REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 1

CARGA	$\delta$ REAL	$\delta$ TEORICA
kg	Mm	mm
598,73	0,50	0,48
1622,37	1,39	1,31
2286,28	2,09	1,85
3102,29	3,52	2,51
3590,05	4,33	2,91

**CUADRO 4.1 CONTINUACIÓN**

<b>CARGA</b>	<b>δ REAL</b>	<b>δ TEORICA</b>
<b>kg</b>	<b>Mm</b>	<b>mm</b>
4579,9 1	5,66	3,71
5070,14	6,35	4,11
6035,88	7,69	4,89
7662,96	10,24	6,21

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Las deformaciones teóricas son menores que las deformaciones reales, debido a que la inercia efectiva en el ensayo es menor que la inercia teórica de la sección compuesta esto se da porque existen pequeños corrimientos entre el hormigón y la viga de acero.

La deformación máxima real que se presenta en el ensayo es de 4.06 cm.

➤ *Curva Momento vs Deformación Ensayo 1*

De la gráfica Momento vs Deformación se observa que la viga compuesta no alcanza su capacidad plástica teórica, y, tampoco la capacidad de la viga sola debido a que las cargas concentradas a los tercios de la luz producen el aplastamiento del patín y del alma por lo que el ensayo se detiene a las 9.36 Ton de carga, a pesar que la viga aparentemente aún tiene capacidad de carga no podría llegar a la plastificación debido a que se produjo pandeo en el patín y en el alma.

➤ *Curva Momento vs Curvatura Ensayo 1*

De la gráfica Momento vs Curvatura se determina que la viga no compacta 1 tiene un comportamiento elástico hasta un momento de 3.67 Ton-m menor al momento elástico teórico de la sección compuesta que es de 6.04 Ton-m, después de este, se produce pandeo local del patín a compresión y del alma.

Para justificar el valor de momento elástico obtenido gráficamente a partir del cambio de pendiente de las curvas de momento, se realiza el cálculo con la distribución de esfuerzos obtenidos experimentalmente de los strain gauges

correspondientes a la carga que genera dicho momento, la ecuación se obtiene en base a la resistencia de materiales el cálculo se realiza con la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned}
 M_y = & \frac{2}{3} [d * t_w * \sigma_1 * (d - t_f)] + \left[ b_f * t_f * \left( d - \frac{t_f}{2} \right) * \sigma_2 \right] \\
 & + \left[ (h_w - (d - t_f)) * t_w * \frac{2}{3} * (h_w - (d - t_f)) * \sigma_3 \right] \\
 & + \left[ b_f * t_f * \left( h_w - d + \frac{3}{2} * t_f \right) * \sigma_4 \right] \\
 & + [A_r * (h_w - d + 2 * t_f + h_v) * \sigma_5]
 \end{aligned} \tag{4.1}$$

$$\begin{aligned}
 M_y = & (2.08 * 6.53 * 2530) + (7.20 * 10.10 * 2520) + (3.20 * 10.67 * 1600) \\
 & + (7.20 * 16.30 * 760) + (4.52 * 21.6 * 0)
 \end{aligned}$$

$$M_y = 3.62 T - m$$

$$M_y = 3.62 T - m \approx 3.67 T - m$$

El valor obtenido aplicando la fórmula es muy parecido al valor experimental por lo que se deduce que el valor de momento elástico es el correcto.

➤ *Curva Momento vs Giro Ensayo 1*

De la gráfica Momento vs Giro se determina la ductilidad de la viga utilizando la ecuación 4.2, la cual divide el valor del giro último para el giro en la fluencia, dando como resultado:

$$Ductilidad = \frac{\theta_{ULTIMO}}{\theta_{FLUENCIA}} \tag{4.2}$$

$$Ductilidad = \frac{0.0420}{0.0106}$$

$$Ductilidad = 4.00 \approx \text{MEDIANAMENTE DUCTIL}$$

Se determina que la viga tiene una ductilidad de 4.00 por lo que expresado en el Capítulo 1 Sección 1.6, la viga es medianamente dúctil.

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

De la gráfica Módulo de Rigidez vs Relación de capacidad se observa que existe cambios de pendiente que decrecen durante los ciclos de carga y descarga hasta alcanzar un valor aproximado de 6.5 Ton, después de este el módulo de rigidez permanece prácticamente constante hasta 7.6 Ton aproximadamente, a medida que aumenta la carga y al presentarse el pandeo local del patín a compresión y del alma, la pendiente de la curva decrece bruscamente.

También se determina que el módulo de rigidez disminuye conforme va aumentando la carga, esto produce un incremento en las deflexiones de la viga.

➤ *Distribución de esfuerzos en sección transversal ensayo 2*

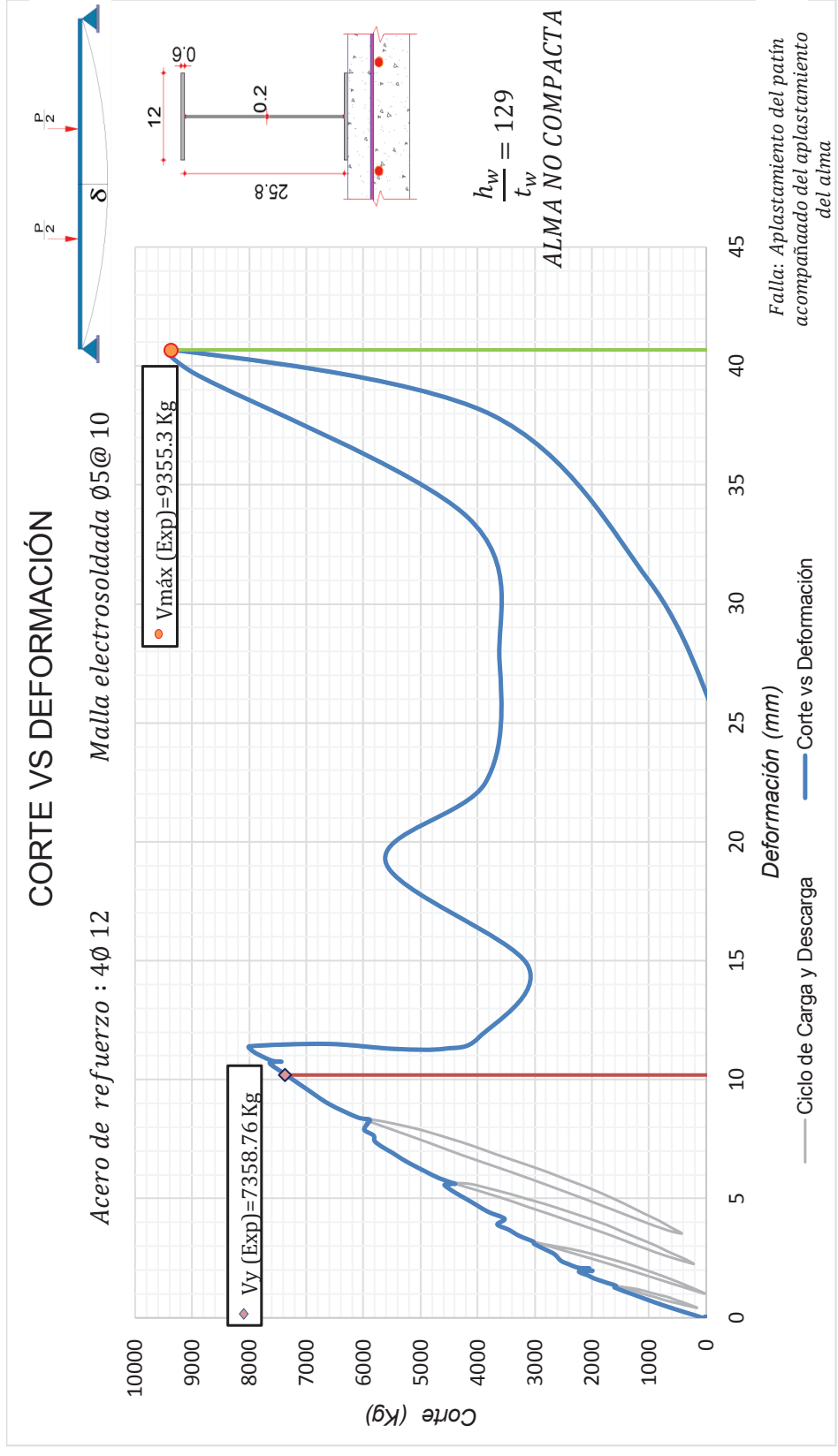
En la imagen 4.8 cada línea representa una distribución de esfuerzos para cada estado de carga; en el análisis de la curva de esfuerzos no se toma en cuenta la lectura del SG1 correspondiente al acero de refuerzo, debido a que previo al ensayo este arroja datos incoherentes, por lo que no se puede apreciar la colaboración de este en la sección compuesta.

Los esfuerzos que se presentan en el punto donde estaba ubicado el SG4 durante las cargas correspondientes a 1.61 Ton y 3.01 Ton sufren un incremento considerable, causando que el eje neutro elástico se acerque a la losa debido a que los esfuerzos en compresión son mayores que los de tracción.

Para 4.58 Ton y 5.98 Ton el incremento que se da en los esfuerzo de compresión y tracción son relativamente constantes causando que el eje neutro baje alejándose de la losa de hormigón.

En el ensayo se observa que las fibras del patín sometido a compresión llegaron a deformarse alcanzando el esfuerzo de fluencia generando el pandeo local del patín y del alma, por lo que se corrobora que los valores arrojados por el SG4 al aplicar la carga máxima no son erróneos en su totalidad ya que estos sobrepasan el límite de lectura que poseen los Strain Gauges. A pesar que las fibras del patín a compresión y parte del alma fluyen, la sección compuesta no alcanza a plastificar.

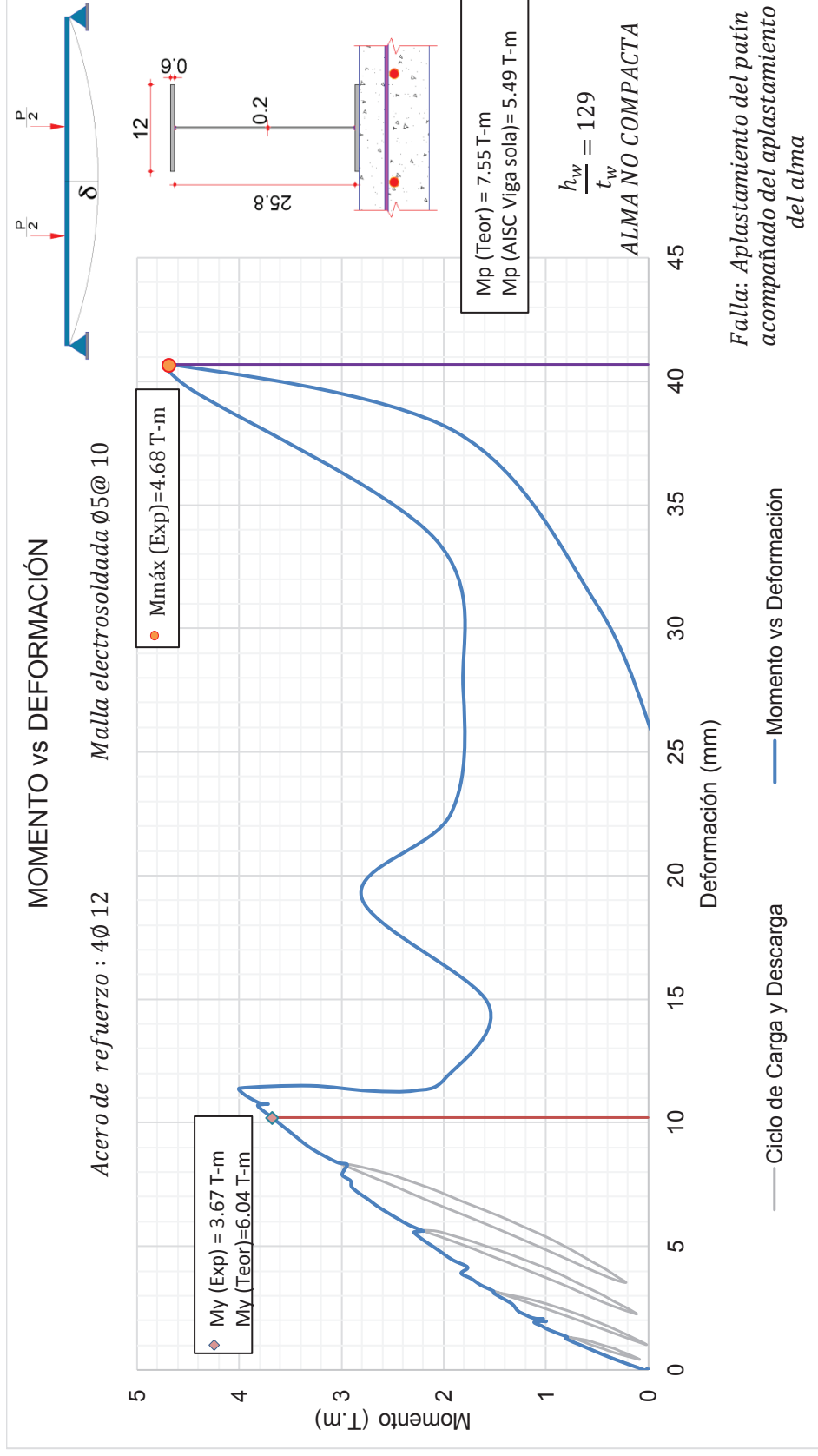
IMAGEN 4.2 CURVA CORTE VS DEFORMACION VERTICAL ENSAYO 1



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

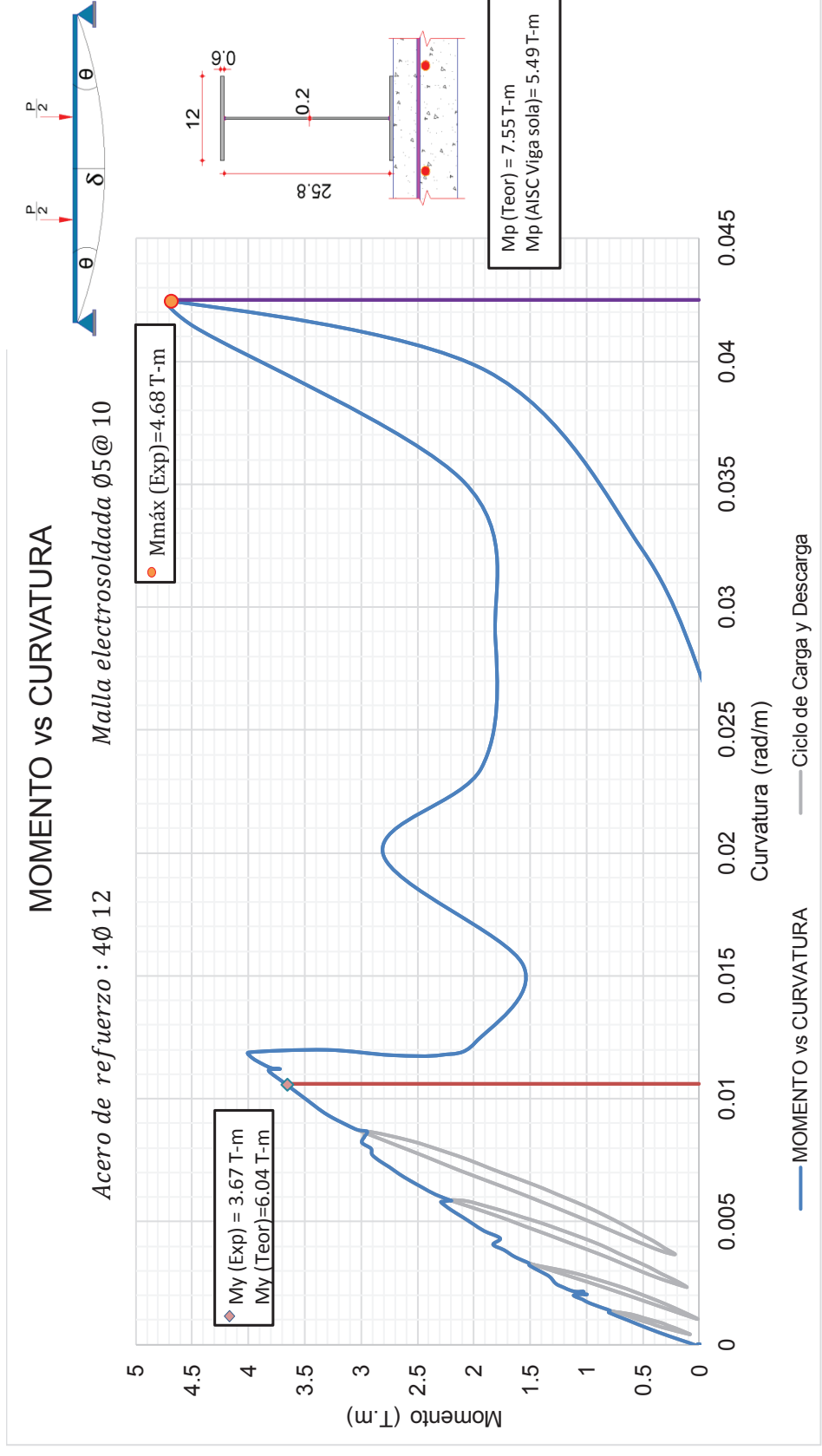


IMAGEN 4.3 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN ENSAYO 1



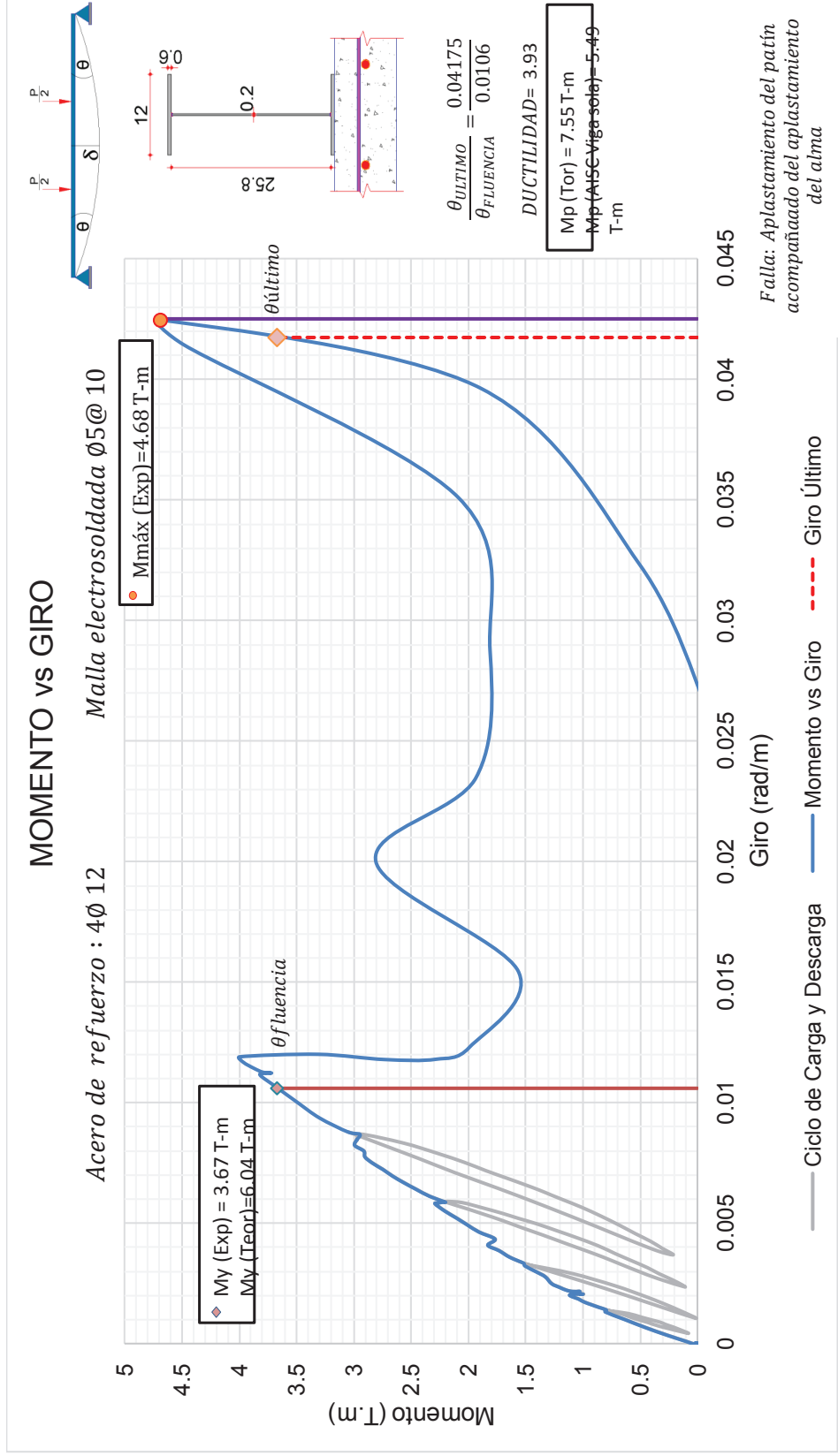
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.4 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 1



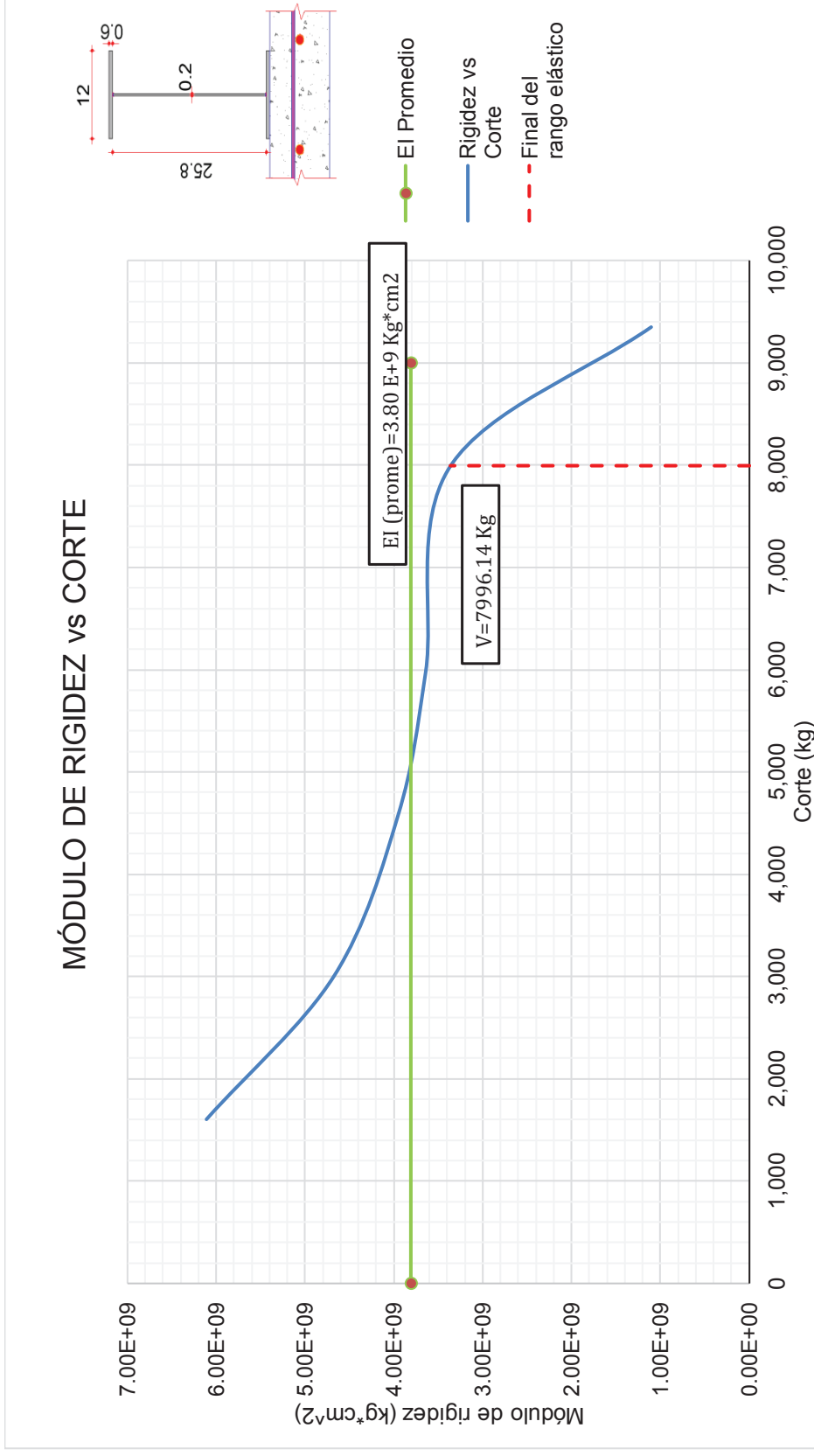
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.5 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 1



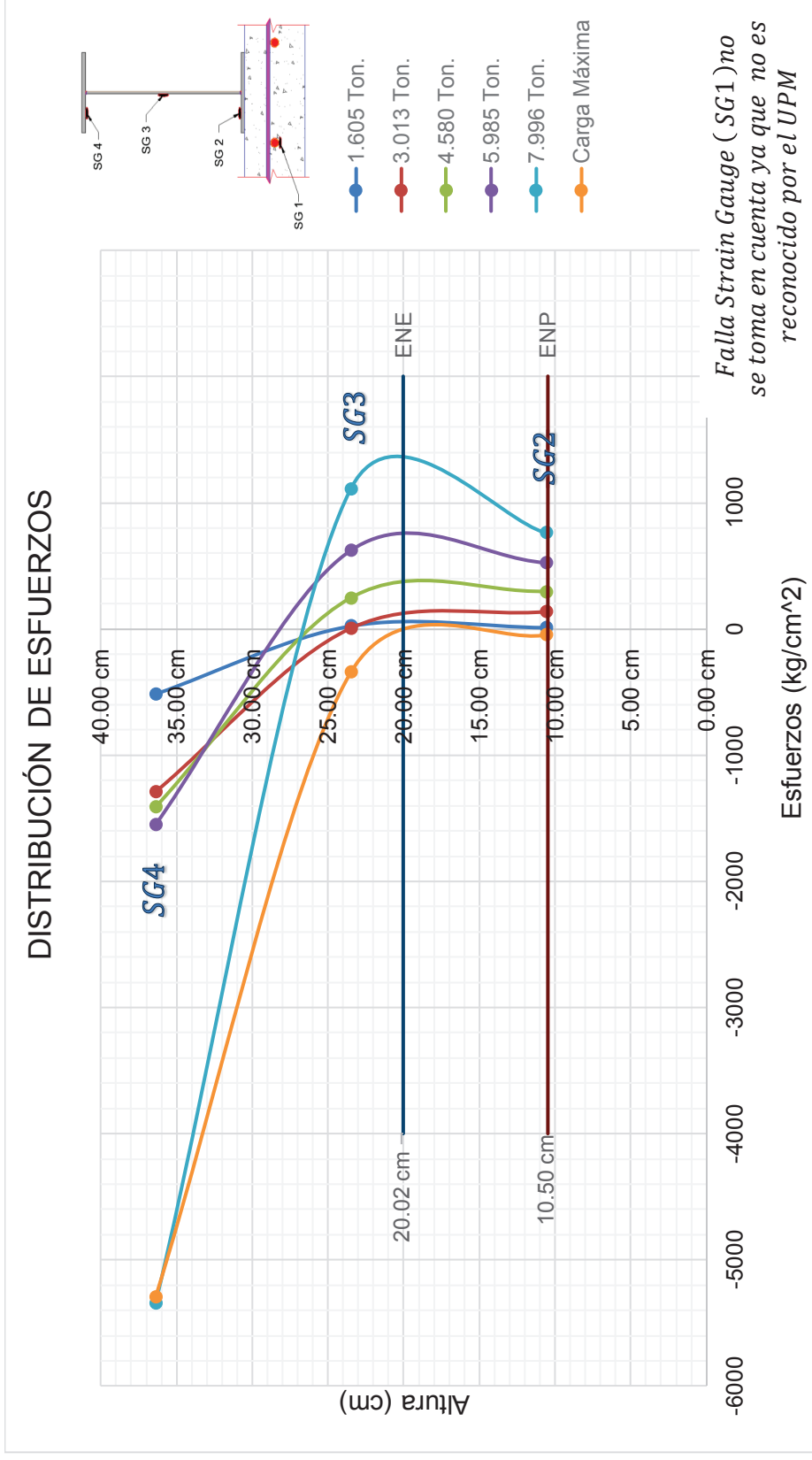
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.6 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS CORTE ENSAYO 1



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.7 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 1



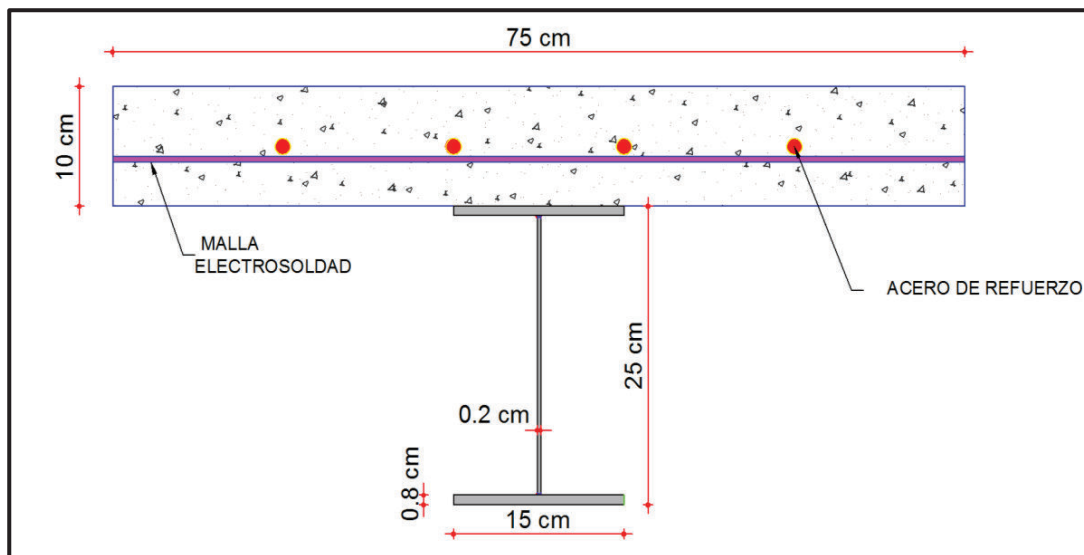
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

### 4.3 ENSAYO 2. VIGA COMPUESTA NO COMPACTA

#### 4.3.1 DESCRIPCIÓN DE LA VIGA COMPUESTA I 234 x 2 x 150 x 8

- Losa= 210 kg/cm<sup>2</sup>.
- Refuerzo= 4 varillas de 12 milímetros de  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>. Malla electrosoldada de 5 milímetros de diámetro espaciada 10 centímetros de  $f_y=5000$  kg/cm<sup>2</sup>.
- Viga de acero estructural de  $f_y=2530$  kg/cm<sup>2</sup>.
- Momento plástico de la viga metálica ( $M_I$ )= 7.95 T-m.
- Conectores de Corte tipo arco. 14 Ø10 @ 24 cm
- Momento plástico teórico viga compuesta ( $M_p$ )= 9.83 T-m
- Carga plástica teórica( $P_p$ )= 19.66 T

#### IMAGEN 4.8 GEOMETRÍA SECCIÓN COMPUESTA TRANSVERSAL VIGA NO COMPACTA 2



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

#### 4.3.2 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA I 234 x 2 x 150 x 8

Debido a que en el ensayo uno se presentó el aplastamiento del patín y del alma, se decide colocar en el sitio donde están aplicadas las cargas puntuales 4 ángulos de 60 x 60 x 5 mm entre los patines de la viga y una placa debajo de cada cilindro

encargado de simular las dos cargas puntuales, para mejorar la transferencia de fuerzas que ejerce el gato hidráulico a la viga compuesta.

La viga 2 fue sometida a dos ensayos debido a que en el primero no se puede medir con certeza la ductilidad que posee, además que uno de los arriostramientos se desprende de la losa y no se lograría un buen resultado durante el ensayo. En el segundo ensayo se corrigen los errores del experimento anterior y se colocan 4 ángulos extras en el lugar donde se localizan las deformaciones del alma, esto permite obtener una gráfica de la cual se puede medir la ductilidad y ver la capacidad real de la viga.

En el primer ensayo de la viga 2, esta fue sometida a cinco ciclos de carga y descarga, siendo 5.63 Ton el valor máximo del último ciclo aplicado, alcanzado este valor se descarga la viga para posteriormente cargarla hasta la falla.

La viga resiste una carga máxima de 14.14 Ton, menor a la carga de plastificación teórica de 19.66 Ton esto se da ya que en el diseño de vigas compuestas a momento negativo se considera la sección de acero como compacta lo que en realidad no se da, pero se ha utilizado con el fin de predecir un comportamiento aproximado de estas vigas.

Las primeras fisuras en aparecer en el hormigón son las fallas de flexión a una carga de 3.97 Ton, estas se presentan en el centro de la luz de la viga, a medida que incrementa la carga estas 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 que se generan al aplicar las cargas en el elemento compuesto.

En el segundo la viga se somete a un solo ciclo de carga, después de este se lleva a la viga hasta la falla total.

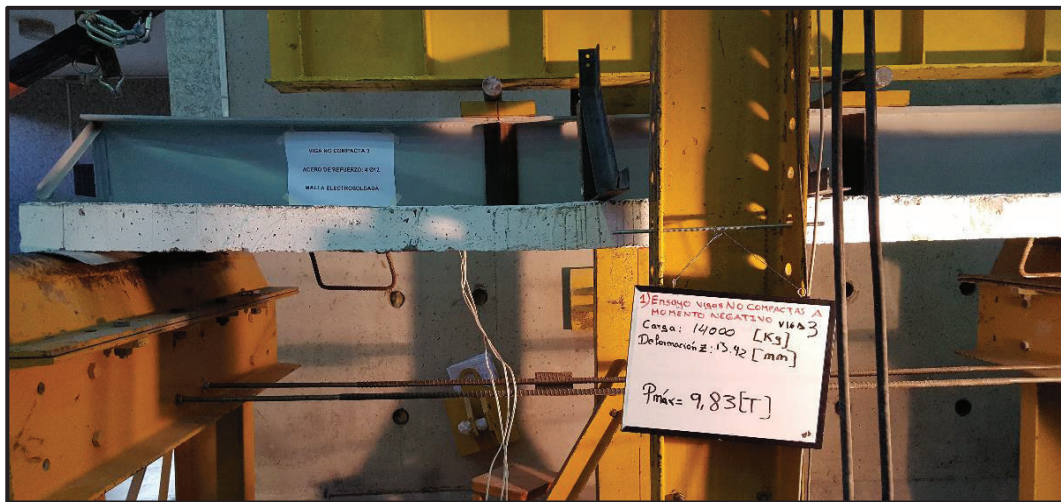
La máxima fisura en el hormigón se da en el segundo ensayo la cual se encuentra ubicada cerca del sitio de aplicación de la carga, junto al punto donde se forma la rótula plástica, debido a que aquí están localizados los esfuerzos máximos logrando

que el acero de refuerzo fluya sin ejercer ninguna resistencia a que la grieta siga aumentando.

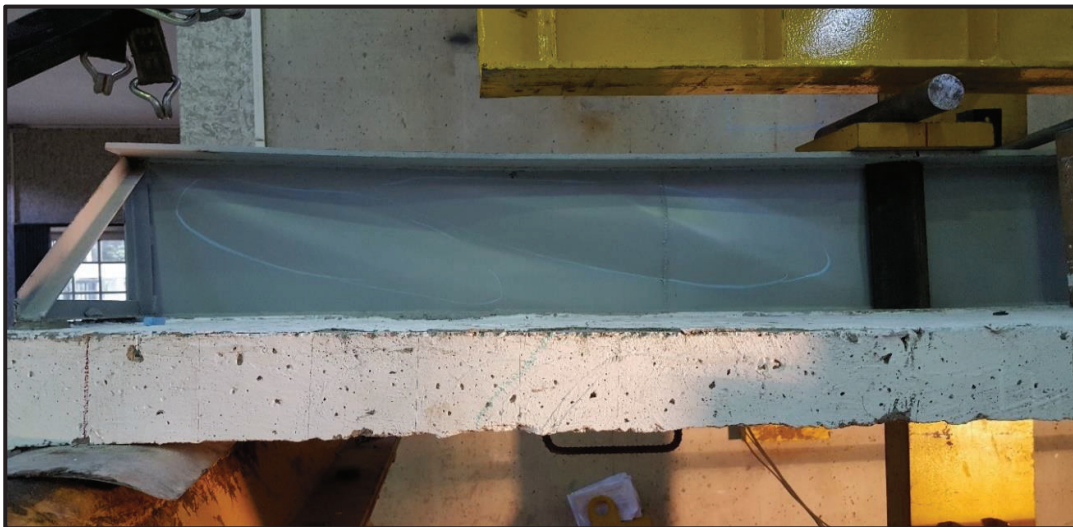
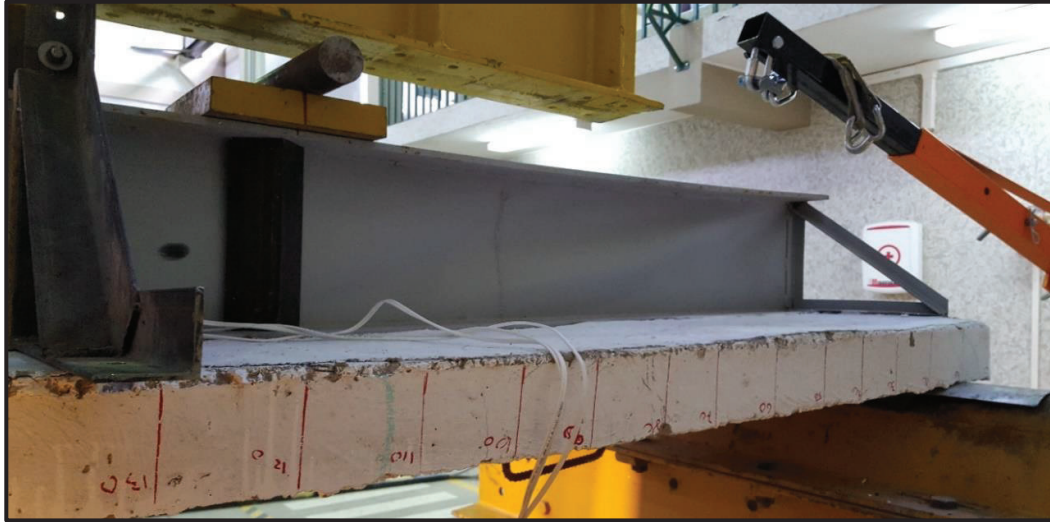
#### FOTOGRAFÍA 4.2 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 2

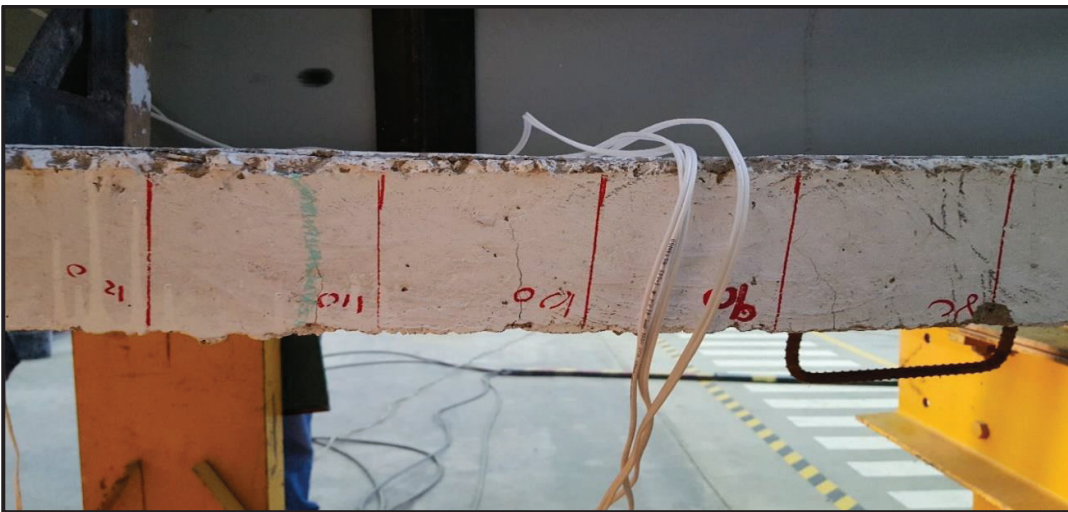












ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo



FOTOGRAFÍA 4.3 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 2.1 REPETICIÓN











ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

#### 4.3.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA VIGA I 234 x 2 x 150 x 8

##### ➤ *Corte VS Deformación Ensayo 2*

Se presentan dos graficas correspondientes al primer y al segundo ensayo, la carga máxima que soporta la viga durante el primero es de 14.14 Ton, mientras que la carga máxima que soporta la viga durante el segundo es de 16.10 Ton, donde se acentúan las arrugas a 45° cerca de los apoyos en el alma en el primer ensayo. La

aparición de estas arrugas se debe a que al ser una viga con alma no compacta esta es propensa a presentar fallas por esfuerzos cortantes.

➤ *Deformaciones Reales y Teóricas Ensayo 2*

**CUADRO 4.2 DEFORMACIÓN REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 2**

CARGA	$\delta$ REAL	$\delta$ TEORICA
kg	mm	mm
431.94	-0.04	0.21
1631.23	0.73	0.78
1739.70	0.78	0.83
3001.64	1.67	1.43
3431.38	1.97	1.63
4572.77	2.90	2.18
5031.25	3.32	2.40
5598.32	3.89	2.67
6020.61	4.20	2.87
6570.47	4.70	3.13
7511.52	5.63	3.58

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Las deformaciones reales presentadas en los dos ensayos son mayores a la deformación teórica, ya que en el experimento se presentan pequeños corrimientos entre el hormigón y el acero causando que la inercia real sea menor que la inercia transformada.

Las deformaciones reales máximas en el primer y segundo ensayo son de 2.24 cm y 5.47 cm respectivamente.

➤ *Curva Momento vs Deformación Ensayo 2*

En el primer ensayo de la viga 2 la viga compuesta no alcanza su momento plástico teórico de 9.83 Ton-m, pero alcanza un momento último de 5.34 Ton-m para posteriormente y debido al endurecimiento por deformación alcanzar un momento máximo de 7.07 Ton-m, cercano al momento resistente que posee la viga actuando sola.

En el segundo ensayo de la viga 2 el momento último que se presenta tiene un valor de 7.05 Ton-m siendo mayor al del primer ensayo, esto debido a la colocación de cuatro ángulos adicionales en las zonas que presentaron arrugas a 45° durante el primero, y también aumentando el valor del momento máximo alcanzado que es de 8.05 Ton-m, representando el 82% de la capacidad de diseño.

➤ *Curva Momento vs Curvatura Ensayo 2*

De la gráfica Momento vs Curvatura se determina que la viga no compacta en los dos ensayos tiene un comportamiento lineal hasta los valores de 5.08 Ton-m y 6.39 Ton-m después de los cuales la gráfica presenta un cambio de pendiente, hasta un momento último de 5.34 Ton-m y 7.05 Ton-m respectivamente después del cuál la curva se deforma sin aumentar carga, hasta un punto donde por efecto del endurecimiento por deformación se presenta el momento máximo en ambos casos de 7.07 Ton-m y 8.05 Ton-m después de los cuales la sección absorbe deformación pero no carga.

Para justificar los valores de momento elástico y último obtenidos gráficamente en la curva, se realiza el cálculo tomando en cuenta la distribución de esfuerzos obtenidos de los strain gauge en los puntos de interés y la distancia al eje neutro desde el borde extremo del patín sometido a compresión.

Ensayo 1

$$\begin{aligned}
 My = & \frac{2}{3} [d * t_w * \sigma_1 * (d - t_f)] + \left[ b_f * t_f * \left( d - \frac{t_f}{2} \right) * \sigma_2 \right] \\
 & + \left[ (h_w - (d - t_f)) * t_w * \frac{2}{3} * (h_w - (d - t_f)) * \sigma_3 \right] \\
 & + \left[ b_f * t_f * \left( h_w - d + \frac{3}{2} * t_f \right) * \sigma_4 \right] \\
 & + \left[ A_r * (h_w - d + 2 * t_f + h_v) * \sigma_5 \right]
 \end{aligned} \tag{4.1}$$



$$M_y = (3.20 * 10.13 * 870) + (12.00 * 15.60 * 1050) + (1.64 * 5.47 * 470) \\ + (12.00 * 8.60 * 600) + (4.52 * 14.00 * 780)$$

$$M_y = 3.40 T - m$$

$$M_y = 3.40 T - m < 5.08 T - m$$

$$M_u = (3.00 * 9.47 * 900) + (12.00 * 14.60 * 1200) + (1.84 * 6.13 * 700) \\ + (12.00 * 9.60 * 830) + (4.52 * 15.00 * 980)$$

$$M_u = 4.06 T - m$$

$$M_u = 4.06 T - m < 5.34 T - m$$

## Ensayo 2

$$M_y = \frac{2}{3} [d * t_w * \sigma_1 * (d - t_f)] + \left[ b_f * t_f * \left( d - \frac{t_f}{2} \right) * \sigma_2 \right] \\ + \left[ (h_w - (d - t_f)) * t_w * \frac{2}{3} * (h_w - (d - t_f)) * \sigma_3 \right] \\ + \left[ b_f * t_f * \left( h_w - d + \frac{3}{2} * t_f \right) * \sigma_4 \right] \\ + [A_r * (h_w - d + 2 * t_f + h_v) * \sigma_5] \quad (4.1)$$

$$M_y = (3.16 * 10.00 * 950) + (12.00 * 15.40 * 1210) + (1.68 * 560 * 600) \\ + (12.00 * 8.80 * 850) + (4.52 * 14.20 * 880)$$

$$M_y = 4.06 T - m$$

$$M_y = 4.06 T - m < 6.39 T - m$$

$$M_u = (3.10 * 9.80 * 1150) + (12.00 * 15.10 * 1400) + (1.74 * 5.80 * 950) \\ + (12.00 * 9.10 * 1090) + (4.52 * 14.50 * 1050)$$

$$M_u = 4.86 T - m$$

$$M_u = 4.86 T - m < 7.05 T - m$$

Aunque gráficamente en ambos ensayos se pueda observar el final del rango elástico, debido al funcionamiento de los strain gauge los valores de esfuerzo en esos puntos no son los que corresponden a la realidad.

➤ *Curva Momento vs Giro Ensayo 2*

De la gráfica Momento vs Giro perteneciente al segundo ensayo de la viga 2 se determina la ductilidad de la viga utilizando la ecuación 4.2, la cual divide el valor del giro último para el giro en la fluencia, dando como resultado:

$$Ductilidad = \frac{0.0529}{0.0109}$$

$$Ductilidad = 4.81 \approx \text{MEDIANAMENTE DUCTIL}$$

Se determina que la viga tiene una ductilidad de 4.81 por lo que expresado en el Capítulo 1 Sección 1.6, la viga es medianamente dúctil.

➤ *Curva Módulo de Rigidez vs Relación de Capacidad (% M/Mu) Ensayo 2*

De la gráfica Módulo de Rigidez vs Relación de Capacidad se observa que la rigidez de la viga compuesta en los dos ensayos disminuye conforme va aumentando la carga. La inercia real es menor que la inercia teórica, es por esto que los códigos

de diseño proponen una inercia efectiva del orden del 15 al 30% menor que la inercia transformada.<sup>22</sup>

En el primer ensayo de la viga 2 se observa al inicio de la curva una disminución rápida de la pendiente debido a las grietas presentadas en el hormigón, estas reducen la rigidez del mismo, posterior a esto la curva presenta un cambio a una pendiente menos pronunciada, debido a que, la variación de la inercia en un material dúctil como el acero conlleva más tiempo a comparación de un material frágil como el concreto. El módulo de rigidez en el segundo ensayo tiene el mismo comportamiento de disminuir conforme aumenta la carga, a su vez este ensayo empieza con una rigidez menor, ya que en el alma existen las arrugas a 45° provocadas durante el primer ensayo.

➤ *Distribución de esfuerzos en sección transversal Ensayo 2*

El análisis se realiza con la distribución de esfuerzos del segundo ensayo ya que en este la viga posee su máxima capacidad además que se puede deducir su ductilidad.

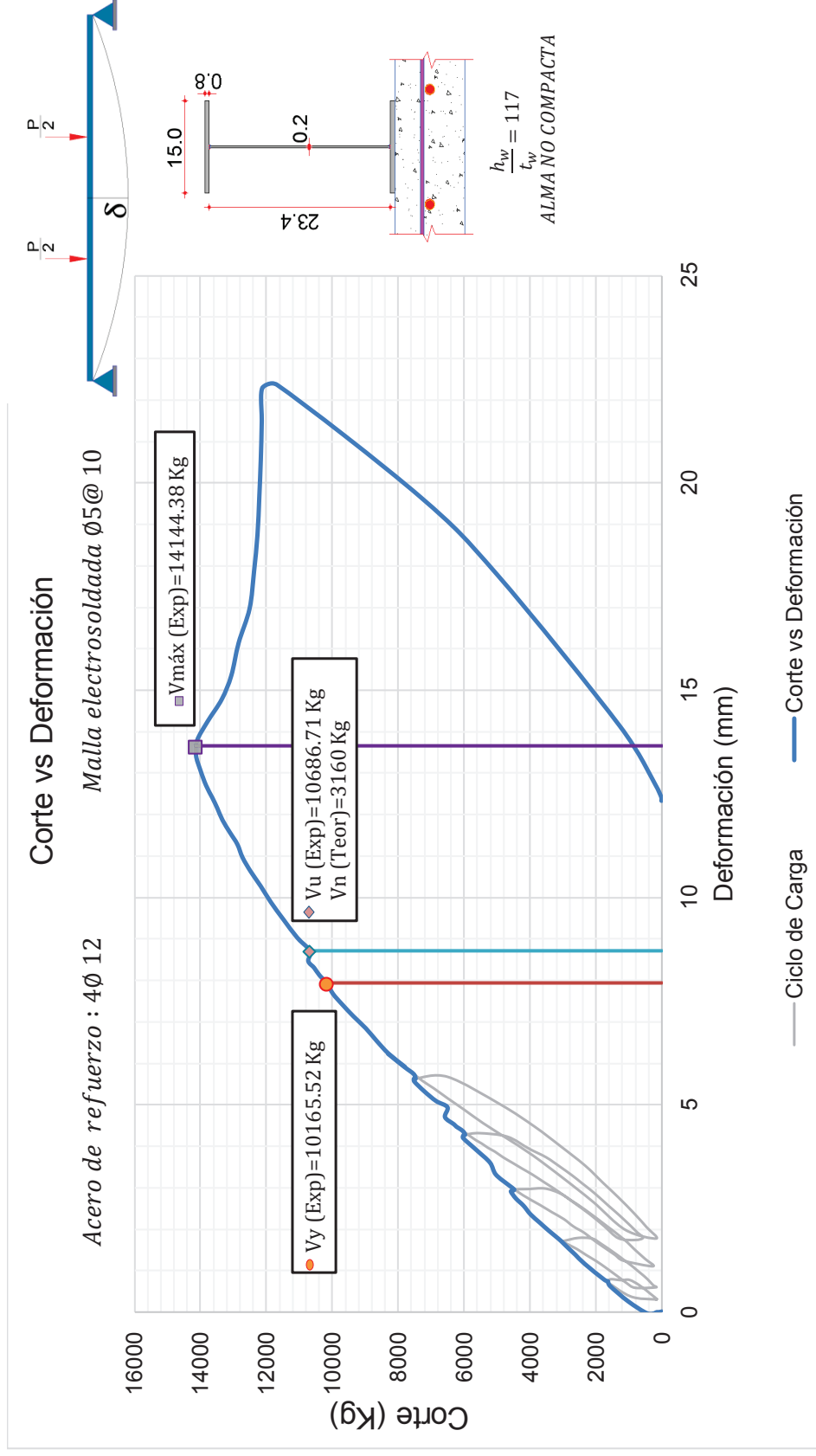
En la imagen 4.22 cada línea representa una distribución de esfuerzos para cada estado de carga, se observa que el SG1 ubicado en el acero de refuerzo el cual se encuentra sometido a fuerzas de tracción, presenta un esfuerzo de 1277.71 Kg/cm<sup>2</sup> a la carga máxima de 16.10 Ton.

Los strain gauges ubicados en el patín a tensión (SG2) y en la mitad del alma (SG3) presentan esfuerzos de 1119.07 Kg/cm<sup>2</sup> y 321.00 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente, mientras que el SG4 ubicado en el patín a compresión presenta un esfuerzo de 1511.52 Kg/cm<sup>2</sup>, menor que el esfuerzo de fluencia del acero estructural.

---

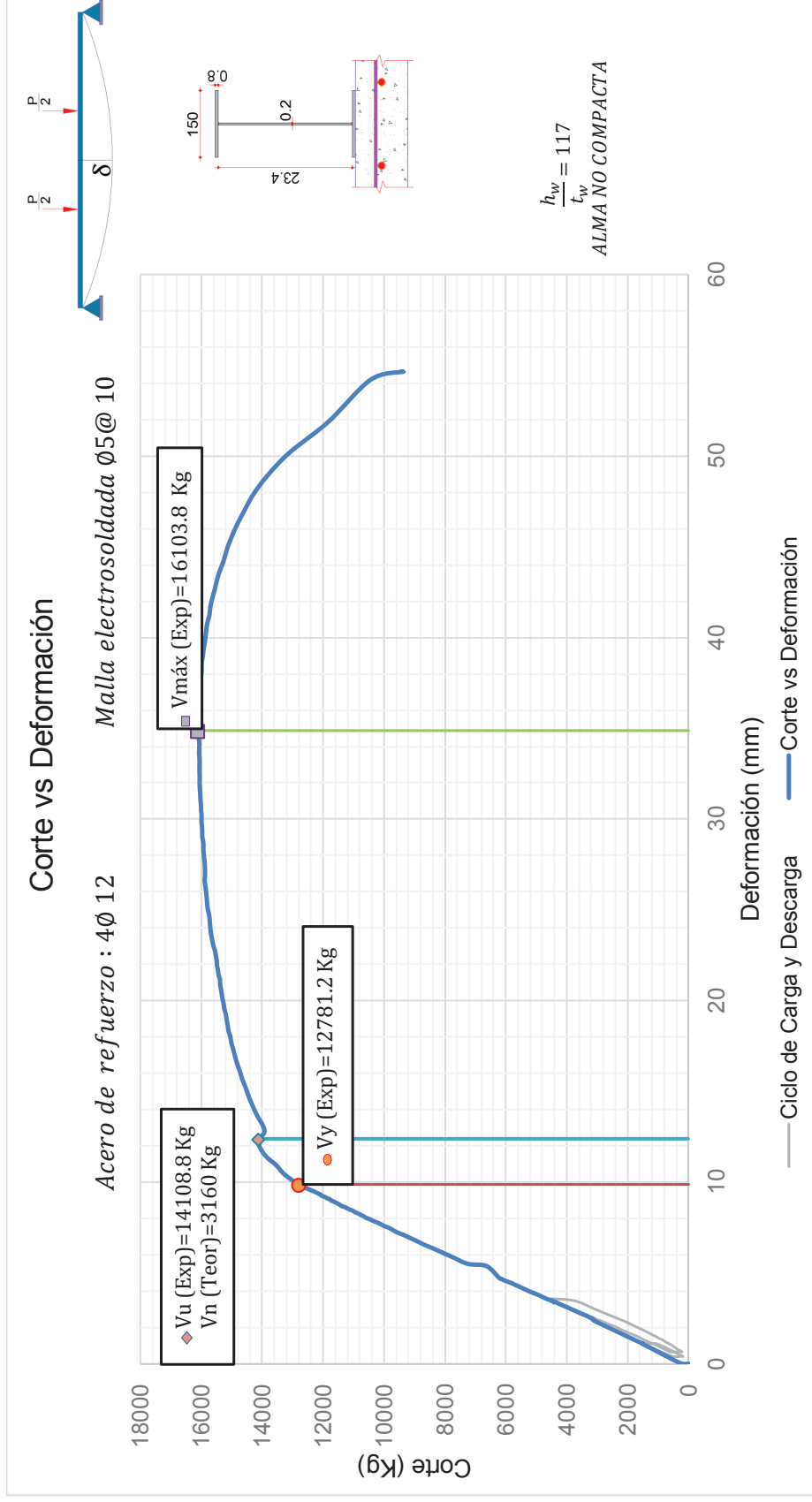
<sup>22</sup> Vinueza M, y Rivas P, Estudio de vigas de acero con losas de hormigón sometidas a flexión con momentos positivos mediante el ensayo de elementos y modelación teórica (Tesis Pregrado),2015

IMAGEN 4.9 CURVA CORTE VS DEFOMACIÓN VERTICAL ENSAYO 2



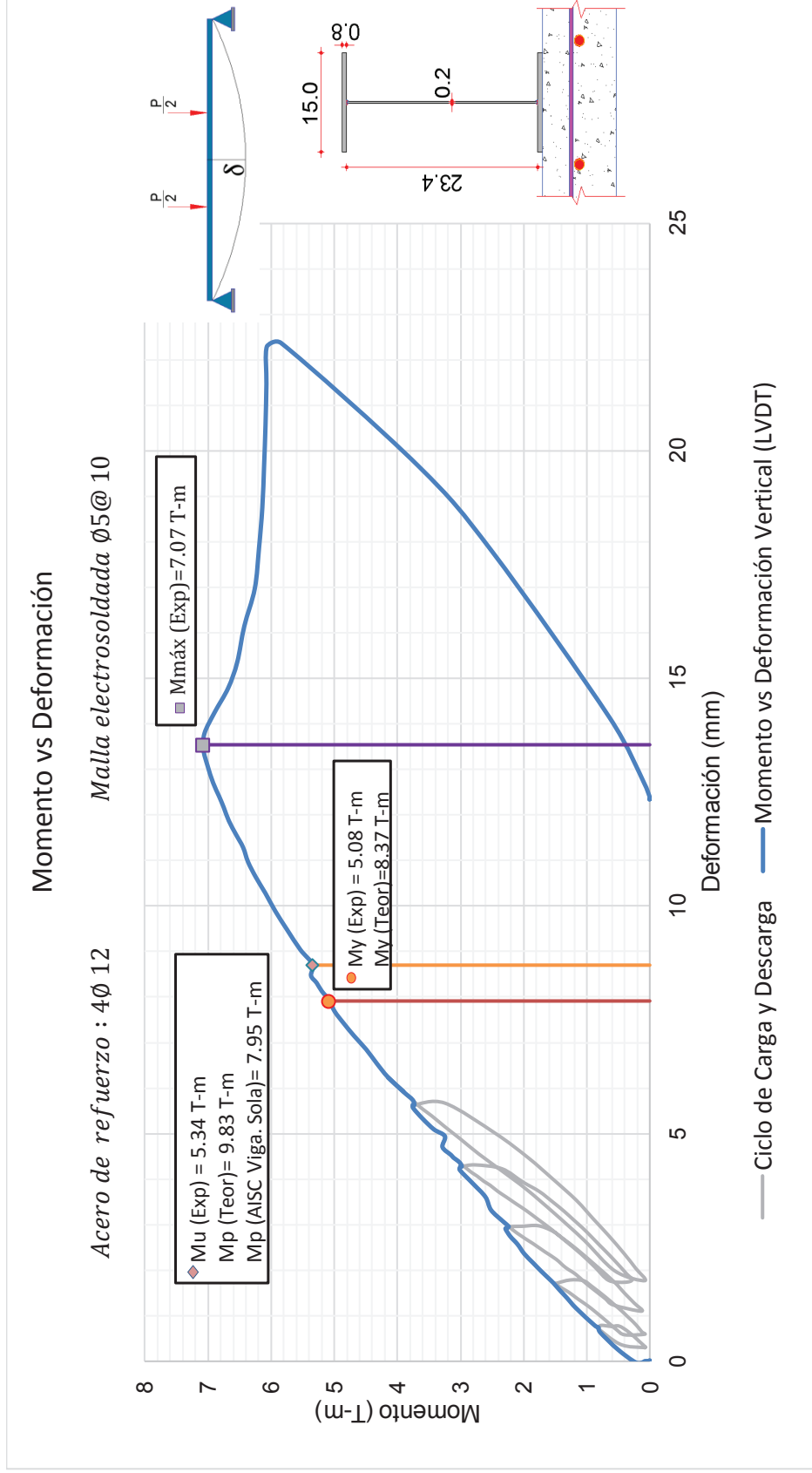
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.10 CURVA CORTE VS DEFOMACIÓN VERTICAL ENSAYO 2.1 REPETICIÓN



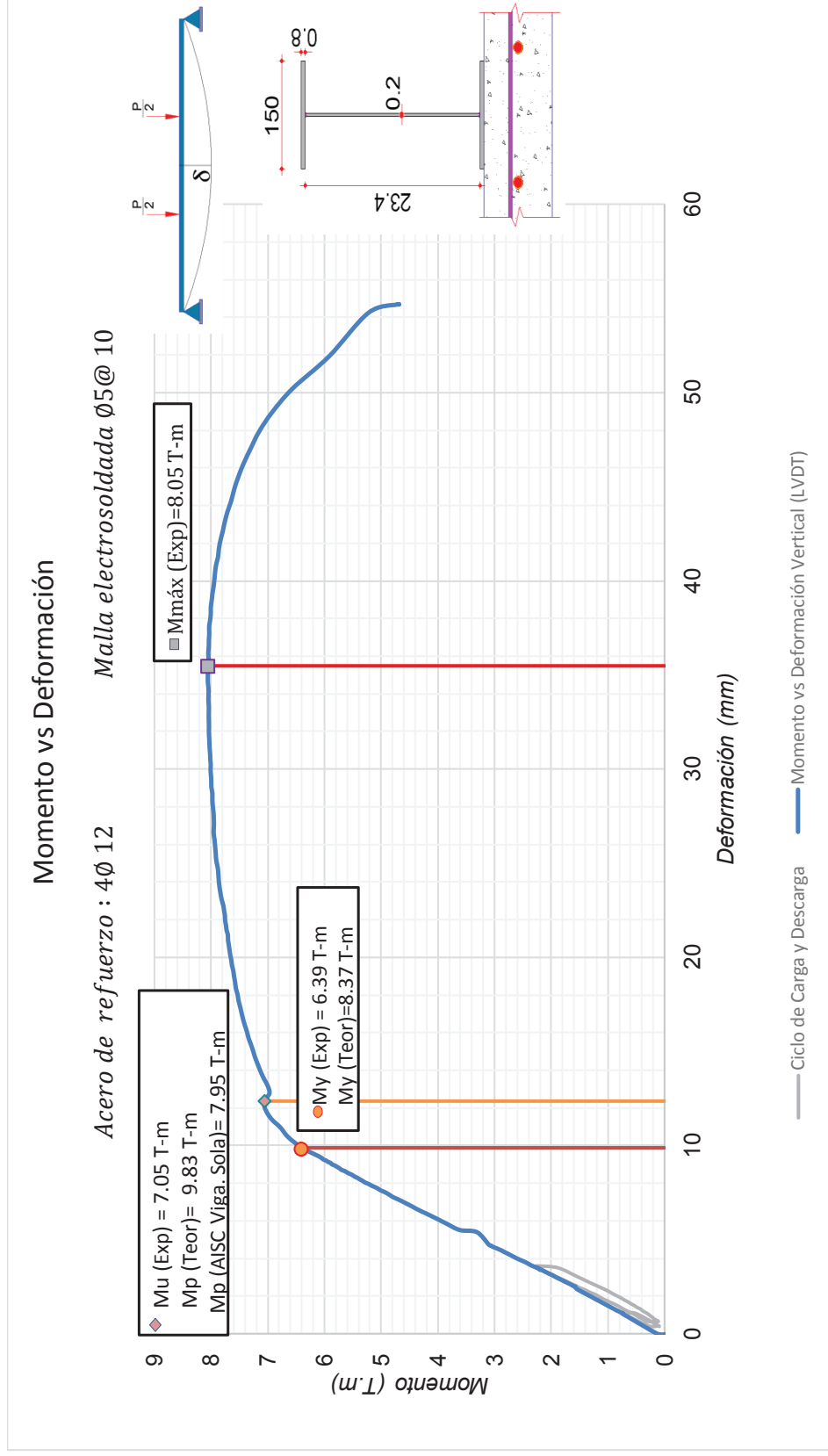
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.11 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN ENSAYO 2



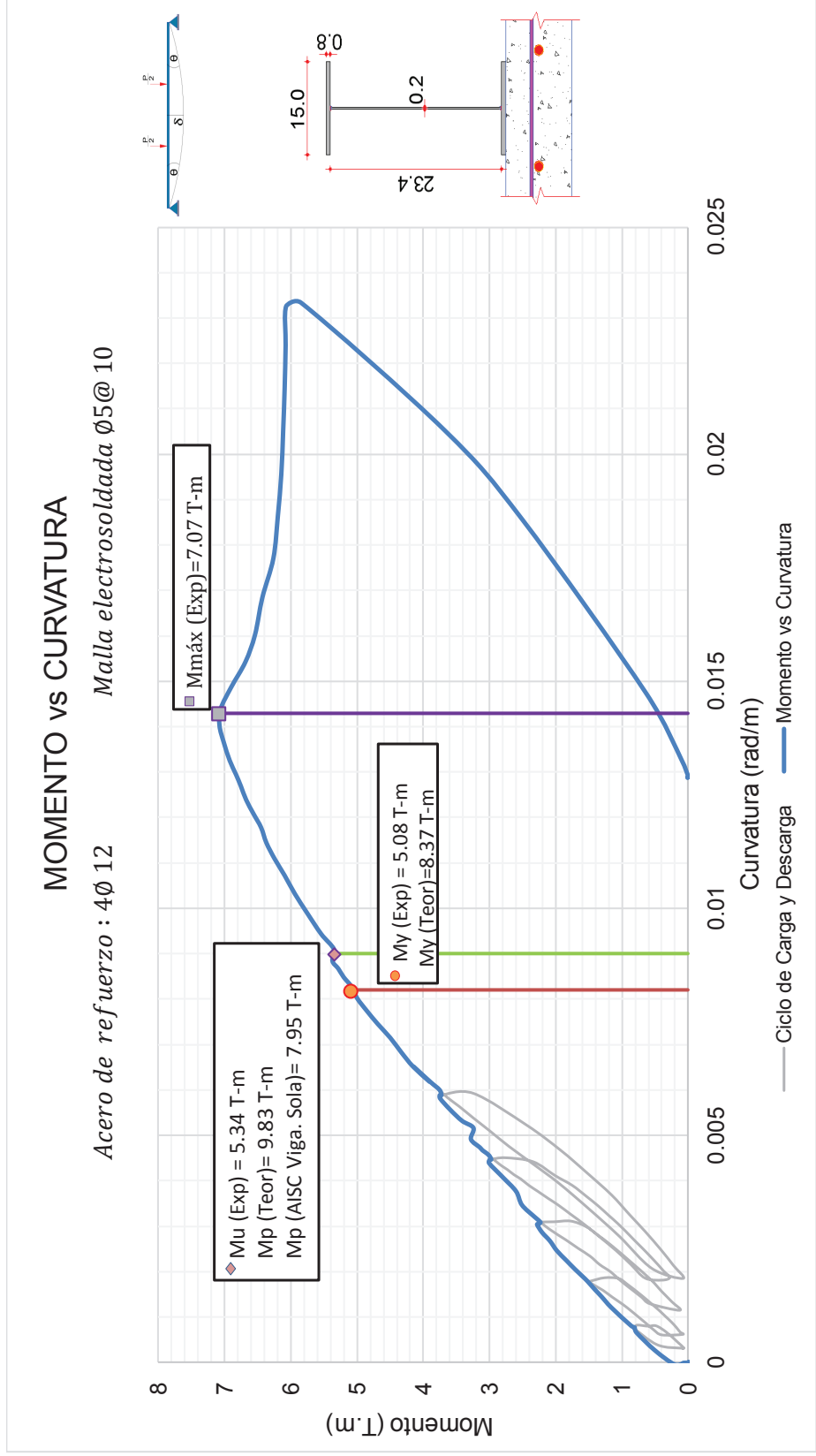
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.12 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN ENSAYO 2.1 REPETICIÓN



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

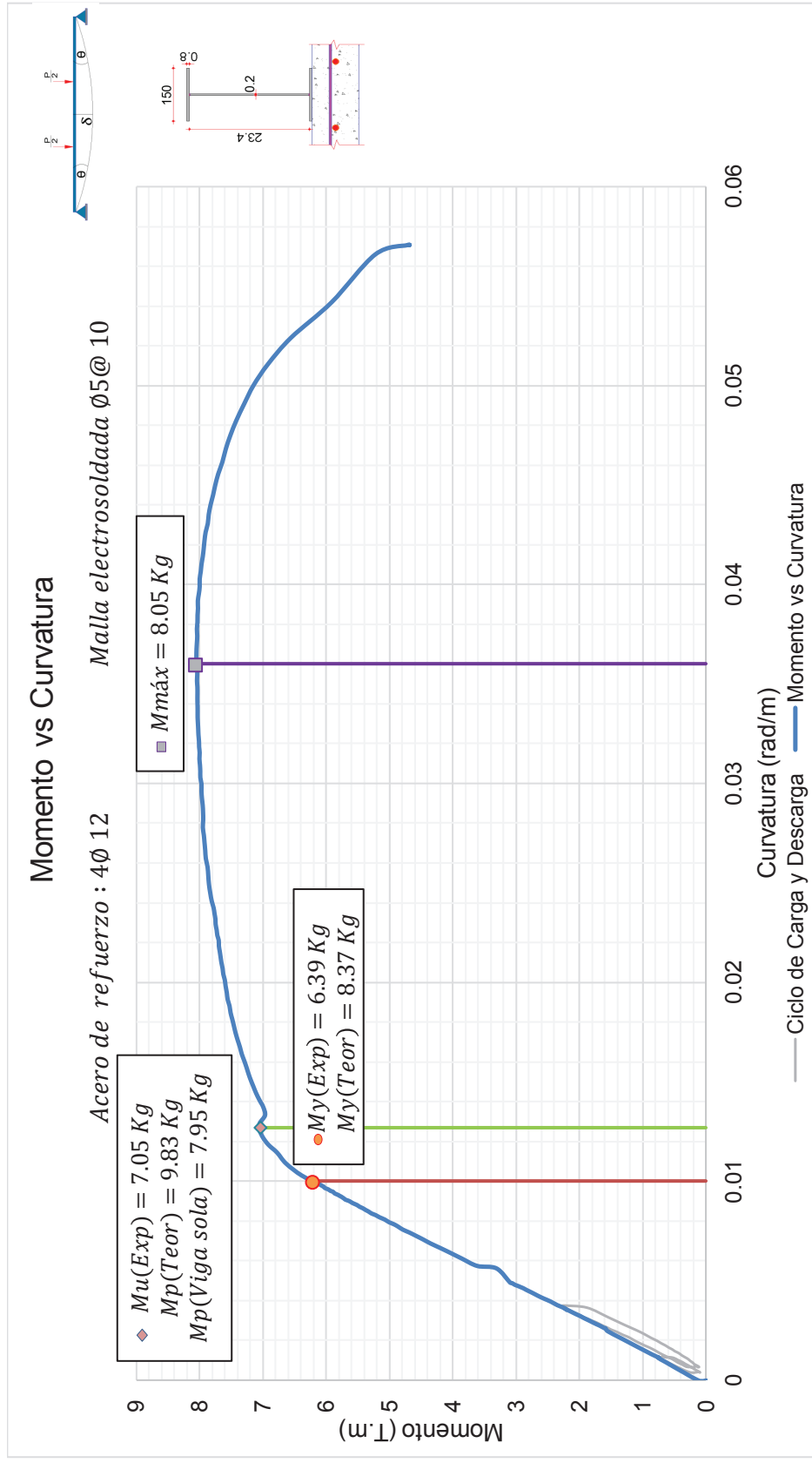
IMAGEN 4.13 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 2



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

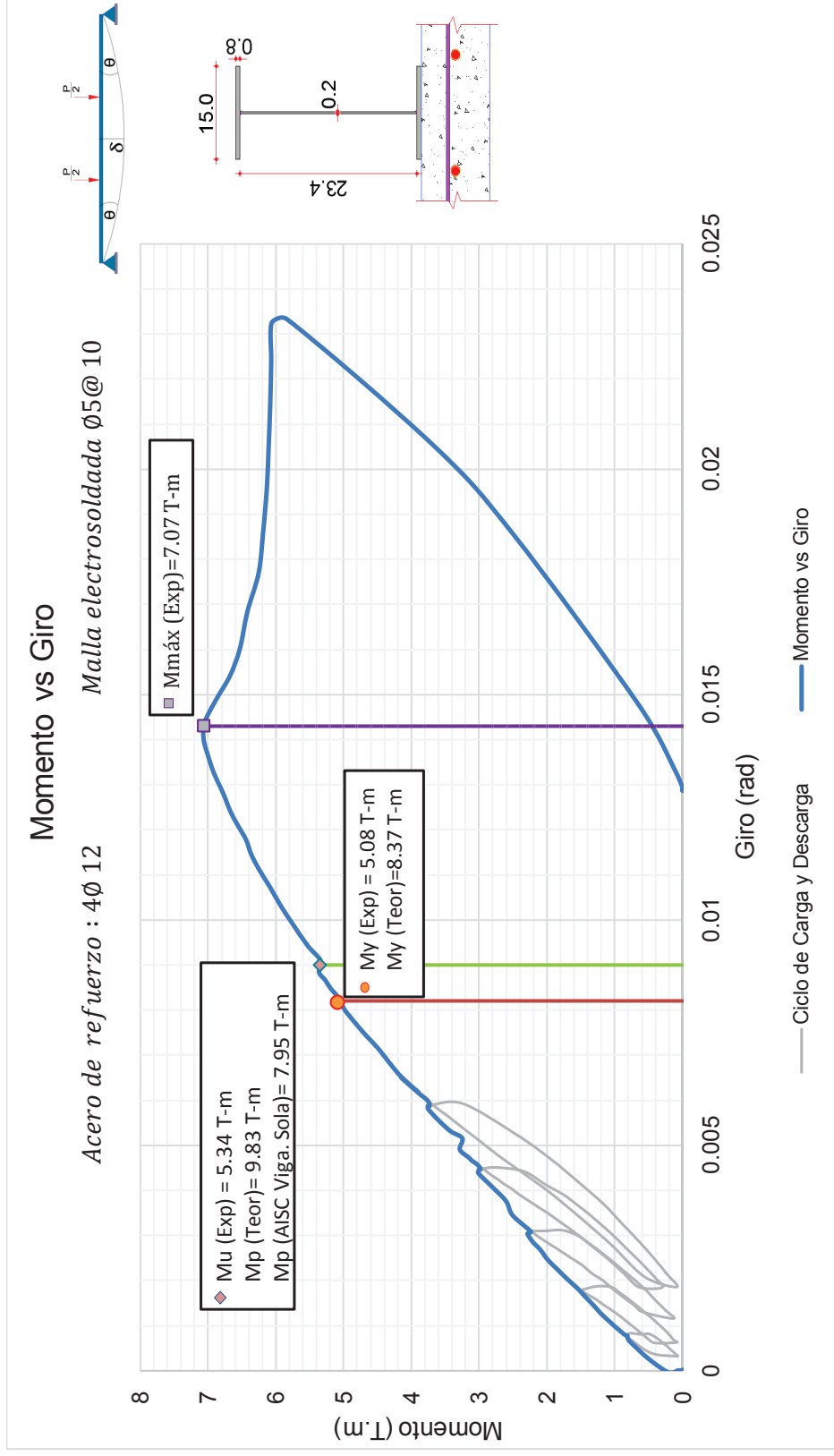


IMAGEN 4.14 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 2.1 REPETICIÓN



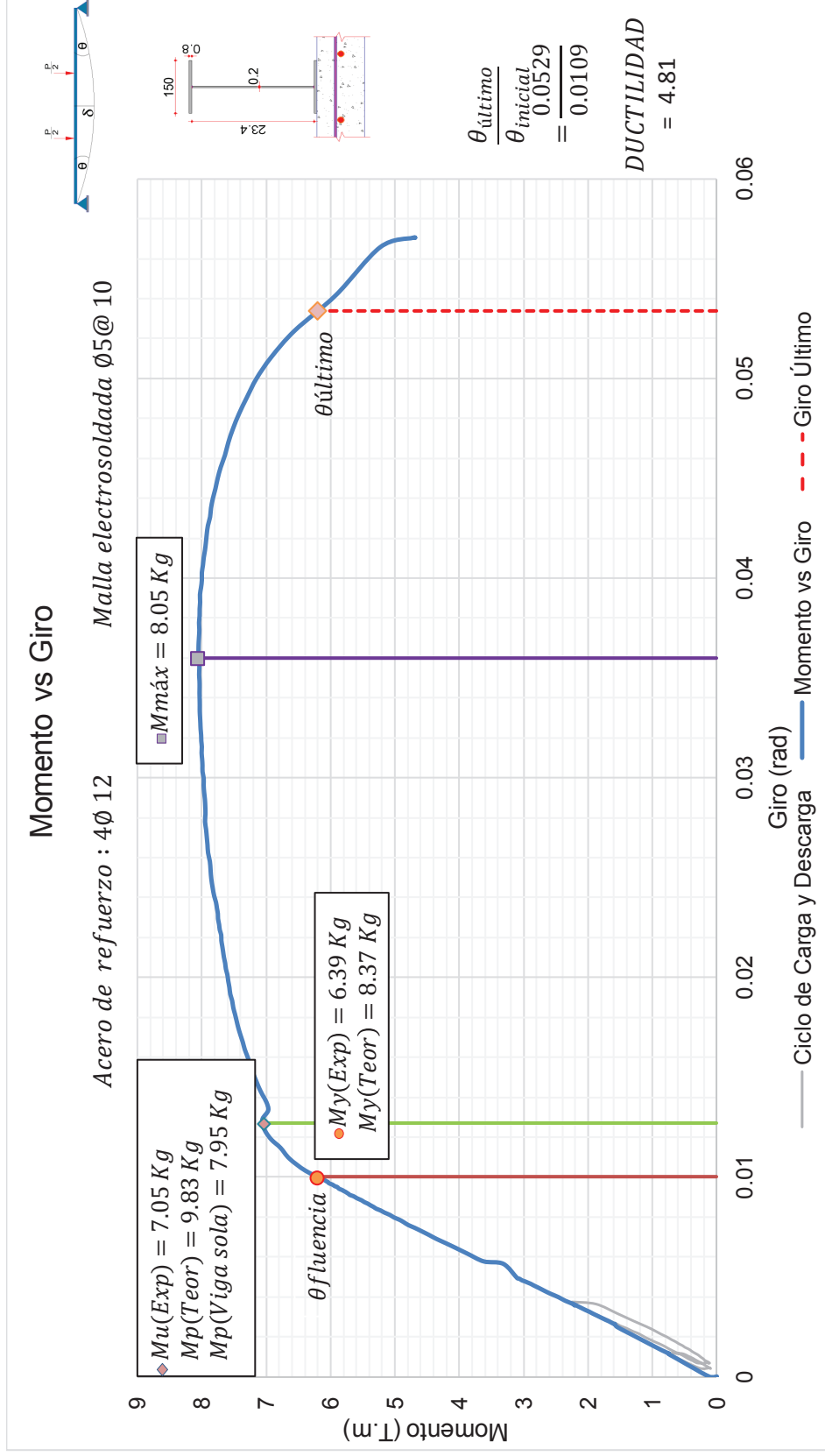
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.15 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 2



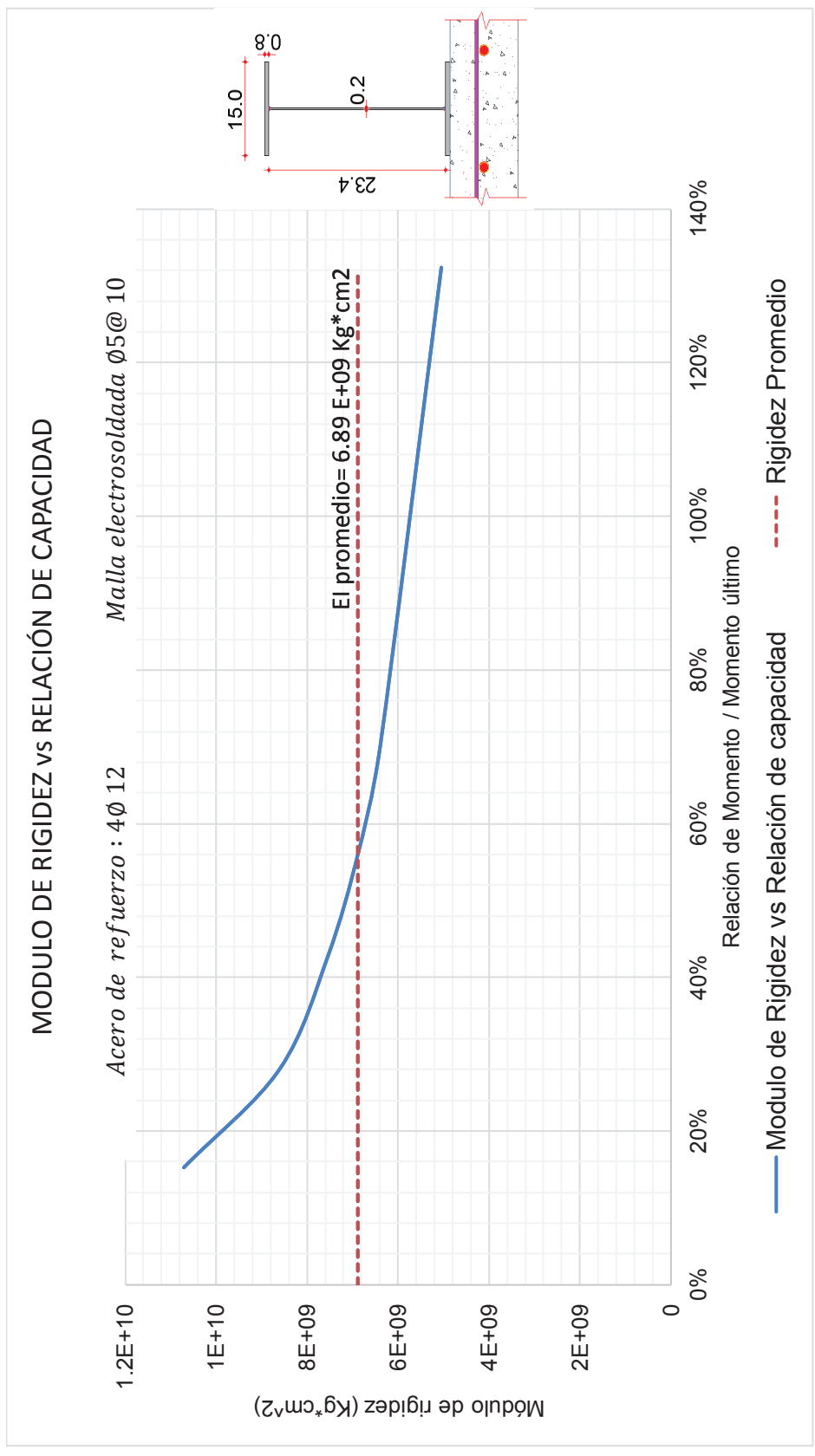
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.16 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 2.1 REPETICIÓN



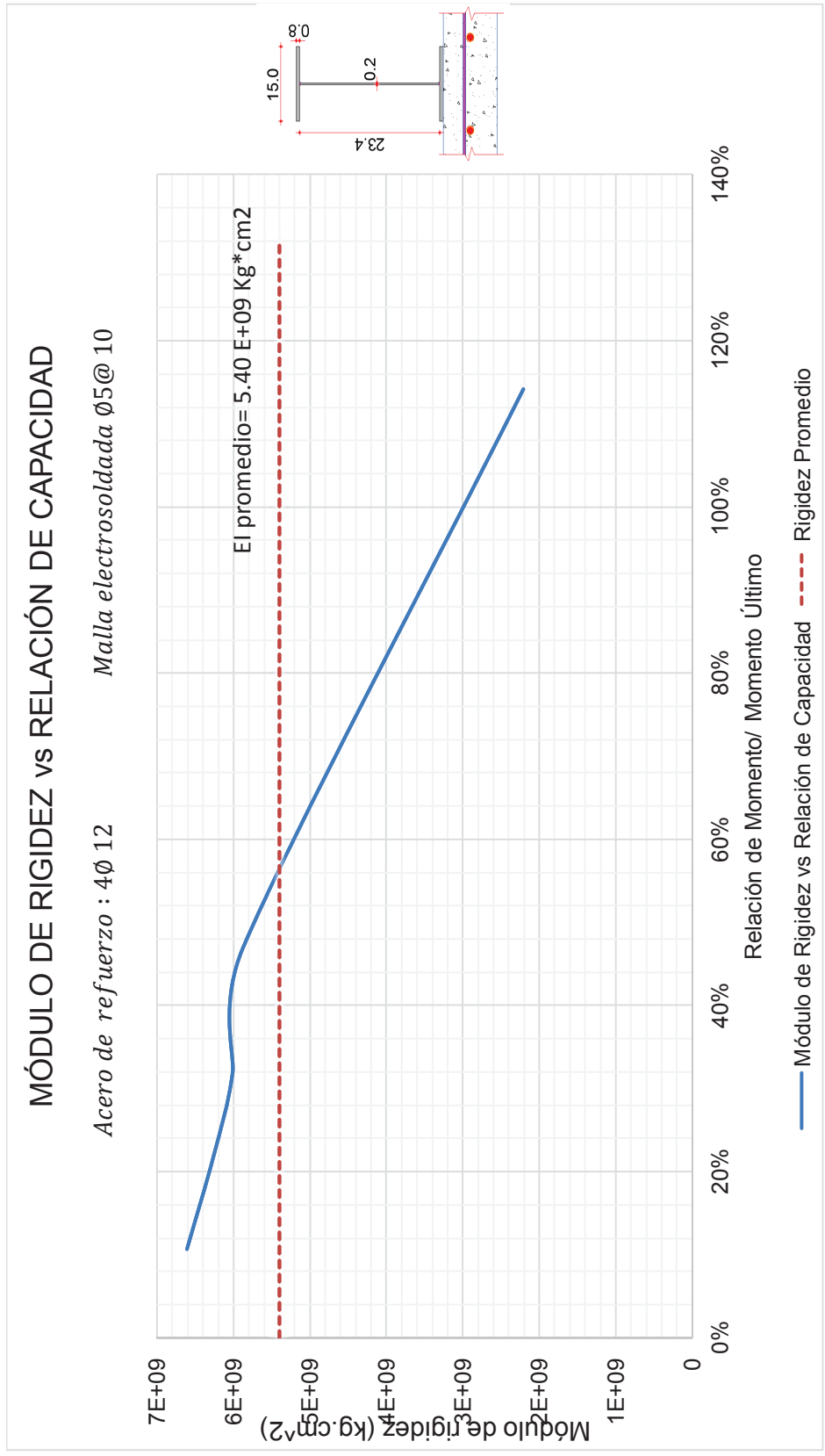
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

**IMAGEN 4.17 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 2**



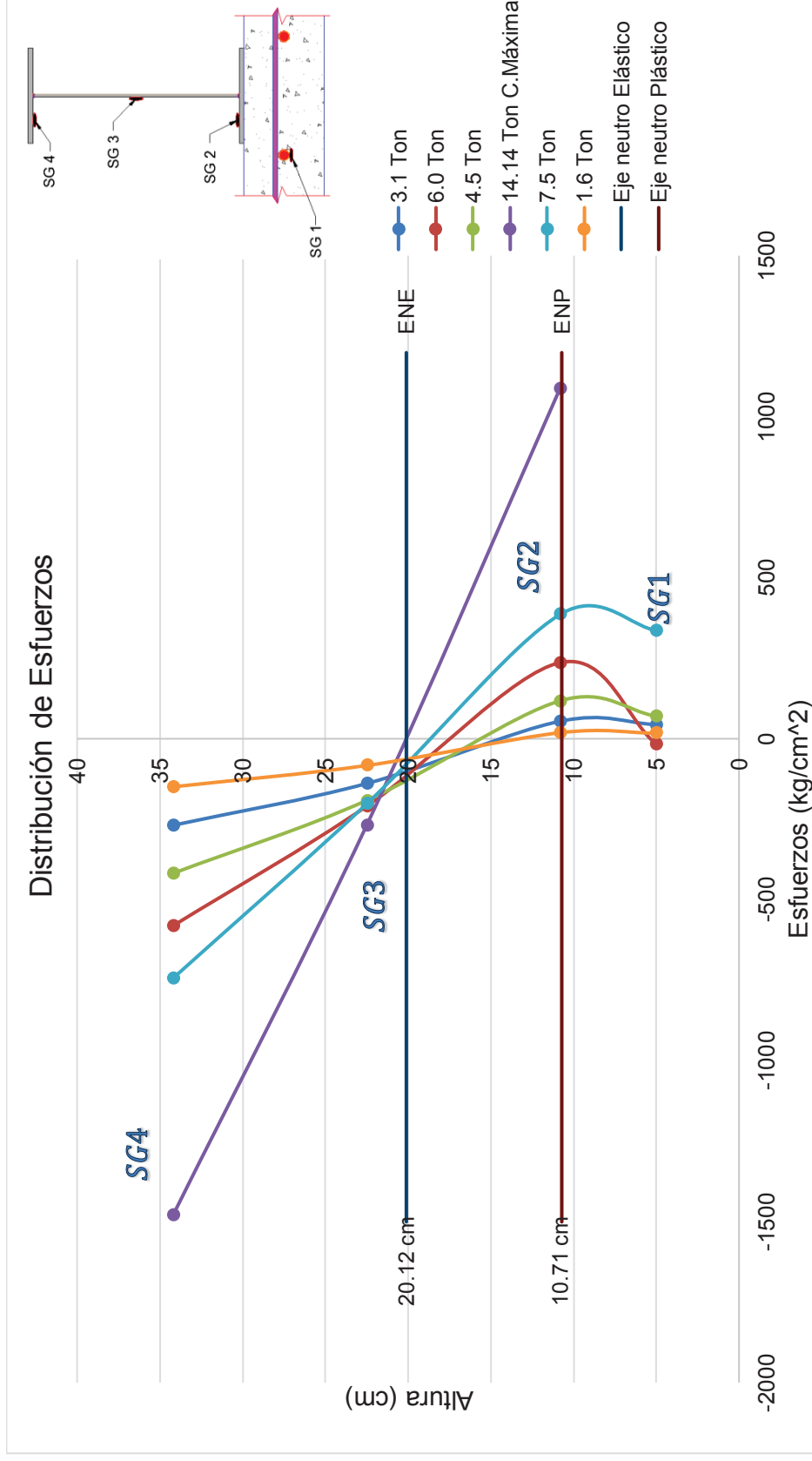
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

**IMAGEN 4.18 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 2.1 REPETICIÓN**



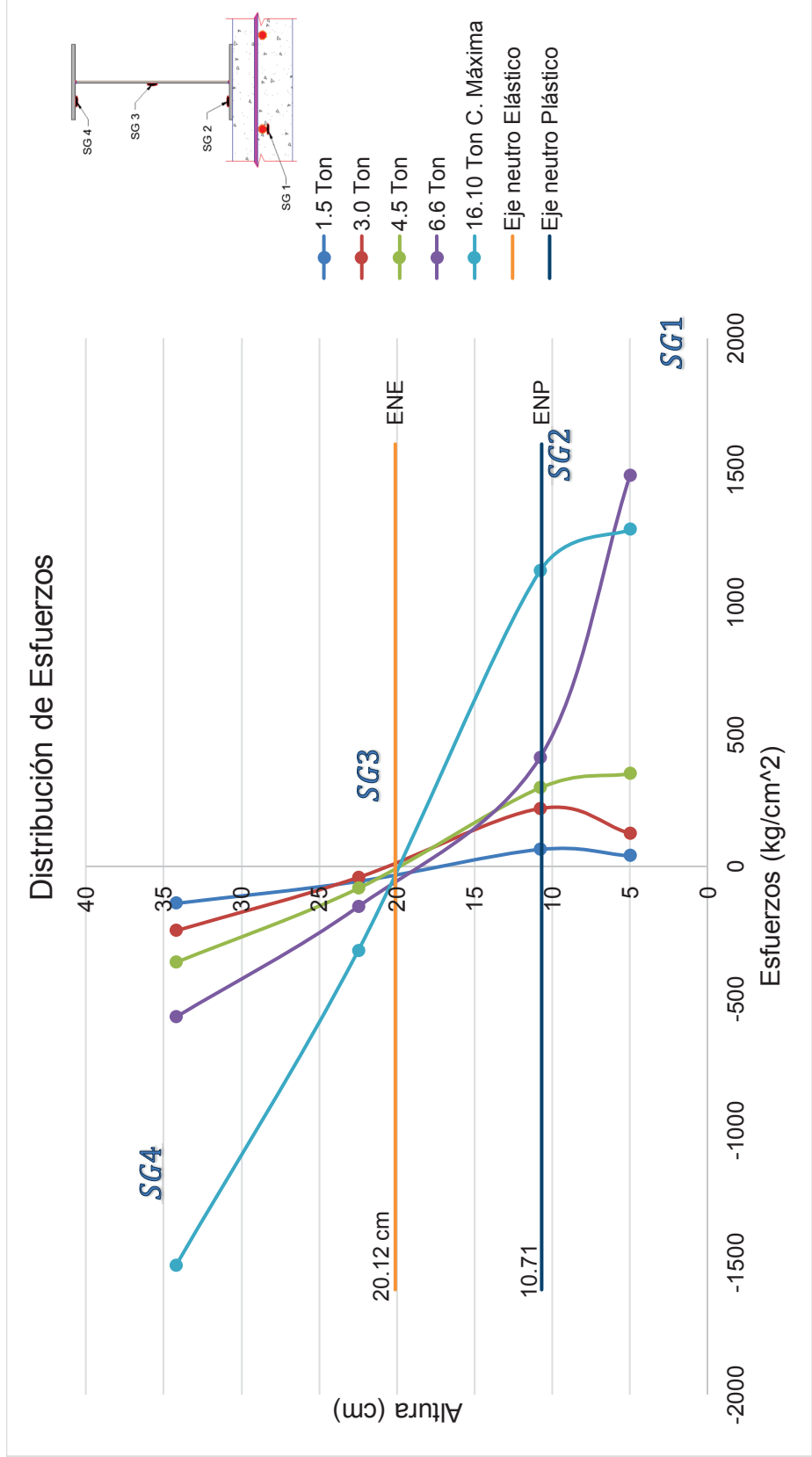
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.19 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 2



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.20 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 2.1 REPETICIÓN



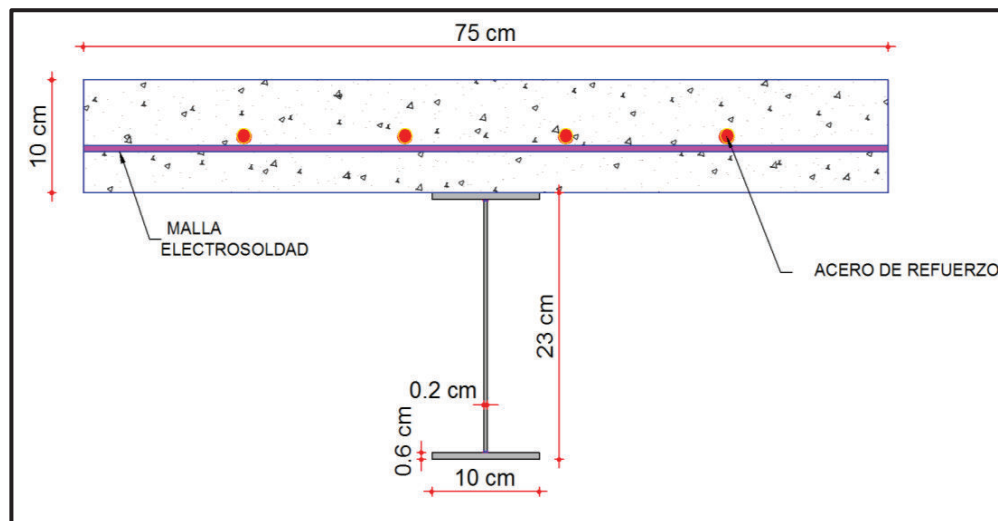
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

#### 4.4 ENSAYO 3. VIGA COMPUESTA NO COMPACTA

##### 4.4.1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO VIGA I 218 x 2 x100 x 6

- Losa= 210 kg/cm<sup>2</sup>.
- Refuerzo= 4 varillas de 14 milímetros de  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>. Malla electrosoldada de 5 milímetros de diámetro espaciada 10 centímetros de  $f_y=5000$  kg/cm<sup>2</sup>.
- Viga de acero estructural de  $f_y=2530$  kg/cm<sup>2</sup>
- Momento plástico de la viga metálica ( $M_I$ )= 3.99 T- m.
- Conectores de Corte tipo arco. 14 Ø10 @ 24 cm
- Momento plástico teórico( $M_p$ )= 6.03 T-m
- Carga plástica teórica( $P_p$ )=12.06 T

##### IMAGEN 4.21. GEOMETRÍA SECCIÓN COMPUESTA TRASNVERSAL VIGA NO COMPACTA 3



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

##### 4.4.2 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA I 218 x 2 x100 x 6

En el ensayo 3, la viga fue sometida a cuatro ciclos de carga y descarga, siendo 6.02 Ton el valor máximo del último ciclo aplicado, alcanzado este valor se descarga la viga para posteriormente cargarla hasta la falla.



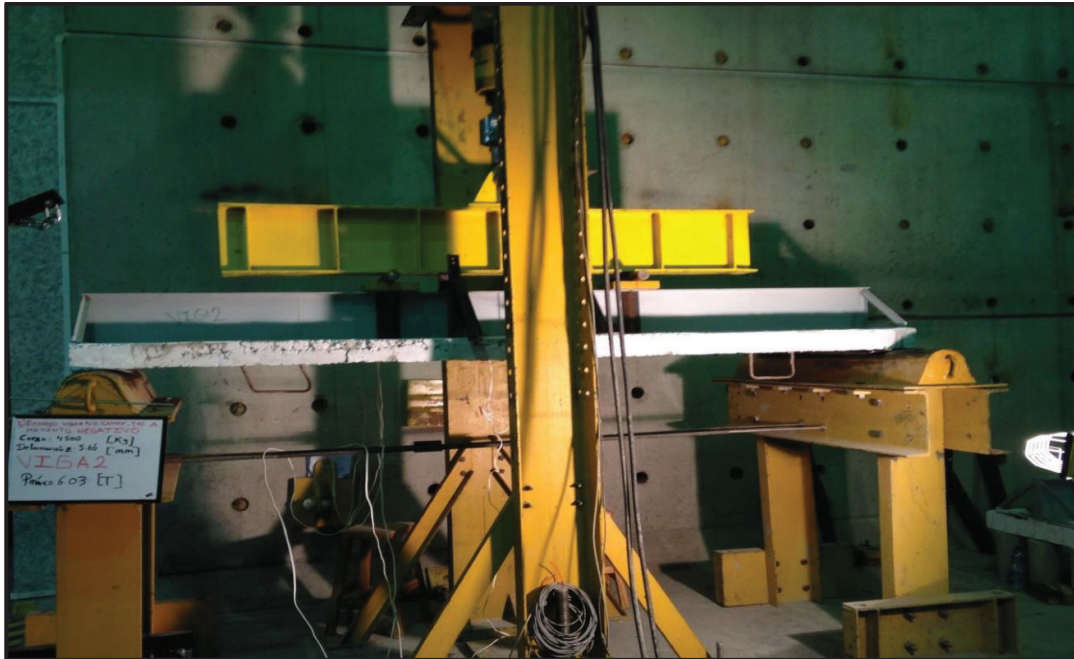
Debido a que el ensayo dos tuvo un buen comportamiento se mantiene el mismo método de ensayo colocando en el sitio donde están aplicadas las cargas puntuales 4 ángulos de 60 x 60 x 5 mm entre los patines de la viga y una placa debajo de cada cilindro encargado de simular las cargas puntuales, para mejorar la transferencia de fuerzas que ejerce el gato hidráulico a la viga compuesta.

Las primeras fisuras en aparecer en el hormigón son las fallas de flexión a una carga de 2.97 Ton, estas se presentan en el centro de la luz de la viga, a medida que incrementa la carga estas grietas aumentan en número, longitud y en abertura.

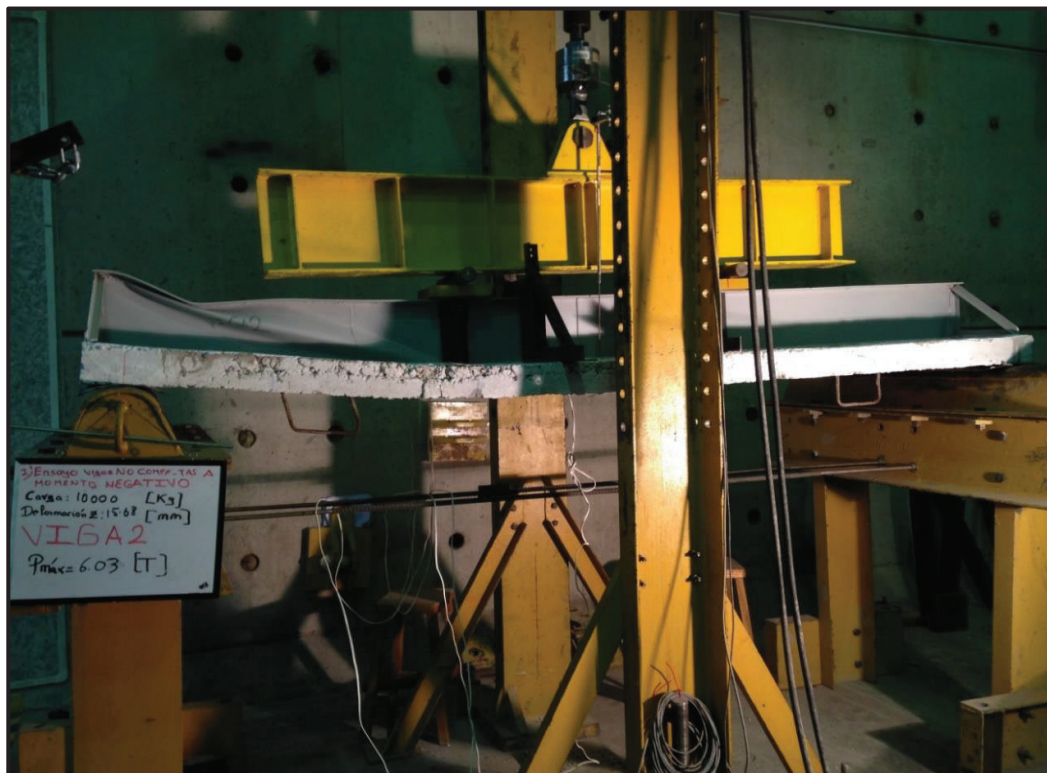
Se observa claramente que aparecen fisuras a 45° cerca de los apoyos debido a los esfuerzos cortantes que se generan al aplicar las cargas en el elemento compuesto. La grieta más grande formada durante el ensayo se debe a la flexión de la viga compuesta y se encuentra ubicada cerca del sitio de aplicación de la carga, junto al punto donde se forma la rótula plástica, ya que aquí están localizados los esfuerzos máximos logrando que el acero de refuerzo fluya sin ejercer ninguna resistencia a que la grieta siga aumentando.

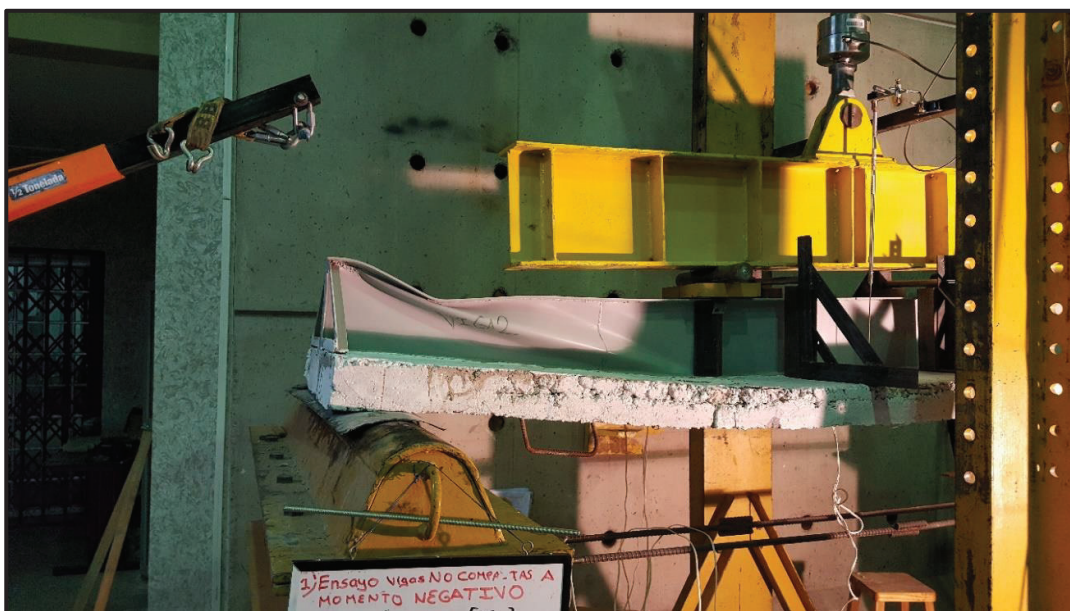
#### **FOTOGRAFÍA 4.4 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 3**



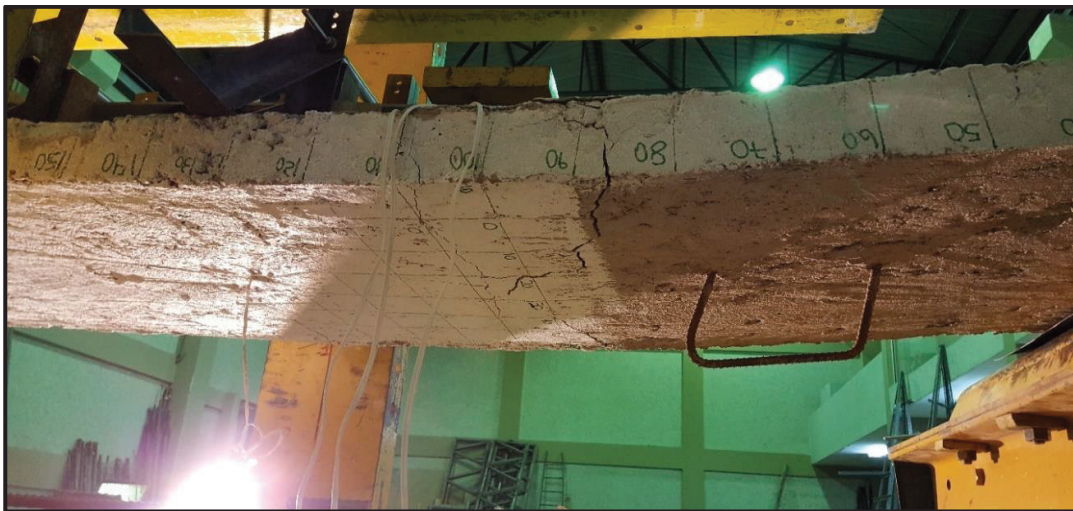
















ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

#### 4.4.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA VIGA I 218 x 2 x100 x 6

##### ➤ Corte VS Deformación Ensayo 3

De la gráfica corte vs deformación se observa que a pesar que la sección no alcanza la carga de plastificación teórica de 12.06 esta presenta una carga máxima de 11.11 Ton muy cercana a la carga de plastificación teórica; a partir de ese valor la curva empieza a descender.

La falla que se presenta en el ensayo se da en el rango inelástico como se observa en la curva, formando arrugas a 45 grados cerca de los apoyos debido a que el alma es no compacta y esta es propensa a fallar por esfuerzos cortantes.

##### ➤ Deformaciones Reales y Teóricas Ensayo 3

#### CUADRO 4.3 DEFORMACIÓN REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 2

CARGA	$\delta$ REAL	$\delta$ TEORICA
kg	mm	mm
598.73	0.50	0.48
1622.37	1.39	1.31
2286.28	2.09	1.85
3102.29	3.52	2.51
3590.05	4.33	2.91
4579.91	5.66	3.71
5070.14	6.35	4.11
6035.88	7.69	4.89
7662.96	10.24	6.21

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Las deformaciones teóricas son menores que las deformaciones reales, debido a que la inercia efectiva en el ensayo es menor que la inercia teórica de la sección compuesta esto se da porque existen pequeños corrimientos entre el hormigón y la viga de acero, la deformación máxima real que se presenta en el ensayo es de 6.95 cm.

➤ *Curva Momento vs Deformación Ensayo 3*

De la gráfica Momento vs Deformación se observa que la viga compuesta no alcanza su momento plástico teórico de 6.03 Ton-m, pero alcanza un momento último de 5.13 Ton-m para posteriormente y debido al endurecimiento por deformación alcanzar un momento máximo de 5.55 Ton-m, representando el 92 % de la capacidad de diseño.

➤ *Curva Momento vs Curvatura Ensayo 3*

De la gráfica Momento vs Curvatura se determina que la viga no compacta tiene un comportamiento elástico hasta un momento de 3.90 Ton-m, posterior a este, la curva presenta un cambio de pendiente pasando del rango elástico al rango inelástico donde presenta un momento último de 5.13 Ton-m donde las fibras cercanas a la más externa también alcanzan el esfuerzo de fluencia; la curva presenta un momento máximo de 5.55 Ton-m después del cual la sección absorbe deformación pero no carga.

Para justificar los valores de momento elástico y último obtenidos gráficamente en la curva, se realiza el cálculo tomando en cuenta la distribución de esfuerzos obtenidos de los strain gauge en los puntos de interés y la distancia al eje neutro desde el borde extremo del patín sometido a compresión.

$$\begin{aligned}
 M_y = & \frac{2}{3} \left[ d * t_w * \sigma_1 * (d - t_f) \right] + \left[ b_f * t_f * \left( d - \frac{t_f}{2} \right) * \sigma_2 \right] \\
 & + \left[ (h_w - (d - t_f)) * t_w * \frac{2}{3} * (h_w - (d - t_f)) * \sigma_3 \right] \\
 & + \left[ b_f * t_f * \left( h_w - d + \frac{3}{2} * t_f \right) * \sigma_4 \right] \\
 & + \left[ A_r * (h_w - d + 2 * t_f + h_v) * \sigma_5 \right]
 \end{aligned} \tag{2.41}$$

$$\begin{aligned}
 M_y = & (1.58 * 4.87 * 2000) + (6.00 * 7.60 * 2530) + (2.90 * 9.67 * 1300) \\
 & + (6.00 * 14.80 * 1085) + (6.16 * 20.10 * 1120)
 \end{aligned}$$



$$M_y = 4.02 T - m$$

$$M_y = 4.02 T - m > 3.90 T - m$$

$$M_u = (1.60 * 4.93 * 2530) + (6.00 * 7.70 * 2530) + (2.88 * 9.60 * 1900) \\ + (6.00 * 14.70 * 1580) + (6.16 * 20.00 * 1520)$$

$$M_u = 5.16 T - m$$

$$M_u = 5.16 T - m > 5.13 T - m$$

Los valores de momentos obtenidos con ayuda de los esfuerzos presentados en los strain gauge son similares a los que se obtienen gráficamente por lo que se deduce que son correctos.

➤ *Curva Momento vs Giro Ensayo 3*

De la gráfica Momento vs Giro se determina la ductilidad de la viga utilizando la ecuación 4.1, la cual divide el valor del giro último para el giro en la fluencia, dando como resultado:

$$Ductilidad = \frac{0.0495}{0.01103}$$

$$Ductilidad = 4.49 \approx \text{MEDIANAMENTE DUCTIL}$$

Se determina que la viga tiene una ductilidad de 4.49 por lo que expresado en el Capítulo 1 Sección 1.6, la viga es medianamente dúctil.

➤ *Curva Módulo de Rigidez vs Relación de Capacidad (%M/Mu) Ensayo 3*

De la gráfica Módulo de Rigidez vs Relación de capacidad se observa que la rigidez de la viga compuesta disminuye conforme va aumentando la carga. La inercia real es mucho menor que la inercia teórica, es por esto que los códigos de diseño proponen una inercia efectiva del orden del 15 al 30% menor que la inercia transformada.

Al inicio de la curva se presenta una disminución rápida de la pendiente debido a que las grietas presentadas en el hormigón hasta las 3 Ton reducen la rigidez del mismo, posterior a esto la curva presenta un cambio a una pendiente menos pronunciada, debido a que, la variación de la inercia en un material dúctil como el acero conlleva más tiempo a comparación de un material frágil como el concreto.

En algunos casos no resulta práctico, hacer cálculos precisos de rigidez de miembros compuestos en flexión, en consecuencia, para cálculos de deformaciones reales debe tomarse como 75% de la inercia transformada<sup>23</sup>. Sin embargo este comentario es referente a vigas compactas, por lo que su aplicación queda a consideración de calculista, para utilizarlas en vigas no compactas.

El módulo de rigidez promedio que presenta la gráfica tiene un valor de  $3.80E+09$   $\text{kg} \cdot \text{cm}^2$  que viene de un valor de inercia promedio de  $1858.24 \text{ cm}^4$  representando el 64% de la inercia transformada.

➤ *Distribución de esfuerzos en sección transversal Ensayo 3*

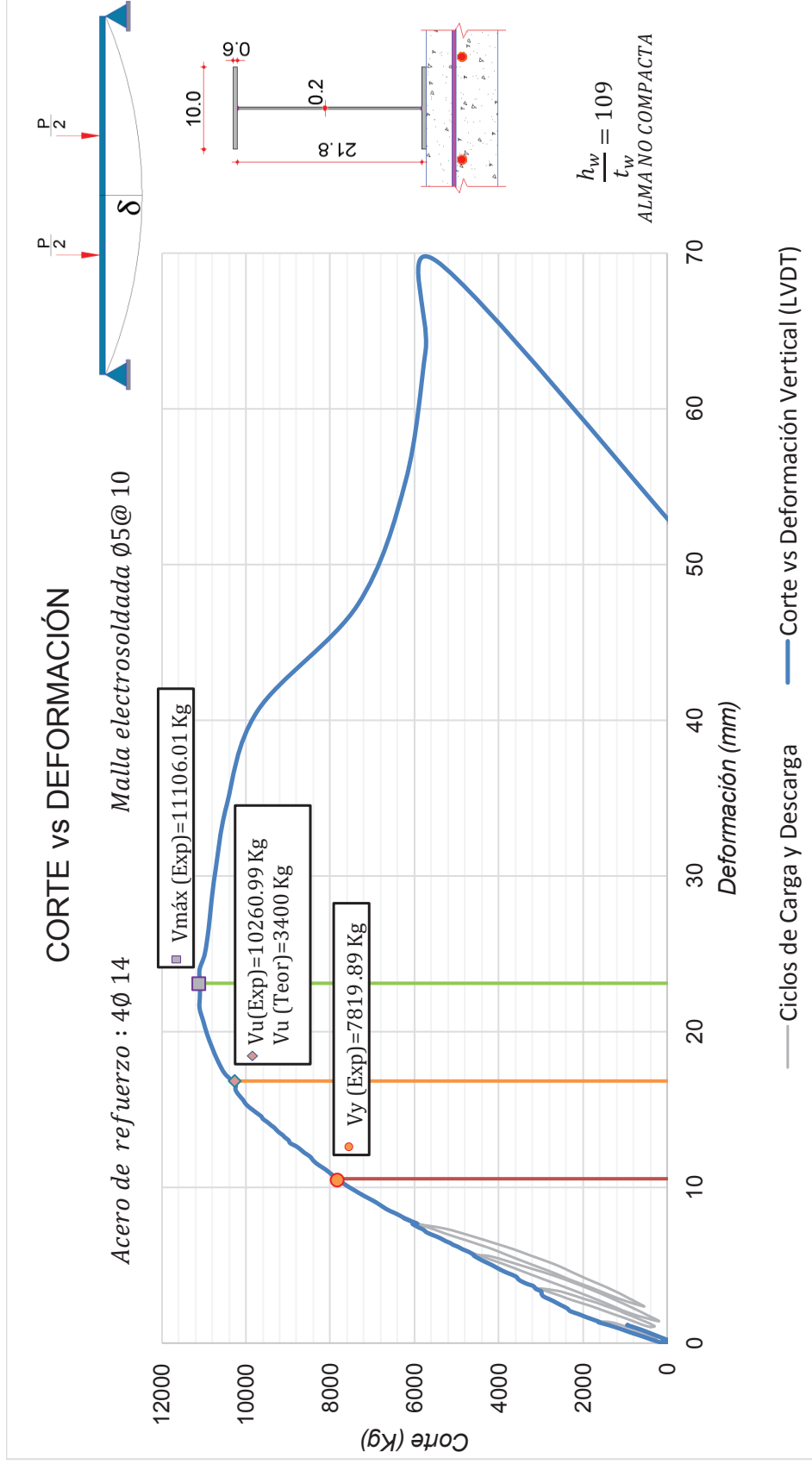
En la imagen 4.32 cada línea representa una distribución de esfuerzos para cada estado de carga, se observa que el SG1 ubicado en el acero de refuerzo el cual se encuentra sometido a fuerzas de tracción, presenta un esfuerzo de  $1575.09 \text{ Kg/cm}^2$  a la carga máxima de 11.11 Ton, lo que representa que trabajo al 37 % de su esfuerzo de fluencia.

Los strain gauges ubicados en el patín a tensión (SG2) y en la mitad del alma (SG3) presentan esfuerzos de  $1715.22 \text{ Kg/cm}^2$  y  $1460.34 \text{ kg/cm}^2$  respectivamente, mientras que el SG4 ubicado en el patín a compresión presenta un esfuerzo de  $4287.36 \text{ Kg/cm}^2$ , mayor que el esfuerzo de fluencia del acero estructural.

---

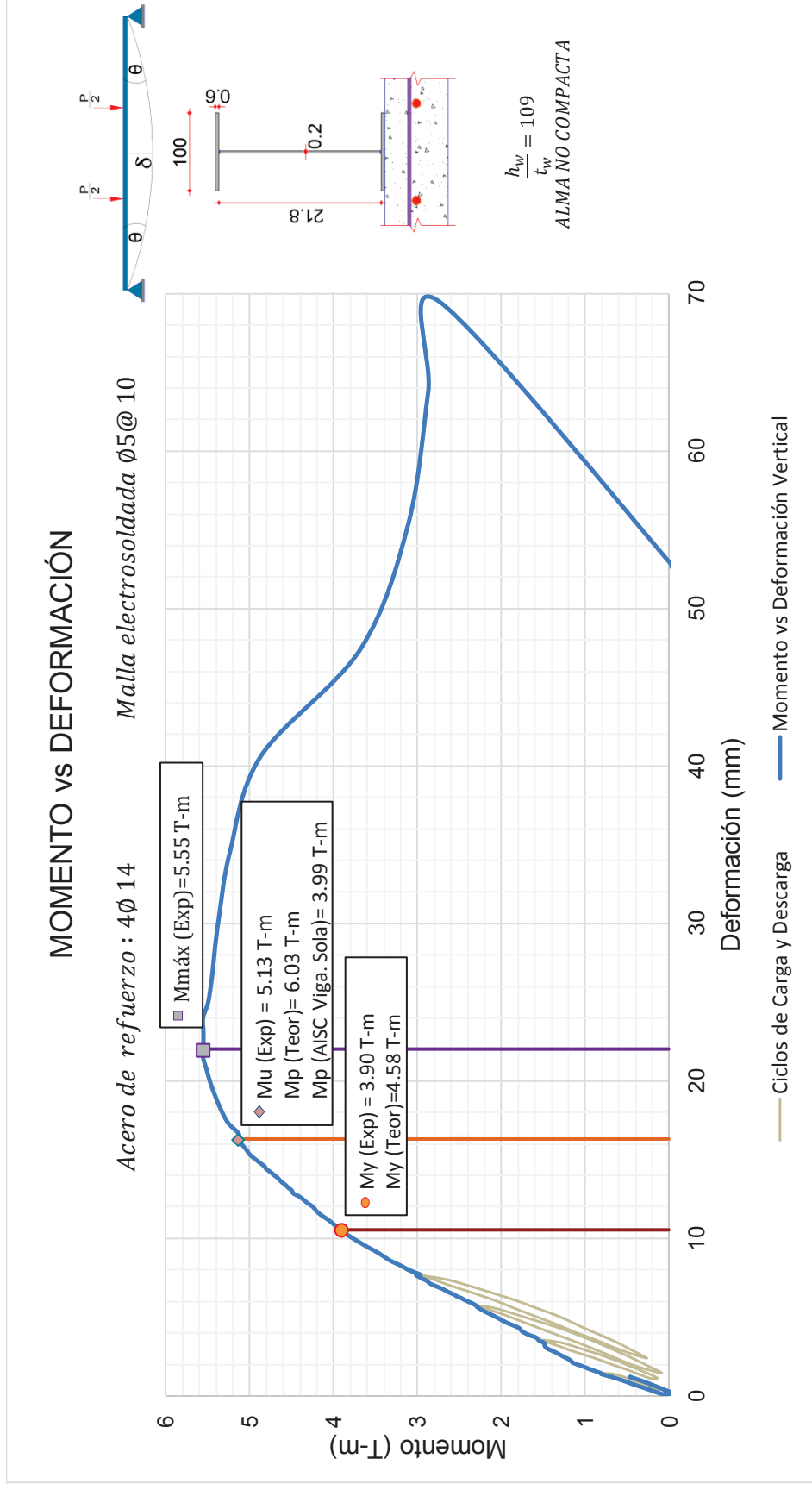
<sup>23</sup> Comenatry on the specification for structural steel buildings. Pág 440. (2010)

IMAGEN 4.22 CURVA CORTE VS DEFORMACION VERTICAL ENSAYO 3



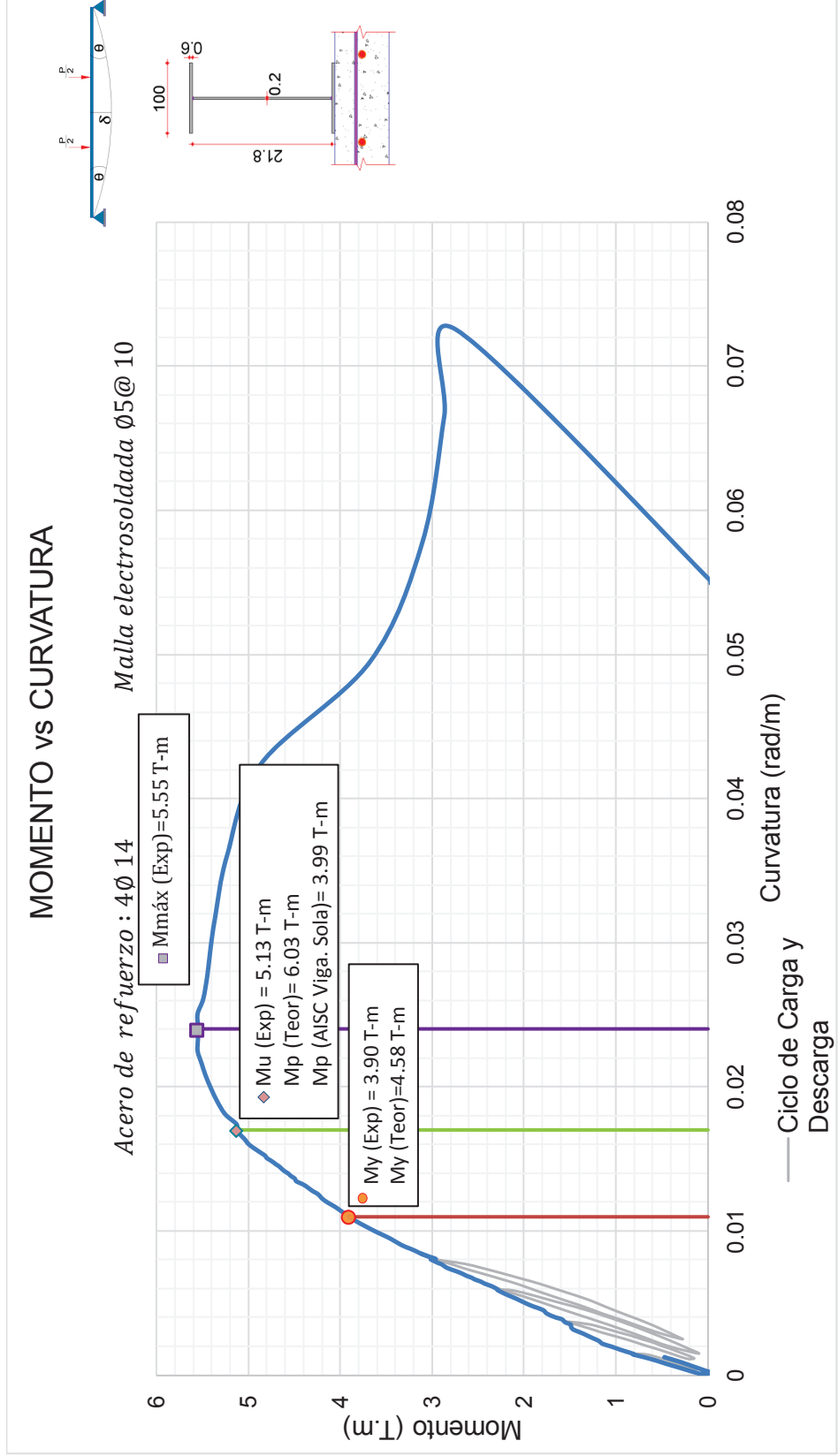
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.23 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN ENSAYO 3



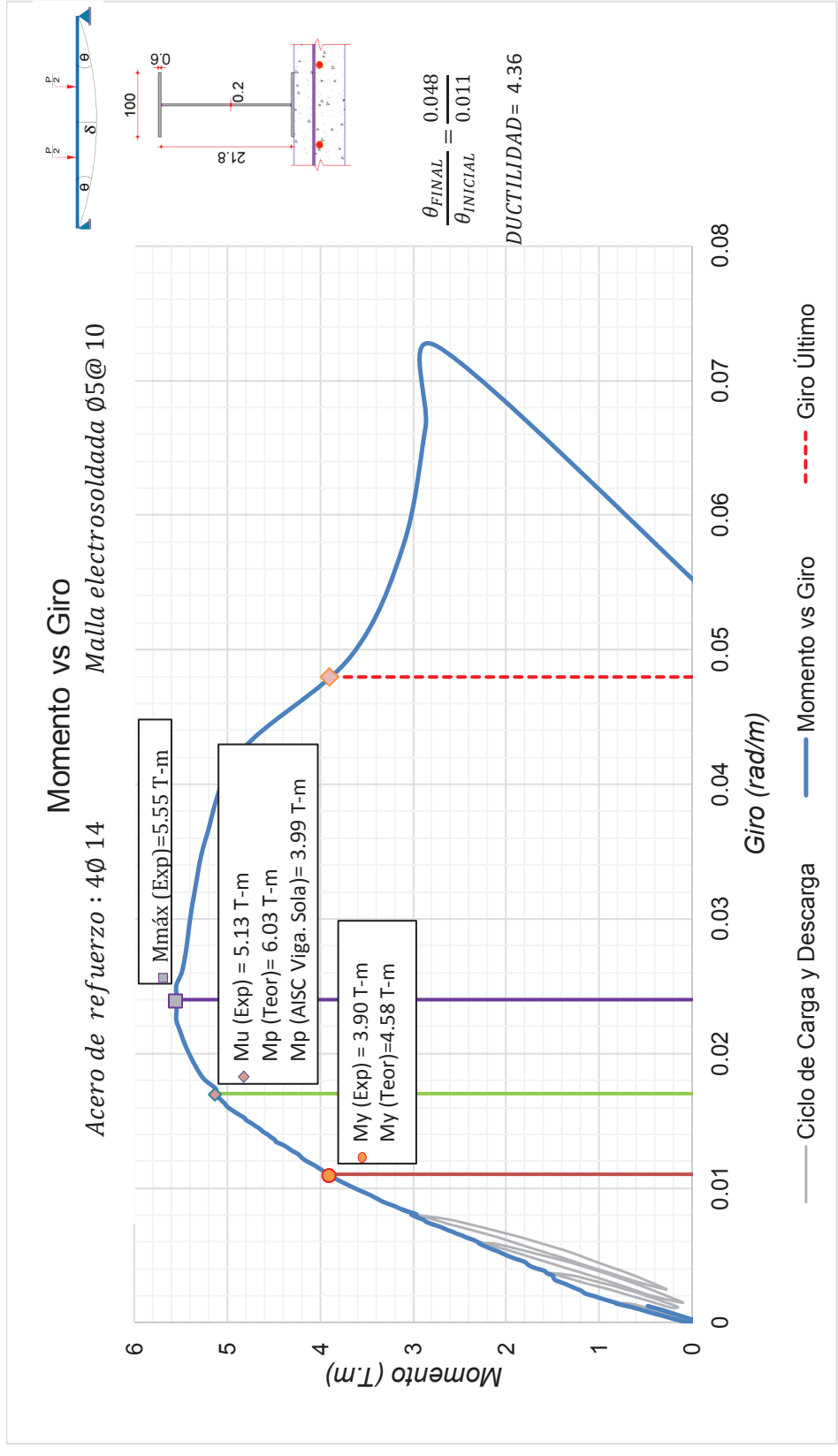
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.24 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 3



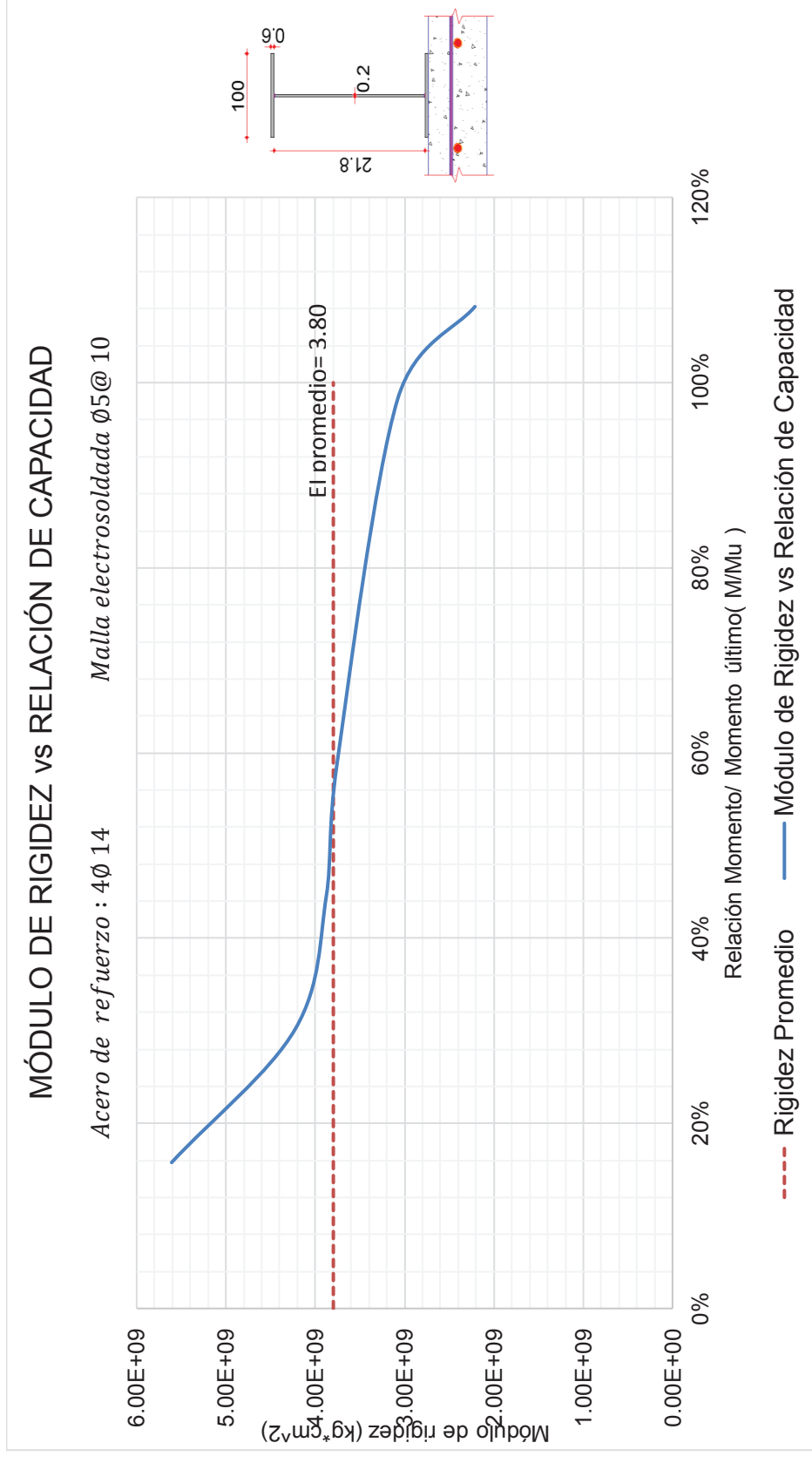
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.25 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

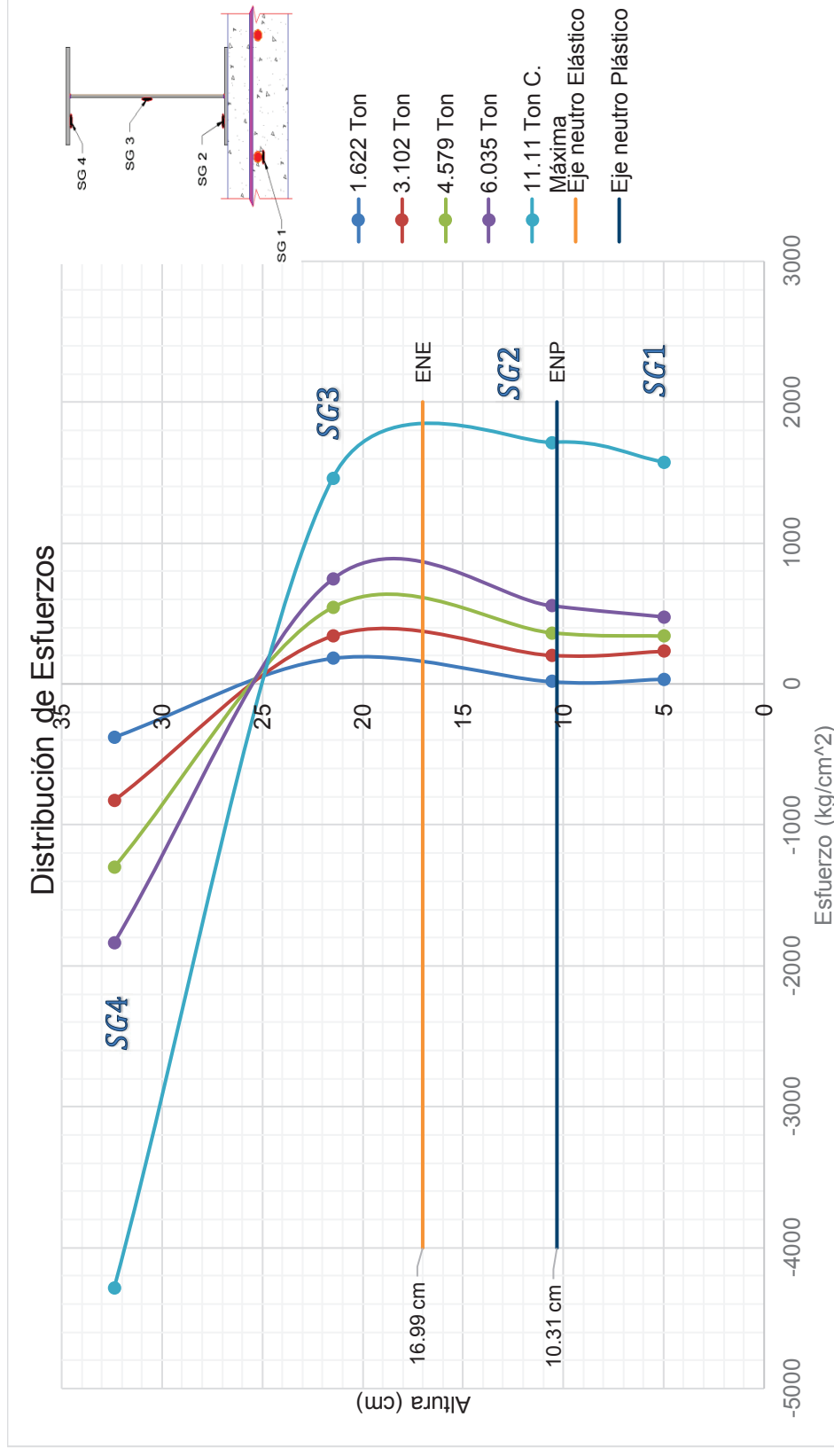
IMAGEN 4.26 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓ DE CAPACIDAD ENSAYO 3



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo



IMAGEN 4.27 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 3



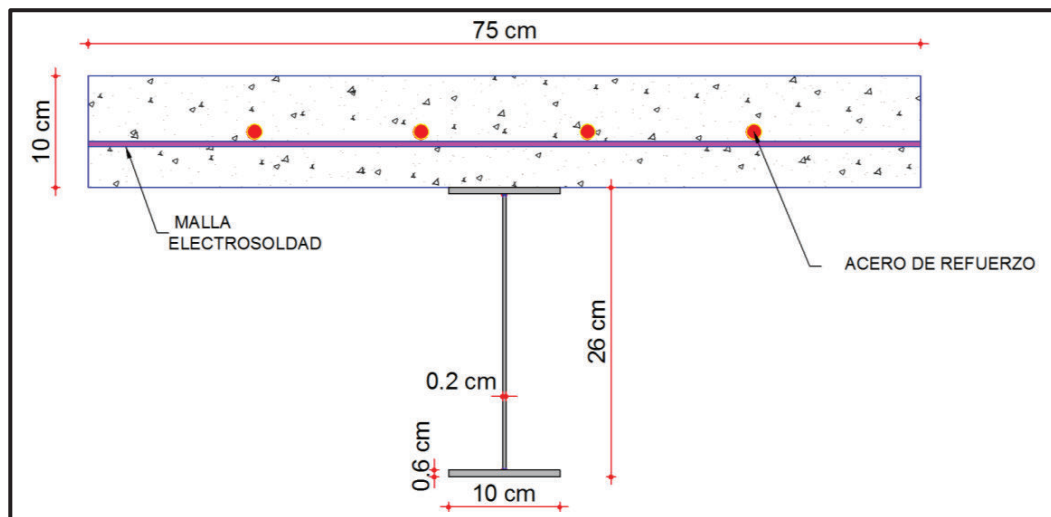
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

## 4.5 ENSAYO 4. VIGA COMPUESTA NO COMPACTA

### 4.5.1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO VIGA I 248 x 2 x100 x 6

- Losa= 210 kg/cm<sup>2</sup>.
- Refuerzo= 4 varillas de 12 milímetros de  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>. Malla electrosoldada de 5 milímetros de diámetro espaciada 10 centímetros de  $f_y=5000$  kg/cm<sup>2</sup>.
- Viga de acero estructural de  $f_y=2530$  kg/cm<sup>2</sup>.
- Momento plástico de la viga metálica ( $M_I$ )= 4.52 T-m.
- Conectores de Corte tipo arco. 14 Ø10 @ 24 cm
- Momento plástico teórico( $M_p$ )= 6.84T-m
- Carga plástica teórica( $P_p$ )= 13.68 T

### IMAGEN 4.28 GEOMETRÍA SECCIÓN COMPUESTA TRANSVERSAL VIGA NO COMPACTA 4



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

### 4.5.2 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA I 248 x 2 x100 x 6

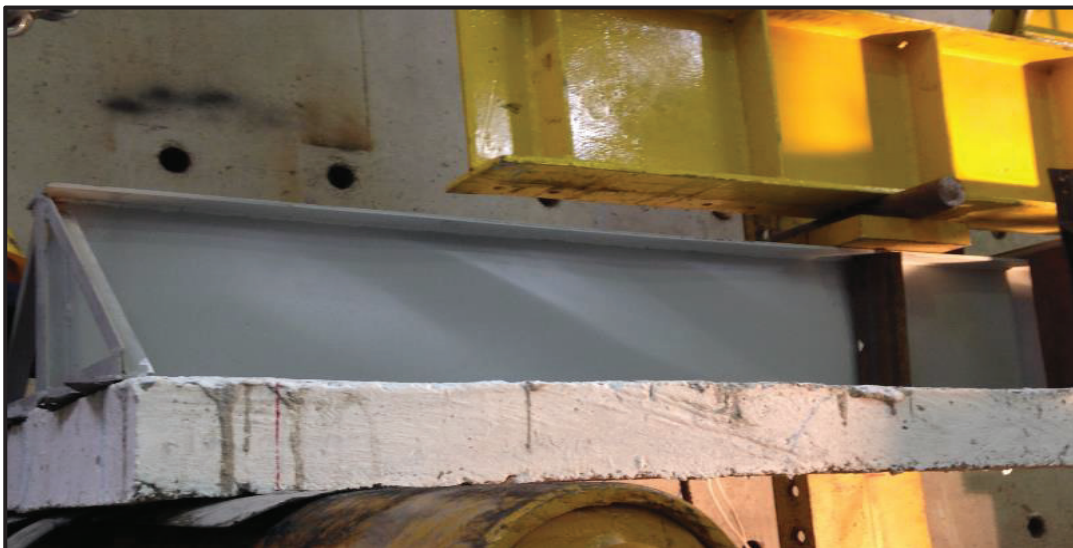
En el ensayo 4, la viga fue sometida a tres ciclos de carga y descarga, siendo 5.06 Ton el valor máximo del último ciclo aplicado, alcanzado este valor se descarga la viga para posteriormente cargarla hasta la falla.

Para esta viga se mantiene el mismo método de ensayo 2 y 3. Este ensayo presenta poca colaboración del hormigón a la viga compuesta ya que este se encontraba mal vibrado en el centro de la viga, debido a que en la fundición de las losas se trató de no dañar los strain gauges ubicados en el acero de refuerzo obteniendo una losa porosa en la cual se observan a simple vista fallas inducidas.

Se observa claramente que aparecen fisuras a  $45^\circ$  cerca de los apoyos debido a los esfuerzos cortantes que se generan al aplicar las cargas en el elemento compuesto.

#### IMAGEN 4.5 CICLOS DE CARGA Y FALLAS DEL ENSAYO 4



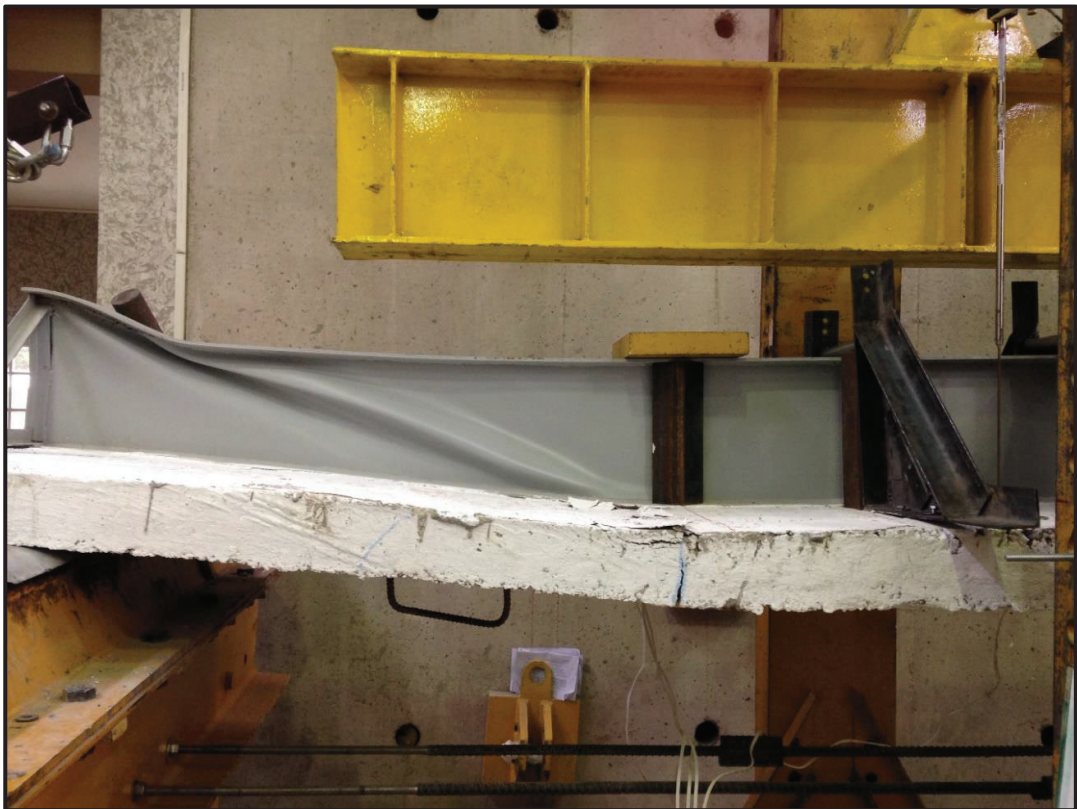
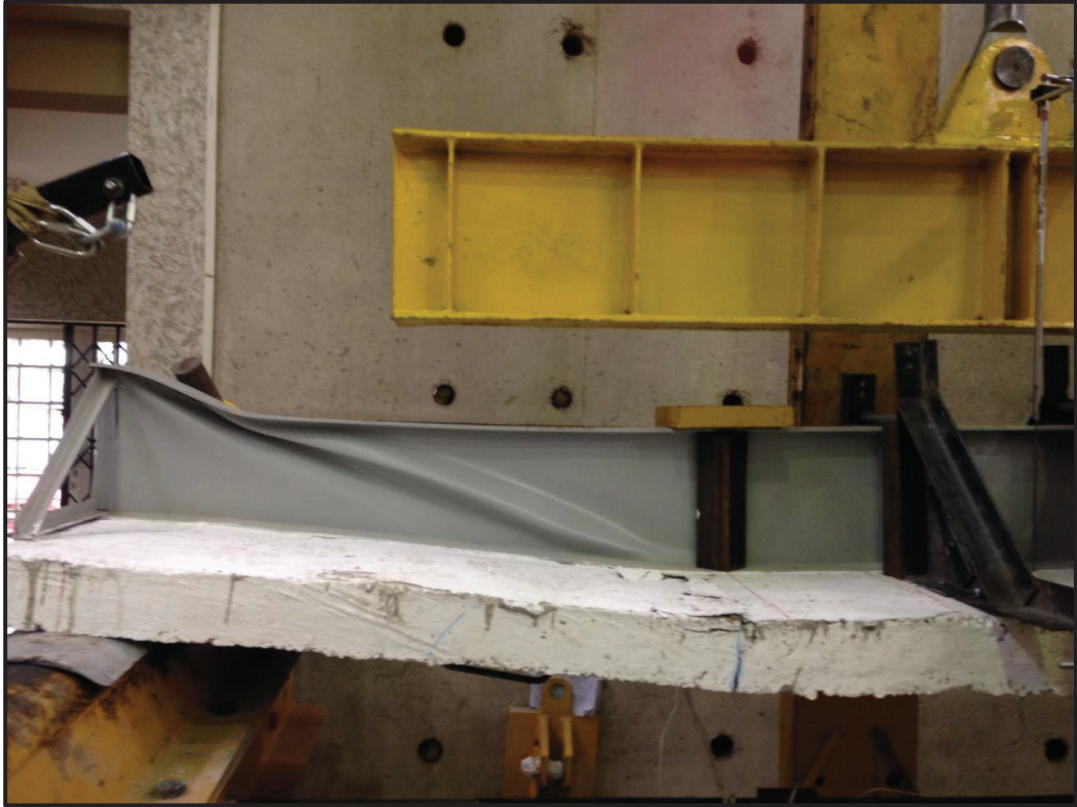






















ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

#### 4.5.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA VIGA 248 x 2 x100 x 6

➤ *Corte VS Deformación Ensayo 4*

De la gráfica corte vs deformación se observa que a pesar que la sección no alcanza la carga de plastificación teórica de 13.68 esta presenta una carga máxima de 13.19 Ton muy cercana a la carga de plastificación teórica; a partir de ese valor la curva empieza a descender.

La falla que se presenta en el ensayo se da en el rango elastoplástico como se observa en la curva, formando arrugas a 45 grados cerca de los apoyos debido a que el alma es no compacta y esta es propensa a fallar por esfuerzos cortantes.

➤ *Deformaciones Reales y Teóricas Ensayo 4*

**CUADRO 4.4 DEFORMACIÓN REALES Y TEÓRICAS ENSAYO 4**

CARGA	δ REAL	δ TEORICA
kg	mm	mm
1001.83	0.84	0.64
1663.29	1.55	1.07
2025.35	1.90	1.30
2556.43	2.37	1.64
3039.30	2.94	1.95
3577.64	3.39	2.30
4499.81	4.28	2.89
5067.11	5.01	3.25
6124.32	6.58	3.93
7029.57	7.64	4.51
7524.44	8.32	4.83

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

Las deformaciones teóricas son menores que las deformaciones reales al igual que en los ensayos 2 y 3, debido a que la inercia efectiva en el ensayo es menor que la inercia teórica de la sección compuesta esto se da porque existen pequeños corrimientos entre el hormigón y la viga de acero, la deformación máxima real que se presenta en el ensayo es de 7.87cm.

➤ *Curva Momento vs Deformación Ensayo 4*

De la gráfica Momento vs Deformación se observa que la viga compuesta no alcanza su momento plástico teórico de 6.84 Ton-m, pero alcanza un momento último de 5.72 Ton-m para posteriormente y debido al endurecimiento por deformación alcanzar un momento máximo de 6.59 Ton-m, representando el 96 % de la capacidad de diseño.

➤ *Curva Momento vs Curvatura Ensayo 4*

De la gráfica Momento vs Curvatura se determina que la viga no compacta tiene un comportamiento elástico hasta un momento de 4.02 Ton-m, posterior a este, la curva presenta un cambio de pendiente pasando del rango elástico al rango inelástico donde presenta un momento último de 5.72 Ton-m donde las fibras

cercanas a la más externa también alcanzan el esfuerzo de fluencia; la curva presenta un momento máximo de 5.55 Ton-m después del cual la sección absorbe deformación pero no carga.

Para justificar los valores de momento elástico y último obtenidos gráficamente en la curva, se realiza el cálculo tomando en cuenta la distribución de esfuerzos obtenidos de los strain gauge en los puntos de interés y la distancia al eje neutro desde el borde extremo del patín sometido a compresión.

$$\begin{aligned}
 My = & \frac{2}{3} \left[ d * t_w * \sigma_1 * (d - t_f) \right] + \left[ b_f * t_f * \left( d - \frac{t_f}{2} \right) * \sigma_2 \right] \\
 & + \left[ (h_w - (d - t_f)) * t_w * \frac{2}{3} * (h_w - (d - t_f)) * \sigma_3 \right] \\
 & + \left[ b_f * t_f * \left( h_w - d + \frac{3}{2} * t_f \right) * \sigma_4 \right] \\
 & + \left[ A_r * (h_w - d + 2 * t_f + h_v) * \sigma_5 \right]
 \end{aligned} \tag{4.1}$$

$$\begin{aligned}
 M_y = & (2.62 * 8.33 * 2000) + (6.00 * 12.80 * 2530) + (2.46 * 8.20 * 600) \\
 & + (6.00 * 12.60 * 830) + (4.52 * 17.9 * 1110)
 \end{aligned}$$

$$M_y = 4.03 T - m$$

$$M_y = 4.03 T - m < 4.46 T - m$$

$$\begin{aligned}
 M_u = & (2.78 * 8.87 * 2530) + (6.00 * 13.60 * 2530) + (2.30 * 7.67 * 1400) \\
 & + (6.00 * 11.80 * 1590) + (4.52 * 17.1 * 1550)
 \end{aligned}$$

$$M_u = 5.26 T - m$$

$$M_y = 5.26 T - m < 5.72 T - m$$

Los valores de momentos obtenidos con ayuda de los esfuerzos presentados en los strain gauge son similares a los que se obtienen gráficamente por lo que se deduce que son correctos.

➤ *Curva Momento vs Giro Ensayo 4*

De la gráfica Momento vs Giro se determina la ductilidad de la viga utilizando la ecuación 4.2, la cual divide el valor del giro último para el giro en la fluencia, dando como resultado:

$$Ductilidad = \frac{0.069}{0.0108}$$

$$Ductilidad = 6.38 \approx \text{MEDIANAMENTE DUCTIL}$$

Se determina que la viga tiene una ductilidad de 6.38 por lo que expresado en el Capítulo 1 Sección 1.6, la viga es medianamente dúctil.

➤ *Curva Módulo de Rigidez vs Relación de Capacidad (%M/Mu) Ensayo 4*

De la gráfica Módulo de Rigidez vs Relación de capacidad se observa que la rigidez de la sección compuesta disminuye en valores relativamente pequeños conforme va aumentando la carga, como resultado de esta variación, la curva presenta cambios leves de pendiente mientras la viga está en su rango elástico.

Pasado el rango elástico algunas fibras del alma han sobrepasado su esfuerzo de fluencia y ya no aportan inercia a la sección compuesta, provocando que la gráfica presenta una pendiente con mayor inclinación.

La inercia real es mucho menor que la inercia teórica, es por esto que los códigos de diseño proponen una inercia efectiva del orden del 15 al 30% menor que la inercia transformada.

En algunos casos no resulta práctico, hacer cálculos precisos de rigidez de miembros compuestos en flexión, en consecuencia, para cálculos de

deformaciones reales debe tomarse como 75% de la inercia transformada. Sin embargo este comentario es referente a vigas compactas, por lo que su aplicación queda a consideración de calculista, para utilizarlas en vigas no compactas.

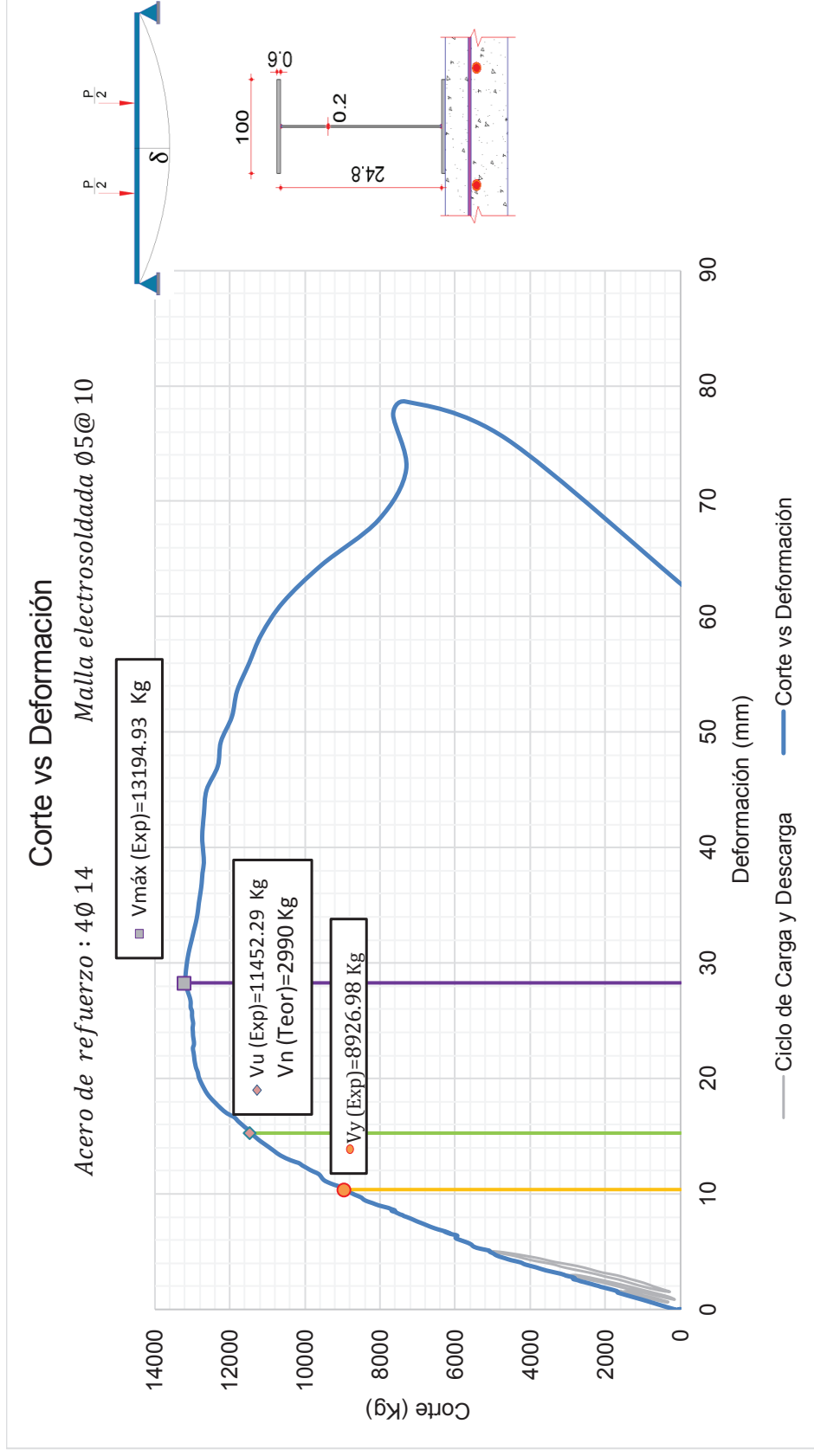
➤ *Distribución de esfuerzos en sección transversal ensayo 4*

En la gráfica de distribución de esfuerzos el único valor a tomarse en cuenta del SG1 es el que se da a las 3.03 Ton con un esfuerzo de 1838.80 kg/cm<sup>2</sup>, debido a que a cargas mayores presenta errores de lectura por desprendimiento.

Los strain gauges ubicados en el patín a tensión (SG2) y en la mitad del alma (SG3) presentan esfuerzos de 1582.16 Kg/cm<sup>2</sup> y 240.50 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente, mientras que el SG4 ubicado en el patín a compresión presenta un esfuerzo de 5276.09 Kg/cm<sup>2</sup>, mayor que el esfuerzo de fluencia del acero estructural.

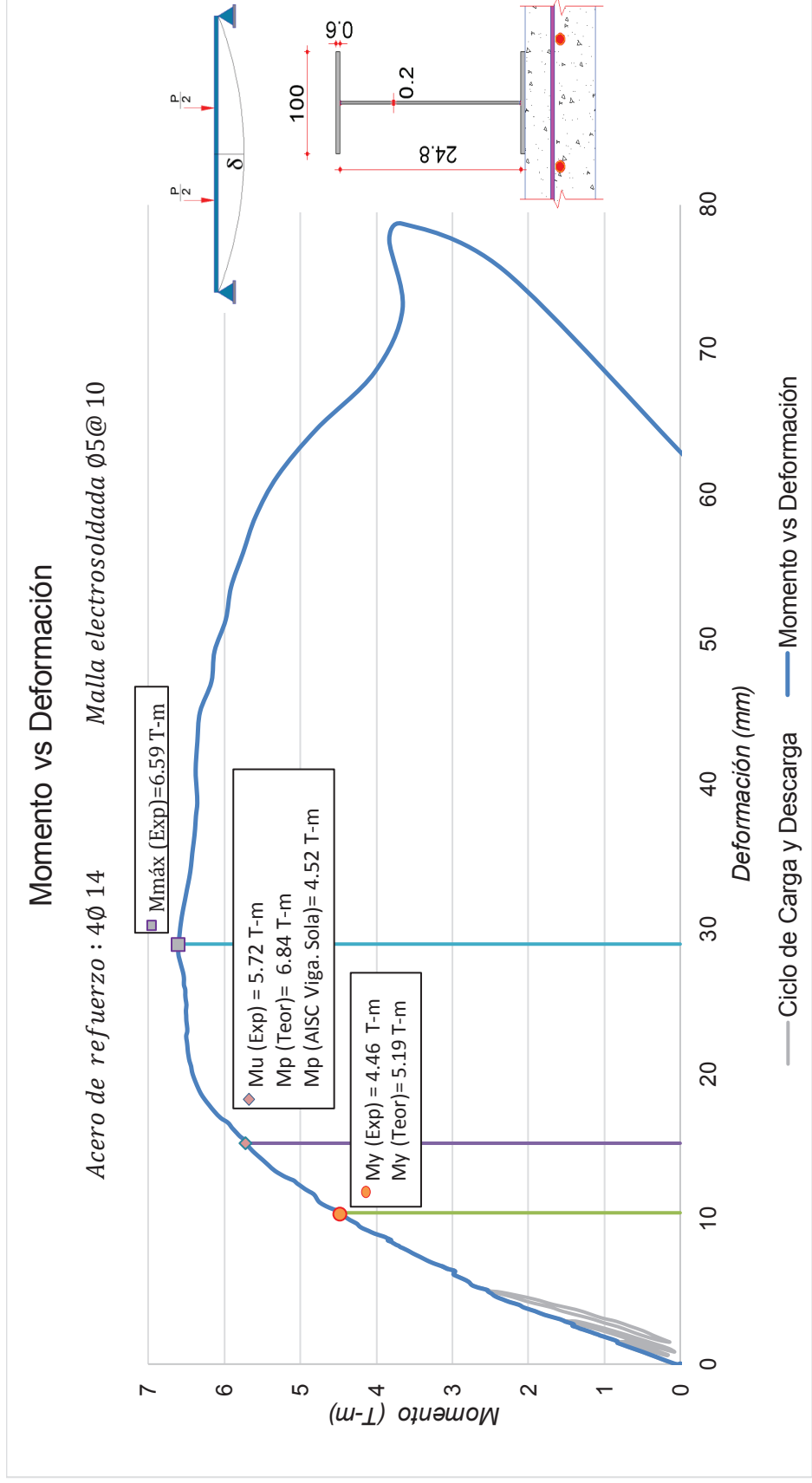


IMAGEN 4.29 CURVA CORTE VS DEFORMACION VERTICAL ENSAYO 4



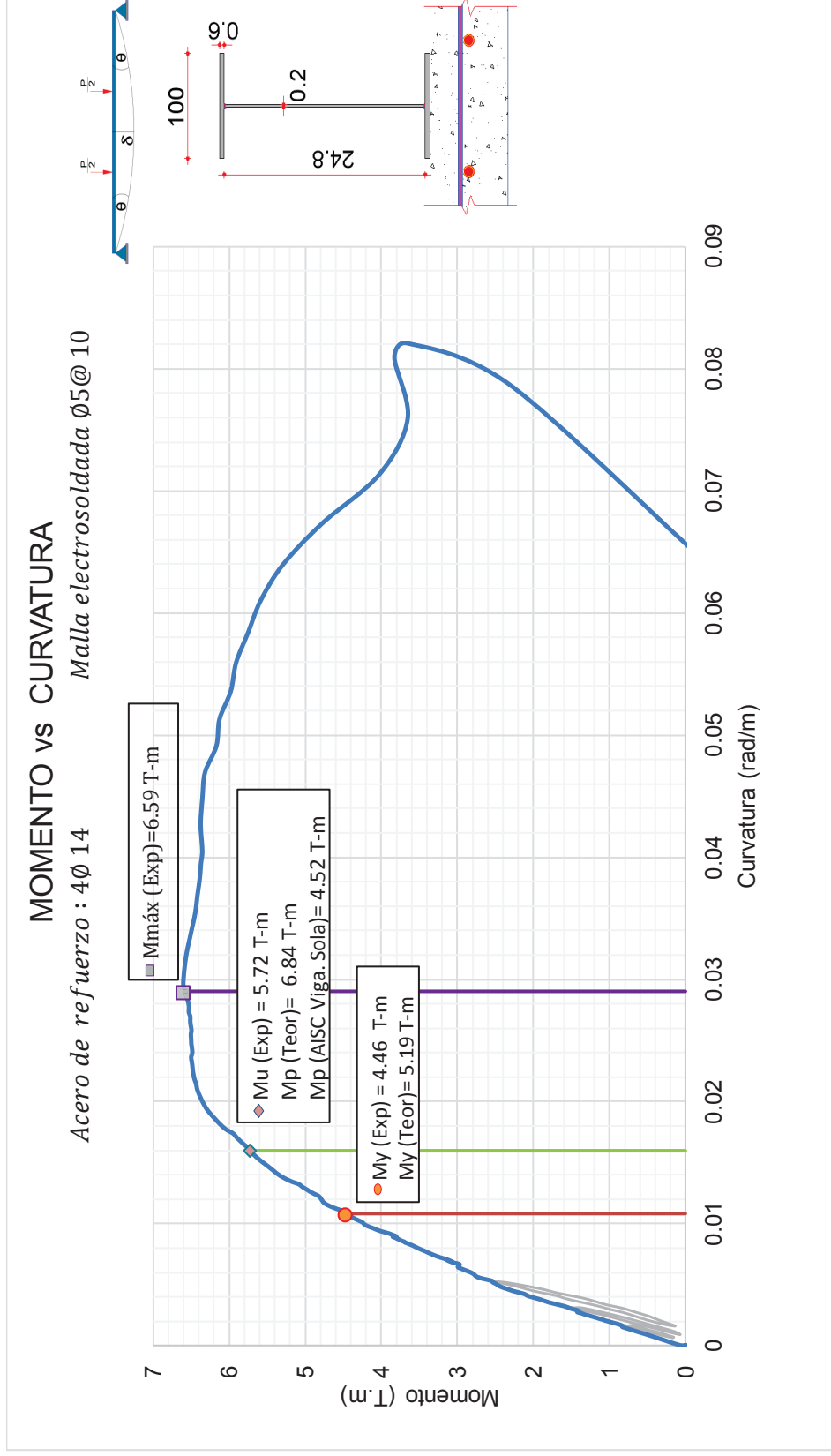
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.30 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN ENSAYO 4



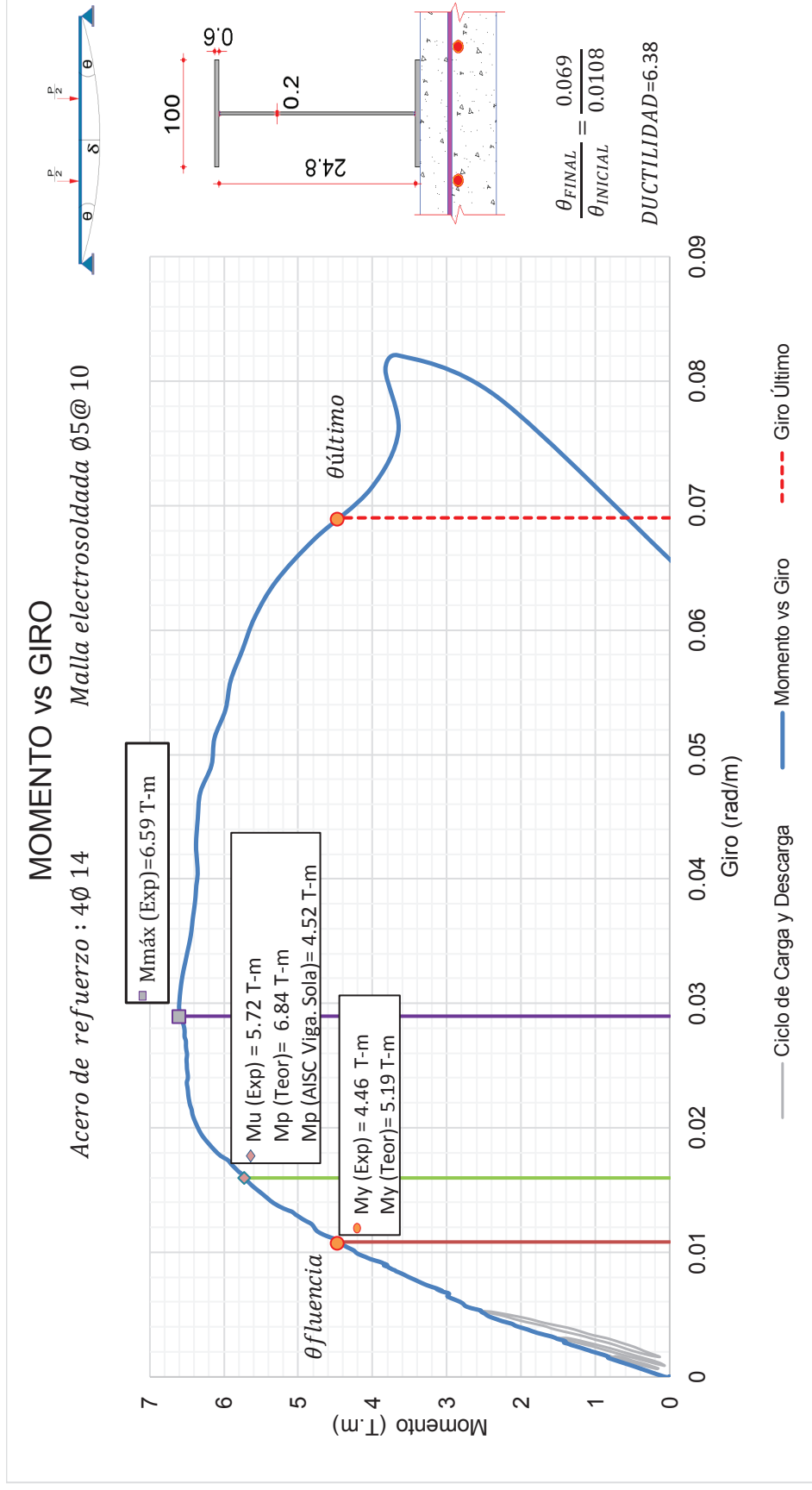
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.31 CURVA MOMENTO VS CURVATURA ENSAYO 4



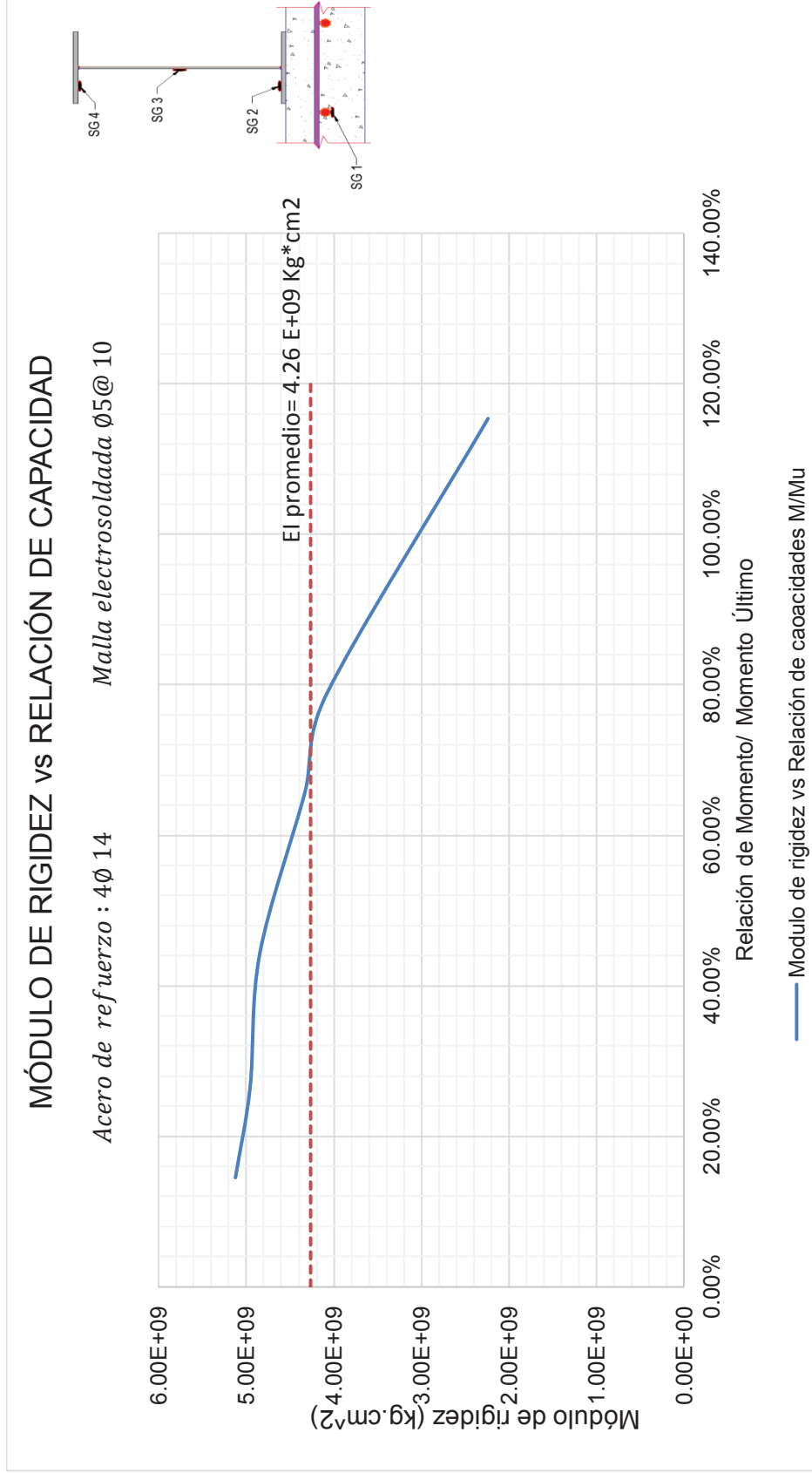
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.32 CURVA MOMENTO VS GIRO ENSAYO 4



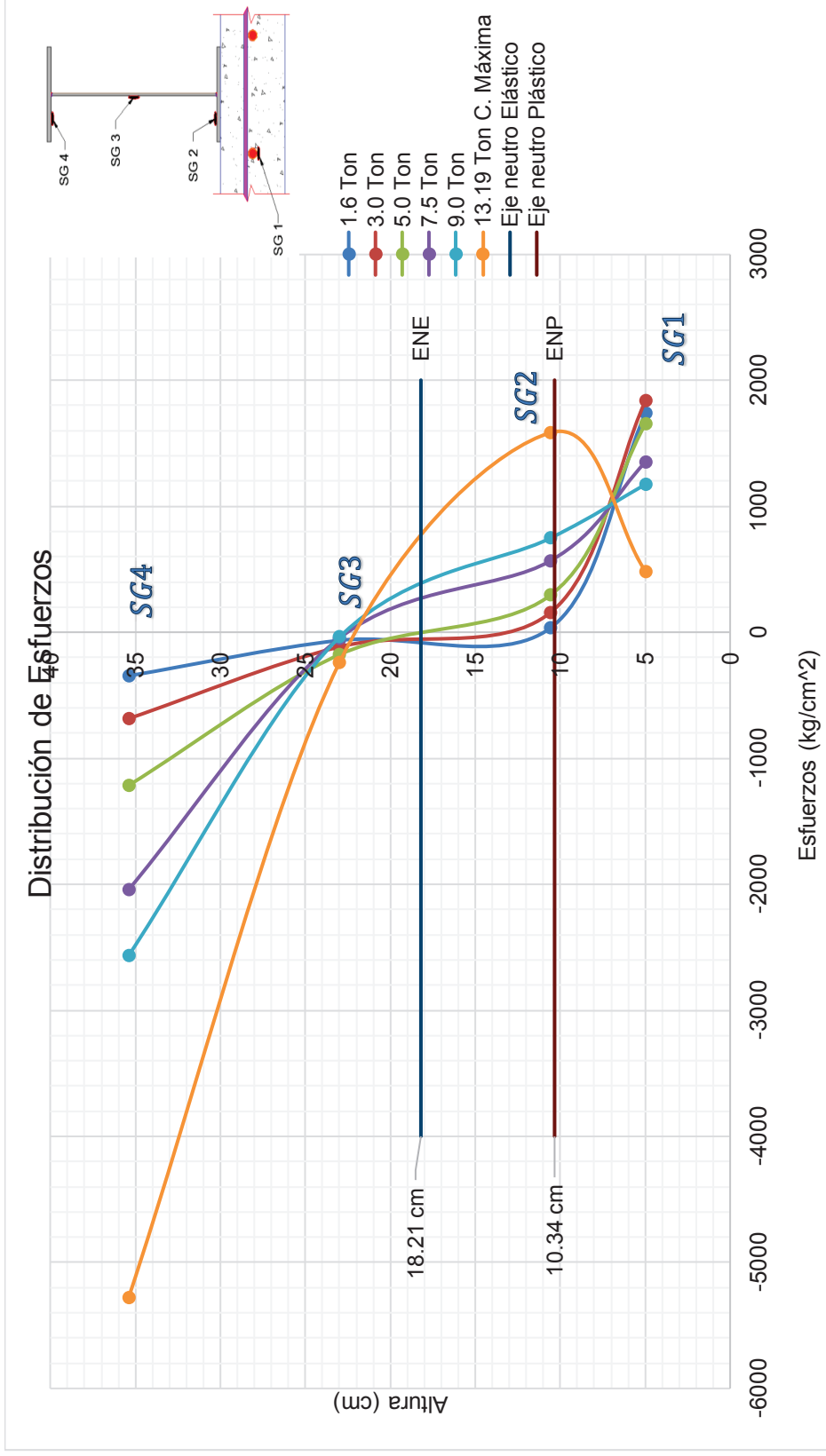
ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.33 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD ENSAYO 4



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

IMAGEN 4.34 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL ENSAYO 4



ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo



## 4.6 RESUMEN DE RESULTADOS

### CUADRO 4.5 RESUMEN DE RESULTADOS OBTENIDOS

DESCRIPCIÓN		NOME.	U	VIGA NO COMPACTA 1	VIGA NO COMPACTA 2	VIGA NO COMPACTA 2.1	VIGA NO COMPACTA 3	VIGA NO COMPACTA 4
				258 x 2 x 120 x 6	234 x 2 x 150 x 8	234 x 2 x 150 x 8	218 x 2 x 100 x 6	248 x 2 x 100 x 6
DATOS TEÓRICOS	Momento plástico de la viga sola	Ml	T.m	5.49	7.95	7.95	3.99	4.52
	Momento elástico teórico de la viga compuesta	My	T.m	6.04	8.37	8.37	4.58	5.19
	Momento plástico teórico de la viga compuesta	Mpt	T.m	7.55	9.83	9.83	6.03	6.84
	Carga de plastificación de la sección compuesta	Pmáx	T	15.10	19.66	19.66	12.06	13.68
	Inercia transformada	It	cm <sup>4</sup>	4053.18	4925.35	4925.35	2896.28	3653.70
RESULTADOS EXPERIMENTALES	Momento elástico experimental	My	T.m	3.67	5.08	6.39	3.9	4.46
	Momento Último Experimental	Mu	T.m	-	5.34	7.05	5.13	5.72
	Momento Máximo Experimental	Mmáx	T.m	4.68	7.07	8.05	5.55	6.59
	Relación entre momento máximo y momento plástico teórico	Mmáx/Mp	su	62%	72%	82%	92%	96%
	Carga de fluencia	Vy	T	7.36	10.17	12.78	7.82	8.93
	Carga última	Vu	T	-	10.69	14.11	10.26	11.45
	Carga Máxima	Vmáx	T	9.36	14.14	16.10	11.10	13.19
	Inercia efectiva promedio	le	cm <sup>4</sup>	1862.23	3373.17	2640.98	1858.24	2087.5
	Relación entre inercia efectiva y la transformada	le/It	su	46%	68%	54%	64%	57%
	Ductilidad		su	4.00	-	4.81	4.36	6.38
CALCULO TEORICO DEL MOMENTO PLASTICO EN BASE A LOS RESULTADOS	Momento plástico teórico de la viga compuesta con el 35% del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	Mp35%	T.m	6.66	8.98	8.98	5.09	5.86

ELABORADO POR: Maritza Columba y Gustavo Crespo

## CONCLUSIONES

- A pesar que las gráficas en las vigas compuestas 2,3 y 4 indican un buen comportamiento de las mismas, con en el análisis de resultados en base a los datos obtenidos experimentalmente se puede concluir que las vigas no llegan a plastificar debido al pandeo local que se presenta en el alma cerca de los apoyos, lo que causa una inestabilidad en la viga reduciendo la capacidad de la misma impidiendo que se produzca la rótula plástica.
- En las vigas no compactas 2,3 y 4 la fibra más comprimida alcanzo el límite elástico del acero A36 como lo muestra los gráficos de los strain gauges de cada una, pero la formación de la abolladura cerca de los apoyos impide que estas plastifiquen.
- Al final de la práctica se observar que la colaboración real del acero de refuerzo al momento último en los ensayos 3 y 4 es de 34 % y 9% respectivamente, el valor del ensayo 4 se puede someter a discusión debido a que en este el strain gauge correspondiente a las varillas presenta valores erróneos ya que sus lecturas descienden drásticamente durante el ensayo, esto debido a un desprendimiento del mismo.
- El error presentado en el strain gauge correspondiente al acero de refuerzo durante el ensayo 4 no permite saber exactamente la colaboración a la viga, por lo que al comprobar analíticamente el esfuerzo real del acero de refuerzo con el que se obtiene el momento ultimo experimental, se obtienen que en el ensayo 3 con un esfuerzo de 1570 kg/cm<sup>2</sup> alcanza el momento de 5.13 Ton –m siendo este esfuerzo el 37.38 % de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , y en la viga 4 con un esfuerzo de 1260 kg/cm<sup>2</sup> alcanza un momento de 5.72 Ton –m siendo este el 30% del esfuerzo de fluencia.
- Obtenidos los valores de colaboración del acero de refuerzo se puede concluir que en vigas compuestas no compactas no se debe considerar el 100% de fluencia en las varillas, más bien este se reduce a un 35% con lo que la capacidad teórica es similar o igual a la experimental.
- Este trabajo presenta una alternativa para la determinación teórica aproximada de la inercia efectiva que según los resultados del ensayo están

entre el 60 % hasta un 70 % de la inercia transformada a momento negativo, para vigas compuestas no compactas.

- Se puede concluir que las hipótesis y formulas adoptadas en el diseño de vigas compactas no son aplicables al cálculo de capacidades de vigas compuestas no compactas pero se pueden utilizar como una guía, teniendo en cuenta ciertos criterios de diseño, como, trabajar con un esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo menor que 4200 Kg/cm<sup>2</sup> ,garantizar la soldadura, emplear la inercia adecuada, proporcionar los suficientes arriostramientos para evitar un pandeo lateral torsional y considerar el diseño con atezadores para que la falla por esfuerzos cortantes en el alma no impida que la viga plastifique.
- En base a los ensayos efectuados en el presente trabajo, se puede concluir que las vigas compuestas no compactas presentan un comportamiento modernamente dúctil puesto que alcanzan valores del orden de 5.
- Para desarrollar ayudas de diseño que promuevan el uso de vigas compuestas no compactas, se presentan las gráficas resultado de los ensayos, mostrando el buen comportamiento de estas vigas ya que pueden absorber una cantidad moderada de energía lo cual muestra una ductilidad intermedia dando la posibilidad de utilizar este tipo de diseño en la industria de la construcción.
- La pérdida de rigidez que presenta la viga 4 en las primeras etapas de carga es menor en comparación a las vigas 1,2 y 3, debido a que al no existir una contribución del hormigón la tensión en el acero se incrementa rápidamente logrando que los esfuerzos que presenta sean grandes a cargas de 1 y 3 Ton.
- Aunque en el diseño de vigas compuestas no compactas a momento negativo no se considera la contribución del hormigón a la viga compuesta, experimentalmente se observa que en las vigas 1, 2 y 3 este si contribuye

aproximadamente hasta 3 Ton en cada ensayo, esto se observa debido a que los esfuerzos que presenta el acero de refuerzo en las etapas iniciales de carga son pequeños en comparación a la viga 4.

- Las gráficas de módulo de rigidez vs relación de capacidades (%M/Mu) presentadas en los 3 primeros ensayos demuestran que las vigas compuestas tienen una rigidez inicial mayor cuando el hormigón contribuye a la resistencia de diseño a flexión de la viga compuesta.
- Con la aplicación de ciclos de carga y descarga sobre la sección compuesta, se representa un historial de carga que se presenta en la vida útil de una estructura, por lo que los datos de disminución de rigidez que dan los ensayos son aproximados a la realidad.
- A pesar que se utilizaron conectores de corte tipo arco utilizando el diseño de conectores tipo Stud estos tuvieron un buen desempeño al aplicar a las vigas cargas verticales, pues la losa de hormigón no se desprendió de la viga de acero aun cuando esta alcanzo el momento plástico, sin embargo estos permiten ciertos corrimientos entre el hormigón y acero presentando una inercia efectiva experimental menor a la inercia transformada de la sección compuesta.
- En el comentario expresado acerca de deformaciones en el Código ANSI/AISC 360-2010 se expresa que las deformaciones máximas permisibles se deja en consideración del uso de la estructura y de la experiencia, por lo que se ha tomado el valor máximo de deformación de  $L/240$  igual a 1.25 cm, las deformaciones que presentan todas las vigas ensayadas están por debajo de la deflexión máxima permisible para elementos estructurales a cargas de servicio, presentando valores de 1.02 cm (Viga 1), 0.79 cm (Viga 2), 1.05 cm (Viga3) y 1.12 cm (Viga 4).
- Una de las razones del porque existen diferencias entre las capacidades teóricas y experimentales, se debe a que no existe diseños para vigas compuestas no compactas, por lo que, se toma guías de diseños que no son

propios de estas vigas, incumpliendo condiciones de esbelteces de la sección, este estudio no pretende imponer manuales de diseño para vigas no compactas, se pretende hacer una introducción a estos elementos que con un adecuado arriostramiento y atiesadores se demuestra que son capaces de llegar a tener buena ductilidad y capacidades aproximadas a las de diseño. Esto se realiza en vista que el diseño de vigas compactas que cumplan estas características resulta más costosas y la idea es innovar investigar nuevos métodos de diseño.

- Al ser las vigas de alma no compacta estas son propensas a fallar debido a esfuerzos cortantes, esta falla se observa con la formación de arrugas a 45 en el alma cerca de los apoyos a un esfuerzo crítico ( $F_{cr}$ ) menor al esfuerzo de fluencia como se expresa en el capítulo 2, impidiendo que las vigas lleguen a plastificar.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda colocar un strain gaguge en la losa de hormigón para analizar exactamente como contribuye el hormigón en zonas de tensión, en vigas compuestas sometidas a momento negativo.
- Es importante utilizar de manera adecuada los instrumentos de medición y realizar una simulación de cargas puntuales correcta con materiales que sean capaces de transmitir cargas a la viga sin que estos produzcan una falla durante el ensayo.
- Se recomienda colocar strain gagues cerca de los apoyos ya que estas vigas tienden a fallar cerca de los mismos debido a que el alma es no compacta, y de esta manera tener los esfuerzos a los que empieza a pandear el alma.
- El método constructivo es muy importante en este tipo de vigas ya que es fundamental que la losa quede al mismo nivel que el patín superior de la viga pues si esto no se cumple se considera que la viga está embebida en el hormigón cambiando las condiciones de diseño de la viga.
- A pesar que el ensayo es a momento negativo y se considera que el hormigón no trabaja a tensión es importante que este alcance la resistencia de diseño a los 28 días de lo contrario se deberá realizar el ensayo a los 60 días ya que en este tiempo se considera que el hormigón ya no adquiere más resistencia.
- Se debe tener cuidado al momento de armar y fundir las vigas compuestas evitando golpear, pisar o realizar alguna acción que pueda dañar los strain gauges ubicados en el acero de refuerzo.

- Es recomendable poner dos strain gauges en el acero de refuerzo en caso de que alguno sufra algún daño, de manera que evite ver la colaboración del acero de refuerzo en el ensayo.
- Los strain gauges se seleccionaron en base a las condiciones solicitadas en el laboratorio ya que deben cumplir con ciertos parámetros de resistencia y temperatura.
- Es recomendable que después del primer ensayo se verifiquen si los resultados del ensayo son iguales o se aproximan a los datos teóricos, con el fin de evitar errores de ensayo.
- Se deben buscar nuevos temas de tesis innovadores que se dirijan a la investigación y experimentación los cuales puedan innovar en el campo de la ingeniería.
- Es recomendable usar probetas de testigo y someterlas a las condiciones reales en las que se encuentra las losas de las vigas y ensayarlas al mismo tiempo que aquellas que se encuentran en el cuarto húmedo del laboratorio para obtener datos más reales de la resistencia del hormigón.
- Se recomienda realizar un estudio técnico económico entre vigas compuestas compactas y vigas compuestas no compactas con atezadores, y así medir una vez más las capacidades que poseen estas ratificando el buen comportamiento que se presenta en los ensayos 2,3 y 4 a momentos negativo.



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Álvarez y Cházaro, Construcción Compuesta Acero-Concreto, México DF, El Acero Hoy.
- American Institute of Steel Construction, (2010), Specification for Structural Steel Buildings.
- American Institute of Steel Construction, (2010), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings
- American Institute of Steel Construction, (2010), Commenctary on the Specification for Structural Steel Buildings.
- Arguelles R., (2006), Estructuras de Acero. Cálculo, 2da Edición, Madrid-España.
- Buen López O., (2004), Diseño de Estructuras de Acero, Construcción Compuesta, México DF, Fundación ICA.
- Chávez J, (2014), Ensayo Experimental a Momento Negativo de Losas tipo Deck en dirección perpendicular a los valles con diferente cuantía de acero de refuerzo, Quito.
- Cook J, (1981), Construcciones Compuestas, México D.F. 1ra Edición.
- Degliuomini, K. y Munaiar J, (2005), Uma Contribuição Ao Estudo de Vigas Mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio. Cadernos de engenharia de estruturas, pp3.
- Estrada J,(2004), Evaluación Técnica y Económica de Losas Compuestas, Medellín.
- Galán y Jaramillo, (2012), Ensayo experimental de los conectores de corte de las losas tipo deck, Quito.
- Gioncu V y Mosoarca M (2012), Prediction for Available Rotation Capacity and ductility of wide-flanges beams: Part1: DRUCTOCT M Computer Program, Acta Technia Napoencis, Civil Engineering and Architecture Vol 55, No1.
- Instituto Técnico de la Estructura en Acero, (2012), Construcción Mixta, Boletín N12, México.

- León R, (2007), Construcción Mixta Asociación de Ingenieros Estructurales de Argentina, pp 35.
- McCormac J y Csemak S., (1996), Diseño de Estructuras de Acero, México DF.
- Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, (2004), Editoria Gaceta Oficial del Distrito Federal, pp 232.
- Vinueza M, y Rivas P, (2015), Estudio de Vigas de Acero con losas de Hormigón Sometidas a Flexión con Momentos Positivos mediante el ensayo de elementos y modelación teórica, Quito.

## **ANEXOS**

**ANEXO NO.1**

**GUÍA DE REMISIÓN DEL HORMIGÓN F'C= 210 Kg/cm<sup>2</sup>**

**HOLCIM**



Holcim Ecuador S.A.

SERVICIO DE RENTAS INTERNAS

Dir Matriz: Av. Barcelona y José Rodríguez Bonín (Edificio el Calman Piso 2)

Dir Sucursal: Manuel Zambrano 200 y Av. 6 de Diciembre

Contribuyente Especial N°: 6925

OBLIGADO A LLEVAR CONTABILIDAD SI

RUC: R.U.C.# 0990293244001

GUIA DE REMISIÓN

N°: 010006-000023977

NUMERO DE AUTORIZACIÓN  
1905201606099029324400120100060000239773214070816

Fecha y Hora de Autorización: 19.05.2016 / 12:00:2

Ambiente: PRODUCCION

Emisión: Normal

Clave de Acceso



1905201606099029324400120100060000239773214070816

RUC/CI (Transportista): 0990293244001  
Razón Social/Nombres y Apellidos: Holcim Ecuador S.A.  
Placa: GRJ483  
Punto de Partida: Manuel Zambrano 200 y Av. 6 de Diciembre  
Fecha inicio Transporte: 19.05.2016 Fecha fin Transporte: 19.05.2016

Comprobante de Venta: 0010244617 FACTURA: Fecha de Emisión:

Número de Autorización:  
Motivo Traslado: Venta Vendedor: 00010893  
Destino (Punto de llegada): LADRON DE GUEVARA E 11-263 (ESCUELA POLITECNICA NACIONAL)  
RUC/CI (Destinatario): 1790011291001 Código: 6001283  
Razón Social/Nombres Apellidos: SEVILLA Y MARTINEZ INGENIEROS CA SEMAICA  
Obra: OBRA: ESCUELA POLITECNICA NACIONAL  
Código: 6129305  
Documento Aduanero: Entrega: 317155896  
Código Establecimiento Destino: 6DI018  
Ruta:

Cantidad	Descripción	Código Principal	Código Auxiliar
1.500	ESTRUCTURAL 210 Kg/cm <sup>2</sup> -25mm-10cm-28d	10016123	000010

CICLO	FECHA	OBSERVACIONES	CONTROL FLUIDEZ	AGUA (LT.)	ADITIVO (LT.)	OUTRO
Inicio Carga	19.05.2016	12:00:20				
Salida Planta		12:25				
Llega Obra		13:20				
Inicia Descarga		13:40				
Termina Descarga						
Salida Obra						
Llega Planta						
Tiempo Ciclo						
RESPONSABILIDADE POR MODIFICACIONES						
AGUA ADITIVO						

Operador Mixer: Urquiza Franklin Eduardo  
Grupo Recepción:  
Bomba N°:  
Peso:  
Sello: 40015

Se ha prohibido al operador agregar agua o aditivos al concreto, salvo en los siguientes casos y con la autorización expresa del comprador y de Planta:  
A) Cuando el asentamiento sea inferior al indicado y dentro de 1/4 después del Carguo.  
B) Cuando el comprador exija un asentamiento superior.

CONTROL DE DESPACHO ACUMULADOS POR DIA M3

CANTIDAD ORDENADA	CANTIDAD DESPACHADA	CANTIDAD POR DESPACHAR
1.500	1.500	0.000

OBSERVACIONES:

CONTROL DE MUESTRAS  
SITIO:  
PLANTA:  
OBRA:

Despachado por:

RECEBI CONFORME

**ANEXO NO.2**

**ENSAYOS A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN, 7-14-28 Y 60  
DÍAS**





**ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**  
**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYOS DE MATERIALES**

**COMPRESIÓN EN CILINDROS DE HORMIGÓN**

Quito, 27 de mayo de 2016

INF. No.16 - 0475  
 Hoja 01 de 01

**SOLICITA:** SRTA. MARITZA COLUMBA / SR. GUSTAVO CRESPO  
**Atención:** Srta. Maritza Columba / Sr. Gustavo Crespo  
**Dirección:** Floresta  
**PROYECTO:** 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  
**CONTRATISTA:** \*\*\*  
**FISCALIZADOR:** \*\*\*  
**ELEMENTO:** VIGA C GC-MC  
**NORMA:** ASTM C39/C39M - 14a

No.	FECHA FABRICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FECHA ROTURA	EDAD (días)	D (mm)	ÁREA TRANSV. (mm <sup>2</sup> )	P. ESPEC. (kg/m <sup>3</sup> )	CARGA		RESISTENCIA	
								(KN)	(ton)	(MPa)	(Kg/cm <sup>2</sup> )
1	19-may-16	CILINDRO # 7	26-may-16	7	152	18226	2232	213,28	21,75	11,6	118

Observación: La procedencia y fechas de fabricación han sido tomadas de las muestras y es responsabilidad del cliente.

  
 ING. MERCEDES VILLACÍS  
 JEFE DEL LABORATORIO



C16-0082

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil, Mezanine, Ofic. M15 email: laboratoriocivilepn@yahoo.com / Telf.: (02) 2976 300 ext.: 1609





**ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYOS DE MATERIALES

**COMPRESIÓN EN CILINDROS DE HORMIGÓN**

Quito, 17 de junio de 2016

INF. No. 16 - 0488  
Hoja 01 de 01

**SOLICITA:** SRTA. MARITZA COLUMBA / SR. GUSTAVO CRESPO  
**Atención:** Srta. Maritza Columba / Sr. Gustavo Crespo  
**Dirección:** Floresta  
**PROYECTO:** 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  
**CONTRATISTA:** \*\*\*  
**FISCALIZADOR:** \*\*\*  
**ELEMENTO:** VIGA C GC-MC  
**NORMA:** ASTM C39/C39M - 14a

No.	FECHA FABRICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FECHA ROTURA	EDAD (días)	D (mm)	ÁREA TRANSV. (mm <sup>2</sup> )	P. ESPEC. (kg/m <sup>3</sup> )	CARGA		RESISTENCIA	
								(KN)	(ton)	(MPa)	(Kg/cm <sup>2</sup> )
1	19-may-16	CILINDRO # 5	02-jun-16	14	154	18546	2241	283,95	28,96	15,0	153
2	19-may-16	CILINDRO # 1	02-jun-16	14	149	17515	2257	279,37	28,49	15,6	159

Observación: La procedencia y fechas de fabricación han sido tomadas de las muestras y es responsabilidad del contratista.

ING. MERCEDES VILLACIS  
JEFE DEL LABORATORIO



C16-0062

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil, Mezanine, Ofic. M15 email: laboratoriocivilepni@yahoo.com / Telf.: (02) 2976 300 ext.: 1609



## ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

### LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYOS DE MATERIALES

#### COMPRESIÓN EN CILINDROS DE HORMIGÓN

Quito, 17 de junio de 2016

INF. No.16 - 0489  
Hoja 01 de 01

**SOLICITA:** SRTA. MARITZA COLUMBA / SR. GUSTAVO CRESPO

**Atención:** Srta. Maritza Columba / Sr. Gustavo Crespo

**Dirección:** Floresta

**PROYECTO:** 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

**CONTRATISTA:** \*\*\*


**FISCALIZADOR:** \*\*\*

**ELEMENTO:** VIGA C GC-MC

**NORMA:** ASTM C39/C39M - 14a

No.	FECHA FABRICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FECHA ROTURA	EDAD (días)	D (mm)	ÁREA TRANSV. (mm <sup>2</sup> )	P. ESPEC. (kg/m <sup>3</sup> )	CARGA		RESISTENCIA	
								(KN)	(ton)	(MPa)	(Kg/cm <sup>2</sup> )
1	19-may-16	CILINDRO # 2	16-jun-16	28	158	19689	2244	325,16	33,16	16,0	163
2	19-may-16	CILINDRO # 6	16-jun-16	28	153	18466	2319	296,75	30,26	16,1	165

Observación: La procedencia y fechas de fabricación han sido tomadas de las muestras y es responsabilidad del cliente.

  
 ING. MERCEDES VILLACORTA  
 JEFE DEL LABORATORIO

C16-0082

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil, Mezanine, Ofic. M15 email: laboratoriocivilepn@yahoo.com / Telf.: (02) 2976 300 ext.: 1609





**ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYOS DE MATERIALES

**COMPRESIÓN EN CILINDROS DE HORMIGÓN**


Cuito, 22 de julio de 2016

INF. No.16 - 0596  
Hoja 01 de 01

**SOLICITA:** SRTA. MARITZA COLUMBA / SR. GUSTAVO CRESPO  
**Atención:** Srta. Maritza Columba / Sr. Gustavo Crespo  
**Dirección:** Floresta  
**PROYECTO:** 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  
**CONTRATISTA:** \*\*\*  
**FISCALIZADOR:** \*\*\*  
**ELEMENTO:** VIGA C GC-MC  
**NORMA:** ASTM C39/C39M - 14a

No.	FECHA FABRICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FECHA ROTURA	EDAD (días)	D (mm)	ÁREA TRANSV. (mm <sup>2</sup> )	P. ESPEC. (kg/m <sup>3</sup> )	CARGA		RESISTENCIA	
								(KN)	(ton)	(MPa)	(Kg/cm <sup>2</sup> )
1	19-may-16	CILINDRO # 4	18-jul-16	60	153	18305	2268	463,46	47,26	25,5	260

Observación: La procedencia y fechas de fabricación han sido tomadas de los muestreros y se respaldan en el registro de ENSAYOS DE MATERIALES.

  
 ING. MERCEDES VILLACÍS  
 JEFE DEL LABORATORIO



C16-0082

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil, Mezanine, Ofic. M15 email: laboratoriocivilepn@yahoo.com / Telf.: (02) 2976 300 ext.: 1609

**ANEXO NO.3**

**ENSAYOS DE MÓDULOS DE ELASTICIDAD DEL  
HORMIGÓN**



## ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

### LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYOS DE MATERIALES

#### COMPRESIÓN MONOAXIAL DE HORMIGÓN

INF. No. 16-0621  
01 de 02

Quito, 25 de julio de 2016

**SOLICITA:** Srta. Maritza Columba / Sr. Gustavo Crespo  
**Atención:** Srta. Maritza Columba / Sr. Gustavo Crespo  
**Dirección:** FLORESTA

ESTUDIO DE ELEMENTOS COMPUESTOS POR UNA LOSA DE HORMIGÓN SOBRE UNA VIGA DE ACERO  
**PROYECTO:** DE ALMA NO COMPACTA Y PATINES COMPACTOS, SOMETIDOS A FLEXIÓN CON MOMENTOS NEGATIVOS.

**CONTRATISTA:** \*\*\*

**FISCALIZADOR:** \*\*\*

**ELEMENTO:** CILINDRO #3

**MUESTRA:** VIGA GC - MC

**NORMA REFERENCIA:** ASTM C469-14

**FECHA DE ENSAYO:** 18/07/2016

CARGA (Kg)	DEF. AXIAL ( $\mu$ m)	ESFUERZO (Kg/cm <sup>2</sup> )
0	0	0,00
1000	20	5,61
2000	45	11,22
3000	70	16,83
4000	100	22,44
5000	130	28,04
6000	165	33,65
7000	195	39,26
8000	225	44,87
9000	265	50,48
10000	300	56,09
0	0	0,00
2000	45	11,22
4000	100	22,44
6000	165	33,65
8000	220	44,87
10000	280	56,09
12000	345	67,31
14000	415	78,52
16000	490	89,74
18000	555	100,96
20000	630	112,18
0	0	0,00
4000	125	22,44
8000	245	44,87
12000	365	67,31
16000	480	89,74
20000	600	112,18
24000	730	134,61
28000	865	157,05
32000	990	179,48
36000	1125	201,92
40000	1275	224,35

#### CARACTERÍSTICAS DE LA PROBETA

<b>DIAMETRO (D) (cm):</b>	15,07
<b>ALTURA (L) (cm):</b>	30,67
<b>VOLUMEN (cm<sup>3</sup>):</b>	5467,53
<b>PESO (N):</b>	120846,36
<b>PESO UNITARIO (KN/m<sup>3</sup>):</b>	22,10

MUESTRA ANTES DEL ENSAYO



MUESTRA LUEGO DEL ENSAYO



#### RESUMEN DE RESULTADOS

<b>ÁREA (cm<sup>2</sup>):</b>	178,29
<b>RELACIÓN L/D:</b>	2,04
<b>Carga máxima (Kg):</b>	41950,00
<b>Módulo de Elasticidad (Kg/cm<sup>2</sup>):</b>	189596
<b>Resistencia a la compresión uniaxial (Kg/cm<sup>2</sup>):</b>	235,29
<b>Resistencia a la compresión uniaxial corregida (Kg/cm<sup>2</sup>):</b>	235,29

**ING. MERCEDES VILLACIS**  
 JEFE DEL LABORATORIO

**Dirección:** Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil, Mezanine, Ofic. M15 **email:** laboratorio@vilepn@yahoo.com / **Telf.:** (02) 2976 300 ext.: 1609



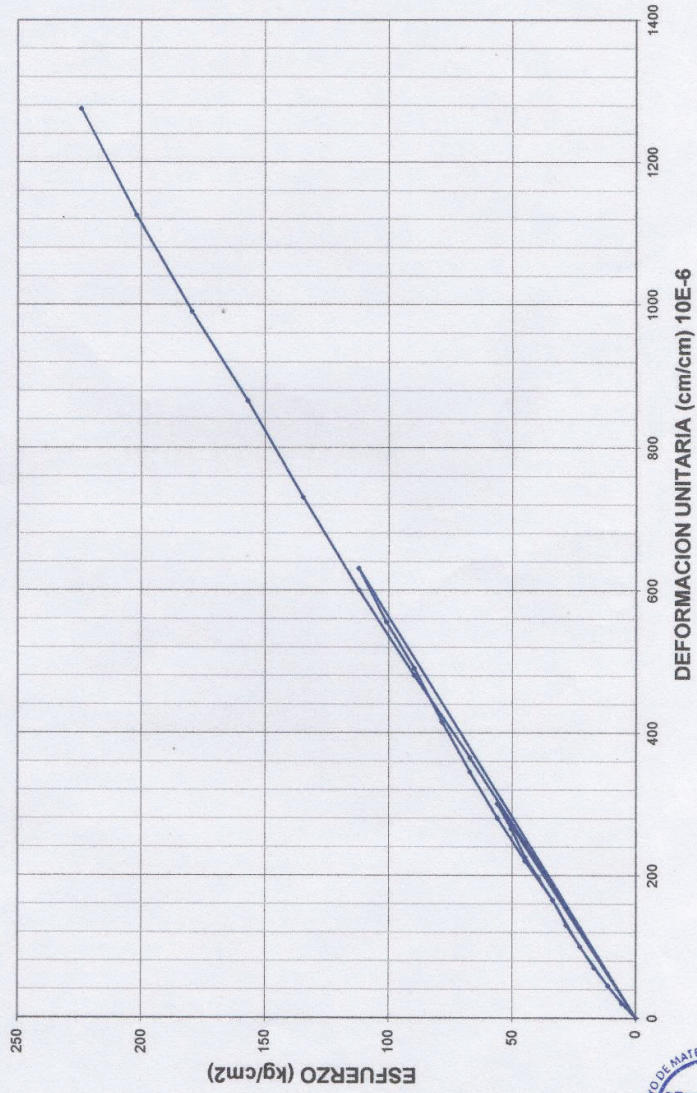


**ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**  
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYOS DE MATERIALES

**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.**

INF N° 16-0621  
 02 de 02

ELEMENTO: VIGA GC - MC



COMMONCILINDRO-16-016



## **ANEXO NO.4**

### **FICHA TÉCNICA STRAIN GAUGES UTILIZADOS**



### CALCULATION OF THERMAL OUTPUT FOR STRAIN GAGES

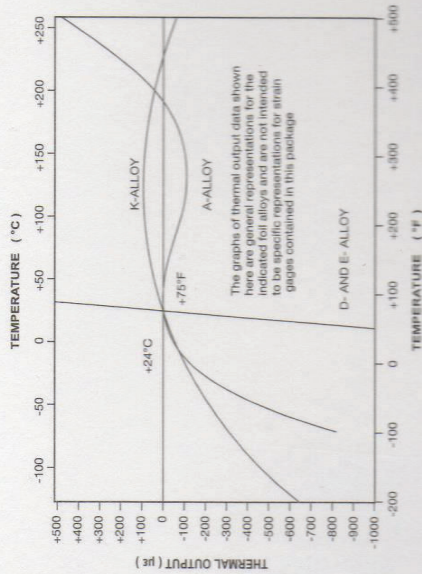
The thermal output of the gages contained in this package can be calculated from the following polynomial expression

$$a_0 + a_1 \cdot T + a_2 \cdot T^2 + a_3 \cdot T^3 + a_4 \cdot T^4 + a_5 \cdot T^5$$

where  $a_n$  are coefficients and  $T^n$  is the temperature to the  $n^{\text{th}}$  power.

The coefficients for both Celsius and Fahrenheit temperature scales are provided on the data label affixed to this package for strain gages.

A-Alloy, D-Alloy, and E-Alloy coefficients typically represent gage behavior over a temperature range of -100 °F to +400 °F, while K-Alloy has a normal temperature range of -320 °F to +500 °F.



### MEME<sup>®</sup> MICRO-MEASUREMENTS

FOR COMPLETE TECHNICAL DATA, VISIT [WWW.VISHAYPG.COM](http://WWW.VISHAYPG.COM)

GRID RESISTANCE IN OHMS	TC OF GAGE FACTOR, %/100°C
120.0±0.3%	(+1.2±0.2)

GRID	GAGE FACTOR @ 24°C	TRANSVERSE SENSITIVITY
1	2.130±0.5%	(+0.5±0.2)%
2		
3		

#### THERMAL OUTPUT COEFFICIENTS FOR 1018 STEEL @ G.F. OF 2.00

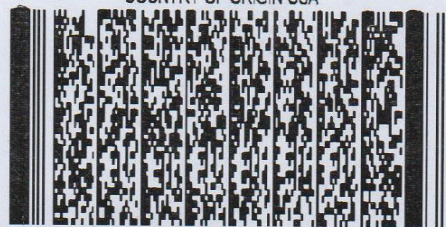
ORDER	FAHRENHEIT	CELSIUS
0	-1.26E+2	-4.53E+1
1	+3.26E+0	+3.27E+0
2	-2.53E-2	-6.48E-2
3	+5.75E-5	+3.11E-4
4	-3.19E-8	-3.35E-7
5		

FOIL LOT NUMBER  
A86AD952

WORK ORDER NUMBER  
11040034  
31615045

ITEM CODE QTY 1 PK CODE R&HS COMPLIANT  
MMF002504 (5 pcs) 201548US

COUNTRY OF ORIGIN USA



EA-06-250BG-120/LE



**ENGINEERING DATA SHEET**

THE INFORMATION APPEARING ON THIS SHEET HAS BEEN COMPILED SPECIFICALLY FOR THE GAGES CONTAINED IN THIS PACKAGE. THIS FORM IS PRODUCED WITH ADVANCED EQUIPMENT & PROCEDURES WHICH PERMIT COMPREHENSIVE QUALITY ASSURANCE VERIFICATION OF ALL DATA SUPPLIED HEREIN. SHOULD ANY QUESTIONS ARISE RELATIVE TO THESE GAGES, PLEASE MENTION GAGE TYPE, ITEM NUMBER, AND LOT NUMBER.

Final QA	Check	Code	Item

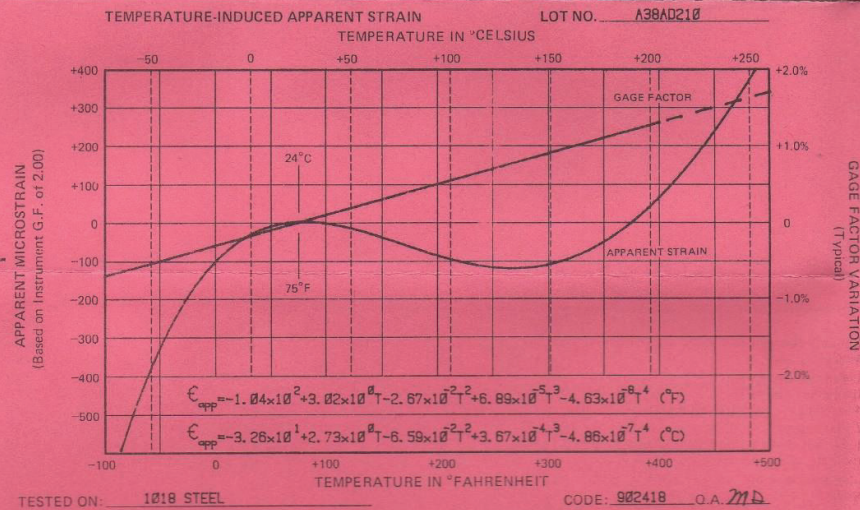


**Micro-Measurements  
Division**

**MEASUREMENTS GROUP**  
RALEIGH, NORTH CAROLINA

**PRECISION  
STRAIN GAGES**

EA-06-250BG-120	EA-06-250BG-120	GAGE TYPE	120.0 ± 0.15%	RESISTANCE IN OHMS	2.03 ± 0.5%	GAGE FACTOR AT 75° F	+0.2%	K <sub>t</sub>	R-A38AD210	LOT NUMBER	5	GAGES QUANTITY	OPTION
-----------------	-----------------	-----------	---------------	--------------------	-------------	----------------------	-------	----------------	------------	------------	---	----------------	--------



**TEST PROCEDURES USED BY MICRO-MEASUREMENTS  
FOR STRAIN GAGE PERFORMANCE EVALUATION**

OPTICAL DEFECT ANALYSIS	M-M Procedure 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.

**ANEXO NO.5**

**RESUMEN FISURAS DEL HORMIGÓN**



