ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

ESTUDIO DE VIGAS DE ACERO CON LOSAS DE HORMIGÓN SOMETIDAS A FLEXIÓN CON MOMENTOS POSITIVOS MEDIANTE EL ENSAYO DE ELEMENTOS Y MODELACIÓN TEÓRICA

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS

PAÚL EDUARDO RIVAS GUAMÁN
pau_riv91@hotmail.com

JEFFERSON MARCELO VINUEZA HIDALGO
ageofmarcelos@hotmail.com

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

Quito, Abril 2015

DECLARACIÓN

Nosotros, Paúl Eduardo Rivas Guamán y Jefferson Marcelo Vinueza Hidalgo, 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.

PAÚL EDUARDO	**JEFFERSON MARCELO**
RIVAS GUAMÁN	**VINUEZA HIDALGO**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Paúl Eduardo Rivas Guamán y Jefferson Marcelo Vinueza Hidalgo, bajo mi supervisión.

ING. JORGE RICARDO VINTIMILLA JARAMILLO
DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

A toda mi familia por brindarme un apoyo incondicional a lo largo de toda mi vida estudiantil. Agradezco a mis hermanos por incentivarme siempre, a mis sobrinos por brindarme su alegría, a mi padre por darme siempre su apoyo y sobre todo a mi madre a quien amo infinitamente.

A mi director de tesis por la predisposición y ayuda brindada, a todos mis maestros que aportaron mi formación además del personal de los laboratorios que colaboraron con mucho afán.

A todos mis amigos con lo que compartí entrañables historias y anécdotas y que sin lugar a duda me brindaron su apoyo y amistad desinteresada.

Paúl Eduardo Rivas

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por permitirme cumplir este gran logro y darme la fuerza para hacerlo siempre que lo he requerido. A mis padres, pues ellos siempre confiaron en que alcanzaría todo lo que me propuse, a mis hermanas y a mis tíos por haberme ayudado y a mis maestros que lograron trasmitirme ese conocimiento.

Marcelo Vinueza Hidalgo

DEDICATORIA

A mi padre y a mi madre. Al esfuerzo realizado a lo largo de toda mi vida estudiantil.

Paúl Eduardo Rivas

DEDICATORIA

A todas esas personas con sed de conocimiento y un impulso por aprender más de lo que conocen.

Marcelo Vinueza Hidalgo

CONTENIDO

DECLARACIÓN II

CERTIFICACIÓN III

AGRADECIMIENTOS IV

AGRADECIMIENTOS V

DEDICATORIA VI

DEDICATORIA VII

CONTENIDO VIII

ÍNDICE DE CUADROS XIII

ÍNDICE DE IMÁGENES XVIII

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS XXII

RESUMEN XXIV

ABSTRACT XXV

PRESENTACIÓN XXVI

CAPITULO 1. GENERALIDADES 1

1.1 OBJETIVOS 1

1.1.1 OBJETIVO GENERAL 1

1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 1

1.2 INTRODUCCIÓN 2

1.3 COMPARACIÓN DE LOSAS SOBRE VIGAS METÁLICAS Y OTROS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS 2

1.4 CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN COMPUESTA 3

1.5 VENTAJAS EN VIGAS CON SECCIÓN COMPUESTA 4

1.6 INSTRUMENTACIÓN 5

1.6.1 ENSAYOS DE HORMIGÓN 5

1.6.2 ENSAYOS DE VIGAS. 7

1.7 DUCTILIDAD 8
1.8 CÓDIGOS DE REFERENCIA 10
CAPITULO 2. MODELOS MATEMÁTICOS Y DISEÑO 11
2.1 PLANTEMIENTO DE DISEÑO 11
2.2 CONECTORES DE CORTE 11
2.3 ANCHO EFECTIVO DE LA LOSA 13
2.4 DISEÑO DE LOSA 14
2.4.1 HIPOTESIS DE CARGA 15
2.4.2 DISEÑO DE LA SECCIÓN COMPUESTA 16
2.4.2.1 Geometría de las secciones 16
2.4.2.2 Deflexiones 19
2.4.2.2.1 Viga Sísmicamente Compacta 24
2.4.2.2.2 Viga Intermedia 30
2.4.2.2.3 Viga Compacta 33
2.4.2.2.4 Viga No Compacta 36
2.4.2.3 Capacidad a flexión de las vigas metálicas 39
2.4.2.3.1 Viga Sísmicamente Compacta 43
2.4.2.3.2 Viga Intermedia. 51
2.4.2.3.3 Viga Compacta. 54
2.4.2.3.4 Viga No Compacta. 56
2.4.2.4 Capacidad a flexión de las vigas trabajando en sección compuesta 64
2.4.2.4.1 Capacidad de los conectores de corte 66
2.4.2.4.2 Capacidad a sección compuesta de la viga sísmicamente compacta 67
2.4.2.4.3 Capacidad a sección compuesta de la viga intermedia 69

2.4.2.4.4 Capacidad a sección compuesta de la viga compacta 71

2.4.2.4.5 Capacidad a sección compuesta de la viga no compacta..... 72

2.4.2.5 Cálculo de Capacidades Plásticas con el Código Europeo UNE-EN_1994-1-1=2011 73

2.4.2.5.1 Viga Sísmicamente Compacta..... 74

2.4.2.5.2 Viga Intermedia..... 75

2.4.2.5.3 Viga Compacta 76

2.4.2.5.4 Viga No Compacta..... 77

2.4.2.6 Cálculo de Capacidades Plásticas con el Código Brasileño ABNT NBR8800..... 77

2.4.2.6.1 Viga Sísmicamente Compacta..... 79

2.4.2.6.2 Viga Intermedia..... 80

2.4.2.6.3 Viga Compacta 81

2.4.2.6.4 Viga No Compacta..... 82

2.4.2.7 Análisis Elástico por resistencia de Materiales..... 83

2.4.2.7.1 Viga Sísmicamente Compacta..... 85

2.4.2.7.2 Viga Intermedia..... 85

2.4.2.7.3 Viga Compacta 86

2.4.2.7.4 Viga No Compacta..... 87

2.4.2.8 Capacidad a esfuerzo cortante de las vigas metálicas 87

2.4.2.8.1 Alma Sísmicamente Compacta..... 88

2.4.2.8.2 Alma Compacta. 89

2.4.2.8.3 Alma No Compacta..... 90

2.4.2.9 Análisis Matemático del Modelo..... 91

CAPITULO 3. PROCESO EXPERIMENTAL DEL MODELO FÍSICO..... 93

3.1 FABRICACIÓN DE ELEMENTOS..... 93

3.1.1 Vigas de Acero 93
3.1.2 Encofrado de la loseta de hormigón 95
3.1.3 Armado de la losa 95
3.1.4 Fundición y curado de la loseta de hormigón 96
3.1.5 Transporte de las vigas 98
3.2 PREPARACIÓN PARA ENSAYO DE LOS ELEMENTOS 99
3.3 INSTRUMENTACIÓN DE LOS ELEMENTOS 102
3.4 ENSAYO DE LOS ELEMENTOS 105
3.5 EXTRACCIÓN DE CILINDROS 107
3.6 ENSAYO A COMPRESIÓN DE LOS CILINDROS DE HORMIGÓN 109
3.7 ENSAYO DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN 110
CAPITULO 4. RESULTADOS 112
4.1 INTRODUCCIÓN 112
4.2 ENSAYO 1: VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA 114
4.2.1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO. VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA. I188X4X100X6 114
4.2.2 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA I188X4X100X6 115
4.2.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS. VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA. I188X4X100X6 116
4.3 ENSAYO 2: VIGA INTERMEDIA. I188X2X100X6 124
4.3.1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO. VIGA INTERMEDIA. I188X2X100X6 124
4.3.2 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA INTERMEDIA. I188X2X100X6 125
4.3.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS. VIGA INTERMEDIA. I188X2X100X6 126

4.4 ENSAYO 3: VIGA COMPACTA. I188X2X120X6 133

4.4.1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO. VIGA COMPACTA. I188X2X120X6 133

4.4.2 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA COMPACTA. I188X2X120X6 134

4.4.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS. VIGA COMPACTA. I188X120X6 135

4.5 ENSAYO 4: VIGA NO COMPACTA. I218X2X100X6 143

4.5.1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO. VIGA NO COMPACTA. I218X2X100X6 143

4.5.2 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA NO COMPACTA. I218X2X100X6 144

4.5.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS. VIGA NO COMPACTA. I218X2X100X6 145

4.6 RESUMEN DE FISURAS.....152

4.7 RESUMEN DE RESULTADOS 154

CAPITULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....160

5.1 CONCLUSIONES 160

5.2 RECOMENDACIONES 163

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....164

ANEXOS. 166

ANEXO NO. 1. 167

RESULTADO DE PRUEBAS ESCLEROMÉTRICAS.....167

ANEXO NO. 2. 169

FICHA TÉCNICA STRAIN GAUGES 1cm.....169

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO 2.1 HIPÓTESIS DE CARGA 15

CUADRO 2.2 NOMENCLATURA DE LA SECCIÓN 16

CUADRO 2.3 DIMENSIONES DE SECCIÓN DE VIGA SISMICAMENTE COMPACTA 17

CUADRO 2.4 DIMENSIONES DE SECCIÓN DE VIGA INTERMEDIA 17

CUADRO 2.5 DIMENSIONES DE SECCIÓN DE VIGA COMPACTA 18

CUADRO 2.6 DIMENSIONES DE SECCIÓN DE VIGA NO COMPACTA 19

CUADRO 2.7 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE DEFLEXIONES INSTANTÁNEAS 19

CUADRO 2.8 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE DEFLEXIONES DIFERIDAS 21

CUADRO 2.9 CÁLCULO DE DEFLEXIONES INSTANTÁNEAS PARA VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA 28

CUADRO 2.10 CÁLCULO DE DEFLEXIONES DIFERIDAS PARA VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA 29

CUADRO 2.11 CÁLCULO DE DEFLEXIONES INSTANTÁNEAS PARA VIGA INTERMEDIA 30

CUADRO 2.12 CÁLCULO DE DEFLEXIONES DIFERIDAS PARA VIGA INTERMEDIA 32

CUADRO 2.13 CÁLCULO DE DEFLEXIONES INSTANTÁNEAS PARA VIGA COMPACTA 33

CUADRO 2.14 CÁLCULO DE DEFLEXIONES DIFERIDAS PARA VIGA COMPACTA 35

CUADRO 2.15 CÁLCULO DE DEFLEXIONES INSTANTÁNEAS PARA VIGA NO COMPACTA 36

CUADRO 2.16 CÁLCULO DE DEFLEXIONES DIFERIDAS PARA VIGA NO COMPACTA 37

CUADRO 2.17 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE ESBELTEZ..... 39

CUADRO 2.18 LÍMITES DE ESBELTEZ..... 41

CUADRO 2.19 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE SECCIONES METÁLICAS..... 42

CUADRO 2.20 RELACIONES DE ESBELTEZ, VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA..... 43

CUADRO 2.21 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA..... 44

CUADRO 2.22 NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGAS METÁLICAS..... 48

CUADRO 2.23 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGAS SÍSMICAMENTE COMPACTA..... 50

CUADRO 2.24 LÍMITES DE ESBELTEZ PARA VIGA INTERMEDIA 51

CUADRO 2.25 CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE VIGA INTERMEDIA..... 52

CUADRO 2.26 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGA INTERMEDIA 53

CUADRO 2.27 LÍMITES DE ESBELTEZ DE VIGA COMPACTA 54

CUADRO 2.28 CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE VIGA COMPACTA..... 54

CUADRO 2.29 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGA COMPACTA 56

CUADRO 2.30 CÁLCULO DE LÍMITES DE ESBELTEZ DE VIGA NO COMPACTA 56

CUADRO 2.31 CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE VIGA NO COMPACTA 57

CUADRO 2.32 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGA NO COMPACTA..... 58

CUADRO 2.33 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGA NO COMPACTA 63

CUADRO 2.34 NOMENCLATURA PARA EL CÁCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE SECCIONES COMPUESTAS 65

CUADRO 2.35 NOMENCLATURA PARA EL CÁCULO DE CAPACIDAD A CORTE DE SECCIONES COMPUESTAS 66

CUADRO 2.36 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGA SISMICAMENTE COMPACTA EN SECCIÓN COMPUESTA 67

CUADRO 2.37 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGA INTERMEDIA EN SECCIÓN COMPUESTA 69

CUADRO 2.38 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGA COMPACTA EN SECCIÓN COMPUESTA 71

CUADRO 2.39 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGA NO COMPACTA EN SECCIÓN COMPUESTA 72

CUADRO 2.40 NOMECLATURA PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL EUROCÓDIGO 73

CUADRO 2.41 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL EUROCÓDIGO PARA VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA 74

CUADRO 2.42 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL EUROCÓDIGO PARA VIGA INTERMEDIA 75

CUADRO 2.43 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL EUROCÓDIGO PARA VIGA COMPACTA 76

CUADRO 2.44 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL EUROCÓDIGO PARA VIGA NO COMPACTA 77

CUADRO 2.45 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL CÓDIGO BRASILEÑO. 77

CUADRO 2.46 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL CÓDIGO BRASILEÑO DE VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA. 79

CUADRO 2.47 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL CÓDIGO BRASILEÑO DE VIGA INTERMEDIA 80

CUADRO 2.48 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL CÓDIGO BRASILEÑO DE VIGA COMPACTA 81

CUADRO 2.49 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL CÓDIGO BRASILEÑO DE VIGA NO COMPACTA 82

CUADRO 2.50 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD ELÁSTICA PARA LA SECCIÓN COMPUESTA 83

CUADRO 2.51 CÁLCULO DE CAPACIDAD ELÁSTICA DE LA VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA 85

CUADRO 2.52 CÁLCULO DE CAPACIDAD ELÁSTICA DE LA VIGA INTERMEDIA 85

CUADRO 2.53 CÁLCULO DE CAPACIDAD ELÁSTICA DE LA VIGA COMPACTA 86

CUADRO 2.54 CÁLCULO DE CAPACIDAD ELÁSTICA DE LA VIGA NO COMPACTA 87

CUADRO 2.55 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD CORTANTE DE LA SECCIÓN 88

CUADRO 2.56 CÁLCULO DE CAPACIDAD CORTANTE DEL ALMA COMPACTA 89

CUADRO 2.57 CÁLCULO DE CAPACIDAD CORTANTE DEL ALMA NO COMPACTA 90

CUADRO 2.58 NOMENCLATURA PARA EL ANALISIS MATEMÁTICO DEL MODELO 91

CUADRO 3.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN 109

CUADRO 3.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN 111

CUADRO 4.1 RESUMEN DE RESULTADOS OBTENIDOS 154

ÍNDICE DE IMÁGENES

IMAGEN 1.1 ESQUEMA SECCIÓN COMPUESTA..... 4

IMAGEN 1.2 GRÁFICA VS CAPACIDAD DE ROTACIÓN..... 9

IMAGEN 2.1 CONECTOR TIPO ARCO 12

IMAGEN 2.2 DISPOSICIÓN DE LOS CONECTORES A LO LARGO DE LA VIGA. 13

IMAGEN 2.3 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL DE LOSA..... 14

IMAGEN 2.4 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL ADOPTADA. 15

IMAGEN 2.5 NOMENCLATURA DE LA SECCIÓN..... 16

IMAGEN 2.6 SECCIÓN DE VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA. I188x2x100x6 17

IMAGEN 2.7 SECCIÓN DE VIGA INTERMEDIA 18

IMAGEN 2.8 SECCIÓN DE VIGA COMPACTA 18

IMAGEN 2.9 SECCIÓN DE VIGA NO COMPACTA..... 19

IMAGEN 2.10 SECCIÓN DE VIGA DE ACERO TIPO..... 43

IMAGEN 2.11 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS PLÁSTICOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL DE SECCIÓN COMPUESTA..... 65

IMAGEN 2.12 GRÁFICA DE FACTOR DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD A FLEXIÓN SEGÚN EL CÓDIGO EUROPEO 74

IMAGEN 2.13 SECCIÓN TRANSFORMADA EN ACERO PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDADES ELÁSTICAS. 84

IMAGEN 2.14 DIAGRAMA DE CARGAS, CORTE Y MOMENTO DEL MODELO..... 92

IMAGEN 3.1 UBICACIÓN STRAIN GAUGES 103

IMAGEN 4.1 GEOMETRÍA SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA. MALLA ELECTROSOLDADA (AZUL). VARILLAS DE REFUERZO (ROJO). ACERO ESTRUCTURAL (CIÁN). 115

IMAGEN 4.2 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN. VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA.....118

IMAGEN 4.3 CURVA MOMENTO VS GIRO. VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA 119

IMAGEN 4.4 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD – 1ERA. CARGA. VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA 120

IMAGEN 4.5 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD – 2DA. CARGA. VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA.....121

IMAGEN 4.6 DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIONES EN SECCIÓN TRANSVERSAL. VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA.....122

IMAGEN 4.7 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL – 1ERA. CARGA. VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA 123

IMAGEN 4.8 GEOMETRÍA SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA INTERMEDIA. MALLA ELECTROSOLDADA (AZUL). VARILLAS DE REFUERZO (ROJO). ACERO ESTRUCTURAL (CIÁN). 124

IMAGEN 4.9 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN. VIGA INTERMEDIA 127

IMAGEN 4.10 CURVA MOMENTO VS GIRO. VIGA INTERMEDIA.....128

IMAGEN 4.11 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD – 1ERA. CARGA. VIGA INTERMEDIA.....129

IMAGEN 4.12 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD – 2DA. CARGA. VIGA INTERMEDIA 130

IMAGEN 4.13 DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIONES EN SECCIÓN TRANSVERSAL - 1RA CARGA. VIGA INTERMEDIA 131

IMAGEN 4.14 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL – 1ERA. CARGA. VIGA INTERMEDIA.....132

IMAGEN 4.15 GEOMETRÍA SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA COMPACTA. MALLA ELECTROSOLDADA (AZUL). VARILLAS DE REFUERZO (ROJO). ACERO ESTRUCTURAL (CIÁN). 133

IMAGEN 4.16 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN. VIGA COMPACTA 137

IMAGEN 4.17 CURVA MOMENTO VS GIRO. VIGA COMPACTA 138

IMAGEN 4.18 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD – 1ERA. CARGA. VIGA COMPACTA.....139

IMAGEN 4.19 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD – 2DA. CARGA. VIGA COMPACTA 140

IMAGEN 4.20 DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIONES EN SECCIÓN TRANSVERSAL. VIGA COMPACTA 141

IMAGEN 4.21 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL. VIGA COMPACTA 142

IMAGEN 4.22 GEOMETRÍA SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA NO COMPACTA. MALLA ELECTROSOLDADA (AZUL). VARILLAS DE REFUERZO (ROJO). ACERO ESTRUCTURAL (CIÁN). 143

IMAGEN 4.23 MOMENTO VS DEFORMACIÓN. VIGA NO COMPACTA.....146

IMAGEN 4.24 MOMENTO VS GIRO. VIGA NO COMPACTA.....147

IMAGEN 4.25 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD – 1ERA. CARGA. VIGA NO COMPACTA 148

IMAGEN 4.26 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD – 2DA. CARGA. VIGA NO COMPACTA.....149

IMAGEN 4.27 DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIONES EN SECCIÓN TRANSVERSAL. VIGA NO COMPACTA.....150

IMAGEN 4.28 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL. VIGA NO COMPACTA 151

IMAGEN 4.29 RESUMEN DE RESULTADOS VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA.....156

IMAGEN 4.30 RESUMEN DE RESULTADOS VIGA INTERMEDIA.....157

IMAGEN 4.31 RESUMEN DE RESULTADOS VIGA COMPACTA 158

IMAGEN 4.32 RESUMEN DE RESULTADOS VIGA NO COMPACTA 159

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

FOTOGRAFÍA 1.1 PRENSA HIDRÁULICA DE COMPRESIÓN 6

FOTOGRAFÍA 1.2 COMPRESÓMETRO ANALÓGICO DE CILINDRO NORMAL 6

FOTOGRAFÍA 1.3 MARCO DE CARGA. GATO HIDRÁULICO. CELDA DE CARGA. VIGA DE REPARTICIÓN. REPARTIDORES DE CARGA. APOYOS..... 7

FOTOGRAFÍA 3.1 FABRICACIÓN DE VIGAS EN TALLER 94

FOTOGRAFÍA 3.2 FABRICACIÓN DE CONECTORES DE CORTE 94

FOTOGRAFÍA 3.3 APUNTALADO Y ENCOFRADO DE LA LOSA DE HORMIGÓN..... 95

FOTOGRAFÍA 3.4 ARMADO Y MALLA ELECTROSOLDADA EN LOSA..... 96

FOTOGRAFÍA 3.5 FUNDICIÓN DE LOSAS 97

FOTOGRAFÍA 3.6 CURADO DE LOSAS..... 97

FOTOGRAFÍA 3.7 VIGAS DESENCOFRADAS 98

FOTOGRAFÍA 3.8 TRANSPORTE DE VIGAS CON MONTACARGAS 99

FOTOGRAFÍA 3.9 MARCO DE CARGA 100

FOTOGRAFÍA 3.10 PREPARACIÓN DE LA MUESTRA PARA ENSAYO 101

FOTOGRAFÍA 3.11 IZAJE DE LA VIGA.....102

FOTOGRAFÍA 3.12 COLOCACIÓN DE STRAIN GAUGES.....104

FOTOGRAFÍA 3.13 TRASDUCTOR DE DEFORMACIÓN LINEAL 105

FOTOGRAFÍA 3.14 ESCUADRAS METÁLICAS.....106

FOTOGRAFÍA 3.15 RIELES DE MADERA 106

FOTOGRAFÍA 3.16 MEDICIÓN DE ASENTAMIENTO 107

FOTOGRAFÍA 3.17 ESTRACCIÓN DE CILINDROS 108

FOTOGRAFÍA 3.18 CILINDROS DE HORMIGÓN.....108

FOTOGRAFÍA 3.19 ENSAYO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN 110

FOTOGRAFÍA 4.1 COMPORTAMIENTO DEL ENSAYO VIGA SISMICAMENTE COMPACTA I188X4X100X6.....116

FOTOGRAFÍA 4.2 COMPORTAMIENTO DEL ENSAYO VIGA INTERMEDIA 188X2X100X6 125

FOTOGRAFÍA 4.3 COMPORTAMIENTO DEL ENSAYO VIGA COMPACTA I188x2x120x6.....135

FOTOGRAFÍA 4.4 COMPORTAMIENTO DEL ENSAYO VIGA NO COMPACTA I218x2x100x6.....144

FOTOGRAFÍA 4.5 RESUMEN DE FISURAS.....152

FOTOGRAFÍA 4.6 FRACTURA DE LA LOSETA DE HORMIGÓN 153

RESUMEN

En el presente proyecto se desarrolla el análisis de elementos de sección compuesta formados por una viga metálica y una losa de hormigón conectados a través de conectores de corte soldados en el patín superior de la viga metálica y embebidos en el hormigón. La losa de hormigón es maciza y colada directamente sobra la viga metálica. El sistema estructural se muestra atractivo debido a que supone el aporte de la losa a la capacidad a flexión de la viga metálica sola, en este proyecto se analiza exclusivamente el aporte de la misma a la capacidad a momento positivo.

El análisis consiste en determinar analíticamente valores de resistencia a la flexión plástica y elásticamente, ductilidad de los elementos, rigidez de las secciones, efecto de los conectores de corte; y compararlos con los valores experimentales obtenidos en laboratorio.

Se selecciona cuatro secciones de vigas metálicas para compararlas entre sí: una sísmicamente compacta, una intermedia, una compacta y una no compacta, las dimensiones son tales que se adapten a una losa real y cumplan con los requisitos de laboratorio.

El método de ensayo consiste en aplicar dos cargas puntuales a un tercio del apoyo cada una y llevar a la viga hasta su máxima capacidad mientras se obtiene datos de deformación en el centro de luz y datos de deformación unitaria para diferentes puntos.

Con toda la información se procede a analizar y comparar valores teóricos y reales además de códigos internacionales de referencia para así generar criterios para diseño.

ABSTRACT

This Project developes the analysis of composite sections formed of a Steel beam and a concrete slab, connected through arc shear connectors welded to the top flange of the steel beam and encased totaly on the concrete slab. The concrete slab is solid and spilled directly on the Steel beam. The structural system is convennient due to the colaboration of the concrete slab on the bending capacity of the Steel beam. The improve of positive bending capacity is analised in this Project.

The analysis consists in determine elastically and plastically bending capacity, ductility of elements, stiffness of sections, the efect of the shear connector and compare them with the experimental results obtained in the laboratory.

Four sections are selected to compare each other: one seismically compact, one intermediatly compact, one compact and an other non compact, the dimensions are those that agree with the laboratory requirements and fits to a real beam.

The essay method consist in apply two punctual loads in each third part of the support and carry the beam to the maximum capacity while the results of the deformation in the beam center are obtained.

With all this information, analyse and compare theorical and real values in adition of international codes of reference in order to get design views.

PRESENTACIÓN

El presente proyecto de titulación describe el análisis teórico y experimental de 4 vigas de sección compuesta; una cuya viga metálica es sísmicamente compacta, una intermedia, una compacta y una no compacta; sus capacidades, ductilidad de cada una y su comportamiento.

El primer capítulo explica el sistema constructivo y todas las consideraciones que se toman en cuenta para el proceso de ensayo de los elementos, equipos que se requieren, códigos de referencia y una explicación del por qué analizar dicha sección.

El segundo capítulo ofrece toda la información teórica de los elementos, capacidades a sección compuesta, capacidad de los elementos solos, capacidad a corte y capacidad de los conectores de corte.

El tercer capítulo detalla todo el proceso experimental, desde la elaboración de las vigas metálicas, fundido de hormigón, ensayo de elementos hasta culminar derrocando los mismos. En esta sección se incluye instrumentación y la manera de obtener datos relevantes.

El cuarto capítulo trata el compendio de resultados, su interpretación, la comparación con valores teóricos y normados, e implicar capacidades, ductilidades y rigideces en función del análisis experimental.

El quinto capítulo corresponde a todas las conclusiones obtenidas a lo largo del desarrollo del proyecto de titulación y a las recomendaciones entregadas por los autores en función del conocimiento adquirido.

CAPITULO 1

GENERALIDADES

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 OBJETIVO GENERAL

Obtener la mayor cantidad de información acerca del comportamiento de vigas mixtas de hormigón y acero sometidas a momento positivo para poder determinar diseños óptimos de los elementos actuantes.

1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

i. Determinar la capacidad teórica a flexión de la sección compuesta de los modelos a ensayar.

ii. Determinar la capacidad experimental a flexión de la sección compuesta de los modelos a ensayar.

iii. Determinar si el número de conectores de corte permitió a los materiales trabajar como sección compuesta completa.

iv. Comparar los resultados teóricos con los experimentales para los diferentes casos ensayados.

v. Determinar experimentalmente la ductilidad de la sección compuesta.

vi. Determinar el momento de inercia efectivo para la sección compuesta.

1.2 INTRODUCCIÓN

En la actualidad, en el Ecuador se ha popularizado la construcción con Estructura Metálica, lo que ha exigido a constructores y calculistas escoger soluciones adecuadas para los entrepisos. Las principales tendencias a utilizarse en el medio son la colocación de la placa metálica colaborante (Steel Deck) y la fundición de Losas Macizas sobre vigas metálicas tipo “I”.

El presente Proyecto de Investigación persigue el estudio de losas Macizas sobre vigas de acero, debido a que existe basta información acerca de las losas con placa metálica colaborante y el objetivo es obtener información útil en lo que respecta al método inicialmente mencionado.

1.3 COMPARACIÓN DE LOSAS SOBRE VIGAS METÁLICAS Y OTROS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS

El sistema constructivo consiste en una configuración donde las vigas secundarias se apoyan sobre las vigas cargadoras; y sobre dicha configuración se funde una losa maciza y monolítica, generando una sección compuesta en las vigas, mejorando su capacidad y la eficiencia de los materiales utilizados.

La losa de hormigón protege de la oxidación al patín superior de la viga cargadora, lo que no ocurre con la Steel deck, que no brinda un recubrimiento adecuado a la viga, debido a que se conectan únicamente con pernos.

Se rigidiza el patín superior de la viga, minimizando el riesgo de pandeo Local y Lateral, además se tiene un mejor comportamiento como sección compuesta debido a la adherencia entre superficies de la loseta de hormigón y la viga de acero, lo mismo que mejora la serviciabilidad, reduciendo notablemente las vibraciones; lo que no ocurre en las losas tipo Deck, por que no se conforma un elemento monolítico con la viga.

Debido a su Geometría simple facilita el cálculo de su módulo de rigidez y reduce el uso de suposiciones que se haría con otro tipo de secciones al aplicar la teoría.

Elimina las fisuras en los traslapes de la placa metálica colaborante que se producen por giros relativos entre ambas, ya que las vigas secundarias están soldadas a las vigas cargadoras y le dan la condición de empotramiento al sistema.

Si bien el sistema deck no utiliza encofrados, en el sistema estudiado esto no representa una dificultad debido a que los tableros de encofrado se soportan directamente en las vigas y además no se requiere el uso de viguetas y puntales como en el caso de las losas nervadas. El deck como encofrado es más sensible a daños y cambios de forma que un encofrado normal.[1]

1.4 CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN COMPUESTA

La sección compuesta parte de un trabajo conjunto de los dos materiales. 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. [2]

La sección compuesta suele construirse con placa colaborante steel deck o con losa de hormigón armado, el presente trabajo de investigación se enfoca exclusivamente al segundo tema.

El hecho que una viga trabaje en sección compuesta hace que la capacidad a flexión de la misma se incremente, lo que disminuye el dimensionamiento de la viga de acero, esto cuando no se tiene problemas de esbeltez en la misma.

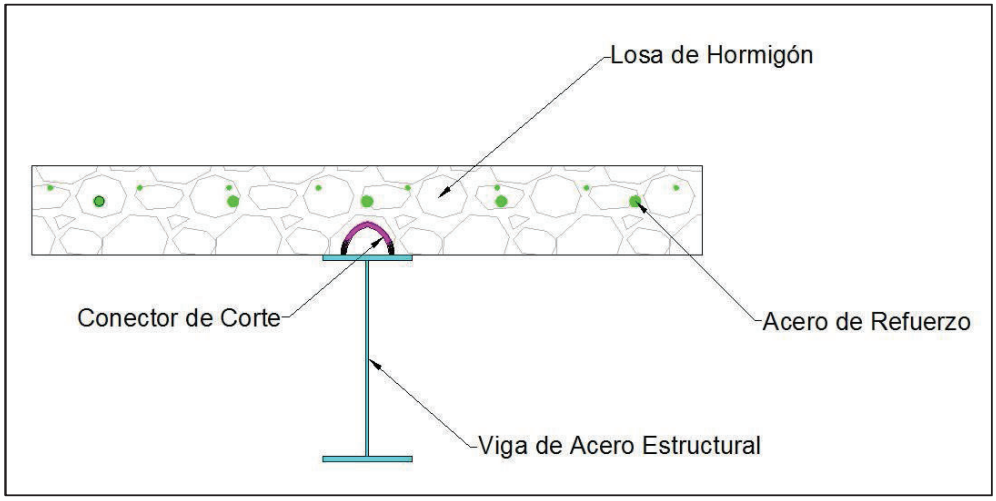
Con este diseño se persigue que los materiales trabajen a su máxima eficiencia, es decir el hormigón a compresión y el acero a tensión, o que la mayor parte de ellos cumpla con esto.

---

[1] Galán y Jaramillo, (2012), Ensayo experimental de los conectores de corte de las losas tipo deck, Quito.

[2] López O, (2004), Diseño de estructuras de acero, construcción compuesta, México DF, 2da Edición.

IMAGEN 1.1 ESQUEMA SECCIÓN COMPUESTA



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

Una sección compuesta puede ser parcial o total dependiendo del grado de conexión entre los dos materiales, determinado por la capacidad y cantidad de los conectores de corte empleados para dicho fin; en el proyecto actual se ha planteado que los modelos trabajen como sección compuesta completa, es decir, que tengan un grado de conexión del cien por ciento.

Una viga de sección compuesta posee una mayor rigidez que una viga simple, por lo que las deflexiones en sistemas constructivos utilizando este método son menores que en los que se considera únicamente vigas simples. Además cuando no existe conectores de corte los materiales trabajan independientemente por lo que se deformaría la loseta de hormigón y la viga de acero de acuerdo a sus rigideces ya que la adherencia entre el hormigón y el acero se ve disminuida conforme el tiempo.

1.5 VENTAJAS EN VIGAS CON SECCIÓN COMPUESTA

El sistema de sección compuesta aprovecha las bondades de sus materiales, haciendo que la losa de hormigón resista la mayor parte de la compresión y el acero la tensión; aumentando la distancia entre la fuerza de compresión y la de tensión; y por lo tanto aumentando el momento resistente.

Como principal beneficio, se reduce el peralte de los sistemas de entrepiso lo cual repercute en una menor altura de edificios, lo que implica que las fuerzas sísmicas disminuyan, así como la altura de muros, columnas, fachadas, instalaciones y reduciéndose el costo de la cimentación.

En el aspecto económico se reduce la cantidad de acero estructural debido a que se considera el aporte del hormigón; pese a que se debe considerar los costos de colocación y fabricación de conectores de corte.

Permite cubrir claros más grandes debido a que la alta relación resistencia peso del acero combinada con la rigidez adicional del hormigón brindan una mayor capacidad que si se usara una sección de acero estructural o si se utilizara una sección de hormigón armado.

Mayor resistencia a incendios: el concreto reforzado actúa como protección contra el fuego y/o como disipador de calor, y proporciona al elemento compuesto una mejor resistencia a altas temperaturas.[3]

1.6 INSTRUMENTACIÓN

1.6.1 ENSAYOS DE HORMIGÓN

Para determinar la resistencia del hormigón se utiliza una prensa hidráulica de compresión. En el laboratorio de Resistencia de Materiales de la Escuela Politécnica Nacional se dispone de una máquina con capacidad para 120 toneladas, y una sensibilidad de 200 kg.

Para determinar el módulo de elasticidad en el hormigón se utiliza un compresómetro analógico para cilindros normales; en el se mide la deformación que se genera por la compresión, en el momento del ensayo a compresión.

[3] Alvarez y Cházaro, El acero hoy. Construcción compuesta acero-concreto, Pág 3.

FOTOGRAFÍA 1.1 PRENSA HIDRÁULICA DE COMPRESIÓN

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

FOTOGRAFÍA 1.2 COMPRESÓMETRO ANALÓGICO DE CILINDRO NORMAL

ELABORADO POR:: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

Para conocer el valor de la resistencia del hormigón previo al momento del ensayo, se realizó una prueba esclerométrica con el Martillo tipo Schmidt, el mismo que correlaciona el valor de la resistencia al rebote con el valor de la resistencia a la compresión en el hormigón.

1.6.2 ENSAYOS DE VIGAS.

Para el ensayo de vigas el Centro de Investigación de la Vivienda en la Escuela Politécnica Nacional, dispone de un marco de carga que por medio de un gato hidráulico articulado a una celda de carga, aplica una fuerza puntual a una viga de repartición que dividirá en dos cargas puntuales sobre las losas; las cuales descansan sobre dos apoyos cuya superficie tiene una placa metálica que les permite el libre deslizamiento, generando la condición de apoyo simple. Esto permite el ensayo de las vigas como elementos simplemente apoyados bajo la acción de dos cargas puntuales.

FOTOGRAFÍA 1.3 MARCO DE CARGA. GATO HIDRÁULICO. CELDA DE CARGA. VIGA DE REPARTICIÓN. REPARTIDORES DE CARGA. APOYOS.

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

Para medir la deformación verticales en el centro de la viga se utiliza un transductor de desplazamiento lineal (LVDT).

Para medir deformaciones unitarias en el acero y en el hormigón se coloca Strain Gauges o Galgas Extensométricas. El principio de funcionamiento de los strain gauges es que estos funcionan como resistencias eléctricas; las deformaciones producen variaciones en las resistencias lo que se traduce luego en una deformación unitaria, la cual se deriva en esfuerzos a partir de la ley de Hooke.

Se debe tener especial cuidado en el manejo y colocación de los strain gauges, debido a que estos son extremadamente sensibles y propensos a daños, además que el área sobre la cual van a ser pegados, debe estar muy lisa y limpia para que los resultados sean fiables, ya sea en hormigón o acero. Debido a que existe gran variedad en el mercado de tipos de strain gauges, se debe hacer una correcta elección del deformimetro adecuado para lo cual hay varios factores que se debe considerar. Se debe escoger una galga extensometrica de acuerdo al orden de magnitud de las deformaciones que se espera; por ende el tipo de material sobre el cual se van a adherir, se debe tomar en cuenta inclusive consideraciones como el voltaje que se va a utilizar y la temperatura a la cual van a estar sujetos los deformimetros. En el presente trabajo de titulación se utilizan dos tipos de strain gauges, el strain gauge común, de un centímetro de largo para el acero; y uno más largo, de un centímetro y medio para el hormigón, para así tener mayor adherencia a esta superficie rugosa.

1.7 DUCTILIDAD

La ductilidad es la propiedad mecánica que permite a los cuerpos resistir cargas por medio de deformaciones, sin que el cuerpo llegue a la rotura. La ductilidad es la propiedad que predomina en el diseño sismoresistente, mediante estructuras dúctiles se puede disipar energía inelástica, dando como resultados estructuras convenientes económica y funcionalmente que resisten las fuerzas de diseño del código en el rango elástico y que tienen la capacidad de disipar energía cuando el sismo de diseño ocurra.

Es de vital importancia y complejidad determinar la ductilidad de la sección debido a que se trata de una sección compuesta de dos materiales que tienen comportamientos opuestos de ductilidad. El hormigón es un material frágil, ya que

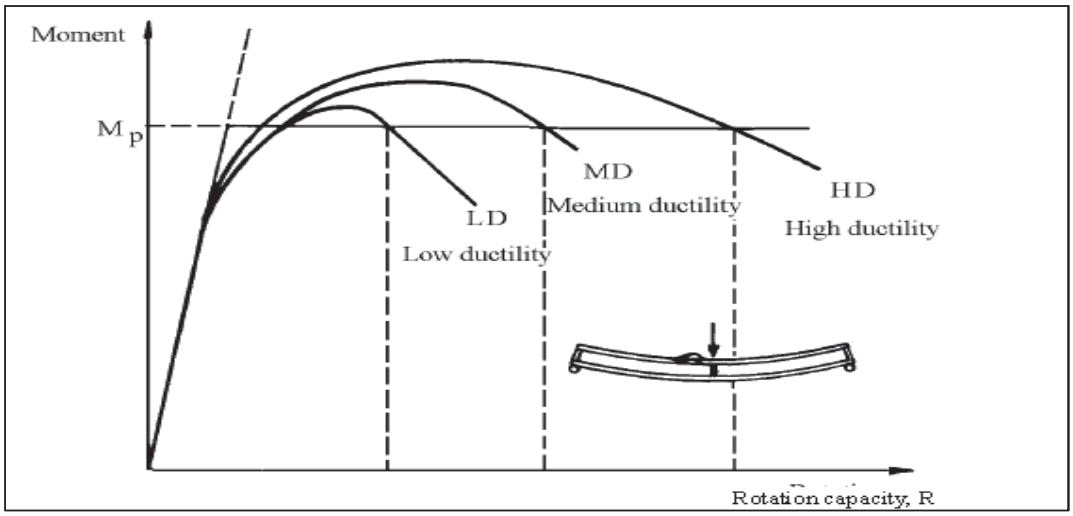
al alcanzar su máximo esfuerzo de trabajo, éste falla súbitamente. El acero estructural en cambio tiene un comportamiento dúctil, es decir que cuando llega a su esfuerzo máximo resiste grandes deformaciones previas a la rotura.

La ductilidad en las vigas se relaciona directamente con la capacidad de rotación de la sección de la viga. Dos tipos de ductilidad son comúnmente considerados en la literatura técnica:

- Ductilidad de sección transversal o ductilidad de curvatura que se refiere a las deformaciones plásticas de la sección transversal, considerando el comportamiento independiente de los elementos que la conforman.
- Ductilidad del elemento o ductilidad de rotación (R), cuando se considera la interacción entre las partes de la sección transversal, el claro de la viga y el sistema de cargas actuantes.[4]

Los criterios de ductilidad a los cuales se hacen referencia en el presente proyecto de titulación son los de Ductilidad o Capacidad de Rotación

IMAGEN 1.2 GRÁFICA VS CAPACIDAD DE ROTACIÓN



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

[4] Gioncu y Mosoarca, (2012), Acta technia napoencis: civil engineering and architecture, VOL.55, NO. 1, Pág 3.

Los Límites de Capacidad de Rotación para los diferentes estados de ductilidad son:

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

Para elementos que tienen un R<1.5 son considerados No Dúctiles[5].

1.8 CÓDIGOS DE REFERENCIA

Los códigos utilizados para el presente proyecto de titulación son los siguientes:

ANSI/ AISC 360-2010 American Iron and Steel Institute que es el stadard Norteamericano para elementos conformados en frio y el segundo que es el American Institute of Steel Construction que es el que tiene especificaciones sobre secciones armadas y construcciones de edificaciones de acero.

ANSI/ AISC 341-2010 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, el cual da las consideraciones sísmicas que se toman en cuenta para el diseño sismoresistente.

ACI American Concrete Institute éste da especificaciones en lo referente al hormigón.

ASTM American Society for Testing Materials indica la norma que controla los ensayos realizados tanto en el Laboratorio de Ensayo de Materiales como el Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional.

NEC 2011 Norma Ecuatoriana de la Construcción

ABNT NBR8800 Código Brasileño de la Construcción

UNE-EN_1994-1-1=2011 Código Europeo de Construcción

---

[5] Gioncu y Mosoarca, (2012), Acta technia napoencis: civil engineering and architecture, VOL.55, NO. 1, Pág 3.

CAPITULO 2

MODELOS MATEMÁTICOS Y DISEÑO

2.1 PLANTEMIENTO DE DISEÑO

Al tratar de representar una estructura real, buscando que ésta sea de fácil manipulación y se adapte a las capacidades del espacio e instrumentos que tiene el Centro de Investigación de la Vivienda se ha seleccionado una longitud de 3.20 metros de longitud y un ancho de losa de 0.75 metros.

En estructuras similares comúnmente el peralte de la losa de hormigón es de 0.10 metros de espesor, por lo que este es el valor adoptado para la losa de hormigón de los modelos fabricados.

Uno de los objetivos del presente proyecto de titulación es determinar la ductilidad de diferentes tipos de secciones. Tomando en cuenta el comportamiento de las secciones de acero se han planteado cuatro secciones diferentes en función de su esbeltez; es así que se ha seleccionado una viga sísmicamente compacta, una compacta, una intermedia y una esbelta.

Las secciones son conformadas por placas de acero A36 de diferentes espesores soldadas entre sí para definir la forma de I. La losa de hormigón tiene una resistencia a la compresión de 210 kg/cm², tiene un armadura que consiste en 5 varillas de 12 mm de diámetro dispuestas longitudinalmente y una malla electrosoldada de 4 milímetros espaciado a 10 centímetros.

2.2 CONECTORES DE CORTE

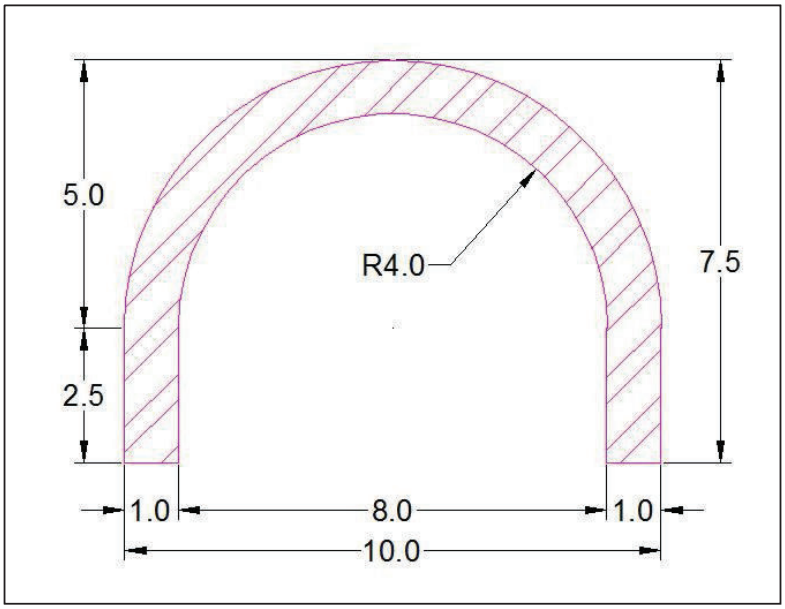
La capacidad de los conectores de corte en conjunto para que se considere una sección compuesta completa debe ser tal que absorba toda la fuerza a compresión del hormigón o toda la fuerza a tensión del acero. Dicha capacidad corresponde al número de conectores de corte por su resistencia individual.

$$\Sigma Q_n = Q_n * N \qquad (1)$$

La necesidad de utilizar conectores de corte se debe a que estos limitan los desplazamientos relativos entre las superficies en contacto de hormigón y acero, haciendo que el elemento tienda a deformarse como uno solo, lo cual le permite al hormigón trabajar a compresión y al acero en tensión.

El mercado ofrece varios tipos de conectores de corte, entre los más comunes tenemos los tipo stud y los perfiles acanalados; los primeros, siendo un sistema patentado elevan los costos de construcción; y los perfiles acanalados no son comúnmente utilizados en las practicas constructivas del país. Se ha optado por utilizar los conectores tipo arco con varilla de 10 milímetros, soldados a lo largo del patín superior y espaciados 30 centímetros entre sí.

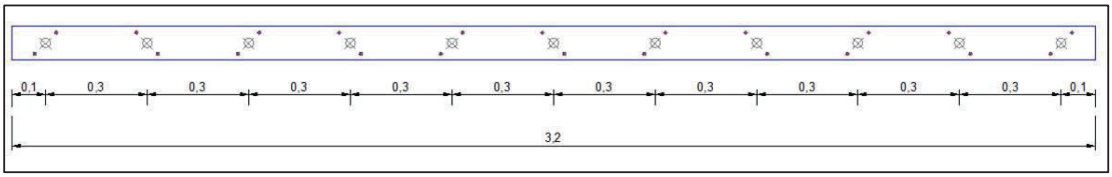
IMAGEN 2.1 CONECTOR TIPO ARCO



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

Los conectores de corte tipo arco han sido dispuestos en un ángulo de 45 grados respecto al eje longitudinal del patín superior e intercalados en sentido para evitar que se forme un plano de falla inducido.

IMAGEN 2.2 DISPOSICIÓN DE LOS CONECTORES A LO LARGO DE LA VIGA.



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.3 ANCHO EFECTIVO DE LA LOSA

La distribución de esfuerzos en la losa de hormigón no es uniforme en la sección transversal, siendo esta más concentrada en la zona de la viga metálica y disminuyendo a los extremos. Sin embargo se supone una distribución uniforme de magnitud igual a la distribución real pero que actúa en un ancho delimitado, el que se conoce como ancho efectivo.

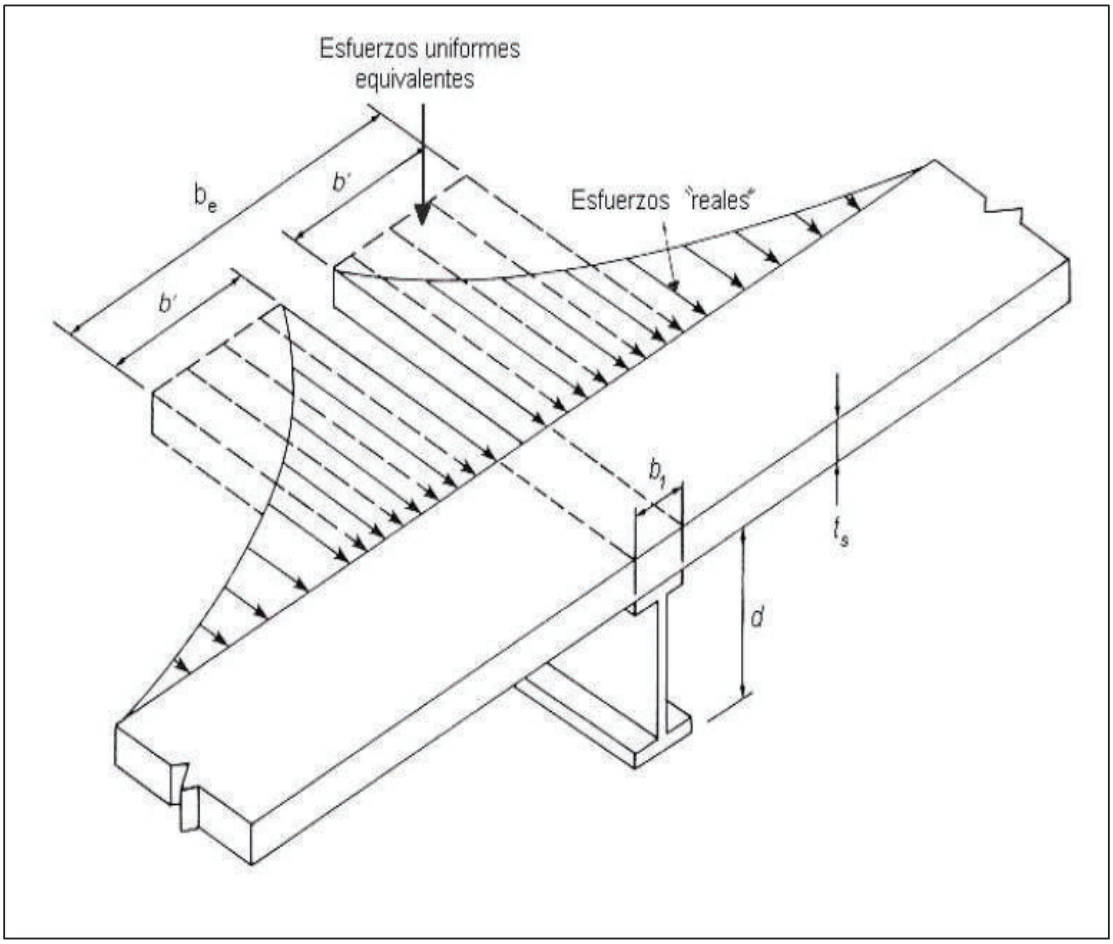
El ancho efectivo de la losa de hormigón es la suma de los anchos efectivos a cada lado del centro de la viga, cada cual no debe exceder:

- Un octavo del claro de la viga, centro a centro de los apoyos.
- La mitad de la distancia al centro de la viga adyacente.
- La distancia al borde de la losa.[6]

Debido a que el claro libre de los modelos a ensayar es de 3 metros, el ancho efectivo es de 0.75 metros.

[6] American Institute of Steel Construction, (2010), Specification for structural steel building.

IMAGEN 2.3 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL DE LOSA

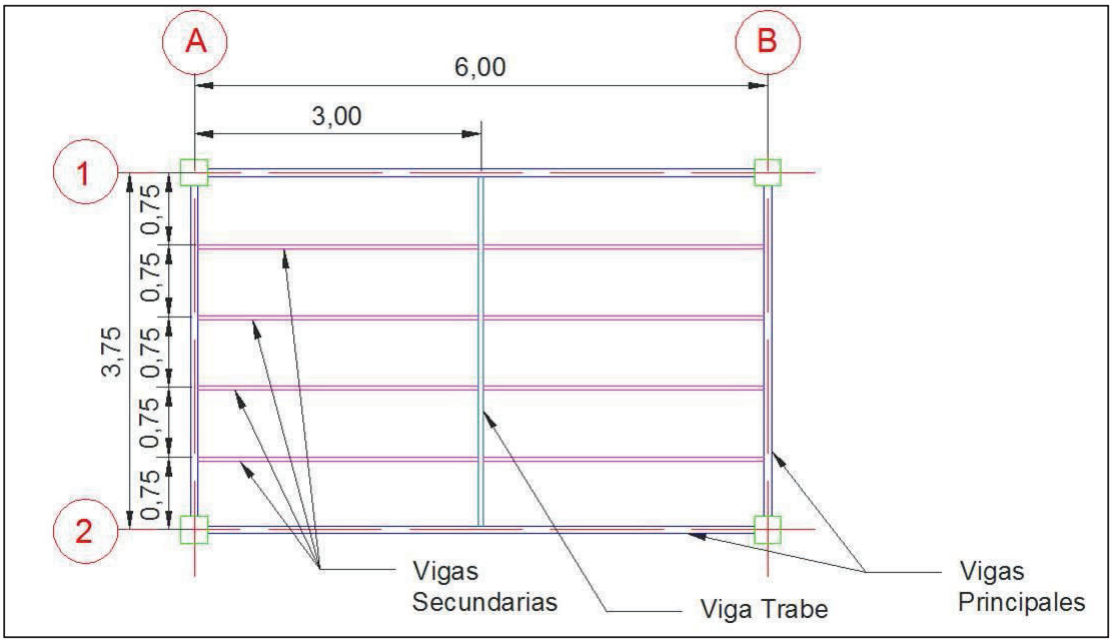


FUENTE: DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO, CONSTRUCCIÓN COMPUESTA. Óscar de Buen López Heredia.

2.4 DISEÑO DE LOSA

Se plantea una configuración estructural a partir de la cual se obtienen las cargas de servicio a las cuales estará sometida la misma.

IMAGEN 2.4 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL ADOPTADA



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.1 HIPOTESIS DE CARGA

CUADRO 2.1 HIPÓTESIS DE CARGA

Hipótesis de Carga		
Carga Muerta (WD)		
Descripción	**Valor**	**Unidad**
Volumen de Hormigón	0.1	m^3/m^2
Peso Hormigón	240	Kg/m2
Mampostería	200	Kg/m2
Acabados	120	Kg/m2
Otros	100	Kg/m2
TOTAL	660	Kg/m2
Carga Viva (WL)		
Descripción	**Valor**	**Unidad**
Carga Viva Vivienda	200	Kg/m2
TOTAL	200	Kg/m2

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2 DISEÑO DE LA SECCIÓN COMPUESTA

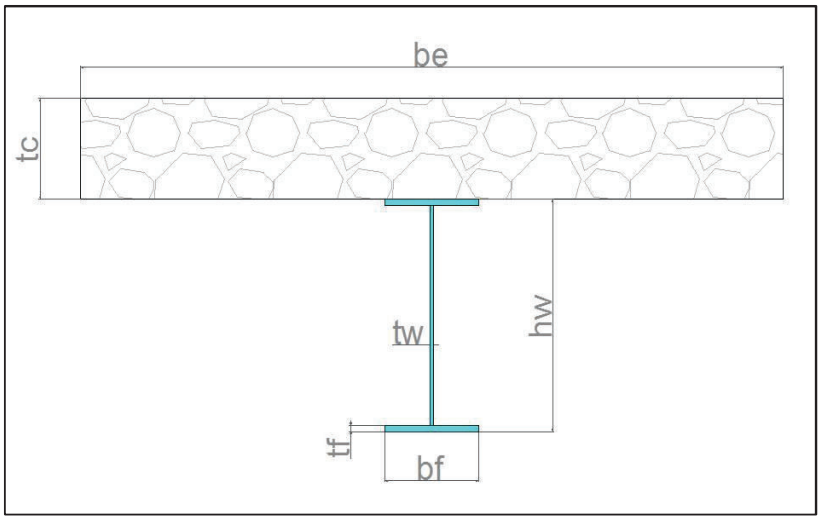
2.4.2.1 Geometría de las secciones

CUADRO 2.2. NOMENCLATURA DE LA SECCIÓN

Descripción	Nomenclatura	Unidades
Espesor de losa de hormigón	tc	cm
Ancho efectivo	be	cm
Altura del alma	hw	cm
Espesor del alma	tw	cm
Ancho del patín	bf	cm
Espesor del patín	tf	cm

FUENTE: AISC 2005
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

IMAGEN 2.5 NOMENCLATURA DE LA SECCIÓN.



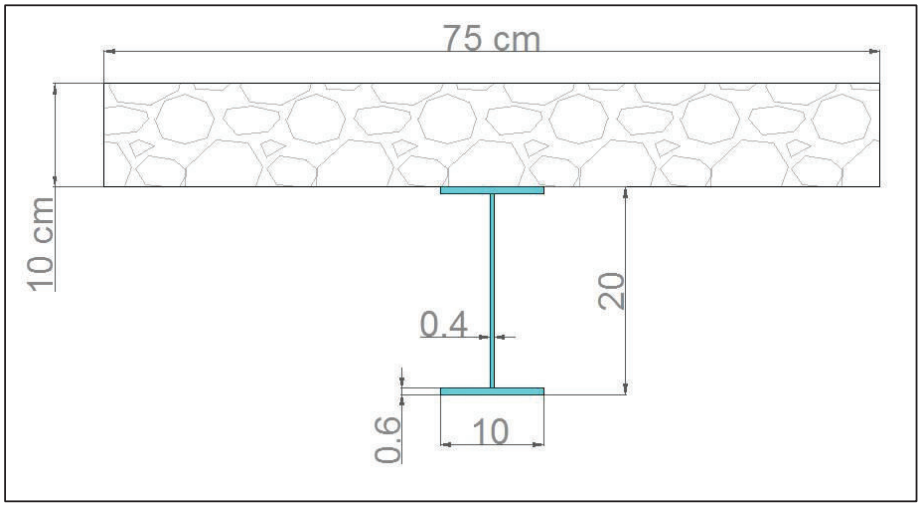
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

CUADRO 2.3 DIMENSIONES DE SECCIÓN DE VIGA SISMICAMENTE COMPACTA

Viga Sísmicamente Compacta			
Descripción	Nomenclatura	Valor	Unidades
Altura del elemento	h	20.00	cm
Altura del alma	h_w	18.80	cm
Ancho de los patines	b_f	10.00	cm
Espesor del alma	t_w	0.40	cm
Espesor de los patines	t_f	0.60	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

IMAGEN 2.6 SECCIÓN DE VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA. I188x2x100x6



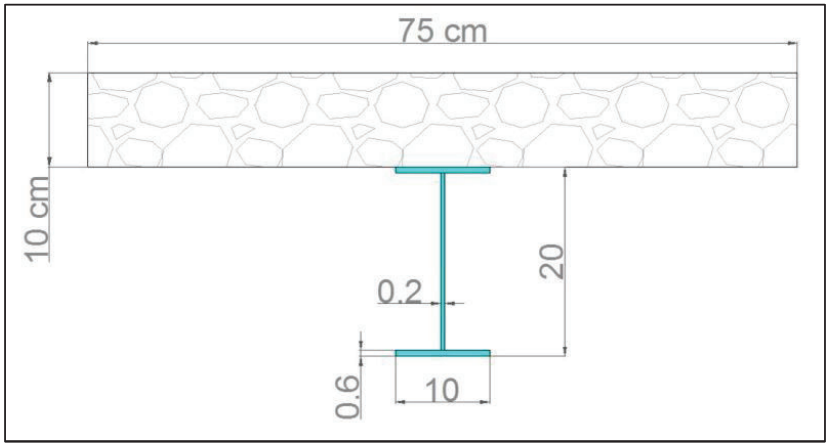
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

CUADRO 2.4. DIMENSIONES DE SECCIÓN DE VIGA INTERMEDIA

Viga Intermedia			
Descripción	Nomenclatura	Valor	Unidades
Altura del elemento	h	20.00	cm
Altura del alma	h_w	18.80	cm
Ancho de los patines	b_f	10.00	cm
Espesor del alma	t_w	0.20	cm
Espesor de los patines	t_f	0.60	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

IMAGEN 2.7. SECCIÓN DE VIGA INTERMEDIA



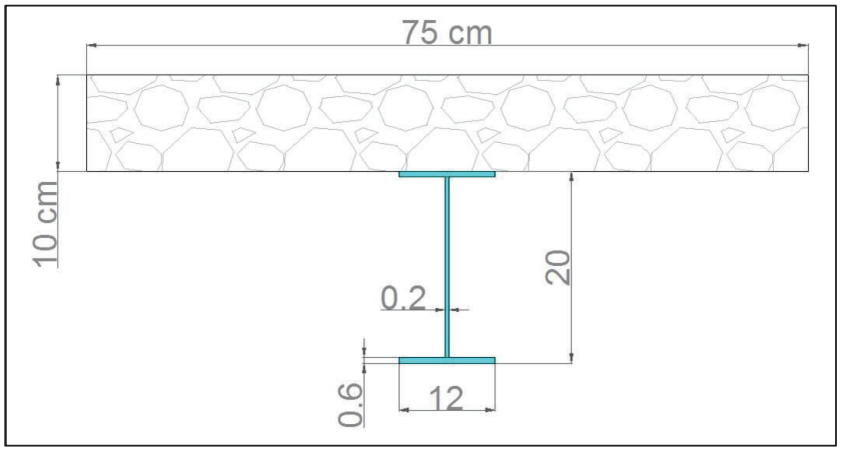
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

CUADRO 2.5. DIMENSIONES DE SECCIÓN DE VIGA COMPACTA

Viga Compacta			
Descripción	Nomenclatura	Valor	Unidades
Altura del elemento	h	20.00	cm
Altura del alma	h_w	18.80	cm
Ancho de los patines	b_f	12.00	cm
Espesor del alma	t_w	0.20	cm
Espesor de los patines	t_f	0.60	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

IMAGEN 2.8. SECCIÓN DE VIGA COMPACTA



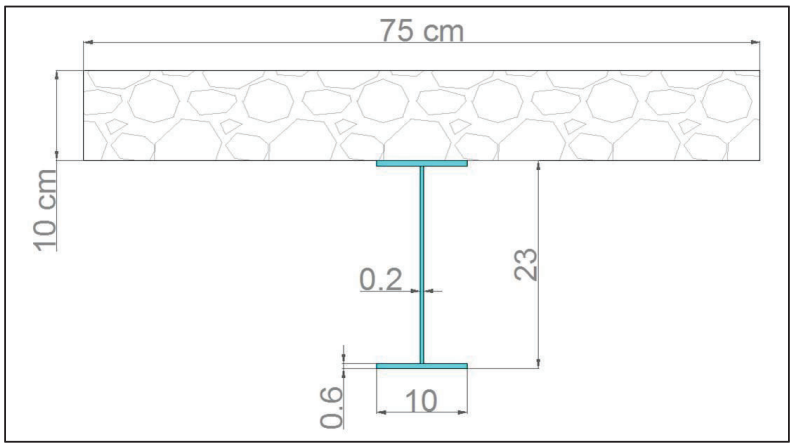
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

CUADRO 2.6 DIMENSIONES DE SECCIÓN DE VIGA NO COMPACTA

Viga Esbelta			
Descripción	Nomenclatura	Valor	Unidades
Altura del elemento	h	23.00	cm
Altura del alma	h_w	21.80	cm
Ancho de los patines	b_f	10.00	cm
Espesor del alma	t_w	0.20	cm
Espesor de los patines	t_f	0.60	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

IMAGEN 2.9 SECCIÓN DE VIGA NO COMPACTA



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

2.4.2.2 Deflexiones

CUADRO 2.7 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE DEFLEXIONES INSTANTÁNEAS

NOMENCLATURA DEFLEXIÓNES INSTANTÁNEAS			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Peso Específico del Hormigón Armado	γh	0.0024	kg/cm³
Peso Específico del Acero	γa	0.00785	kg/cm³
Módulo de elasticidad del hormigón	Ec	200000	kg/cm²

CUADRO 2.7 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Módulo de elasticidad del acero	Ea	2043000	kg/cm²
Relación Modular	n	Ecuación 8	SU
Distancia desde el borde superior de la losa al ENE	y_{ene}	Ecuación 2 ó 3	cm
Área de la sección de hormigón transformada en acero	A_{ct}	Ecuación 6	cm²
Inercia centroidal de la sección de hormigón transformada en acero	Ict	Ecuación 7	cm⁴
Área del perfil de acero	Aa	cada viga	cm²
Ancho efectivo de la losa	be	75	cm
Distancia desde el borde superior de la losa al CG de la viga metálica.	Ya	cada viga	cm
Inercia de la sección de acero	Ia	cada viga	cm⁴
Inercia de la sección transformada	It	Ecuación 4 ó 5	cm⁴
Módulo de sección elástico de la sección transformada	St	Ecuación 9	cm³
Flecha antes de que fragüe el hormigón	Δ1	Ecuación 10	cm
Peso propio de la losa y de la viga	W l+v	cada viga	kg/cm
Carga de servicio total por viga	WT	6.45	kg/cm
Carga adicional	Wad	cada viga	kg/cm
Flecha después de aplicar las cargas	Δ2	Ecuación 11	cm

CUADRO 2.7 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Flecha por cargas instantáneas	Δi	Ecuación 12	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

CUADRO 2.8 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE DEFLEXIONES DIFERIDAS

NOMENCLATURA DEFLEXIONES DIFERIDAS			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Contracción Unitaria Libre del hormigón	εf	800*10^(-6)	SU
Módulo de elasticidad efectivo del concreto en tensión	Ect	Ecuación 14	kg/cm²
Esfuerzo a tensión del hormigón	σct	12.20	kg/cm²
Claro de la viga	L	300.00	cm
Relación Modular modificada	nt	40≤ Ecuación 15 ≤60	SU
Distancia desde el borde superior de la losa al ENE con la nueva relación modular	yene	Ecuación 2 ó 3	cm
Área de la sección de hormigón transformada en acero	A_{ct}	Ecuación 6	cm²

CUADRO 2.8 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Inercia centroidal de la sección de hormigón transformada en acero	Ict	Ecuación 7	cm^4
Inercia transformada con la relación modular modificada	It	Ecuación 4 ó 5	cm^4
Distancia del centroide del área efectiva de la losa al ENE	y	Ecuación 16 ó 18	cm
Distancia equivalente del bloque de compresión	a	Ecuación 17	cm
Flecha Producida por el flujo plástico	Δfp	Ecuación 13	cm
Flecha Producida por contracción del hormigón	Δs	Ecuación 19	cm
Flecha total	ΔT	Ecuación 20	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

El cálculo de deflexiones es importante para el diseño de una estructura ya que se relaciona directamente con la serviciabilidad; es decir problemas de vibraciones, grietas en paredes y desprendimiento de pisos y recubrimientos.

Bajo cargas de servicio el comportamiento de las vigas compuestas está en el rango elástico, por lo cual se transforma el área de hormigón a un área de acero equivalente, con lo que se obtiene un área ficticia de acero y se trata al elemento como si se conformara de un material homogéneo.

Para el análisis de deflexiones se debe considerar algunos aspectos como:

- Deformaciones instantáneas que se dan en la viga metálica al momento de verter el hormigón; en el caso de apuntalar las vigas al momento de la

fundición la deformación instantánea se produce por el peso propio de los elementos al retirar los puntales.

- Deformaciones diferidas son las que se producen por la contracción del fraguado, por el flujo plástico o creep del hormigón y por los cambios de geometría a lo largo del tiempo. El flujo plástico se refiere a las deformaciones que se producen por el efecto de una carga a compresión permanente; mientras que las deformaciones por contracción se dan por una disminución del volumen de hormigón debido a las reacciones químicas del cemento.

Para determinar el Eje Neutro Elástico en una sección compuesta se hace una transformación del área de hormigón a un área de acero equivalente cuyo centroide coincide con el de la sección inicial. Para esto se utiliza la relación de módulos de elasticidad de los dos materiales.

Se debería comprobar inicialmente si el ENE se encuentra en la sección de hormigón, en este caso se utiliza la ecuación 2; por el contrario, si el ENE pasa por la sección de acero se utiliza la ecuación 3.

$$y_{ene} = \frac{n * A_a}{b_e}\left(\sqrt{1 + \frac{2 * b_e * y_a}{n * A_a}} - 1\right) \leq tc \qquad (2)$$

$$y_{ene} = \frac{(A_{ct}) * 0.5 * tc + A_a * y_a}{A_{ct} + A_a} \qquad (3)$$

Para determinar la Inercia transformada en el caso que el ENE pase por la sección de hormigón se utiliza la expresión:

$$I_t = \frac{b_e * {y_{ene}}^3}{3 * n} + I_a + A_a * (y_a - y_{ene})^2 \qquad (4)$$

En el caso en que el ENE pase por el patín de la viga de acero o por su alma se utiliza la expresión:

$$I_t = I_{ct} + I_a + A_{ct} * (y_{ene} - 0.5 * t_c)^2 + A_a * (y_a - y_{ene})^2 \qquad (5)$$

$$A_{ct} = \left(\frac{b_e}{n}\right) * t_c \tag{6}$$

$$I_{ct} = \frac{b_e * {t_c}^3}{12 * n} \tag{7}$$

2.4.2.2.1 Viga Sísmicamente Compacta

Primero se determina la relación modular.

$$n = \frac{E_a}{E_c} \tag{8}$$

$$n = \frac{2043000}{200000} = 10.22$$

Comprobar la posición del ENE.

$$y_{ene} = \frac{10.22 * 19.52}{75}\left(\sqrt{1 + \frac{2 * 75 * 20}{10.22 * 19.52}} - 1\right) = 7.99 \leq tc$$

Entonces el Eje Neutro Elástico pasa por la sección de hormigón de la viga compuesta.

$$I_t = \frac{75 * 7.99^3}{3 * 10.22} + 1350.93 + 19.52 * (20 - 7.99)^2 = 5414.86\ cm^4$$

Módulo de sección elástico de la sección transformada con respecto a las fibras extremas en tensión.

$$S_t = \frac{I_t}{d + tc - y_{ene}} \tag{9}$$

$$S_t = \frac{5414.86}{20 + 10 - 7.99} = 246.03\ cm^3$$

Flecha antes de que fragüe el hormigón.

$$\Delta_1 = \frac{5}{384} * \frac{W_{L+V} * L^4}{E * I_a} \quad (10)$$

$$W_{L+V} = b_e * tc * \gamma_h + A_a * \gamma_a = 75 * 10 * 0.0024 + 19.52 * 0.00785 = 1.95 \ \frac{kg}{cm}$$

$$\Delta_1 = \frac{5}{384} * \frac{1.95 * 300^4}{2043000 * 1350.92} = 0.07 \ cm$$

Flecha posterior al fraguado del hormigón.

$$W_{ad} = W_T - W_{L+V} = 6.45 - 1.95 = 4.50 \ \frac{kg}{cm}$$

$$\Delta_2 = \frac{5}{384} * \frac{W_{ad} * L^4}{E * I_t} \quad (11)$$

$$\Delta_2 = \frac{5}{384} * \frac{4.50 * 300^4}{2043000 * 5414.86} = 0.02 \ cm$$

La deformación instantánea total es.

$$\Delta_i = \Delta_1 + \Delta_2 \quad (12)$$

$$\Delta_i = 0.07 + 0.02 = 0.10 \ cm$$

Para determinar las deflexiones por cargas permanentes o de larga duración hay que establecer que estas son directamente proporcionales al tiempo, a la carga aplicada y a la relación agua cemento y que estas son inversamente proporcionales a la humedad del medio ambiente.

Debido a que la losa de hormigón está ligada íntimamente con la viga metálica mediante los conectores de corte, esta no se contrae libremente durante el fraguado, por lo que cuando esto ocurre, la losa queda sometida a esfuerzos de tensión y ocasiona compresiones y flexión en la viga. La flexión debida a la contracción restringida de la losa de hormigón produce una flecha en la viga metálica que se calcula de la siguiente manera:

La Flecha producida por el flujo plástico corresponde a:

$$\Delta_{fp} = 0.15 * \Delta_i \quad (13)$$

Para la flecha producida por la contracción del concreto se realiza lo siguiente:

Se escoge una contracción unitaria libre del concreto que se promedia en:

$$\varepsilon_f = 800 * 10^{-6}$$

El esfuerzo de tensión del concreto suele tomarse igual a:

$$\sigma_{ct} = 12.2 \ \frac{kg}{cm^2}$$

El módulo de elasticidad efectivo del concreto en tensión es igual a:

$$E_{ct} = 86640 - 4800 * \sigma_{ct} \quad (14)$$

$$E_{ct} = 86640 - 4800 * 12.20 = 28080 \ \frac{kg}{cm^2}$$

Se calcula una nueva relación de módulos de elasticidad:

$$n_t = \frac{E_a}{E_{ct}} \quad (15)$$

Pero este valor se recomienda que este entre 40 y 60.

$$n_t = \frac{2043000}{28080} = 72.76$$

Por lo que se asume un valor de nt=60.

Se calcula y, que es la distancia entre el bloque efectivo de compresión y el Eje Neutro Elástico. Si el ENE pasa por la loseta de hormigón se utiliza la ecuación 16 , caso contrario la ecuación 18 .

$$y = y_{ene} - \frac{a}{0.85 * 2} \quad (16)$$

Dónde:

$$a = \frac{A_a * F_y}{0.85 * f_c' * b_e} \quad (17)$$

$$y = y_{ene} - \frac{t_c}{2} \quad (18)$$

Para ello se realiza un reajuste en el cálculo de la distancia del Eje Neutro Elástico y de la Inercia transformada con la nueva relación Modular.

Se comprueba el ENE con la ecuación 2.

$$y_{ene} = \frac{60 * 19.52}{75}\left(\sqrt{1 + \frac{2 * 75 * 20}{10.22 * 60}} - 1\right) = 13.85 > tc$$

Por ende se utiliza la ecuación 3, para determinar la posición del ENE

$$A_{ct} = \left(\frac{75}{60}\right) * 10 = 12.50 \quad cm^2$$

$$y_{ene} = \frac{(12.50) * 0.5 * 10 + 19.52 * 20}{12.50 + 19.52} = 14.14 \quad cm$$

$$I_{ct} = \frac{75 * 10^3}{12 * 60} = 104.17 \quad cm^4$$

$$I_t = 104.17 + 1350.93 + 19.50 * (14.40 - 0.5 * 10)^2 + 19.52 * (20 - 14.40)^2$$
$$= 3169.65 \quad cm^4$$

$$y = 14.14 - \frac{10.00}{2} = 9.14 \quad cm$$

Para determinar la deflexión por cargas permanentes se utiliza la expresión:

$$\Delta_s = \frac{\varepsilon_f * A_c * L^2 * y}{n_t * I_t} \quad (19)$$

$$\Delta_s = \frac{800 * 10^{-6} * 75 * 10 * 300^2 * 9.14}{60 * 3169.65} = 0.32 \quad cm$$

$$\Delta_T = \Delta_i + \Delta_{fp} + \Delta_s \quad (20)$$

$$\Delta_T = 0.09 + 0.01 + 0.32 = 0.44 \quad cm$$

CUADRO 2.9 CÁLCULO DE DEFLEXIONES INSTANTÁNEAS PARA VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA

DEFLEXIONES INSTANTÁNEAS SÍSMICAMENTE COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Peso Específico del Hormigón Armado	γh	0.0024	kg/cm³
Peso Específico del Acero	γa	0.00785	kg/cm³
Módulo de elasticidad del hormigón	Ec	200000	kg/cm²
Módulo de elasticidad del acero	Ea	2043000	kg/cm²
Relación Modular	n	10.22	SU
Distancia desde el borde superior de la losa al ENE	y_{ene}	7.99	cm
Área del perfil de acero	Aa	19.52	cm²
Ancho efectivo de la losa	be	75.00	cm
Distancia desde el borde superior de la losa al CG de la viga metálica.	Ya	20.00	cm
Inercia de la sección de acero	Ia	1350.93	cm⁴
Inercia de la sección transformada	It	5414.86	cm⁴
Módulo de sección elástico de la sección transformada	St	246.03	cm³
Flecha antes de que fragüe el hormigón	$\Delta 1$	0.07	cm

CUADRO 2.9 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Peso propio de la losa y de la viga	W l+v	1.95	kg/cm
Carga de servicio total por viga	WT	6.45	kg/cm
Carga adicional	Wad	4.50	kg/cm
Flecha después de aplicar las cargas	Δ2	0.02	cm
Flecha por cargas instantáneas	Δi	0.10	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

CUADRO 2.10 CÁLCULO DE DEFLEXIONES DIFERIDAS PARA VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA

DEFLEXIONES DIFERIDAS SÍSMICAMENTE COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Contracción Unitaria Libre del hormigón	εf	800*10^(-6)	SU
Módulo de elasticidad efectivo del concreto en tensión	Ect	28080	kg/cm²
Esfuerzo a tensión del hormigón	σct	12.20	kg/cm²
Claro de la viga	L	300.00	cm
Relación Modular modificada	nt	60.00	SU
Distancia desde el borde superior de la losa al ENE con la nueva relación modular	yene	14.14	cm
Área de la sección transformada en acero	A_{ct}	12.50	cm²

CUADRO 2.10 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Inercia centroidal de la sección transformada en acero	Ict	104.17	cm^4
Inercia transformada con la relación modular modificada	It	3169.65	cm^4
Distancia del centroide del área efectiva de la losa al ENE	y	9.14	cm
Flecha Producida por el flujo plástico	Δfp	0.01	cm
Flecha Producida por contracción del hormigón	Δs	0.32	cm
Flecha total	ΔT	0.44	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.2.2 Viga Intermedia

CUADRO 2.11 CÁLCULO DE DEFLEXIONES INSTANTÁNEAS PARA VIGA INTERMEDIA

DEFLEXIONES INSTANTÁNEAS VIGA INTERMEDIA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Peso Específico del Hormigón Armado	γh	0.0024	kg/cm^3
Peso Específico del Acero	γa	0.00785	kg/cm^3

CUADRO 2.11 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Módulo de elasticidad del hormigón	Ec	200000	kg/cm²
Módulo de elasticidad del acero	Ea	2043000	kg/cm²
Relación Modular	n	10.22	SU
Distancia desde el borde superior de la losa al ENE	y_{ene}	7.36	cm
Área del perfil de acero	Aa	15.76	cm²
Ancho efectivo de la losa	be	75.00	cm
Distancia desde el borde superior de la losa al CG de la viga metálica.	Ya	20.00	cm
Inercia de la sección de acero	Ia	1240.18	cm⁴
Inercia de la sección transformada	It	4733.89	cm⁴
Módulo de sección elástico de la sección transformada	St	209.14	cm³
Flecha antes de que fragüe el hormigón	Δ1	0.08	cm
Peso propio de la losa y de la viga	W l+v	1.92	kg/cm
Carga de servicio total por viga	WT	6.45	kg/cm

CUADRO 2.11 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Carga adicional	Wad	4.53	kg/cm
Flecha después de aplicar las cargas	Δ2	0.03	cm
Flecha por cargas instantáneas	Δi	0.11	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

CUADRO 2.12 CÁLCULO DE DEFLEXIONES DIFERIDAS PARA VIGA INTERMEDIA

DEFLEXIONES DIFERIDAS VIGA INTERMEDIA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Contracción Unitaria Libre del hormigón	εf	800*10^(-6)	SU
Módulo de elasticidad efectivo del concreto en tensión	Ect	28080	kg/cm²
Esfuerzo a tensión del hormigón	σct	12.20	kg/cm²
Claro de la viga	L	300.00	cm
Relación Modular modificada	nt	60.00	SU
Distancia desde el borde superior de la losa al ENE con la nueva relación modular	yene	13.37	cm
Área de la sección de hormigón transformada en acero	A_{ct}	12.50	cm²
Inercia centroidal de la sección de hormigón transformada en acero	Ict	104.17	cm⁴

CUADRO 2.12 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Inercia transformada con la relación modular modificada	It	2912.82	cm^4
Distancia del centroide del área efectiva de la losa al ENE	y	8.37	cm
Flecha Producida por el flujo plástico	Δfp	0.02	cm
Flecha Producida por contracción del hormigón	Δs	0.32	cm
Flecha total	ΔT	0.45	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.2.3 Viga Compacta

CUADRO 2.13 CÁLCULO DE DEFLEXIONES INSTANTÁNEAS PARA VIGA COMPACTA

DEFLEXIONES INSTANTÁNEAS VIGA COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Peso Específico del Hormigón Armado	γh	0.0024	kg/cm^3
Peso Específico del Acero	γa	0.00785	kg/cm^3
Módulo de elasticidad del hormigón	Ec	200000	kg/cm^2
Módulo de elasticidad del acero	Ea	2043000	kg/cm^2
Relación Modular	n	10.22	SU

CUADRO 2.13 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Distancia desde el borde superior de la losa al ENE	y_{ene}	7.78	cm
Área del perfil de acero	Aa	18.16	cm^2
Ancho efectivo de la losa	be	75.00	cm
Distancia desde el borde superior de la losa al CG de la viga metálica.	Ya	20.00	cm
Inercia de la sección de acero	Ia	1466.07	cm^4
Inercia de la sección transformada	It	5330.37	cm^4
Módulo de sección elástico de la sección transformada	St	239.85	cm^3
Flecha antes de que frague el hormigón	Δ1	0.07	cm
Peso propio de la losa y de la viga	W l+v	1.94	kg/cm
Carga de servicio total por viga	WT	6.45	kg/cm
Carga adicional	Wad	4.51	kg/cm
Flecha después de aplicar las cargas	Δ2	0.02	cm
Flecha por cargas instantáneas	Δi	0.09	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

CUADRO 2.14 CÁLCULO DE DEFLEXIONES DIFERIDAS PARA VIGA COMPACTA

DEFLEXIONES DIFERIDAS VIGA COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Contracción Unitaria Libre del hormigón	εf	800*10^(-6)	SU
Módulo de elasticidad efectivo del concreto en tensión	Ect	28080	kg/cm²
Esfuerzo a tensión del hormigón	σct	12.20	kg/cm²
Claro de la viga	L	300.00	cm
Relación Modular modificada	nt	60.00	SU
Distancia desde el borde superior de la losa al ENE con la nueva relación modular	yene	13.88	cm
Área de la sección de hormigón transformada en acero	A_{ct}	12.50	cm²
Inercia centroidal de la sección de hormigón transformada en acero	Ict	104.17	cm⁴
Inercia transformada con la relación modular modificada	It	3236.09	cm⁴
Distancia del centroide del área efectiva de la losa al ENE	y	8.88	cm
Flecha Producida por el flujo plástico	Δfp	0.01	cm

CUADRO 2.14 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Flecha Producida por contracción del hormigón	Δs	0.31	cm
Flecha total	ΔT	0.42	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.2.4 Viga No Compacta

CUADRO 2.15 CÁLCULO DE DEFLEXIONES INSTANTÁNEAS PARA VIGA NO COMPACTA

DEFLEXIONES INSTANTÁNEAS VIGA NO COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Peso Específico del Hormigón Armado	γh	0.0024	kg/cm³
Peso Específico del Acero	γa	0.00785	kg/cm³
Módulo de elasticidad del hormigón	Ec	200000	kg/cm²
Módulo de elasticidad del acero	Ea	2043000	kg/cm²
Relación Modular	n	10.22	SU
Distancia desde el borde superior de la losa al ENE	y_{ene}	7.81	cm
Área del perfil de acero	Aa	16.36	cm²
Ancho efectivo de la losa	be	75.00	cm

CUADRO 2.15 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Distancia desde el borde superior de la losa al CG de la viga metálica.	Ya	21.50	cm
Inercia de la sección de acero	Ia	1678.31	cm^4
Inercia de la sección transformada	It	5910.32	cm^4
Módulo de sección elástico de la sección transformada	St	234.64	cm^3
Flecha antes de que fragüe el hormigón	Δ1	0.06	cm
Peso propio de la losa y de la viga	W l+v	1.93	kg/cm
Carga de servicio total por viga	WT	6.45	kg/cm
Carga adicional	Wad	4.52	kg/cm
Flecha después de aplicar las cargas	Δ2	0.02	cm
Flecha por cargas instantáneas	Δi	0.08	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

CUADRO 2.16 CÁLCULO DE DEFLEXIONES DIFERIDAS PARA VIGA NO COMPACTA

NOMENCLATURA DEFLEXIÓNES NO DIFERIDAS			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Contracción Unitaria Libre del hormigón	εf	800*10^(-6)	SU
Módulo de elasticidad efectivo del concreto en tensión	Ect	28080	kg/cm^2

CUADRO 2.16 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Esfuerzo a tensión del hormigón	σct	12.20	kg/cm²
Claro de la viga	L	300.00	cm
Relación Modular modificada	nt	60.00	SU
Distancia desde el borde superior de la losa al ENE con la nueva relación modular	yene	14.35	cm
Área de la sección de hormigón transformada en acero	A_{ct}	12.50	cm²
Inercia centroidal de la sección de hormigón transformada en acero	Ict	104.17	cm⁴
Inercia transformada con la relación modular modificada	It	3711.62	cm⁴
Distancia del centroide del área efectiva de la losa al ENE	y	9.35	cm
Flecha Producida por el flujo plástico	Δfp	0.01	cm
Flecha Producida por contracción del hormigón	Δs	0.28	cm
Flecha total	ΔT	0.38	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.3 Capacidad a flexión de las vigas metálicas

CUADRO 2.17 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE ESBELTEZ

NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DE ESBELTEZ.			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Módulo de elasticidad del acero	Ea	2043000	kg/cm²
Esfuerzo de Fluencia del Acero	Fy	2530	kg/cm²
Relación de Esbeltez del Alma	Λw	Ecuación 21	SU
Relación de Esbeltez del Patín	Λf	Ecuación 22	SU
Esbeltez límite para alma sísmicamente compacta	Λws	Ecuación 23	SU
Esbeltez límite para alma compacta	Λwp	Ecuación 24	SU
Esbeltez límite para alma esbelta	Λwr	Ecuación 25	SU
Esbeltez límite para patín sísmicamente compacto	Λfs	Ecuación 26	SU
Esbeltez límite para patín compacto	Λfp	Ecuación 27	SU
Esbeltez límite para patín esbelto	Λfr	Ecuación 28	SU
Coeficiente para elementos esbeltos no atiesados	Kc	Ecuación 29	SU
Esfuerzo reducido	f_L	Ecuación 30	kg/cm²

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

Para determinar el aumento de capacidad a flexión debido a la losa de hormigón es necesario conocer primero la capacidad teórica de la viga metálica por si sola; se remite al código ANSI-AISC 360-2010.

La capacidad de la sección, está en función de la esbeltez. Relación de Esbeltez del alma.

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} \tag{21}$$

Relación de Esbeltez del patín.

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} \tag{22}$$

El código divide a los elementos en sísmicamente compactos, compactos, no compactos y esbeltos para lo que establece límites en función del módulo de elasticidad y esfuerzo de fluencia.

Límite de Esbeltez para almas Sísmicamente Compactas.

$$\lambda_{ws} = 2.45 * \sqrt{\frac{E}{fy}} \tag{23}$$

Límite de Esbeltez para almas Compactas.

$$\lambda_{wp} = 3.76 * \sqrt{\frac{E}{fy}} \tag{24}$$

Límite de Esbeltez para almas esbeltas.

$$\lambda_{wr} = 5.70 * \sqrt{\frac{E}{fy}} \tag{25}$$

Límite de Esbeltez para patines Sísmicamente Compactos.

$$\lambda_{fs} = 0.3 * \sqrt{\frac{E}{fy}} \tag{26}$$

Límite de Esbeltez para patines Compactos.

$$\lambda_{fp} = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{fy}} \tag{27}$$

Límite de Esbeltez para patines Esbeltos.

$$\lambda_{fr} = 0.95 * \sqrt{\frac{kc * E}{f_L}} \quad (28)$$

Dónde:

$$kc = \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \quad ; \quad 0.35 \leq kc \leq 0.76 \quad (29)$$

$$f_L = 0.7 * fy \quad (30)$$

CUADRO 2.18 LÍMITES DE ESBELTEZ

LÍMITES DE ESBELTEZ			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Módulo de elasticidad del acero	Ea	2043000	kg/cm²
Esfuerzo de Fluencia del Acero	Fy	2530	kg/cm²
Esbeltez límite para alma sísmicamente compacta	Λws	69.62	SU
Esbeltez límite para alma compacta	Λwp	106.85	SU
Esbeltez límite para alma esbelta	Λwr	162.00	SU
Esbeltez límite para patín sísmicamente compacto	Λfs	8.53	SU
Esbeltez límite para patín compacto	Λwp	10.8	SU
Esfuerzo reducido	f_L	1771	kg/cm²

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

Para el cálculo de las capacidades de las vigas metálicas, se calcula ciertas propiedades geométricas como son:

CUADRO 2.19 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE SECCIONES METÁLICAS

NOMENCLATURA CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Área de la sección de acero	Aa	Ecuación 31	cm^2
Inercia al rededor del eje X-X	Ix	Ecuación 32	cm□
Inercia al rededor del eje Y-Y	Iy	Ecuación 33	cm□
Momento estático al rededor del eje X-X	Sx	Ecuación 42	cm^3
Módulo Plástico al rededor del eje X-X	Zx	Ecuación 45	cm^3
Factor de forma	f	Cada viga	S/u
Distancia entre centroides de patines	h_0	Ecuación 34	cm
Distancia del centro de gravedad a la fibra extrema	Ycg	Ecuación 35	cm
Momento polar de inercia	J	Ecuación 36	cm□
Coeficiente de alabeo	Cw	Ecuación 37	cm□
Coeficiente para elementos esbeltos no atiesados	kc	Ecuación 38	S/u
Radio de dos veces el alma en compresión	a_w	Ecuación 39	S/u
Coeficiente para longitud límite de pandeo lateral	C	Ecuación 40	S/u
Factor de modificación para diagrama de momentos	Cb	Ecuación 40	S/u
Radio de giro a flexión	rts	Ecuación 41	cm

CUADRO 2.19 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Radio de giro al rededor del eje X-X	rx	Ecuación 43	cm
Radio de giro al rededor del eje Y-Y	ry	Ecuación 44	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

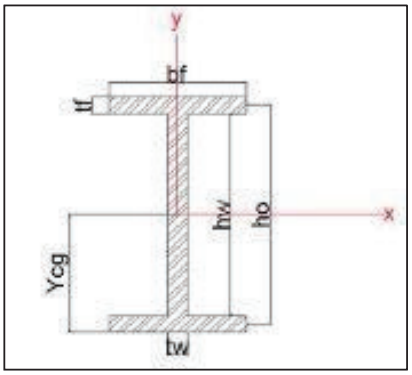
2.4.2.3.1 Viga Sísmicamente Compacta

CUADRO 2.20 RELACIONES DE ESBELTEZ, VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA

Viga sísmicamente compacta			
Descripción	**Nomenclatura**	**Valor**	**Unidades**
Relación de Esbeltez del Alma	λw	47.00	SU
Relación de Esbeltez del Patín	λf	8.33	SU
Esbeltez límite para alma sísmicamente compacta	λws	69.62	SU
Esbeltez límite para patín sísmicamente compacto	λfs	8.53	SU

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

IMAGEN 2.10. SECCIÓN DE VIGA DE ACERO TIPO



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

Ya que λw es menor que λws y que λf es menor que λfs; tanto el alma como el patín son sísmicamente compactos, por lo que la sección en total es sísmicamente compacta.

CUADRO 2.21 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA.

VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Área de la sección de acero	Aa	19.52	cm²
Inercia al rededor del eje X-X	Ix	1350.93	cm□
Inercia al rededor del eje Y-Y	Iy	100.10	cm□
Momento estático al rededor del eje X-X	Sx	135.09	cm³
Módulo Plástico al rededor del eje X-X	Zx	151.74	cm³
Factor de forma	f	1.12	S/u
Distancia entre centroides de patines	h_0	19.40	cm
Distancia del centro de gravedad a la fibra extrema	Ycg	10.00	cm
Momento polar de inercia	J	1.84	cm□
Coeficiente de alabeo	Cw	9418.43	cm□
Coeficiente para elementos esbeltos no atiesados	kc	0.58	S/u
Radio de dos veces el alma en compresión	a_w	1.25	S/u
Coeficiente para longitud límite de pandeo lateral	c	1.00	S/u

CUADRO 2.21 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Factor de modificación para diagrama de momentos	Cb	1.00	S/u
Radio de giro a flexión	rts	2.68	cm
Radio de giro al rededor del eje X-X	rx	8.32	cm
Radio de giro al rededor del eje Y-Y	ry	2.27	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

Para el cálculo de la capacidad a flexión de la sección de acero estructural se necesita de algunas propiedades geométricas, de las cuáles se detallan los cálculos a continuación.

Área de la sección de acero.

$$A_a = h_w * t_w + 2 * b_f * t_f \quad (31)$$

$$A_a = 18.80 * 0.40 + 2 * 10 * 0.60 = 19.52\ cm$$

Se necesita las Inercias alrededor del eje *x* y del eje *y.*

$$I_{xx} = \frac{b_f * (h_w + 2 * t_f)^3}{12} - \frac{(b_f - t_w) * {h_w}^3}{12} \quad (32)$$

$$I_{xx} = \frac{10 * (18.80 + 2 * 0.60)^3}{12} - \frac{(10 - 0.4) * 18.80^3}{12} = 1350.93 \quad cm^4$$

$$I_{yy} = \frac{2 * t_f * {b_f}^3}{12} + \frac{{t_w}^3 * h_w}{12} \quad (33)$$

$$I_{yy} = \frac{2 * 0.60 * 10^3}{12} + \frac{0.40^3 * 18.80}{12} = 100.10 \quad cm^4$$

Se calcula la distancia entre centroides de los patines.

$$h_0 = h_w + t_f \quad (34)$$

$$h_0 = 18.80 + 0.60 = 19.40 \quad cm$$

Ordenada al centro de gravedad de la sección de acero.

$$Y_{cg} = \frac{h_w + 2 * t_f}{2} \tag{35}$$

$$Y_{cg} = \frac{18.80 + 2 * 0.60}{2} = 10.00 \quad cm$$

Momento Polar de Inercia.

$$J = \left(\frac{2 * b_f * {t_f}^3}{3} + \frac{h_w * {t_w}^3}{3}\right) \tag{36}$$

$$J = \left(\frac{2 * 10.00 * 0.60^3}{3} + \frac{18.80 * 0.40^3}{3}\right) = 1.84 \quad cm^4$$

Coeficiente de alabeo.

$$C_w = \frac{I_y + {h_0}^2}{4} \tag{37}$$

$$C_w = \frac{100.00 + 19.40^2}{4} = 9418.43 \quad cm^6$$

Coeficiente para elementos esbeltos no atiesados.

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\lambda_w}} \tag{38}$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{47.00}} = 0.58$$

Radio de dos veces el alma en compresión.

$$a_w = \frac{h_w * t_w}{b_f * t_f} \tag{39}$$

$$a_w = \frac{18.80 * 0.40}{10.00 * 0.60} = 1.25$$

El valor del Coeficiente para longitud límite de pandeo lateral (C) para secciones tipo I de doble simetría, como es el de los casos analizados, es igual a 1. Así mismo el valor del factor para la modificación de diagrama de momentos (Cb) es igual a 1, que es un valor comúnmente adoptado.

$$C = 1 \quad ; \quad C_b = 1 \tag{40}$$

Radio de giro a flexión.

$$rts = \frac{\left(I_y * C_w\right)^{0.25}}{{S_x}^{0.5}} \tag{41}$$

$$rts = \frac{(100.00 * 9418.43)^{0.25}}{135.09^{0.5}} = 2.68 \quad cm$$

Momento estático alrededor del eje x-x.

$$S_x = \frac{I_{xx}}{Y_{cg}} \tag{42}$$

$$S_x = \frac{1350.93}{10.00} = 135.09$$

Radio de giro alrededor del eje x-x.

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \tag{43}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{1350.93}{19.52}} = 8.32$$

Radio de giro alrededor del eje y-y.

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \tag{44}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{100.00}{19.52}} = 2.27$$

Módulo plástico alrededor del eje x-x.

$$Z_x = 2 * \left[b_f * t_f * \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2}\right) + \left(\frac{t_w * h_w}{2} * \frac{h_w}{4}\right)\right] \tag{45}$$

$$Z_x = 2 * \left[10.00 * 0.60 * \left(\frac{18.80}{2} + \frac{0.60}{2}\right) + \left(\frac{0.40 * 18.80}{2} * \frac{18.80}{4}\right)\right] = 151.74 \quad cm^3$$

Una vez definidos los parámetros geométricos antes detallados, se procede en sí con el cálculo de la capacidad a flexión. La teoría se aplica para elementos sujetos a simple flexión alrededor de uno de sus ejes principales. Para el caso de la flexión simple el elemento está cargado en un plano paralelo al eje principal que pasa por el centro de corte.

CUADRO 2.22 NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGAS METÁLICAS

SÍSMICAMENTE COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Capacidad plástica a flexión	Mp	Ecuación 46	Tm
Capacidad nominal a flexión	Mn	Ecuación 46, 47 o 48	Tm
Longitud de arriostramiento	Lb	300.00	cm
Distancia sin arriostrar para el estado límite de fluencia	Lp	Ecuación 50	cm
Distancia sin arriostrar para el estado límite de pandeo lateral-torsional inelástico	Lr	Ecuación 52	cm
Fuerza crítica o de Euler	Fcr	Ecuación 49	T

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

Para la sección sísmicamente compacta en análisis, deben chequearse los estados límite de fluencia y de Pandeo Lateral torsional, por lo que el Momento Nominal de la sección está definido por el menor valor de ambos estados.

El estado límite de fluencia se analiza mediante el momento plástico de la sección.

$$M_n = Mp = \frac{Fy * Zx}{100000} \qquad (46)$$

$$Mp = \frac{2530.00 * 151.74}{100000} = 3.84 \quad Tm$$

El estado límite de Pandeo Lateral Torsional se analiza en tres casos:

- Cuando la Longitud de arriostramiento es menor o igual que la Longitud no arriostrada lateral para el estado de fluencia (Lb≤Lp), el estado límite de Pandeo Lateral Torsional no aplica y se impone el estado límite de fluencia.
- Cuando la Longitud de arriostramiento es mayor que la Longitud no arriostrada lateral para el estado de fluencia pero menor que la Longitud no arriostrada lateral para el estado de Pandeo Lateral-Torsional inelástico (Lp<Lb≤Lr), la capacidad nominal viene dada por:

$$M_n = C_b * \left[M_p - \left(M_p - 0.7 * F_y * S_x\right) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] * \frac{1}{100000} \leq M_p \qquad (47)$$

- Cuando la Longitud de arriostramiento es mayor que la Longitud no arriostrada lateral para el estado de Pandeo Lateral-Torsional inelástico, la expresión es la siguiente:

$$M_n = F_{cr} * S_x * \frac{1}{100000} \leq M_p \qquad (48)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E_a}{\left(\frac{L_b}{rts}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J * C}{S_x * h_o} * \left(\frac{L_b}{rts}\right)^2} * \frac{1}{1000} \qquad (49)$$

Las longitudes Limite Lp y Lr se definen de la siguiente manera:

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E_a}{F_y}} \qquad (50)$$

$$L_p = 1.76 * 2.27 * \sqrt{\frac{2043000}{2530}} = 113.26 \quad cm$$

$$L_r = 1.95 * rts * \frac{E_a}{0.7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * C}{S_x * h_o}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y * S_x * h_o}{E_a * J * C}\right)^2}} \qquad (51)$$

$$L_r = 1.95 * 2.68 * \frac{2043000}{0.7 * 2530} * \sqrt{\frac{1.84 * 1}{135.09 * 19.40}}$$

$$* \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * 2530 * 135.09 * 19.40}{2043000 * 1.84 * 1}\right)^2}} = 333.78 \quad cm$$

Si se considera la longitud de arriostramiento (Lb) de 300 cm, de acuerdo a la configuración estructural, el análisis del pandeo Lateral-Torsional entra dentro del segundo caso, cuando la Longitud de arriostramiento (Lb) es mayor que la Longitud limite sin arriostrar para el estado de Fluencia (Lp), pero menor que la Longitud Límite para pandeo Lateral-Torsional inelástico(Lr).

$$M_n = 1 * \left[3.84 * 100000 - (3.84 * 100000 - 0.7 * 2530 * 135.09)\right.$$

$$\left. * \left(\frac{300 - 113.26}{333.78 - 113.26}\right)\right] * \frac{1}{100000} = 2.61 \quad Tm$$

Pero analizando el comportamiento de la viga metálica cuando está en un sistema de sección compuesta, la posible falla por Pandeo Lateral-Torsional se daría en el patín superior que es el que trabajaría hipotéticamente en compresión, y si consideramos que la losa de hormigón arriostra en toda su longitud al patín superior, como efectivamente sucede ya que los conectores de corte propician dicha suposición, el riesgo de Pandeo Lateral-torsional no aplica a este caso por lo que la capacidad nominal del elemento corresponde a su estado límite de fluencia.

CUADRO 2.23 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGAS SÍSMICAMENTE COMPACTA

SÍSMICAMENTE COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Capacidad plástica a flexión	Mp	3.84	T.m
Capacidad nominal a flexión	Mn	3.84	T.m

CUADRO 2.23 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Longitud de arriostramiento	Lb	300.00	cm
Distancia sin arriostrar para el estado límite de fluencia	Lp	113.26	cm
Distancia sin arriostrar para el estado límite de pandeo lateral-torsional inelástico	Lr	333.78	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.3.2 Viga Intermedia.

CUADRO 2.24. LÍMITES **DE ESBELTEZ PARA VIGA INTERMEDIA**

VIGA INTERMEDIA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Relación de Esbeltez del Alma	λw	94.00	SU
Relación de Esbeltez del Patín	λf	8.33	SU
Esbeltez límite para alma sísmicamente compacta	λws	69.62	SU
Esbeltez límite para alma sísmicamente compacta	λwp	106.85	SU
Esbeltez límite para patín sísmicamente compacto	λfs	8.53	SU

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

Debido a que λw es menor que λwp pero mayor que λws (λws< λw< λwp), el alma es compacta; además λf es menor que λfs por lo que el ala es sísmicamente compacta, por lo que la sección es intermedia.

Las propiedades geométricas de la viga Intermedia son las siguientes:

CUADRO 2.25 CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE VIGA INTERMEDIA

VIGA INTERMEDIA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Área de la sección de acero	Aa	15.76	cm^2
Inercia al rededor del eje X-X	Ix	1240.18	cm□
Inercia al rededor del eje Y-Y	Iy	100.01	cm□
Momento estático al rededor del eje X-X	Sx	124.02	cm^3
Módulo Plástico al rededor del eje X-X	Zx	134.07	cm^3
Factor de forma	f	1.08	S/u
Distancia entre centroides de patines	h_0	19.40	cm
Distancia del centro de gravedad a la fibra extrema	Ycg	10.00	cm
Momento polar de inercia	J	1.49	cm□
Coeficiente de alabeo	Cw	9410.18	cm□
Coeficiente para elementos esbeltos no atiesados	kc	0.41	S/u
Radio de dos veces el alma en compresión	a_w	0.63	S/u
Coeficiente para longitud límite de pandeo lateral	c	1.00	S/u
Factor de modificación para diagrama de momentos	Cb	1.00	S/u
Radio de giro a flexión	rts	2.80	cm
Radio de giro al rededor del eje X-X	rx	8.87	cm

CUADRO 2.25 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Radio de giro al rededor del eje Y-Y	ry	2.52	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

El análisis de capacidad de la viga intermedia entra dentro de las mismas consideraciones que para la viga sísmicamente compacta, es decir, hay que chequear los estados límite de Fluencia y de pandeo Lateral-Torsional.

CUADRO 2.26 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGA INTERMEDIA

VIGA INTERMEDIA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Capacidad plástica a flexión	Mp	3.39	Tm
Capacidad nominal a flexión	Mn	3.39	Tm
Longitud de arriostramiento	Lb	300.00	cm
Distancia sin arriostrar para el estado límite de fluencia	Lp	125.99	cm
Distancia sin arriostrar para el estado límite de pandeo lateral-torsional inelástico	Lr	342.11	cm
Fuerza crítica o de Euler	Fcr	2.19	T

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.3.3 Viga Compacta.

CUADRO 2.27 LÍMITES DE ESBELTEZ DE VIGA COMPACTA

VIGA COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Relación de Esbeltez del Alma	λw	94.00	SU
Relación de Esbeltez del Patín	λf	10.00	SU
Esbeltez límite para alma sísmicamente compacta	λws	69.62	SU
Esbeltez límite para alma sísmicamente compacta	λwp	106.85	SU
Esbeltez límite para patín sísmicamente compacto	λfs	8.53	SU
Esbeltez límite para patín sísmicamente compacto	λfp	10.80	SU

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

Ya que λw es menor que λwp pero mayor que λws (λws< λw< λwp), el alma es compacta; así mismo λf es menor que λfp pero mayor que λfs (λfs< λf< λfp), por lo que el patín es compacto, lo que repercute en que la sección en total sea compacta.

Las propiedades geométricas de la viga compacta son las siguientes:

CUADRO 2.28 CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE VIGA COMPACTA

VIGA COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Área de la sección de acero	Aa	18.16	cm²
Inercia al rededor del eje X-X	Ix	1466.07	cm□
Inercia al rededor del eje Y-Y	Iy	172.81	cm□

CUADRO 2.28 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Momento estático al rededor del eje X-X	Sx	146.61	cm^3
Módulo Plástico al rededor del eje X-X	Zx	157.35	cm^3
Factor de forma	f	1.07	S/u
Distancia entre centroides de patines	h_0	19.40	cm
Distancia del centro de gravedad a la fibra extrema	Ycg	10.00	cm
Momento polar de inercia	J	1.78	cm□
Coeficiente de alabeo	Cw	16259.93	cm□
Coeficiente para elementos esbeltos no atiesados	kc	0.41	S/u
Radio de dos veces el alma en compresión	a_w	0.52	S/u
Coeficiente para longitud límite de pandeo lateral	c	1.00	S/u
Factor de modificación para diagrama de momentos	Cb	1.00	S/u
Radio de giro a flexión	rts	3.38	cm
Radio de giro al rededor del eje X-X	rx	8.99	cm
Radio de giro al rededor del eje Y-Y	ry	3.08	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

Se chequean el estado límite de fluencia y el estado límite para pandeo Lateral-Torsional inelástico, pero se considera que la losa de hormigón rigidiza a todo lo largo al patín superior que es el que podría trabajar a compresión, eliminado la posibilidad de pandeo.

CUADRO 2.29 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGA COMPACTA

VIGA COMPACTA.			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Capacidad plástica a flexión	Mp	3.98	Tm
Capacidad nominal a flexión	Mn	3.98	Tm
Longitud de arriostramiento	Lb	300.00	cm
Distancia sin arriostrar para el estado límite de fluencia	Lp	154.28	cm
Distancia sin arriostrar para el estado límite de pandeo lateral-torsional inelástico	Lr	414.12	cm
Fuerza crítica o de Euler	Fcr	3.01	T

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.3.4 Viga No Compacta

CUADRO 2.30 CÁLCULO DE LÍMITES DE ESBELTEZ DE VIGA NO COMPACTA

VIGA NO COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Relación de Esbeltez del Alma	λw	109.00	SU
Relación de Esbeltez del Patín	λf	8.33	SU
Esbeltez límite para alma sísmicamente compacta	λwp	106.85	SU
Esbeltez límite para alma esbelta	λwr	162.00	SU
Esbeltez límite para patín sísmicamente compacto	λfs	8.53	SU

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

Ya que λw es menor que λwr pero mayor que λwp (λwp< λw< λwr), el alma es no compacta; además λf es menor que λfs (λf< λfs), po lo que el patín es sísmicamente compacto, lo que repercute en que la sección en total sea no compacta.

CUADRO 2.31 CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE VIGA NO COMPACTA

VIGA NO COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Área de la sección de acero	Aa	16.36	cm²
Inercia al rededor del eje X-X	Ix	1678.31	cm4
Inercia al rededor del eje Y-Y	Iy	100.01	cm4
Momento estático al rededor del eje X-X	Sx	145.94	cm³
Módulo Plástico al rededor del eje X-X	Zx	158.16	cm³
Factor de forma	f	1.08	S/u
Distancia entre centroides de patines	h_0	22.40	cm
Distancia del centro de gravedad a la fibra extrema	Ycg	11.50	cm
Momento polar de inercia	J	1.50	cm4
Coeficiente de alabeo	Cw	12545.82	cm4
Coeficiente para elementos esbeltos no atiesados	kc	0.38	S/u
Radio de dos veces el alma en compresión	a_w	0.73	S/u
Coeficiente para longitud límite de pandeo lateral	c	1.00	S/u
Factor de modificación para diagrama de momentos	Cb	1.00	S/u

CUADRO 2.31 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Radio de giro a flexión	rts	2.77	cm
Radio de giro al rededor del eje X-X	rx	10.13	cm
Radio de giro al rededor del eje Y-Y	ry	2.47	cm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

Para determinar la capacidad a flexión del elemento se aplica la sección F5 del código ANSI-AISC 2010, la que abarca secciones tipo I con simetría doble sujetos a momentos alrededor de su eje mayor con almas no compactas.

CUADRO 2.32 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGA NO COMPACTA

VIGA NO COMPACTA.			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Esfuerzo de fluencia del acero	Fy	2530.00	kg/cm²
Factor de Plastificación del alma	Rpc	Ecuación 60 ó 61	SU
Momento de referencia referido al patín en compresión	Myc	Ecuación 55	Tm
Módulo elástico de la sección, referido al patín en compresión	Sxc	145.94	cm³
Esfuerzo reducido	FL	Ecuación 57	kg/cm²
Radio de Giro efectivo para pandeo lateral-torsional	rt	Ecuación 64	cm

CUADRO 2.32 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Radio de dos veces el área del alma en compresión debido a la aplicación de un momento flexionante en el eje mayor	aw	Ecuación 63	SU
Momento de inercia alrededor del eje y referido al patín en compresión	Iyc	100.01	cm4
Momento de Inercia alrededor del eje y	Iy	100.01	cm4
Relación de Esbeltez del alma	λw	109.00	SU
Límite de esbeltez para alma compacta	λwp	106.85	SU
Límite de esbeltez para alma no compacta	λwr	162.00	SU
Módulo elástico de la sección, referido al patín en tensión	Sxt	145.94	cm^3
Momento plástico	Mp	Ecuación 62	
Capacidad nominal a flexión	Mn	Ecuación 52, 53 ó 54	Tm
Longitud de arriostramiento	Lb	300.00	cm
Distancia sin arriostrar para el estado límite de fluencia	Lp	Ecuación 58	cm

CUADRO 2.32 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Distancia sin arriostrar para el estado límite de pandeo lateral-torsional inelástico	Lr	Ecuación 59	cm
Fuerza crítica o de Euler	Fcr	Ecuación 56	T

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

El esfuerzo a flexión nominal debe ser el menor de los estados límite de fluencia por Compresión del Patín superior, Pandeo Lateral Torsional, Pandeo Local por Compresión del Patín superior y Fluencia por Tensión del Patín inferior.

La capacidad a flexión por el estado límite de Fluencia por Compresión del Patín superior viene dada por:

$$M_n = R_{pc} * M_{yc} = R_{pc} * f_y * S_{xc} \qquad (52)$$

$$M_n = 1.08 * 3.69 = 3.99 \quad Tm$$

El análisis del estado límite por pandeo Lateral-Torsional tiene 3 casos:

- Cuando la longitud de arriostramiento es menor o igual que la longitud lateral no arriostrada para el estado límite de Fluencia (Lb≤Lp), el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica.
- Cuando la longitud de arriostramiento es menor que la Longitud lateral no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral-torsional inelástico pero mayor que la longitud lateral no arriostrada del estado límite fluencia (Lp<Lb≤Lr), la capacidad nominal viene dada por:

$$M_n = C_b * \left[R_{pc} * M_{yc} - \left(R_{pc} * M_{yc} - F_L * S_{xc}\right) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \leq R_{pc} * M_{yc} \qquad (53)$$

Si consideramos una Longitud de arriostramiento de 300 cm

$$M_n = 1 * \left[3.99 * 10^5 - (3.99 * 10^5 - 1771.00 * 145.94) * \left(\frac{300 - 86.10}{325.43 - 86.10}\right)\right]$$
$$* \frac{1}{100000} = 2.73 \quad Tm \leq 3.99$$

- Cuando la longitud de arriostramiento es mayor que la Longitud lateral no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral-torsional (Lb>Lr), la capacidad nominal viene dada por:

$$M_n = F_{cr} * S_{xc} \leq R_{pc} * M_{yc} \tag{54}$$

Dónde:

$$M_{yc} = F_y * S_{xc} * \frac{1}{100000} \tag{55}$$
$$M_{yc} = \frac{145.94 * 2530}{100000} = 3.69 \quad Tm$$

$$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E_a}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J}{S_{xc} * h_o} * \left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \tag{56}$$

Además se debe considerar que cuando

$$\frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.23 \,, \qquad J = 0$$

Pero debido a que son las mismas inercias, no se aplica para este caso.

Debido a que la sección en análisis es simétrica y el patín en compresión es igual al patín en tensión.

$$F_L = 0.7 * F_y \tag{57}$$
$$F_L = 0.7 * 2530 = 1771.00 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$L_p = 1.1 * r_t * \sqrt{\frac{E_a}{F_y}} \quad (58)$$

$$L_p = 1.1 * 2.76 * \sqrt{\frac{2043000}{2530}} = 86.10 \quad cm$$

$$L_r = 1.95 * r_t * \frac{E_a}{F_L} * \sqrt{\frac{J}{S_{xc} * h_o}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 * \left(\frac{F_L}{E_a} * \frac{S_{xc} * h_o}{J}\right)^2}} \quad (59)$$

$$L_r = 1.95 * 2.76 * \frac{2043000}{1771.00} * \sqrt{\frac{1.50}{145.94 * 22.40}}$$

$$* \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 * \left(\frac{1771.00}{2043000} * \frac{145.94 * 22.40}{1.50}\right)^2}} = 325.43 \quad cm$$

Para determinar el factor de plastificación del alma, se deben considerar los siguientes casos:

- Cuando λw ≤ λwp

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (60)$$

- Cuando λw > λwp

$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1\right) * \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{wp}}{\lambda_{wr} - \lambda_{wp}}\right)\right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (61)$$

$$M_p = Z_x * F_y * \frac{1}{100000} \leq 1.6 * S_{xc} * F_y * \frac{1}{100000} \quad (62)$$

Ya que λw=109 es mayor que λwp=106.85, se analiza el segundo caso.

$$M_p = 158.16 * 2530 * \frac{1}{100000} = 4.00\ tm \leq 1.6 * 145.94 * 2530 * \frac{1}{100000} = 5.91\ \ tm$$

$$R_{pc} = \left[\frac{4.00}{3.69} - \left(\frac{4.00}{3.69} - 1\right) * \left(\frac{109 - 106.85}{162.00 - 106.85}\right)\right] = 1.08 \leq \frac{4.00}{3.69} = 1.08$$

$$a_w = \frac{h_w * t_w}{b_f * t_f} \qquad (63)$$

$$a_w = \frac{21.8 * 0.2}{10 * 0.6} = 0.73$$

$$r_t = \frac{b_f}{\sqrt{12 * \left(1 + \frac{1}{6} * a_w\right)}} \qquad (64)$$

$$r_t = \frac{10.00}{\sqrt{12 * \left(1 + \frac{1}{6} * 0.73\right)}} = 2.76\ \ cm$$

Los demás estados Límite no aplican para este caso según las consideraciones del capítulo F4 del código ANSI-AISC 210, por lo que la capacidad a flexión de la sección de la viga Mn=3.99 Tm, ya que se considera que la losa de hormigón rigidiza en todo el largo al patín superior.

CUADRO 2.33 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGA NO COMPACTA

VIGA NO COMPACTA.			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Factor de Plastificación del alma	Rpc	1.08	SU
Momento de referencia referido al patín en compresión	Myc	3.69	Tm
Módulo elástico de la sección, referido al patín en compresión	Sxc	145.94	cm³

CUADRO 2.33 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Esfuerzo reducido	FL	1771	kg/cm²
Radio de Giro efectivo para pandeo lateral-torsional	rt	2.76	cm
Radio de dos veces el área del alma en compresión debido a la aplicación de un momento flexionante en el eje mayor	aw	0.73	SU
Momento de inercia alrededor del eje y referido al patín en compresión	Iyc	100.01	cm4
Momento plástico	Mp	5.91	
Capacidad nominal a flexión	Mn	3.99	Tm
Longitud de arriostramiento	Lb	300.00	cm
Distancia sin arriostrar para el estado límite de fluencia	Lp	86.1	cm
Distancia sin arriostrar para el estado límite de pandeo lateral-torsional inelástico	Lr	325.43	cm

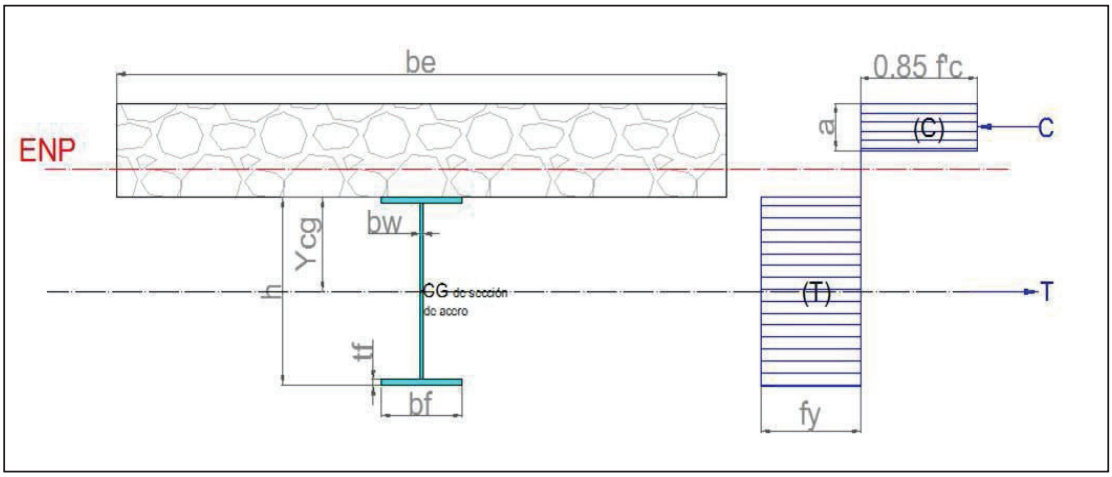
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.4 Capacidad a flexión de las vigas trabajando en sección compuesta

Para determinar la capacidad máxima a flexión del elemento se considera que la sección plastifica totalmente, se considera una distribución uniforme de esfuerzos

de compresión en el hormigón igual a 0.85*f'c, se desprecian los esfuerzos de tensión en el hormigón. En todas las vigas el Eje Neutro Plástico (ENP) está en la loseta de hormigón, por lo que el siguiente esquema aplica para todos los casos.

IMAGEN 2.11 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS PLÁSTICOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL DE SECCIÓN COMPUESTA



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

CUADRO 2.34 NOMENCLATURA PARA EL CÁCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE SECCIONES COMPUESTAS

NOMENCLATURA CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Resistencia a Compresión del hormigón	f'c	210	kg/cm²
Capacidad a corte de cada conector	Qn	5087.38	kg
Área de la viga metálica	Aa	Cada viga	cm²
Área total de hormigón	Ac	750.00	cm²
Fuerza de Compresión en el hormigón	C	Ecuación 66, 67, 68 ó 69	kg

CUADRO 2.34 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Ancho efectivo de la losa de hormigón	be	75.00	cm²
Profundidad efectiva del bloque de Compresión	a	Ecuación 70	cm
Distancia al centro de gravedad de la viga metálica desde el patín superior	Ycg	Cada viga	cm
Distancia entre fuerza de Tensión y de Compresión	d1	Ecuación 71	cm
Capacidad nominal a flexión	Mn	Ecuación 72	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.4.1 Capacidad de los conectores de corte

CUADRO 2.35 NOMENCLATURA PARA EL CÁCULO DE CAPACIDAD A CORTE DE SECCIONES COMPUESTAS

CONECTORES DE CORTE			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Resistencia a Compresión del hormigón	f'c	210	kg/cm²
Módulo de Elasticidad del hormigón	Ec	200000	kg/cm²
Mínimo Esfuerzo de tensión del conector de corte	Fu	4200	kg/cm²
Capacidad a corte de cada conector	Qn	Ecuación 65	kg

CUADRO 2.35 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Área transversal del conector	Asc	1.57	cm²

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

Los conectores de corte brindan la capacidad de trabajar a sección compuesta a la losa de hormigón junto con la viga metálica, disminuyen los desplazamientos relativos entre las superficies en contacto de hormigón y de acero. Los conectores se sueldan directamente sobre el patín superior y se embeben totalmente en el hormigón.

El código trata los conectores de corte tipo stud y los perfiles acanalados; sin embargo en nuestro medio no son de uso común. Para determinar la capacidad nominal de corte de cada conector tipo arco; que son los utilizados para el presente proyecto; se utiliza la misma expresión que para los conectores tipo stud.

$$Q_n = 0.5 * A_{sc} * \sqrt{f_c' * E_c} \leq A_{sc} * F_u \qquad (65)$$

$$Q_n = 0.5 * 1.57 * \sqrt{210 * 200000} = 5087.38 \ kg \quad \leq \quad 1.57 * 4200 = 6594.00 \ kg$$

2.4.2.4.2 Capacidad a sección compuesta de la viga sísmicamente compacta

CUADRO 2.36 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGA SISMICAMENTE COMPACTA EN SECCIÓN COMPUESTA

SÍSMICAMENTE COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Resistencia a Compresión del hormigón	f'c	210	kg/cm²
Capacidad a corte de cada conector	Qn	5087.38	kg
Área de la viga metálica	Aa	19.52	cm²
Área total de hormigón	Ac	750.00	cm²

CUADRO 2.36 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Fuerza de Compresión en el hormigón	C	49385.60	kg
Ancho efectivo de la losa de hormigón	be	75.00	cm²
Profundidad efectiva del bloque de Compresión	a	3.69	cm
Distancia al centro de gravedad de la viga metálica desde el patín superior	Ycg	10.00	cm
Distancia entre fuerza de Tensión y de Compresión	d1	18.16	cm
Capacidad nominal a flexión	Mn	8.97	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

La fuerza de compresión corresponde al menor de los siguientes valores:

$$C = A_a * F_y \tag{66}$$

$$C = 19.52 * 2530 = 49385.60 \quad kg$$

$$C = 0.85 * f_c' * A_c \tag{67}$$

$$C = 0.85 * 210 * 750 = 133875.00 \quad kg$$

$$C = \sum Q_n \tag{68}$$

$$C = 11\ conectores\ de\ corte * \ 5087.38 \ = 55961.18 \quad kg$$

Para que el Eje Neutro Plástico (ENP) pase por la sección de hormigón, se debe cumplir la siguiente relación:

$$0.85 * f_c' * A_c \geq A_a * F_y$$

$$0.85 * 210 * 750 \geq 19.52 * 2530$$

$$133875.00 \quad kg \geq 49385.60 \quad kg$$

Por lo tanto el ENP pasa por la sección de hormigón.

La fuerza de compresión en el hormigón equivale a:

$$C = 0.85 * f_c' * b_e * a \tag{69}$$

La profundidad efectiva del bloque de Compresión es:

$$a = \frac{A_a * F_y}{0.85 * f_c' * b_e} \tag{70}$$

$$a = \frac{A_a * F_y}{0.85 * f_c' * b_e} = 3.69 \quad cm$$

La distancia entre la fuerza de Compresión y de tensión es:

$$d_1 = Y_{cg} + t_c - \frac{a}{2} \tag{71}$$

$$d_1 = 10.00 + 10.00 - \frac{3.69}{2} = 18.16 \quad cm$$

El momento resistente nominal es igual a:

$$M_n = A_a * F_y * d_1 * 10^{-5} \tag{72}$$

$$M_n = 19.52 * 4200 * 18.16 = 8.97 \quad Tm$$

2.4.2.4.3 Capacidad a sección compuesta de la viga intermedia

CUADRO 2.37 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGA INTERMEDIA EN SECCIÓN COMPUESTA

INTERMEDIA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Resistencia a Compresión del hormigón	f'c	210	kg/cm²

CUADRO 2.37 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Capacidad a corte de cada conector	Qn	5087.38	kg
Área de la viga metálica	Aa	15.76	cm²
Área total de hormigón	Ac	750.00	cm²
Fuerza de Compresión en el hormigón	C	39872.80	kg
Ancho efectivo de la losa de hormigón	be	75.00	cm²
Profundidad efectiva del bloque de Compresión	a	2.98	cm
Distancia al centro de gravedad de la viga metálica desde el patín superior	Ycg	10.00	cm
Distancia entre fuerza de Tensión y de Compresión	d1	18.51	cm
Capacidad nominal a flexión	Mn	7.38	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.4.4 Capacidad a sección compuesta de la viga compacta

CUADRO 2.38 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGA COMPACTA EN SECCIÓN COMPUESTA

VIGA COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Resistencia a Compresión del hormigón	f'c	210	kg/cm²
Capacidad a corte de cada conector	Qn	5087.38	kg
Área de la viga metálica	Aa	18.16	cm²
Área total de hormigón	Ac	750.00	cm²
Fuerza de Compresión en el hormigón	C	45944.80	kg
Ancho efectivo de la losa de hormigón	be	75.00	cm²
Profundidad efectiva del bloque de Compresión	a	3.43	cm
Distancia al centro de gravedad de la viga metálica desde el patín superior	Ycg	10.00	cm
Distancia entre fuerza de Tensión y de Compresión	d1	18.28	cm
Capacidad nominal a flexión	Mn	8.40	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.4.5 Capacidad a sección compuesta de la viga no compacta

El estudio de la capacidad plástica no compete para este caso, ya que el alma de la viga es no compacta, cuando esto ocurre la sección no llega a plastificar y falla el alma por pandeo, pero se ha calculado para tener una referencia teórica.

CUADRO 2.39 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGA NO COMPACTA EN SECCIÓN COMPUESTA

NO COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Resistencia a Compresión del hormigón	f'c	210	kg/cm²
Capacidad a corte de cada conector	Qn	5087.38	kg
Área de la viga metálica	Aa	16.36	cm²
Área total de hormigón	Ac	750.00	cm²
Fuerza de Compresión en el hormigón	C	41390.80	kg
Ancho efectivo de la losa de hormigón	be	75.00	cm²
Profundidad efectiva del bloque de Compresión	a	3.09	cm
Distancia al centro de gravedad de la viga metálica desde el patín superior	Ycg	10.00	cm
Distancia entre fuerza de Tensión y de Compresión	d1	19.95	cm
Capacidad nominal a flexión	Mn	8.26	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.5 Cálculo de Capacidades Plásticas con el Código Europeo UNE-EN_1994-1-1=2011

CUADRO 2.40 NOMECLATURA PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL EUROCÓDIGO

NOMENCLATURA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Momento plástico	Mpl,Rd	cada viga	Tm
Profundidad efectiva del bloque de Compresión	a	cada viga	cm
Distancia desde el borde superior de la losa de hormigón al Eje Neutro Plástico	Xpl	Ecuación 74	cm
Peralte de la sección compuesta	h	cada viga	cm4
Factor de reducción de capacidad	β	ver grafica	SU
Momento nominal a flexión	MRd	Ecuación 73	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

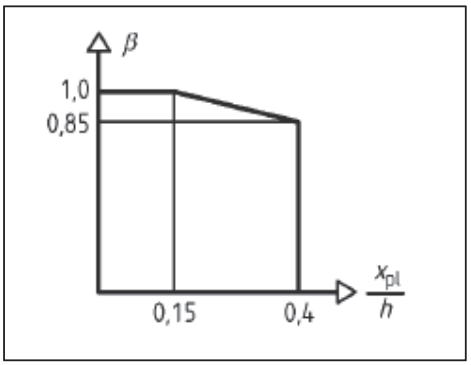
Este código es el Capítulo 6 abarca el análisis de vigas en sección compuesta, específicamente el apartado 6.2 trata el tipo de vigas en análisis del presente proyecto de titulación. Las secciones en análisis son del tipo 1, que son vigas metálicas con loseta de hormigón fundida sobre la misma.

Se utiliza la teoría rígido plástica para determinar las capacidades Plásticas de las secciones y se realiza una modificación a la capacidad nominal de la viga cuando la distancia medida del borde superior de la losa al eje neutro plástico es mayor al 15% del peralte de la sección compuesta.

$$M_{Rd} = M_{Pl,Rd} * \beta \qquad (73)$$

$$X_{Pl} = \frac{a}{0.85} \qquad (74)$$

IMAGEN 2.12 GRÁFICA DE FACTOR DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD A FLEXIÓN SEGÚN EL CÓDIGO EUROPEO



FUENTE: UNE-EN_1994-1-1=2011 Código Europeo de Construcción

En ninguno de los casos la distancia desde el borde superior de la losa es mayor al 15% del peralte total de la sección compuesta por lo que la capacidad plástica no se ve afectada por el factor de reducción, como se puede apreciar en la gráfica.

2.4.2.5.1 Viga Sísmicamente Compacta

CUADRO 2.41 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL EUROCÓDIGO PARA VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA

VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Momento plástico	Mpl,Rd	8.97	Tm
Profundidad efectiva del bloque de Compresión	a	3.69	cm

CUADRO 2.41 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Distancia desde el borde superior de la losa de hormigón al Eje Neutro Plástico	Xpl	4.34	cm
Peralte de la sección compuesta	h	30	cm4
Factor de reducción de capacidad	β	1	SU
Momento nominal a flexión	MRd	8.97	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.5.2 Viga Intermedia

CUADRO 2.42 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL EUROCÓDIGO PARA VIGA INTERMEDIA

VIGA INTERMEDIA			
DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Momento plástico	Mpl,Rd	7.38	Tm
Profundidad efectiva del bloque de Compresión	a	2.98	cm
Distancia desde el borde superior de la losa de hormigón al Eje Neutro Plástico	Xpl	3.5	cm
Peralte de la sección compuesta	h	30	cm4

CUADRO 2.42. CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Factor de reducción de capacidad	β	1	SU
Momento nominal a flexión	MRd	7.38	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.5.3 Viga Compacta

CUADRO 2.43 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL EUROCÓDIGO PARA VIGA COMPACTA

VIGA COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Momento plástico	Mpl,Rd	8.40	Tm
Profundidad efectiva del bloque de Compresión	a	3.43	cm
Distancia desde el borde superior de la losa de hormigón al Eje Neutro Plástico	Xpl	4.04	cm
Peralte de la sección compuesta	h	30	cm4
Factor de reducción de capacidad	β	1	SU
Momento nominal a flexión	MRd	8.40	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.5.4 Viga No Compacta

CUADRO 2.44 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL EUROCÓDIGO PARA VIGA NO COMPACTA

VIGA NO COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Momento plástico	Mpl,Rd	8.26	Tm
Profundidad efectiva del bloque de Compresión	a	3.09	cm
Distancia desde el borde superior de la losa de hormigón al Eje Neutro Plástico	Xpl	3.64	cm
Peralte de la sección compuesta	h	33	cm4
Factor de reducción de capacidad	β	1	SU
Momento nominal a flexión	MRd	8.26	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.6 Cálculo de Capacidades Plásticas con el Código Brasileño ABNT NBR8800.

CUADRO 2.45 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL CÓDIGO BRASILEÑO.

NOMENCLATURA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Área de la sección de acero	A	cada viga	cm²
Esfuerzo de Fluencia del acero Estructural	Fy	2530	kg/cm²
Profundidad efectiva del bloque de Compresión	a	cada viga	cm

CUADRO 2.45 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Distancia desde el centro de gravedad de la sección de acero al borde inferior de la loseta de hormigón	d1	cada viga	cm
Espesor de la losa de hormigón	tc	10.00	cm
Distancia de separación entre la losa de hormigón y la viga de acero	hf	0.00	cm
Factor de condición de apoyo de las vigas	βvm	1.00	SU
Fuerza de tensión	Tad	Ecuación 76	kg
Coeficiente Ponderación de acero	γa	1.10	
Momento nominal a flexión	MRd	Ecuación 75	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

Para determinar la capacidad a flexión de una viga en sección compuesta, el código Brasileño utiliza la teoría Rígido plástica con ciertas variaciones. El código utiliza la siguiente expresión:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} * T_{ad} * \left(d_1 + h_F + t_c - \frac{a}{2}\right) \qquad (75)$$

Donde el factor de condición de apoyo de las vigas es igual a 1 debido a que esta simplemente apoyada. EL factor de ponderación de acero es igual a 1.1 para condiciones normales y se especifica en la sección 4.8.2.

$$T_{ad} = \frac{(A * F_y) * a}{\gamma_a} \quad (76)$$

2.4.2.6.1 Viga Sísmicamente Compacta

CUADRO 2.46 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL CÓDIGO BRASILEÑO DE VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA.

SÍSMICAMENTE COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Área de la sección de acero	A	19.52	cm²
Profundidad efectiva del bloque de Compresión	a	3.69	cm
Distancia desde el centro de gravedad de la sección de acero al borde inferior de la loseta de hormigón	d1	10.00	cm
Espesor de la losa de hormigón	tc	10.00	cm
Distancia de separación entre la losa de hormigón y la viga de acero	hf	0.00	cm
Factor de condición de apoyo de las vigas	βvm	1.00	SU
Fuerza de tensión	Tad	44896.00	kg
Coeficiente Ponderación de acero	γa	1.10	
Momento nominal a flexión	MRd	8.15	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.6.2 Viga Intermedia

CUADRO 2.47 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL CÓDIGO BRASILEÑO DE VIGA INTERMEDIA

VIGA INTERMEDIA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Área de la sección de acero	A	15.76	cm²
Profundidad efectiva del bloque de Compresión	a	2.98	cm
Distancia desde el centro de gravedad de la sección de acero al borde inferior de la loseta de hormigón	d1	10.00	cm
Espesor de la losa de hormigón	tc	10.00	cm
Distancia de separación entre la losa de hormigón y la viga de acero	hf	0.00	cm
Factor de condición de apoyo de las vigas	βvm	1.00	SU
Fuerza de tensión	Tad	36248.00	kg
Coeficiente Ponderación de acero	γa	1.10	
Momento nominal a flexión	MRd	6.71	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.6.3 Viga Compacta

CUADRO 2.48 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL CÓDIGO BRASILEÑO DE VIGA COMPACTA

VIGA COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**Unidades**
Área de la sección de acero	A	18.16	cm²
Profundidad efectiva del bloque de Compresión	a	3.432	cm
Distancia desde el centro de gravedad de la sección de acero al borde inferior de la loseta de hormigón	d1	10.00	cm
Espesor de la losa de hormigón	tc	10.00	cm
Distancia de separación entre la losa de hormigón y la viga de acero	hf	0.00	cm
Factor de condición de apoyo de las vigas	βvm	1.00	SU
Fuerza de tensión	Tad	41768.00	kg
Coeficiente Ponderación de acero	γa	1.10	
Momento nominal a flexión	MRd	7.64	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.6.4 Viga No Compacta

CUADRO 2.49 CÁLCULO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN EL CÓDIGO BRASILEÑO DE VIGA NO COMPACTA

VIGA NO COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Área de la sección de acero	A	16.36	cm²
Profundidad efectiva del bloque de Compresión	a	3.09	cm
Distancia desde el centro de gravedad de la sección de acero al borde inferior de la loseta de hormigón	d1	11.50	cm
Espesor de la losa de hormigón	tc	10.00	cm
Distancia de separación entre la losa de hormigón y la viga de acero	hf	0.00	cm
Factor de condición de apoyo de las vigas	βvm	1.00	SU
Fuerza de tensión	Tad	37628.00	kg
Coeficiente Ponderación de acero	γa	1.10	
Momento nominal a flexión	MRd	7.51	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

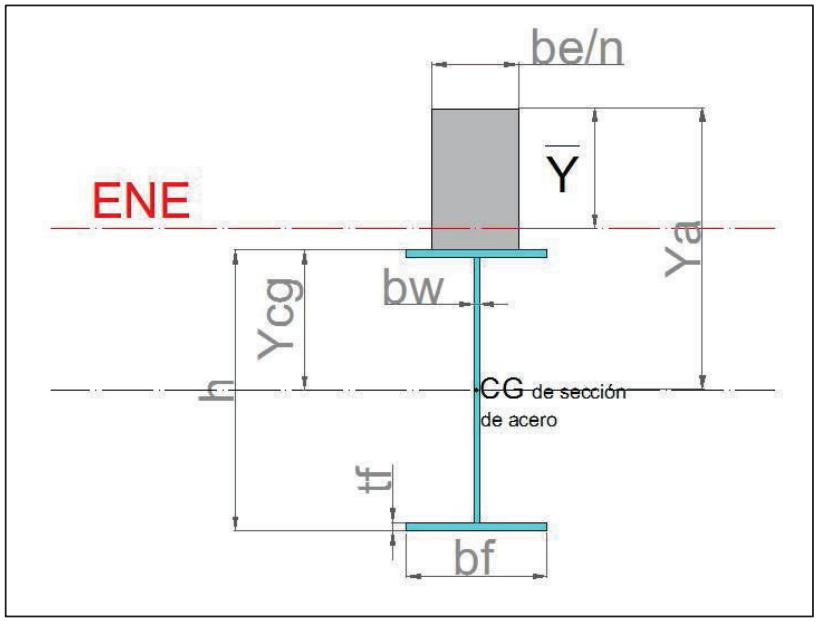
2.4.2.7 Análisis Elástico por resistencia de Materiales

CUADRO 2.50 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD ELÁSTICA PARA LA SECCIÓN COMPUESTA

NOMENCLATURA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Relación Modular	n	18	SU
Esfuerzo de Fluencia del acero estructural	Fy	2530	kg/cm²
Inercia de la sección transformada	It	Ecuación 4 ó 5	cm4
Peralte de la viga de acero	d	cada viga	cm
Espesor de la loseta de hormigón	tc	10	cm
Distancia desde el borde superior de la losa de hormigón al Eje Neutro Elástico	Yene	Ecuación 2 ó 3	cm²
Distancia desde el Eje Neutro Elástico a las fibras extremas en fluencia	C1	Ecuación 78	cm
Momento elástico	My	Ecuación 77	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

IMAGEN 2.13 SECCIÓN TRANSFORMADA EN ACERO PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDADES ELÁSTICAS.



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

El Momento flector elástico a momento positivo de una sección se produce cuando las primeras fibras más externas sometidas a tensión llegan al esfuerzo de fluencia.

Se transforma la sección de hormigón en una sección equivalente de acero, cuyo centro de gravedad coincide con el centro de gravedad de la sección de dos materiales. Se utiliza una relación modular de 18 para así considerar el efecto producido por el agrietamiento de la sección de hormigón.[7]

Para el cálculo del Momento Flector Elástico se utiliza la expresión:

$$M_y = \frac{f_y * I_t}{C_1} \qquad (77)$$

$$C_1 = d + tc - y_{ene} \qquad (78)$$

[7] Vintimilla J., Recomendación Personal, 2015

2.4.2.7.1 Viga Sísmicamente Compacta

CUADRO 2.51 CÁLCULO DE CAPACIDAD ELÁSTICA DE LA VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA

VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Inercia de la sección transformada	It	4688.99	cm4
Peralte de la viga de acero	d	20.00	cm
Distancia desde el borde superior de la losa de hormigón al Eje Neutro Elástico	Yene	9.78	cm²
Distancia desde el Eje Neutro Elástico a las fibras extremas en fluencia	C1	20.22	cm
Momento elástico	My	5.87	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.7.2 Viga Intermedia

CUADRO 2.52 CÁLCULO DE CAPACIDAD ELÁSTICA DE LA VIGA INTERMEDIA

VIGA INTERMEDIA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Inercia de la sección transformada	It	4159.25	cm4
Peralte de la viga de acero	d	20.00	cm

CUADRO 2.52 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Distancia desde el borde superior de la losa de hormigón al Eje Neutro Elástico	Yene	9.09	cm²
Distancia desde el Eje Neutro Elástico a las fibras extremas en fluencia	C1	20.91	cm
Momento elástico	My	12.72	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.7.3 Viga Compacta

CUADRO 2.53 CÁLCULO DE CAPACIDAD ELÁSTICA DE LA VIGA COMPACTA

VIGA COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Inercia de la sección transformada	It	4658.89	cm4
Peralte de la viga de acero	d	20.00	cm
Distancia desde el borde superior de la losa de hormigón al Eje Neutro Elástico	Yene	9.55	cm²
Distancia desde el Eje Neutro Elástico a las fibras extremas en fluencia	C1	20.45	cm
Momento elástico	My	5.76	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.7.4 Viga No Compacta

CUADRO 2.54 CÁLCULO DE CAPACIDAD ELÁSTICA DE LA VIGA NO COMPACTA

VIGA NO COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Inercia de la sección transformada	It	5223.72	cm4
Peralte de la viga de acero	d	23.00	cm
Distancia desde el borde superior de la losa de hormigón al Eje Neutro Elástico	Yene	9.65	cm²
Distancia desde el Eje Neutro Elástico a las fibras extremas en fluencia	C1	23.35	cm
Momento elástico	My	5.66	Tm

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.8 Capacidad a esfuerzo cortante de las vigas metálicas

Una aproximación conservadora para la capacidad a corte de vigas compuestas es adoptar toda la capacidad a corte del alma de la sección de acero, se desprecia la contribución de la losa de hormigón y así simplificar el diseño[8].

[8] Commentary on the Specification for Structural Steel Buildings, (2010), pág 312

2.4.2.8.1 Alma Sísmicamente Compacta.

CUADRO 2.55 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD CORTANTE DE LA SECCIÓN

NOMENCLATURA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Capacidad nominal a corte	Vn	Ecuación 79	kg
Esfuerzo de Fluencia del acero estructural	Fy	2530	kg/cm²
Módulo de elasticidad del acero	Ea	2043000	kg/cm²
Área del alma de la viga metálica	Aw	8	cm²
Coeficiente de corte del alma	Cv	Ecuación 80, 81 ó 82	SU
Peralte total de la viga	d	20	cm
Espesor del alama	tw	0.4	cm
Coeficiente de pandeo del alma	Kv	5	SU
Relación de Esbeltez del alma	λw	47	SU

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

La capacidad nominal a corte, de una sección metálica está dado por la siguiente expresión:

$$V_n = 0.6 * F_y * A_W * C_v \qquad (79)$$

Para almas no atiesadas con hw/tw < 260, kv=5.

Para determinar el Coeficiente de Corte del alma (Cv):

- Para $\frac{h_w}{t_w} \leq 1.1 * \sqrt{\frac{k_v * E_a}{F_y}} = 69.89$

$$C_v = 1 \qquad (80)$$

- Para $1.1 * \sqrt{\frac{k_v * E_a}{F_y}} = 69.89 \quad < \frac{h_w}{t_w} \leq \quad 1.37 * \sqrt{\frac{k_v * E_a}{F_y}} = 87.05$

$$C_v = \frac{1.1 * \sqrt{\frac{k_v * E_a}{F_y}}}{\frac{h_w}{t_w}} \qquad (81)$$

- Para $\frac{h_w}{t_w} \quad > \quad 1.37 * \sqrt{\frac{k_v * E_a}{F_y}} = 87.05$

$$C_v = \frac{1.51 * E_a * k_v}{\left(\frac{h_w}{t_w}\right)^2 * F_y} \qquad (82)$$

La relación de esbeltez del alma λw= 47 es menor que 69.89, por lo que Cv=1.

$$V_n = 0.6 * 2530 * 8.00 * 1 = 12144 \quad kg$$

2.4.2.8.2 Alma Compacta.

Debido a que λw es mayor que 87.05, Cv=0.69.

CUADRO 2.56 CÁLCULO DE CAPACIDAD CORTANTE DEL ALMA COMPACTA

COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Capacidad nominal a corte	Vn	4189.68	kg
Esfuerzo de Fluencia del acero estructural	Fy	2530	kg/cm²
Módulo de elasticidad del acero	Ea	2043000	kg/cm²
Área del alma de la viga metálica	Aw	4	cm²
Coeficiente de corte del alma	Cv	0.69	SU
Peralte total de la viga	d	20	cm

CUADRO 2.56 CONTINUACIÓN

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Espesor del alama	tw	0.4	cm
Coeficiente de pandeo del alma	Kv	5	SU
Relación de Esbeltez del alma	λw	94	SU

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.8.3 Alma No Compacta.

Debido a que λw es mayor que 87.05, Cv=0.69.

CUADRO 2.57 CÁLCULO DE CAPACIDAD CORTANTE DEL ALMA NO COMPACTA

NO COMPACTA			
DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Capacidad nominal a corte	Vn	3583.20	kg
Esfuerzo de Fluencia del acero estructural	Fy	2530.00	kg/cm²
Módulo de elasticidad del acero	Ea	2043000.00	kg/cm²
Área del alma de la viga metálica	Aw	4.60	cm²
Coeficiente de corte del alma	Cv	0.51	SU
Peralte total de la viga	D	23.00	cm
Espesor del alama	Tw	0.40	cm
Coeficiente de pandeo del alma	Kv	5.00	SU
Relación de Esbeltez del alma	Λw	109.00	SU

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

2.4.2.9 Análisis Matemático del Modelo

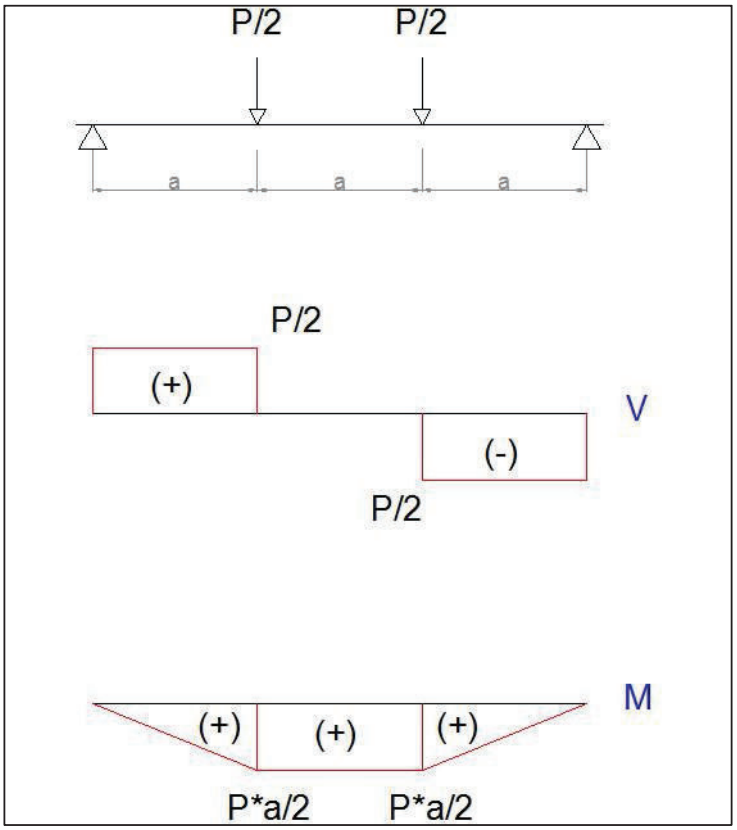
CUADRO 2.58 NOMENCLATURA PARA EL ANALISIS MATEMÁTICO DEL MODELO

NOMENCLATURA			
DESCRIPCIÓN	**NOMENCLATURA**	**VALOR**	**UNIDADES**
Deformación elástica	y	Ecuación 83	cm
Giro izquierdo y derecho de la viga	ϴ	Ecuación 84	rad
Carga Puntual, aplicada por el gato hidráulico	P	variable	kg
Momento actuante	M	variable, Ecuación 85	Tm
Distancia entre los apoyos	L	300	cm
Distancia entre los distribuidores de carga y entre los apoyos	a	100.00	cm
Módulo de elasticidad de la sección compuesta transformada	E	2043000.00	kg/cm^2
Inercia de la sección Compuesta	I	1.00	cm^4

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

El modelo análisis del modelo matemático permite relacionar la carga aplicada con el gato hidráulico con el momento actuante, las deflexiones producidas, el módulo de rigidez, la Inercia efectiva real de la viga compuesta y los giros producidos al momento del ensayo y con el incremento de la carga.

IMAGEN 2.14 DIAGRAMA DE CARGAS, CORTE Y MOMENTO DEL MODELO



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza.

La deflexión en el modelo matemático obedece a la siguiente expresión:

$$y = \frac{P}{2} * \frac{a}{24 * E * I} * [3 * L^2 - 4 * a^2] \qquad (83)$$

Los giros producidos, debido a que las cargas son simétricas con respecto al centro del claro, el giro izquierdo es igual al derecho e igual a :

$$\theta = \frac{P}{2} * a * \frac{(L - a)}{2 * E * I} \qquad (84)$$

Del diagrama de momentos podemos inferir la relación entre la Carga aplicada por el Gato Hidráulico, el Momento actuante y el claro de la viga:

$$M = \frac{P * L}{6} * 10^{-5} \qquad (85)$$

CAPITULO 3

PROCESO EXPERIMENTAL DEL MODELO FÍSICO

3.1 FABRICACIÓN DE ELEMENTOS

Se han fabricado 4 modelos físicos que se conforman de una viga metálica unida a una loseta de hormigón fundida sobre el patín superior de la viga y ambos materiales ligados mediante conectores de corte tipo arco, mismos que están soldados al patín superior.

El elemento en conjunto tiene una longitud de 3.20 metros de largo, esto con el objetivo de brindarle una luz libre de 3 metros y que sobresalga 0.1 metros a cada lado de los apoyos al momento del ensayo.

Las vigas metálicas se fabrican en un taller de soldadura y el hormigonado se lo realiza en el parqueadero posterior del Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional.

3.1.1 VIGAS DE ACERO

Las vigas son conformadas por la soldadura de placas en acero A36, que generan la sección tipo I. Debido a que las placas utilizadas son de un pequeño espesor se utiliza suelda MIG para evitar las deformaciones por temperatura y que se perforen las láminas al utilizar la suelda de arco. Los conectores de corte se fabrican y se sueldan en taller siguiendo las especificaciones mencionadas en el capítulo 2.

Una vez que las vigas metálicas son conformadas en el taller de soldadura son transportadas a la Escuela Politécnica Nacional para continuar con el proceso constructivo.

FOTOGRAFÍA 3.1 FABRICACIÓN DE VIGAS EN TALLER

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

FOTOGRAFÍA 3.2 FABRICACIÓN DE CONECTORES DE CORTE

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

3.1.2 ENCOFRADO DE LA LOSETA DE HORMIGÓN

La viga metálica se apuntala para evitar las deformaciones al momento de verter el hormigón. El encofrado para fundir la loseta de hormigón se lo realiza utilizando pingos, rieles de eucalipto, tabla de monte, tableros de encofrado y para darle un buen acabado a la loseta se utiliza tabla triplex.

FOTOGRAFÍA 3.3 APUNTALADO Y ENCOFRADO DE LA LOSA DE HORMIGÓN

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

3.1.3 ARMADO DE LA LOSA

Las losetas de hormigón se arman con 5 varillas de 12 milímetros de diámetro, espaciadas 15 centímetros entre sí y ubicadas a 5 centímetros del patín superior. Adicionalmente se coloca una Malla electrosoldada de 4 milímetros espaciada 10 centímetros ubicada sobre el acero de refuerzo.

FOTOGRAFÍA 3.4 ARMADO Y MALLA ELECTROSOLDADA EN LOSA

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

3.1.4 FUNDICIÓN Y CURADO DE LA LOSETA DE HORMIGÓN

La losa se funde con hormigón fabricado en sitio. Se utiliza una dosificación recomendada por el Laboratorio de Resistencia de Materiales de la Escuela Politécnica Nacional. El hormigón es vibrado para disminuir la porosidad. Posterior a la fundición del hormigón, este es curado por inundación por el lapso de 15 días.

FOTOGRAFÍA 3.5 FUNDICIÓN DE LOSAS

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

FOTOGRAFÍA 3.6 CURADO DE LOSAS

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

FOTOGRAFÍA 3.7 VIGAS DESENCOFRADAS

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

3.1.5 TRANSPORTE DE LAS VIGAS

Los ensayos se realizan en el Centro de Investigación de la Vivienda por lo que se utiliza un montacargas para trasladarlas desde el lugar de fundición al interior del Laboratorio. Para facilitar el transporte de las vigas se deja fundido ganchos embebidos en el hormigón.

FOTOGRAFÍA 3.8 TRANSPORTE DE VIGAS CON MONTACARGAS

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

3.2 PREPARACIÓN PARA ENSAYO DE LOS ELEMENTOS

Dentro del Centro de Investigación de la Vivienda primero se ubica el marco de carga, el cual será el encargado de sostener el gato hidráulico que es el encargado de transmitir las cargas puntuales a los modelos. El marco de carga está sujeto al contrapiso del laboratorio mediante ejes empernados y apoyos laterales para restringir el volcamiento de tal manera que al momento del ensayo, el marco permanezca estático.

FOTOGRAFÍA 3.9 MARCO DE CARGA

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

Los apoyos se colocan separados tres metros entre si y simétricos desde el centro del marco de carga de tal manera que las vigas sobresalen 0.10 metros a cada lado del apoyo para darle estabilidad a los elementos. Para evitar el deslizamiento de los apoyos se los sujeta con varillas roscadas entre sí.

Para brindar al ensayo la condición de apoyo simple, sobre el apoyo se coloca una lámina metálica engrasada la cual le permite a la viga rotar libremente, esto con el fin de ajustar el modelo físico al matemático.

Para aplicar dos cargas puntuales se utiliza una viga de repartición que descansa sobre dos perfiles metálicos que para aplicar uniformemente la carga a lo ancho de la losa se asientan sobre rieles de madera que minimizan las irregularidades de la losa para evitar concentración de esfuerzos.

El objetivo de aplicar dos cargas puntuales es que el centro de luz esté sometido a flexión pura para apegarse a las hipótesis de diseño en el lugar donde se miden las deformaciones. Ver Gráfica 2.14.

La viga de repartición está sujeta a la celda de carga, la cual está acoplada al gato hidráulico y a su vez el gato hidráulico está sujeto al marco de carga, para evitar que la celda de carga se desvíe de su eje causando excentricidades se debe ajustar el marco de carga para que la viga de repartición quede lo más cerca posible de la superficie de la losa.

FOTOGRAFÍA 3.10 PREPARACIÓN DE LA MUESTRA PARA ENSAYO

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

Las vigas se sujetan con el puente grúa a través de una cadena metálica a los ganchos embebidos en el hormigón y para colocarlas y alinearlas sobre los apoyos se utiliza un tecle hidráulico. Una vez ubicada la viga se cortan los ganchos para que no interfieran en el momento del ensayo.

FOTOGRAFÍA 3.11 IZAJE DE LA VIGA

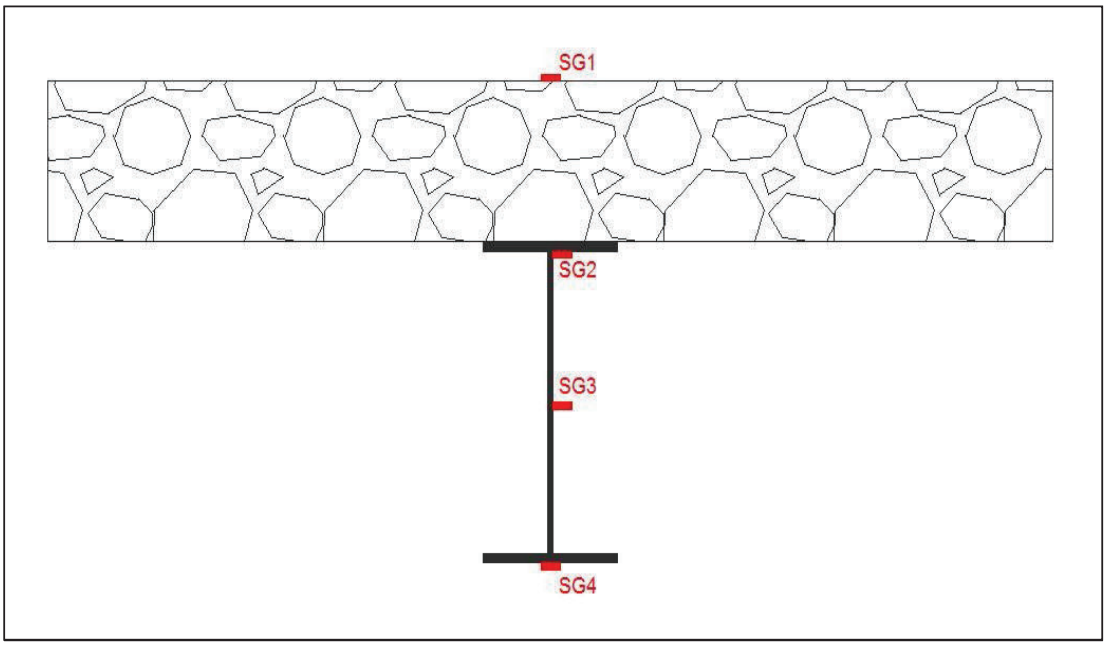
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

3.3 INSTRUMENTACIÓN DE LOS ELEMENTOS

Para obtener información respecto a las deformaciones en el momento del ensayo se colocan strain gauges en el centro de luz de la viga compuesta. El primer medidor de deformación es colocado en la superficie superior de la losa de hormigón, en el centro de la sección. En la viga metálica se colocan medidores de deformación en el borde inferior del patín superior, en el centro del alma y en el borde inferior del patín inferior. Todos los deformímetros se disponen de manera longitudinal a la viga.

El strain gauge del hormigón es de 1.5 centímetros de longitud debido a que la superficie no es homogénea y un deformímetro de menor longitud podría estar actuando sobre algún agregado grueso o sobre el material cementante[9]. En el acero se utiliza strain gauges de un centímetro por ser un material más homogéneo e isotrópico.

IMAGEN 3.1 UBICACIÓN STRAIN GAUGES



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

Para colocar los strain gauges las superficies deben estar completamente limpias y lisas para que tengan una buena adherencia entre sí, para esto se remueve el óxido con productos químicos y la utilización de un cepillo de cerdas metálicas. Luego de esto se prepara la superficie con lija gruesa y fina que dará el acabado final a la misma. Se limpia la superficie con acetona neutra y se procede a pegar el strain gauge con pegamento súper bonder la brujita.

Con cautín se suelda los cables que transmiten la información de los strain gauges al ordenador. Por medio de un voltímetro se comprueba que cada deformímetro esté funcionando correctamente.

[9] Placencia P., Criterio Personal, (2014)

Se acopla el trasductor de desplazamiento lineal (LVDT) al marco de carga, el mismo que mide las deformaciones verticales en el centro de luz para completar la gráfica carga vs deformación.

Se calibra el ordenador para que los instrumentos estén encerados y listos para el ensayo.

FOTOGRAFÍA 3.12 COLOCACIÓN DE STRAIN GAUGES

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

3.4 ENSAYO DE LOS ELEMENTOS

Por medio del gato hidráulico se aplica carga mientras la información de deformaciones se transmite al ordenador. Los datos de la carga aplicada y la deformación del LVDT se grafican en el ordenador, dónde se aprecia algunos saltos iniciales debido al reacomodo de los materiales.

FOTOGRAFÍA 3.13 TRASDUCTOR DE DEFORMACIÓN LINEAL

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

Conforme se va aplicando la carga se nota la aparición de algunas fisuras en el hormigón, las primeras en el punto de aplicación de las cargas y paulatinamente en el resto de la losa.

Con el fin de determinar la ductilidad de los elementos se les aplica carga hasta las 8 toneladas, se los descarga por completo y se procede a cargarlos nuevamente hasta llegar a la falla.

Luego del ensayo de la primera muestra se ve la necesidad de restringir el desplazamiento horizontal para evitar el cabeceo de la viga. Para esto se coloca cuatro rieles de madera sujetos al marco de carga y engrasados para no afectar el desplazamiento vertical. Para evitar que el alma de la viga salga de su plano de acción se suelda escuadras metálicas a la altura de los apoyos.

FOTOGRAFÍA 3.14 ESCUADRAS METÁLICAS

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

FOTOGRAFÍA 3.15 RIELES DE MADERA

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

Al finalizar el ensayo se realiza un Inventario de fisuras para examinar el comportamiento obtenido. Se revisa que la soldadura trabaja normalmente y las placas no se separan. Por último se procede al desmontaje de la viga para que sea derrocada y examinar el comportamiento de los conectores de corte.

3.5 EXTRACCIÓN DE CILINDROS

Previo a la toma de muestras se comprueba el asentamiento del hormigón mediante la prueba del cono de Abrahams en la cual se vierte el hormigón en tres capas inalteradas, mismas que son compactadas en 25 golpes con una varilla de 12 milímetros de diámetro que tiene la punta redondeada. Se libera el hormigón del molde y se mide el asentamiento. El hormigón utilizado tiene un asentamiento promedio de 8 centímetros.

FOTOGRAFÍA 3.16 MEDICIÓN DE ASENTAMIENTO

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

Se extraen 6 cilindros para ensayar la resistencia a compresión del hormigón. Los cilindros extraídos son de 15 centímetros de radio y de 30 centímetros de largo. Se vierte el hormigón en 3 capas inalteradas, las cuales son compactadas en 25 golpes hasta llenar el molde metálico, luego de cada capa se dan golpes con el martillo de goma en el exterior del molde. Las muestras se resantean y se dejan fraguar.

Al día siguiente de la fundición los cilindros se desencofran y se dejan sumergidos en agua hasta que sean ensayados en el laboratorio.

FOTOGRAFÍA 3.17 ESTRACCIÓN DE CILINDROS

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

FOTOGRAFÍA 3.18 CILINDROS DE HORMIGÓN

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

3.6 ENSAYO A COMPRESIÓN DE LOS CILINDROS DE HORMIGÓN

En los ensayos de los dos primeros cilindros, a los 28 días de edad y saturados, se obtiene una resistencia menor a los 210 kg/cm²; resistencia de diseño; por lo que se decide realizar una prueba esclerométrica para determinar la resistencia real en las losas.

Las 4 muestras restantes se ensayan a los 56 días de edad, para determinar la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad, pruebas en las que se obtiene resistencias superiores a las de diseño.

CUADRO 3.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

ENSAYOS DE COMPRESIÓN							
Número	Peso Húmedo (g)	Peso Seco (g)	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Edad (días)	Carga (T)	f'c (kg/cm2)
1	11781.7	11094	30.6	15	56	50.763	287.26
2	11916.8		30.3	15	28	19.077	107.95
3	11484.7	10627	30.2	15	56	37.566	212.58
4	11878.4		30.4	15	28	22.42	126.87
5	11989.5	11215	30.5	15	56	33.055	187.05
6	11999.8	11236	30.6	15	56	45.12	255.33

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

En el estudio del Ministerio de Fomento. EHE. Instrucción del Hormigón Estructura EHE-081 (Madrid 2008). Se indica que la resistencia a compresión del hormigón a los 60 días no aumenta más allá de un 20% respecto a la resistencia a los 28 días[10]. Es por esto que se utiliza una resistencia de diseño de 210 kg/cm².

El ensayo esclerométrico realizado con el martillo tipo Smith en las muestras previo al ensayo de las mismas, comprueba la resistencia de diseño adoptada ya que se obtienen valores aproximados (Ver Anexo 1).

[10] Flores, (2014), Estudio experimental de vigas compuestas tubulares sujetas a flexión, Quito.

3.7 ENSAYO DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN

Al momento de realizar el ensayo de compresión se coloca en la mitad del cilindro un compresómetro analógico para cilindros normales, el cual mide la deformación. Se realiza varios ciclos de carga a distintos rangos de carga para medir la pendiente de la gráfica esfuerzo vs deformación. Debido a la dispersión de los resultados se realiza un promedio con la recomendación del ACI 318M-02 y una recomendación para hormigones en el Ecuador.

$$E_h = {\gamma_h}^{1.5} * 0.14 * \sqrt{f_c'} \qquad ACI\ 318M - 02$$

$$E_h = 13500 * \sqrt{f_c'} \quad [11]$$

FOTOGRAFÍA 3.19 ENSAYO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

[11] Placencia P., Criterio Personal, 2014.

CUADRO 3.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN

ENSAYO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN							
N.-	Edad (días)	f'c (kg/cm2)	Densidad seca (g/cm3)	Densidad Saturada (g/cm3)	Módulo de Elasticidad (ACI) kg/cm2	Módulo de Elasticidad Ensayado	13500*raíz (f'c)
1	60	287.26	2.052	2.179	220499.18	261904.76	228808.00
2	21	107.95	0.000	2.226	152726.29		140266.06
3	60	212.58	1.991	2.152	181383.84	195454.55	196831.70
4	21	126.87	0.000	2.211	163956.10		152060.14
5	60	187.05	2.081	2.224	181728.04		184635.90
6	60	255.33	2.078	2.219	211872.33		215715.88
					185360.96	228679.653	186386.280

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

Se adopta un valor de módulo de elasticidad de 200000 kg/cm².

CAPITULO 4

RESULTADOS

4.1 INTRODUCCIÓN

Previo a la presentación de los resultados obtenidos de los ensayos realizados en el presente proyecto de titulación es necesario introducir algunos criterios y aclaraciones que permiten la mejor comprensión de los mismos.

Para determinar el valor del Módulo de Rigidez en función de la variación de la carga se utiliza la expresión para determinar la flecha para el sistema de cargas planteado.

$$y = \frac{23 * P * L^3}{1296 * E * I} \tag{86}$$

Tratando la presente expresión, tenemos:

$$E * I = \frac{23 * P * L^3}{1296 * y}$$

Dónde:

P= Carga aplicada por el gato hidráulico.

Y=Deflexión marcada por el LVDT.

L=claro de la viga

Para obtener los giros de la viga se aplica la presente expresión:

$$\theta = \frac{P * L^2}{18 * EI} \tag{87}$$

Para cálculo de deformaciones reales la Inercia efectiva debe tomarse como el 75% de la Inercia transformada[12].

$$I_{eff} = 0.75 I_{tr} \tag{88}$$

El momento de Inercia Límite Inferior viene definido por el Comentary on the Especificación for Structural Steel Buildings es la sección I3.

$$I_{lb} = I_a + A_a * (Y_{ENE} - d_3)^2 + \frac{\sum Q_n}{F_y} * (2 * d_3 + d_1 - Y_{ENE})^2 \tag{89}$$

Dónde:

Aa=Área de la sección transversal de acero (cm²)

d_1=Distancia desde la fuerza de Compresión en el concreto al borde superior de la sección de acero (cm)

d_3=Distancia desde la fuerza resultante de tensión para toda la sección en fluencia al borde superior de la sección de acero

$\sum Q_n$= Suma de los esfuerzos nominales de los conectores de corte

Ia=Inercia de la sección de acero

Y_{ENE}= Posición del eje Neutro Elástico

$$\boldsymbol{Y_{ENE}} = \left(\frac{\boldsymbol{A_a * d_3 + \left(\frac{\sum Q_n}{F_y}\right) * (2 * d_3 + d_1)}}{\boldsymbol{A_a + \frac{\sum Q_n}{F_y}}} \right) \tag{90}$$

A continuación se declaran los parámetros utilizados en la presentación de los resultados de los ensayos.

[12] Comentary on the specification for structural steel buildings. Pág 110. (2010).

Ml=Momento que produce la plastificación de la sección de acero, es decir sólo de la viga (valor teórico)

Mp= Momento plástico, aquel que produce la plastificación total de la sección Compuesta (Valor teórico).

My=Momento elástico, aquel que produce la fluencia de la fibra extrema en tensión (Valor teórico).

Me=Momento elástico experimental, aquel que se ve en la Curva Momento Vs Giro cuando termina la parte lineal de la curva (Valor experimental).

Mpe=Momento plástico experimental, aquel que se ve en la Curva Momento Vs Giro cuando la curva disminuye de pendiente (Valor experimental).

Md=Momento de ductilidad, aquel valor que determina la ductilidad de un elemento (Valor Experimental).

Mmáx=Momento Máximo, es aquel valor máximo de la curva Momento Vs Giro (Valor Experimental).

Ductilidad de Curvatura= Cociente entre el Giro de Ductilidad y el Giro Plástico (Valor experimental).

Relación de Capacidad=Porcentaje de capacidad a flexión entre el Momento nominal plástico y la capacidad Experimental.

Ѳpe=Giro producido por el Momento Plástico Experimental.

Ѳd=Giro producido por el Momento de Ductilidad.

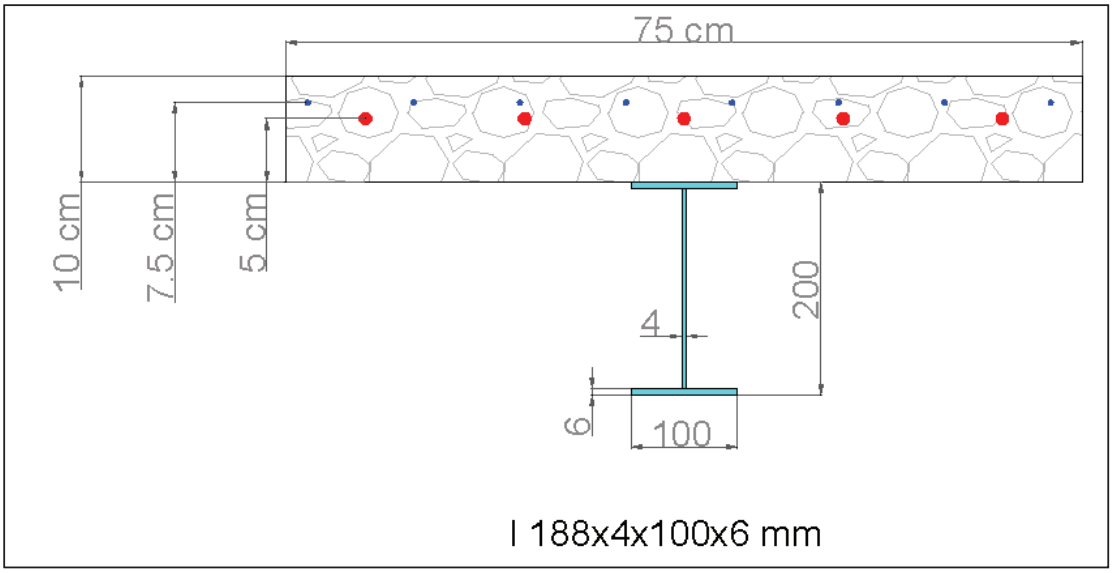
4.2 ENSAYO 1: VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA

4.2.1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO. VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA. I188X4X100X6

- Losa= 210 kg/cm².

- Refuerzo= 5 varillas de 12 milímetros que suman 5.56 cm² de fy=4200 kg/cm². Malla electrosoldada de 4 milímetros de diámetro espaciada 10 centímetros de fy=5000 kg/cm².
- Viga de acero estructural de fy=2530 kg/cm².Momento plástico de la viga metálica(MI)=3.84 Tm.
- Conectores de Corte tipo arco.
- Momento plástico teórico(Mp)=8.97 Tm; Carga plástica teórica(Pp)=17.94 T
- Capacidad a corte de la viga metálica(Vn)=12.14 T

IMAGEN 4.1 GEOMETRÍA SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA. MALLA ELECTROSOLDADA (AZUL). VARILLAS DE REFUERZO (ROJO). ACERO ESTRUCTURAL (CIÁN).



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

4.2.2 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA I188X4X100X6

Aparecen las primeras fisuras en el lugar de aplicación de las cargas aproximadamente a las 8 toneladas del primer ciclo de carga, se descarga el

elemento y las fisuras se extienden conforme se va aumentando paulatinamente la carga. Aparecen nuevas fisuras en la zona comprendida en entre la aplicación de la carga y el apoyo a cada lado de la viga.

A las 16 toneladas de carga se produce una traslación del patín inferior con respecto al patín superior debido a que la primera muestra no tiene la restricción en los apoyos brindadas por las escuadras metálicas. En el momento en que el alma sale de su plano de trabajo la viga pierde capacidad, no puede sostener más carga y se acentúan las fisuras. Se produce una fisura en los conectores de corte cercanos a los extremos de la viga debido a que la viga intenta desplazarse de la losa.

FOTOGRAFÍA 4.1 COMPORTAMIENTO DEL ENSAYO VIGA SISMICAMENTE COMPACTA I188X4X100X6

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

4.2.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS. VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA. I188X4X100X6

De la gráfica Momento vs Deformación se puede decir que la viga no alcanza su capacidad plástica teórica debido a que esta no tiene restricciones laterales en los apoyos, por lo que el alma sale de su plano de acción, produciéndose un pandeo

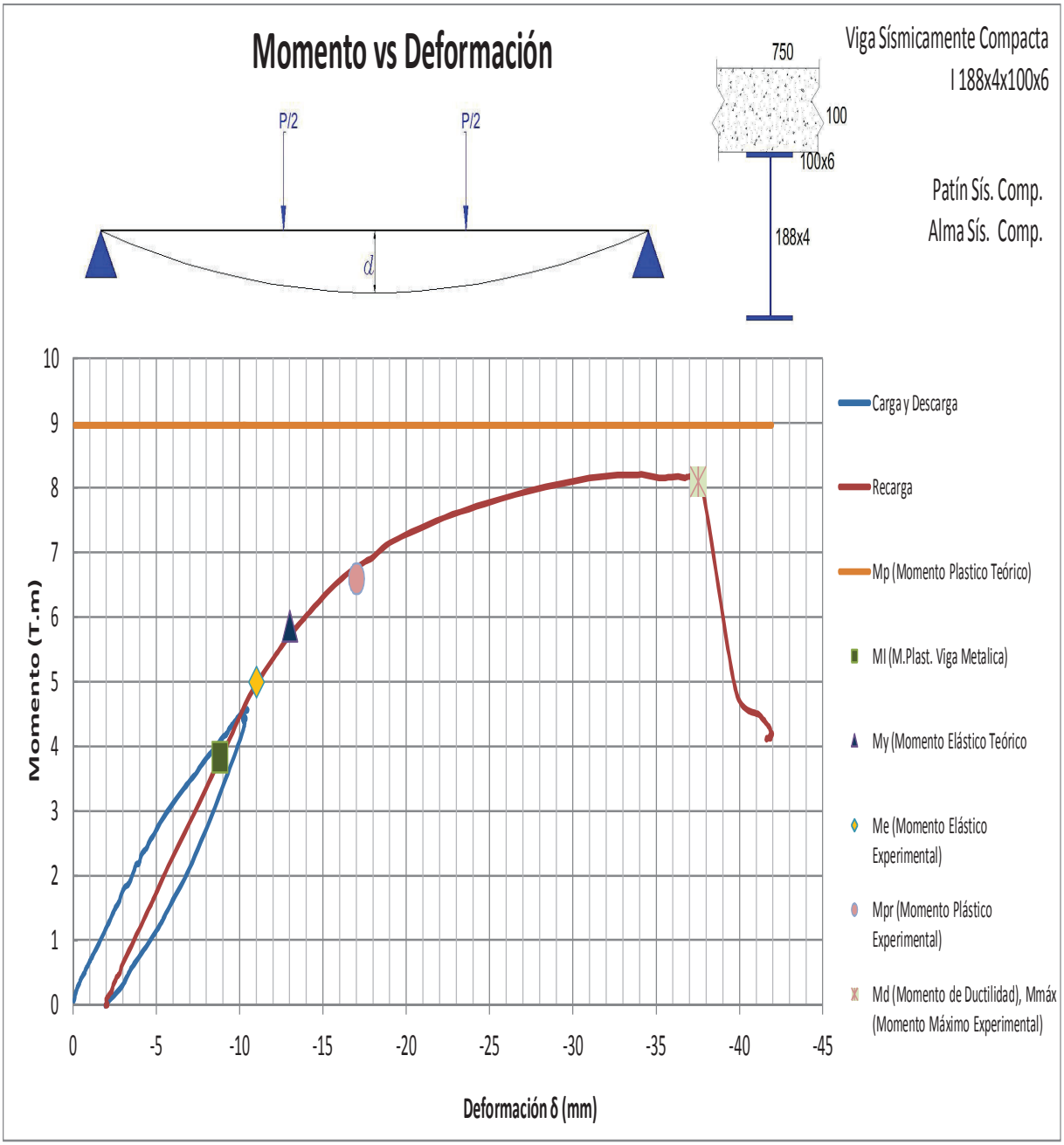
Translacional. La contribución de la losa de hormigón aumenta la capacidad de la viga metálica. Al llegar al Momento máximo experimental la viga pierde completamente capacidad debido a que el momento de Inercia disminuye ya que el patín superior se desplaza de su plano de acción.

De la gráfica Momento vs Giro se determina que el giro de ductilidad (Ɵd=3.70x10^-2) y el Giro plástico experimental (Ɵpe=1.50x10^-2), el cociente entre estos dos valores determina la ductilidad de curvatura de la viga que es igual a 2.47, por lo que es de baja ductilidad. (Ver Sección 1.7)

De las gráficas de Módulo de Rigidez vs Relación de Capacidad se determina que el módulo de rigidez disminuye conforme aumenta la carga, esto debido al agrietamiento del hormigón. 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. Sin embargo este valor es alto en relación al experimental, por lo que la Inercia de límite inferior (Ilb) se adapta de mejor manera a los resultados.

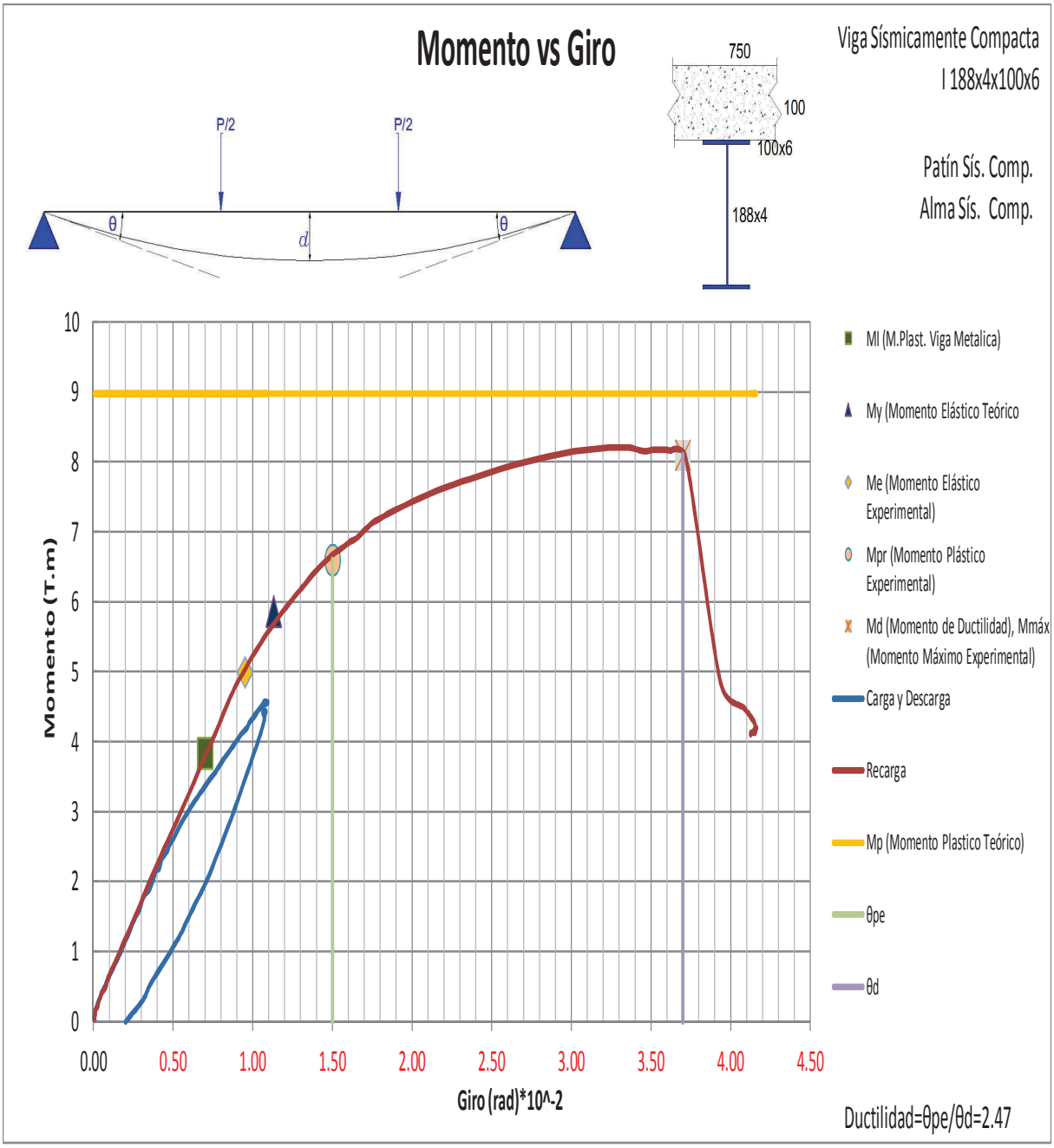
La viga tiene una capacidad a corte de 12.14 toneladas, y el cortante máximo actuante en este elemento es de 8.10 toneladas, por lo que la falla no es inducida por corte y se ratifica la falla por pandeo traslacional.

IMAGEN 4.2 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN. VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA



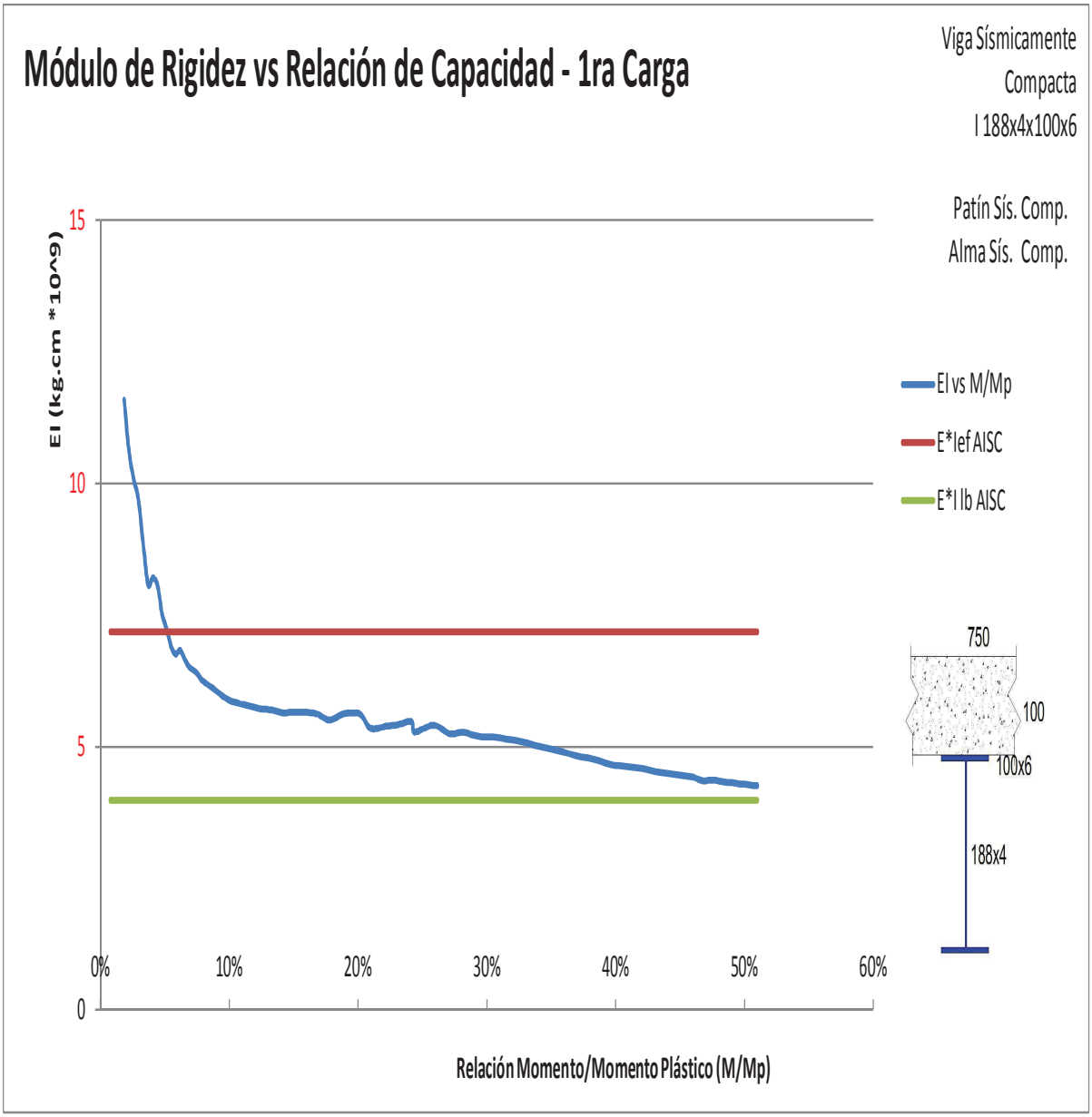
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

IMAGEN 4.3 CURVA MOMENTO VS GIRO. VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA



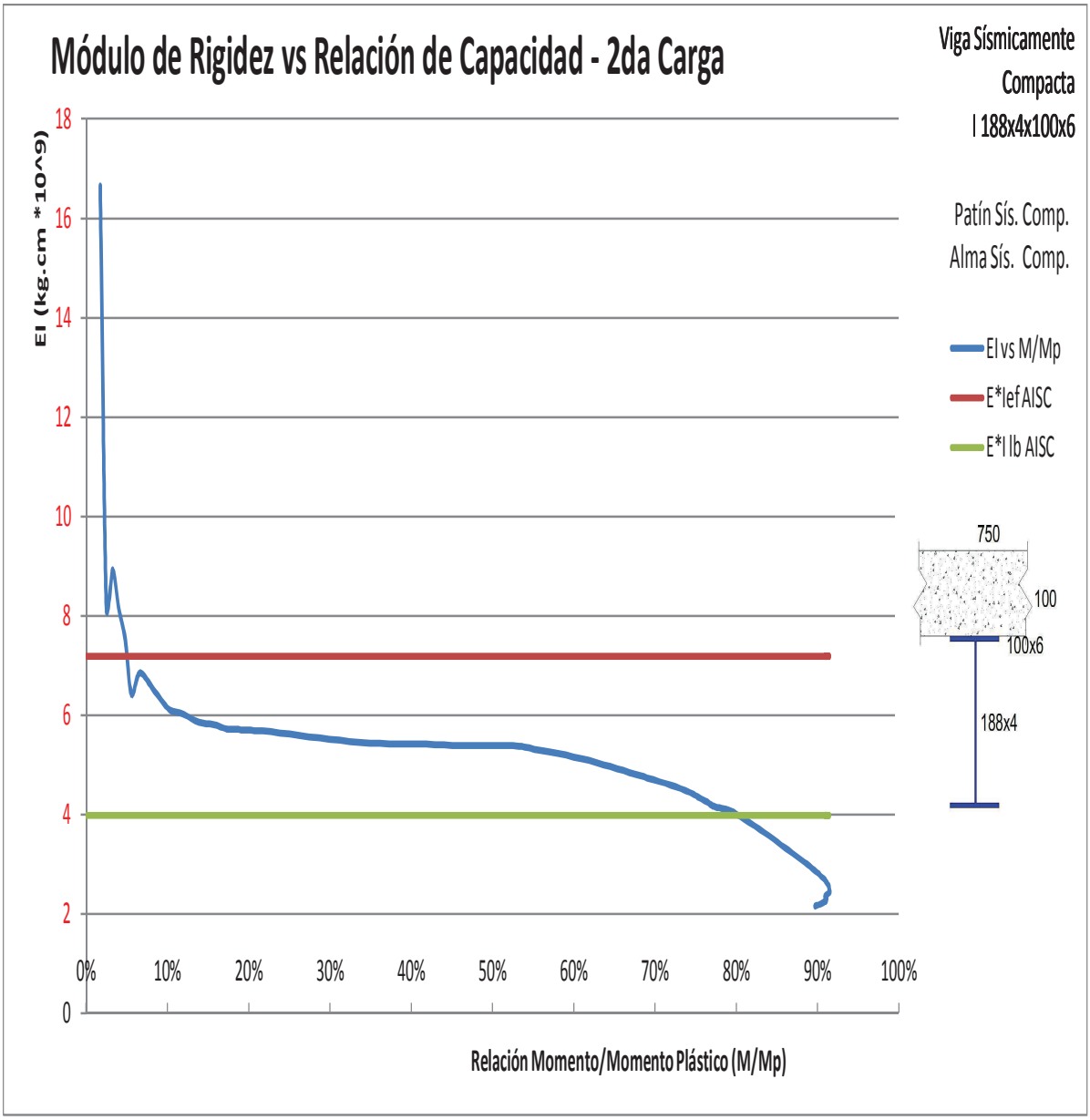
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

IMAGEN 4.4 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD – 1RA CARGA. VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA



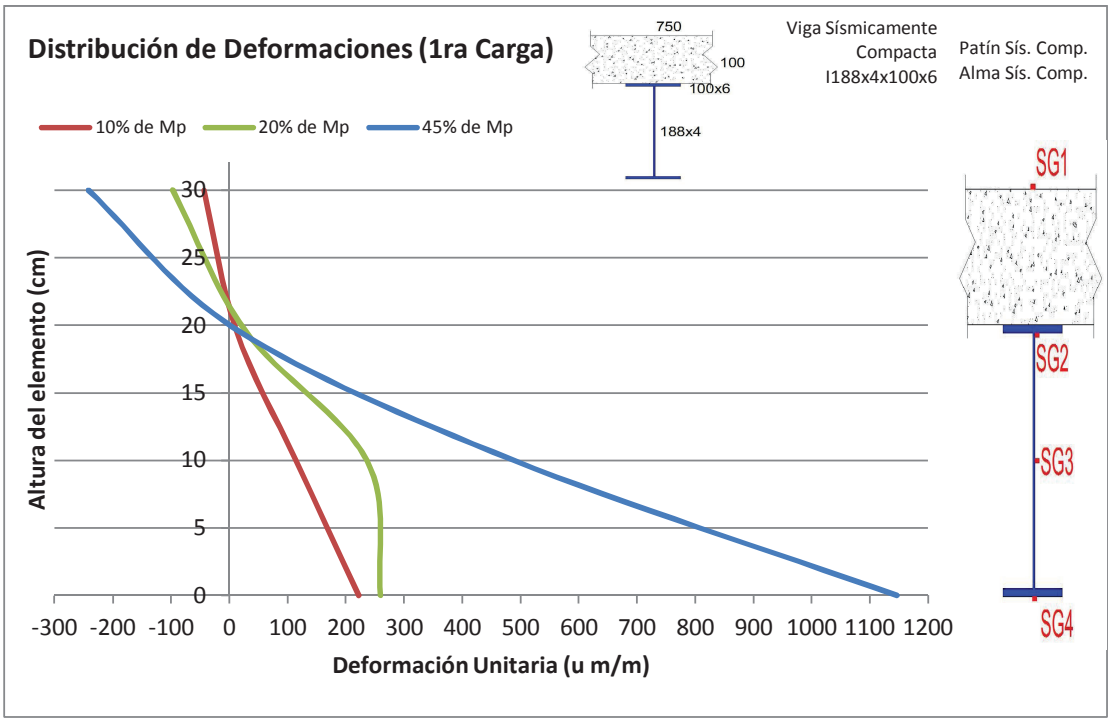
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

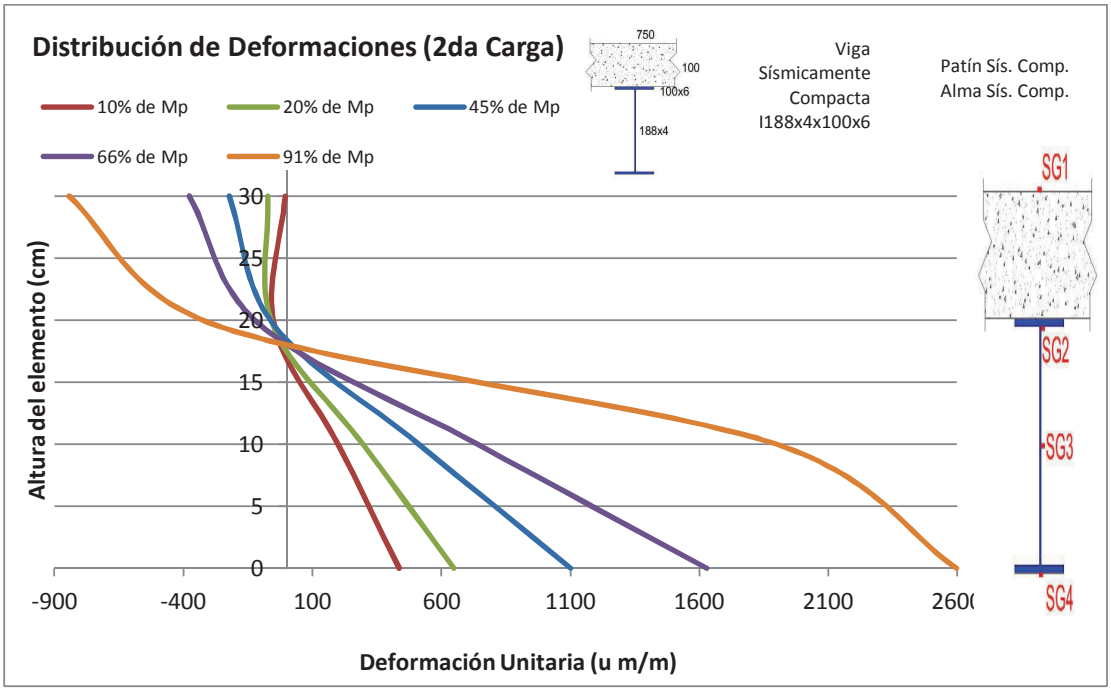
IMAGEN 4.5 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD – 2DA CARGA. VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

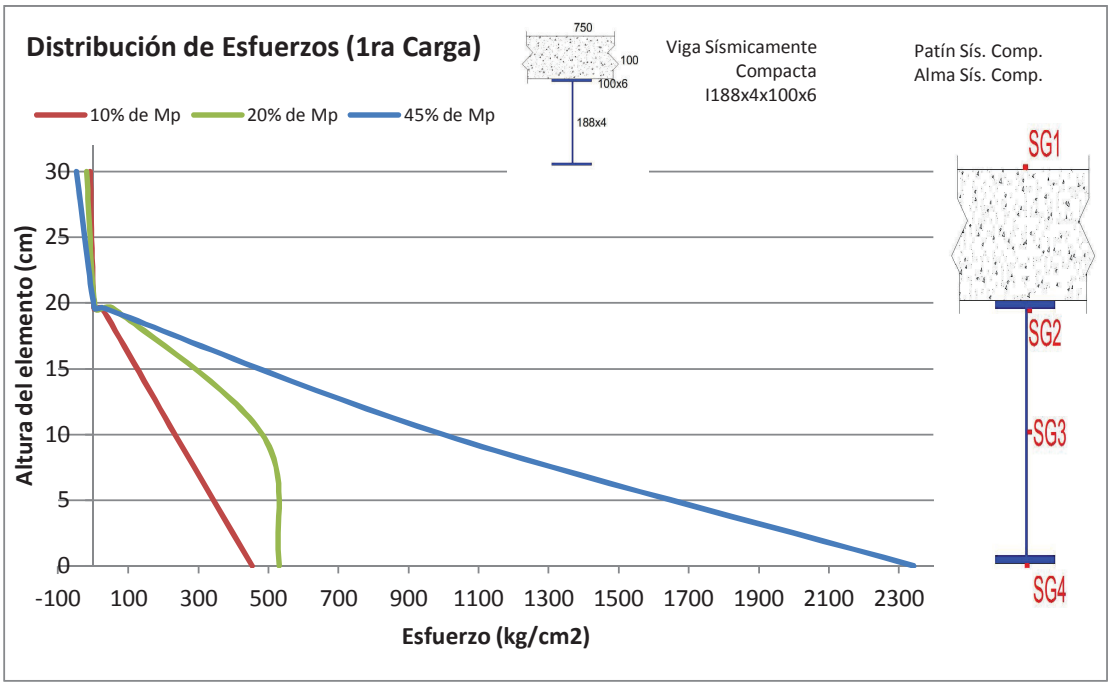
IMAGEN 4.6 DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIONES EN SECCIÓN TRANSVERSAL. VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA

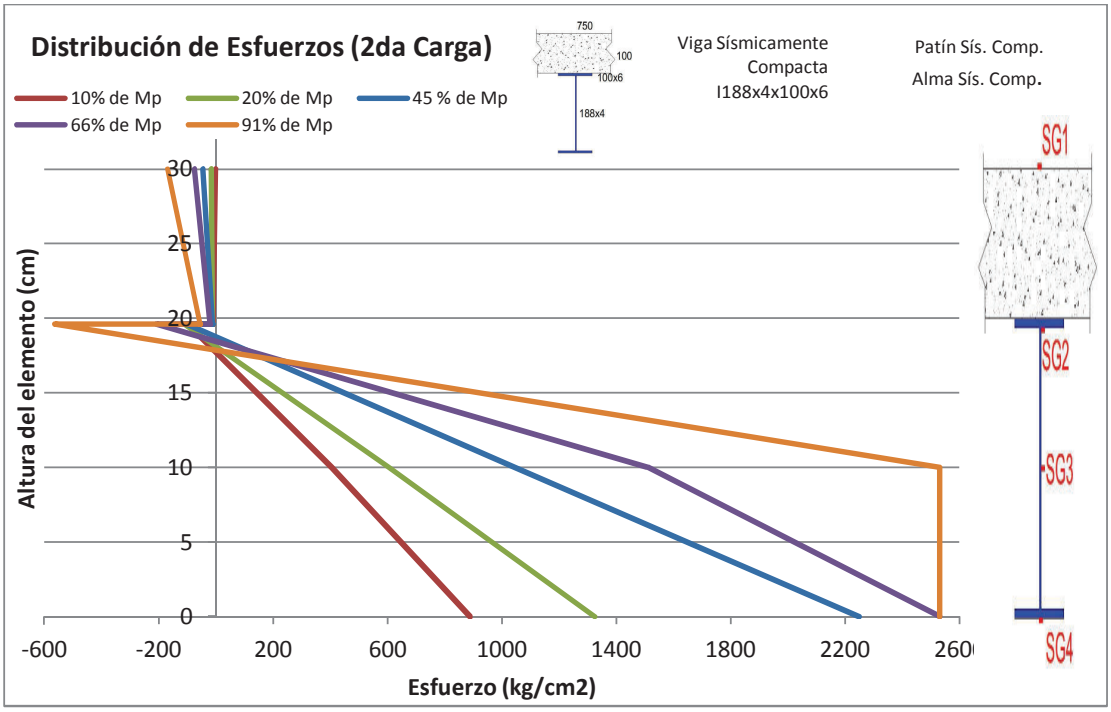




ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

IMAGEN 4.7 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL – 1RA CARGA. VIGA SÍSMICAMENTE COMPACTA





ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

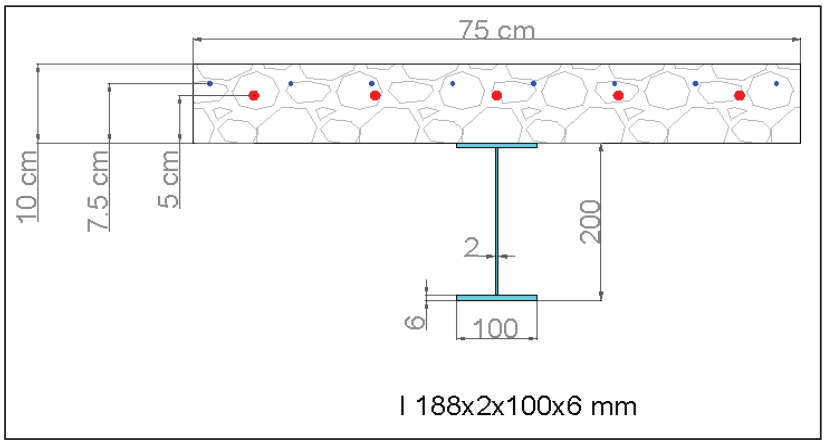
De la gráfica de Distribución de esfuerzos se determina que algunas fibras del acero estructural alcanzaron a plastificar llegando al esfuerzo de fluencia sin embargo la sección completa no plastifica. El eje Neutro de la sección conforme va aumentando la carga y el hormigón se agrieta, tiene una tendencia a bajar; pero conforme el acero estructural entra en plastificación, el eje neutro debe subir hasta llegar teóricamente a la posición del Eje Neutro plástico. El hormigón no alcanza el esfuerzo de rotura.

4.3 ENSAYO 2: VIGA INTERMEDIA. I188X2X100X6

4.3.1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO. VIGA INTERMEDIA. I188X2X100X6

- Losa= 210 kg/cm².
- Refuerzo= 5 varillas de 12 milímetros que suman 5.56 cm² de fy=4200 kg/cm². Malla electrosoldada de 4 milímetros de diámetro espaciada 10 centímetros de fy=5000 kg/cm².
- Viga de acero estructural de fy=2530 kg/cm². Momento plástico de la viga metálica(MI)=3.39 Tm
- Conectores de Corte tipo arco.
- Momento plástico teórico(Mp)=7.38 Tm; Carga plástica teórica(Pp)=14.76 T
- Capacidad a corte de la viga metálica(Vn)=4.19 T

IMAGEN 4.8 GEOMETRÍA SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA INTERMEDIA. MALLA ELECTROSOLDADA (AZUL). VARILLAS DE REFUERZO (ROJO). ACERO ESTRUCTURAL (CIÁN).



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

4.3.2 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA INTERMEDIA I188X2X100X6

Aparecen las primeras fisuras en el lugar de aplicación de las cargas aproximadamente a las 8 toneladas del primer ciclo de carga, se descarga el elemento y las fisuras se extienden conforme se va aumentando paulatinamente la carga. Aparecen nuevas fisuras en la zona comprendida en entre la aplicación de la carga y el apoyo a cada lado de la viga.

A las 12 toneladas de carga se produce la falla del alma de la viga en la zona de los apoyos. La capacidad a corte es menor que el cortante actuante al momento de la falla lo que produce pandeo en el alma; en el mismo momento la losa de hormigón se fractura por completo y se separa de la viga metálica en la zona de los apoyos.

FOTOGRAFÍA 4.2 COMPORTAMIENTO DEL ENSAYO VIGA INTERMEDIA 188X2X100X6

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

4.3.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS. VIGA INTERMEDIA. I188X2X100X6

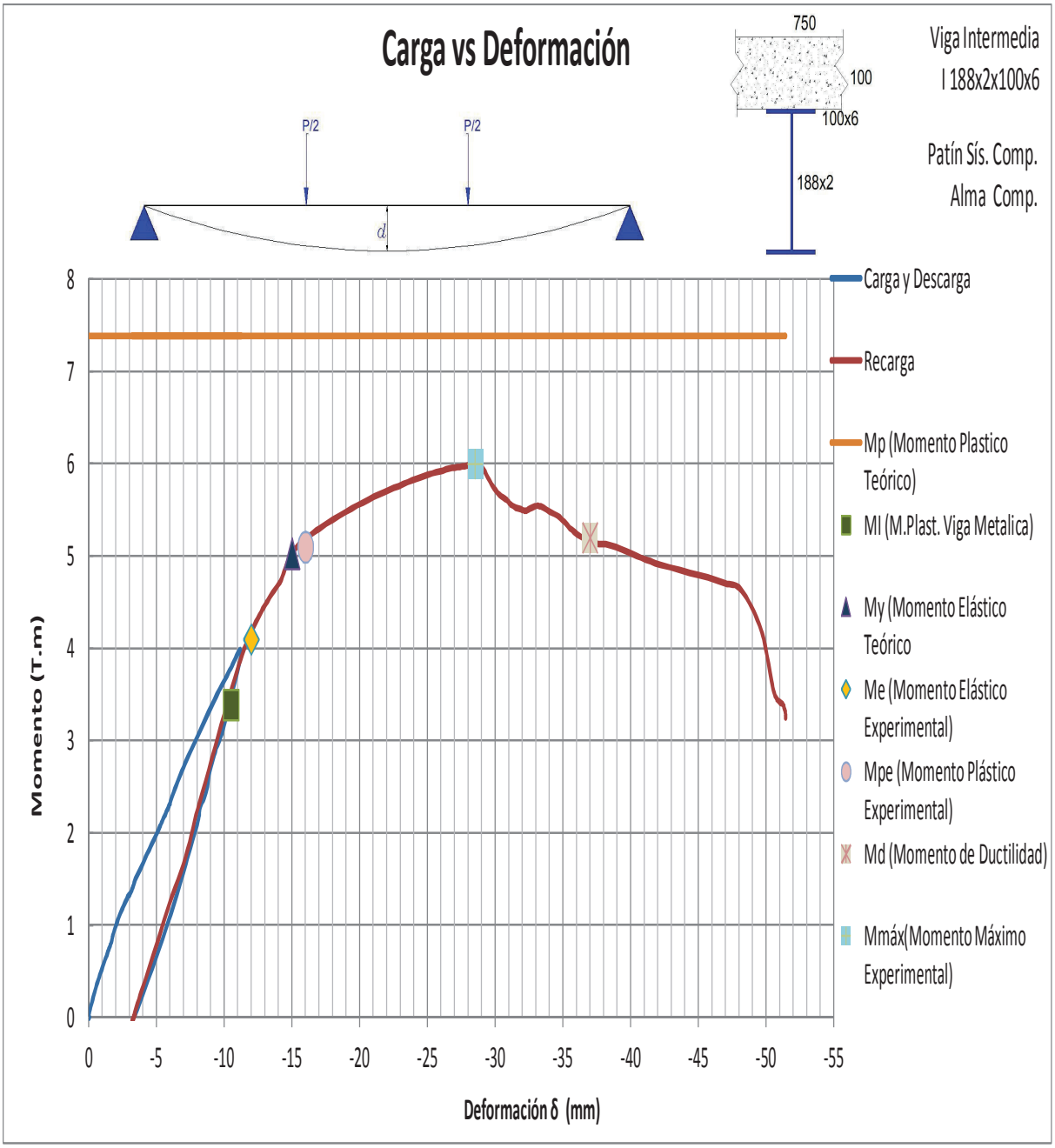
De la gráfica Momento vs Deformación se puede decir que la viga no alcanza su capacidad plástica teórica debido a que se produce pandeo local en el alma inducido por el aplastamento del alma. La contribución de la losa de hormigón aumenta la capacidad de la viga metálica. Al llegar al Momento máximo experimental la viga pierde completamente capacidad debido a que el momento de Inercia disminuye como resultado del aplastamiento del alma.

De la gráfica Momento vs Giro se determina que el giro ductilidad (Ɵd=4.00x10^-2) y el Giro plástico experimental (Ɵpe=1.23x10^-2), el cociente entre estos dos valores determina la ductilidad de curvatura de la viga que es igual a 3.25, por lo que es de baja ductilidad. (Ver Sección 1.7)

De las gráficas de Módulo de Rigidez vs Relación de Capacidad se determina que el módulo de rigidez disminuye conforme aumenta la carga, esto debido al agrietamiento del hormigón. 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. Sin embargo este valor es alto en relación al experimental, por lo que se la Inercia de límite inferior (Ilb) se adapta de mejor manera a los resultados.

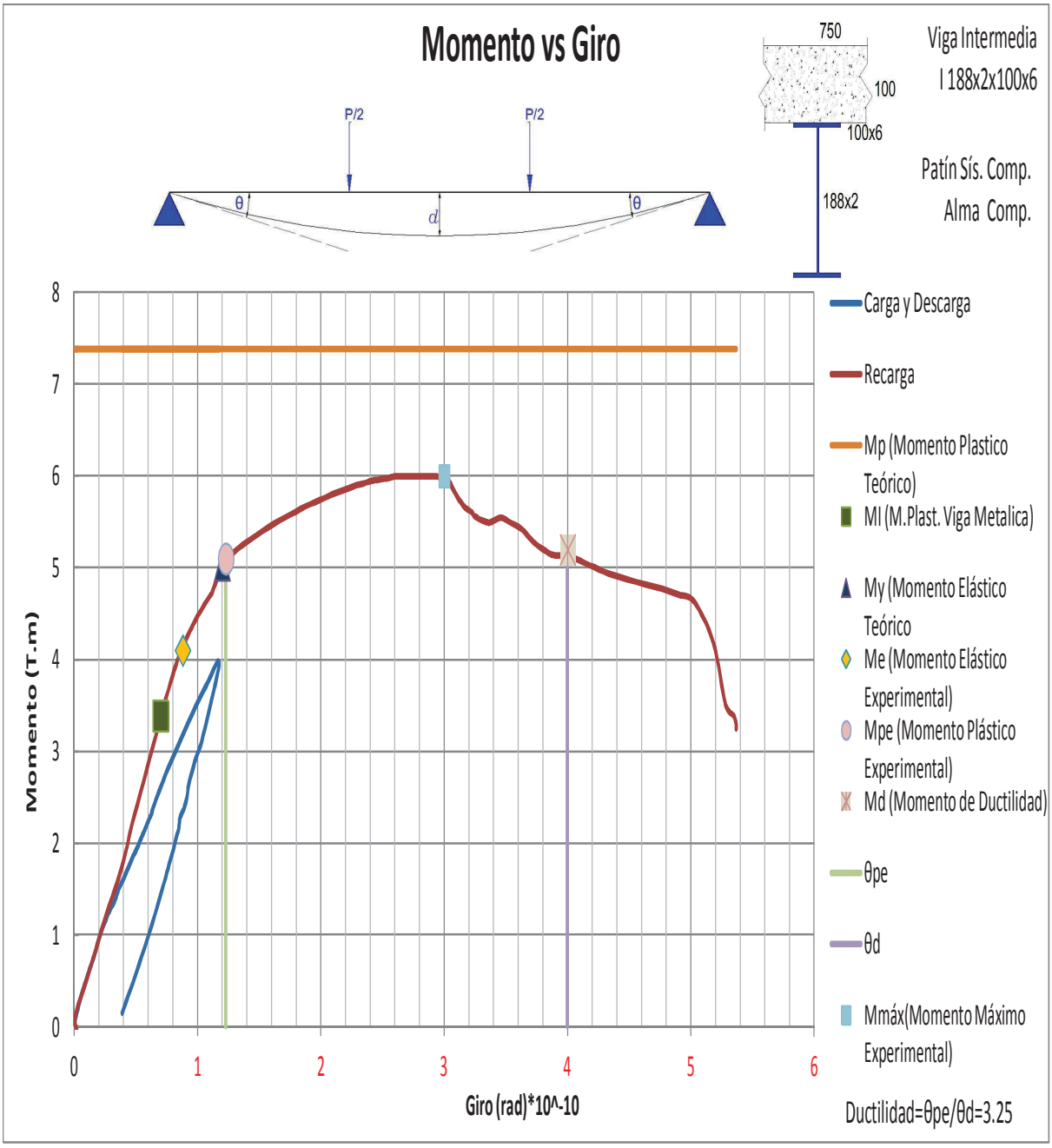
La viga tiene una capacidad a cortante de 4.19 toneladas y el cortante actuante máximo es de 6.00 toneladas, debido a que él código considera una combinación de esfuerzos dónde se genera momento y cortante máximo y en el presente ensayo el momento máximo se genera en el centro de la viga y el cortante máximo en los apoyos.

IMAGEN 4.9 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN. VIGA INTERMEDIA



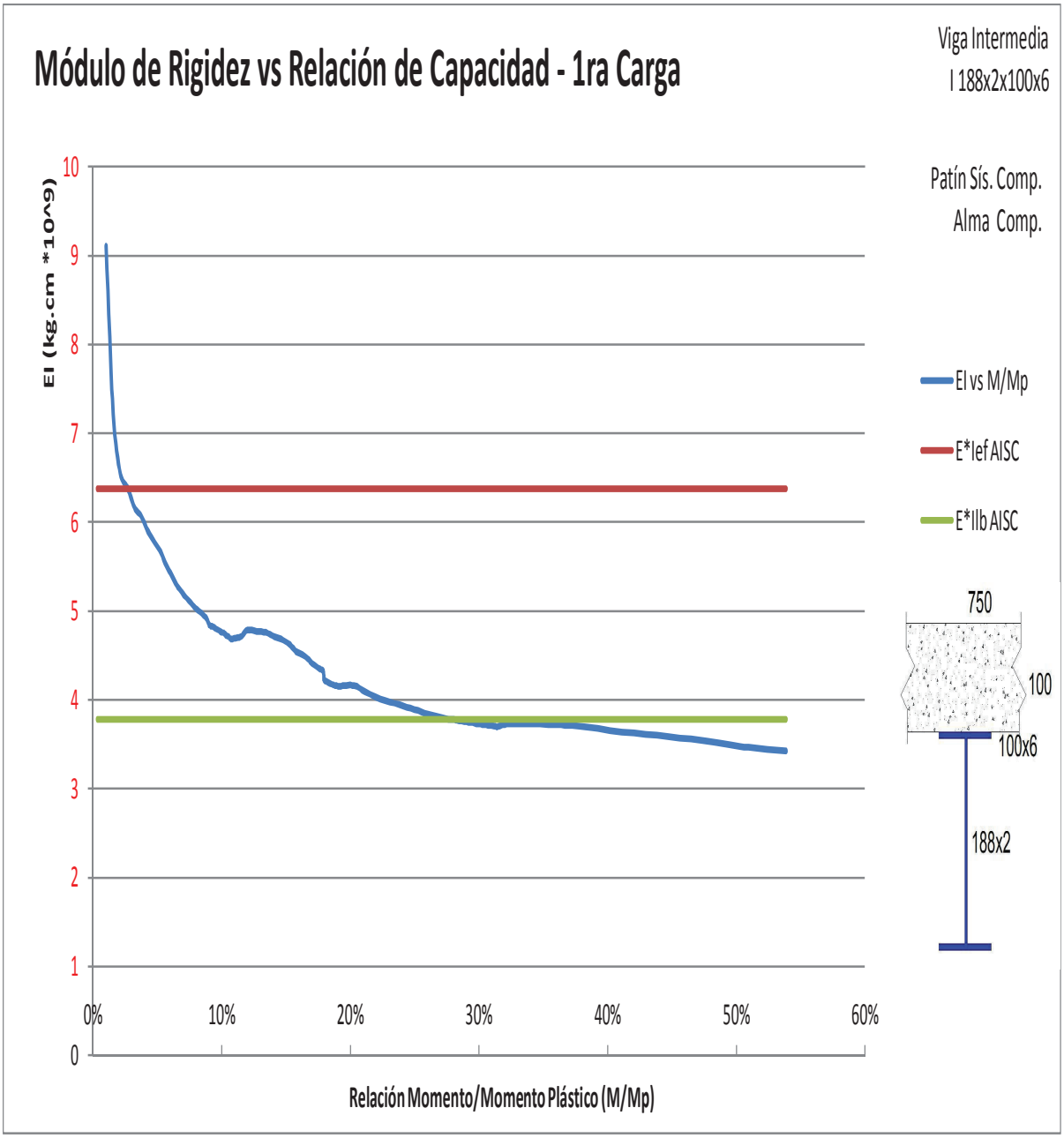
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

IMAGEN 4.10 CURVA MOMENTO VS GIRO. VIGA INTERMEDIA



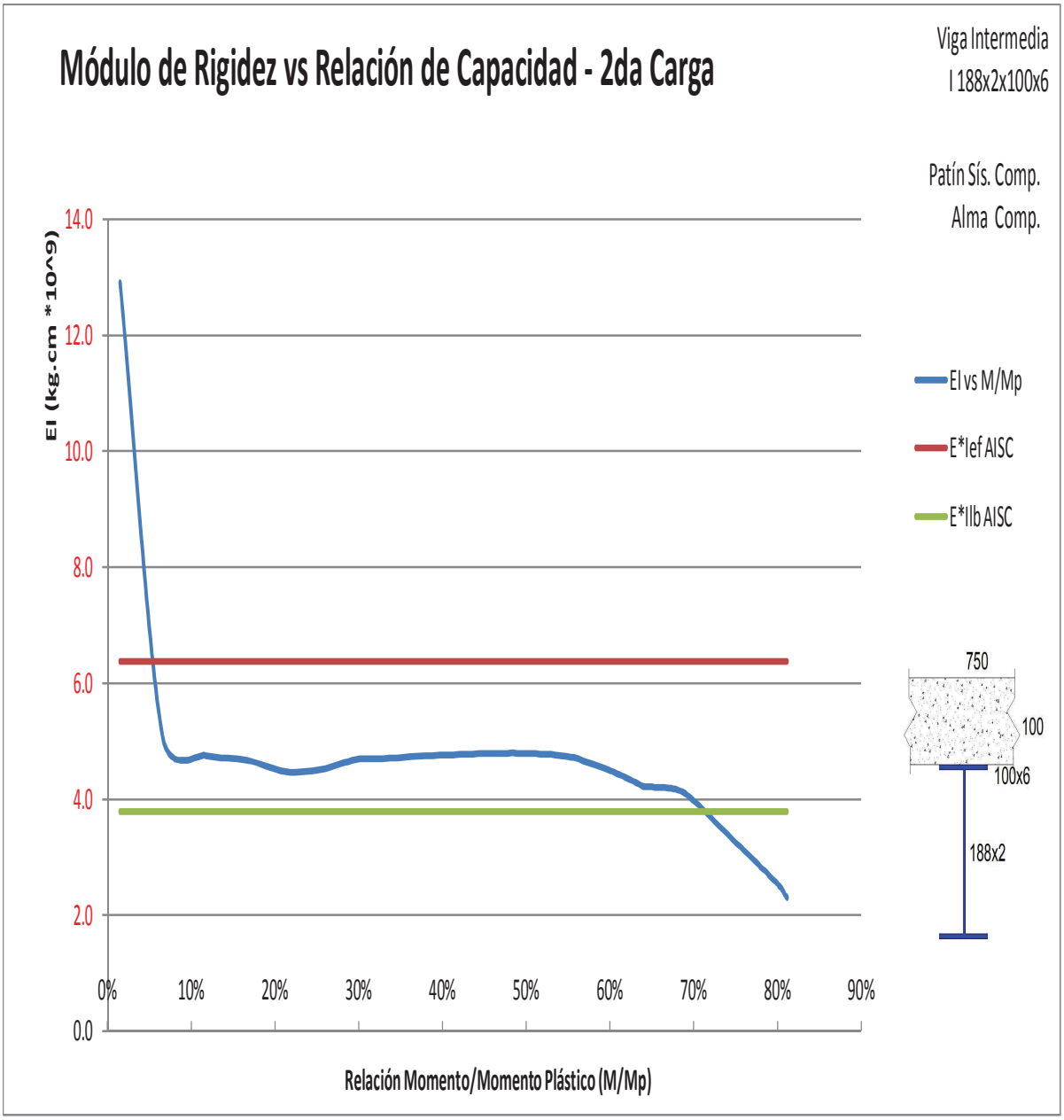
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

IMAGEN 4.11 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD – 1RA CARGA. VIGA INTERMEDIA



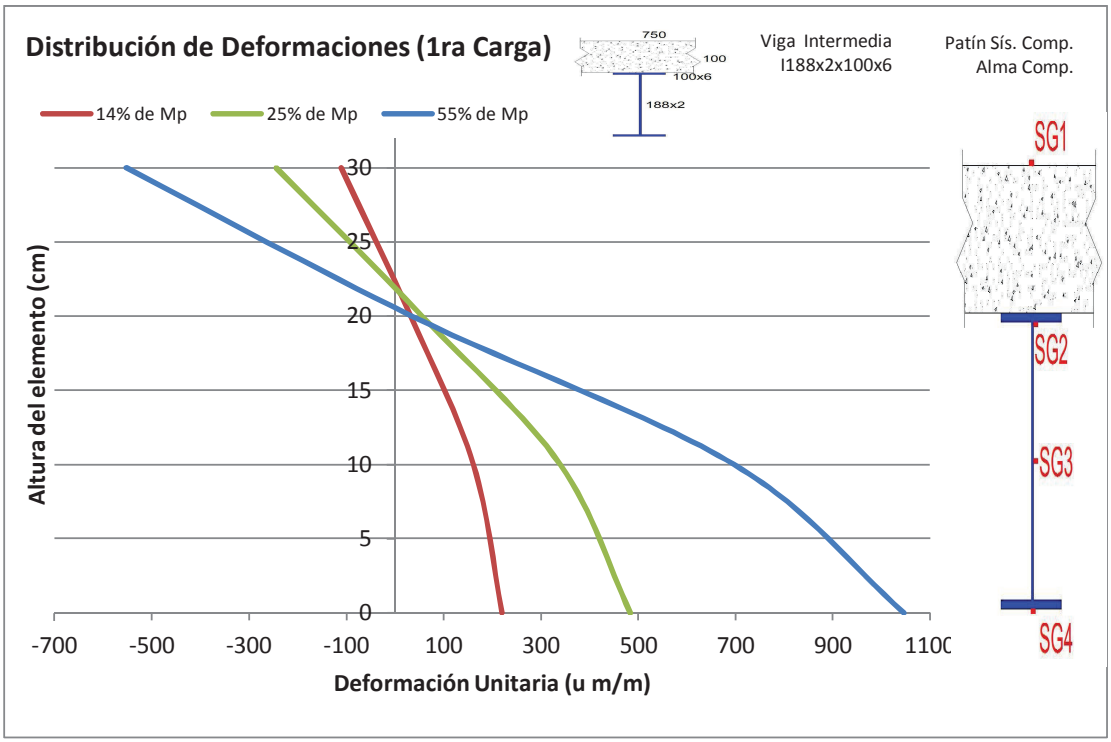
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

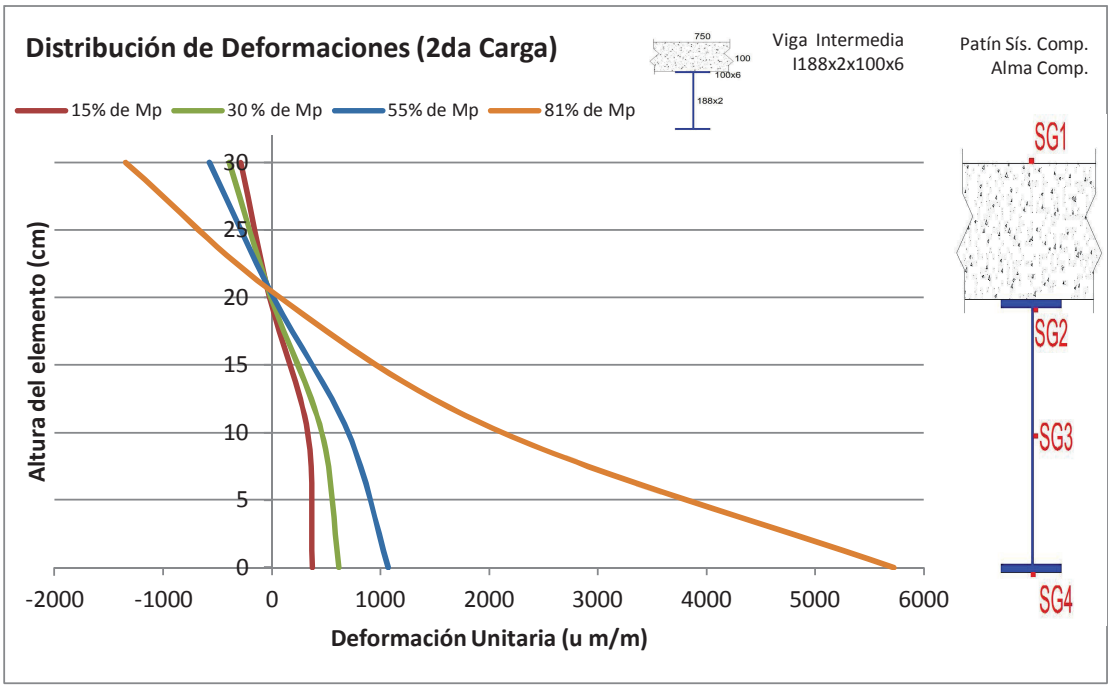
IMAGEN 4.12 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD – 2DA CARGA. VIGA INTERMEDIA



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

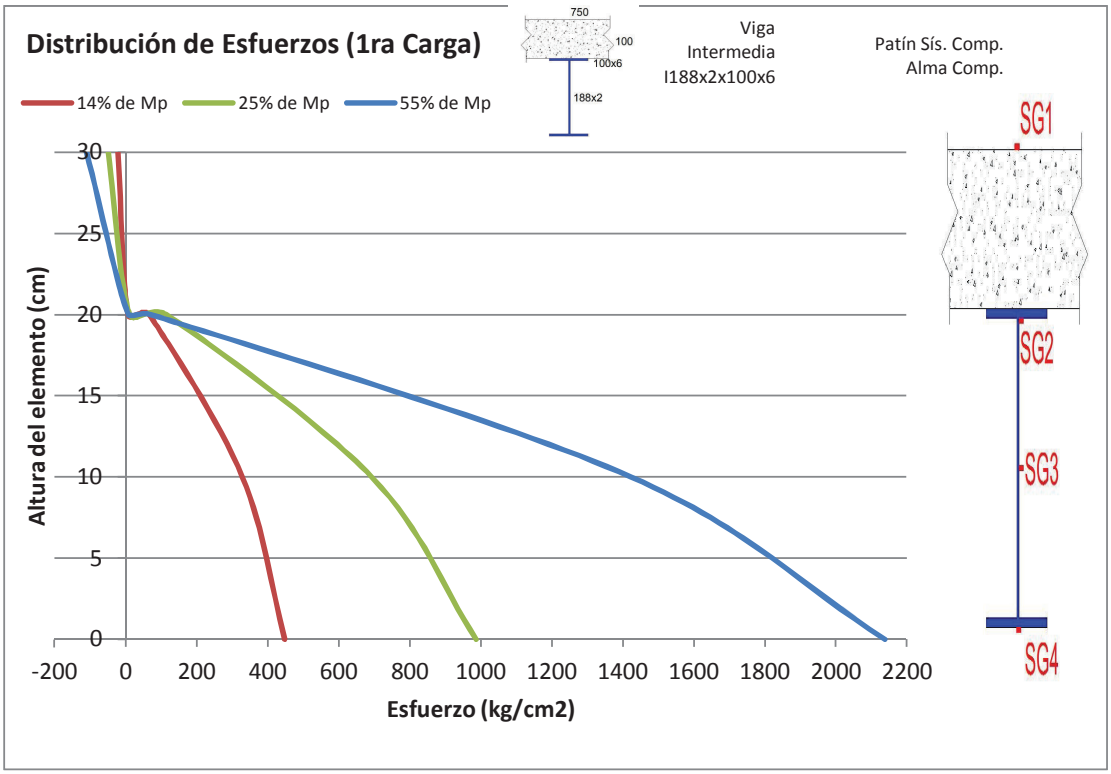
IMAGEN 4.13 DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIONES EN SECCIÓN TRANSVERSAL - 1RA CARGA. VIGA INTERMEDIA

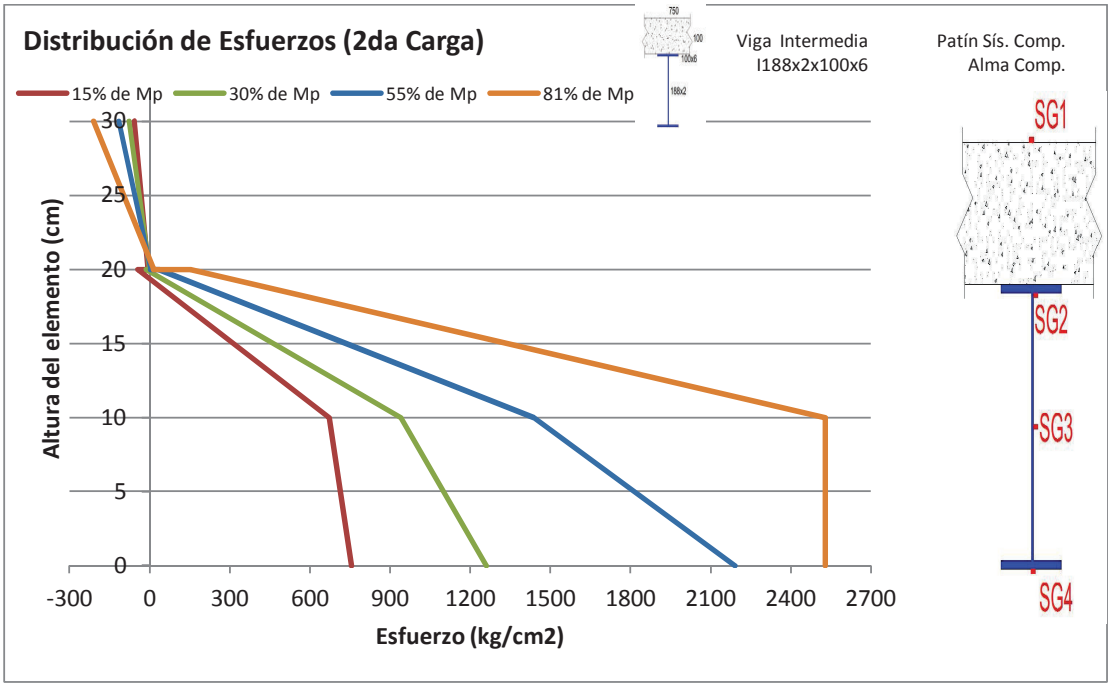




ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

IMAGEN 4.14 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL - 1RA CARGA. VIGA INTERMEDIA





ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

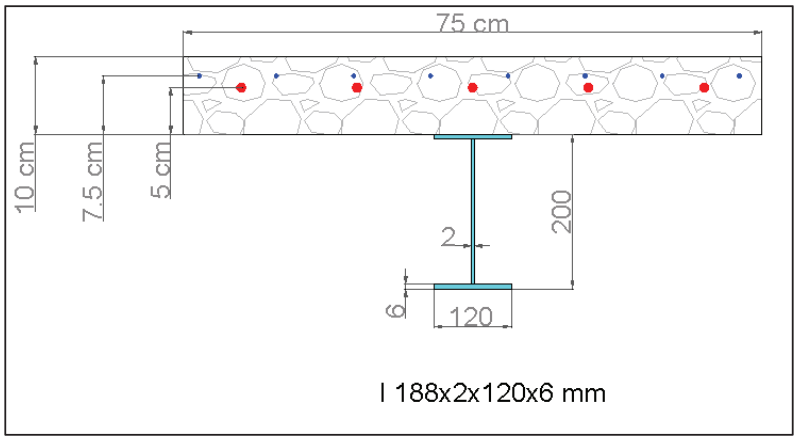
De la gráfica de Distribución de esfuerzos se determina que algunas fibras del acero estructural alcanzaron a plastificar llegando al esfuerzo de fluencia sin embargo la sección completa no plastifica. El eje Neutro de la sección conforme va aumentando la carga y el hormigón se agrieta, tiene a tendencia a bajar; pero conforme el acero estructural entra en plastificación, el eje neutro debe subir hasta llegar teóricamente a la posición del Eje Neutro plástico. El hormigón no alcanza el esfuerzo de rotura.

4.4 ENSAYO 3: VIGA COMPACTA. I188X2X120X6

4.4.1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO. VIGA COMPACTA. I188X2X120X6

- Losa= 210 kg/cm².
- Refuerzo= 5 varillas de 12 milímetros que suman 5.56 cm² de fy=4200 kg/cm². Malla electrosoldada de 4 milímetros de diámetro espaciada 10 centímetros de fy=5000 kg/cm².
- Viga de acero estructural de fy=2530 kg/cm². Momento plástico de la viga metálica(MI)= 3.98 Tm
- Conectores de Corte tipo arco.
- Momento plástico teórico(Mp)=8.40 Tm; Carga plástica teórica(Pp)=16.80 T
- Capacidad a corte de la viga metálica(Vn)=4.19 T

IMAGEN 4.15. GEOMETRÍA SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA COMPACTA. MALLA ELECTROSOLDADA (AZUL). VARILLAS DE REFUERZO (ROJO). ACERO ESTRUCTURAL (CIÁN).



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

4.4.2 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA COMPACTA I188X2X120X6

Aparecen las primeras fisuras en el lugar de aplicación de las cargas aproximadamente a las 7 toneladas del primer ciclo de carga, se descarga el elemento y las fisuras se extienden conforme se va aumentando paulatinamente la carga. Aparecen nuevas fisuras en la zona comprendida en entre la aplicación de la carga y el apoyo a cada lado de la viga.

A las 13.3 toneladas de carga se produce la falla del alma de la viga en la zona de los apoyos. La capacidad a corte es menor que el cortante actuante al momento de la falla lo que produce pandeo en el alma; en el mismo momento la losa de hormigón se fractura por completo y se separa de la viga metálica en la zona de los apoyos.

FOTOGRAFÍA 4.3 COMPORTAMIENTO DEL ENSAYO VIGA COMPACTA I188x2x120x6

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

4.4.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS. VIGA COMPACTA. I188X120X6

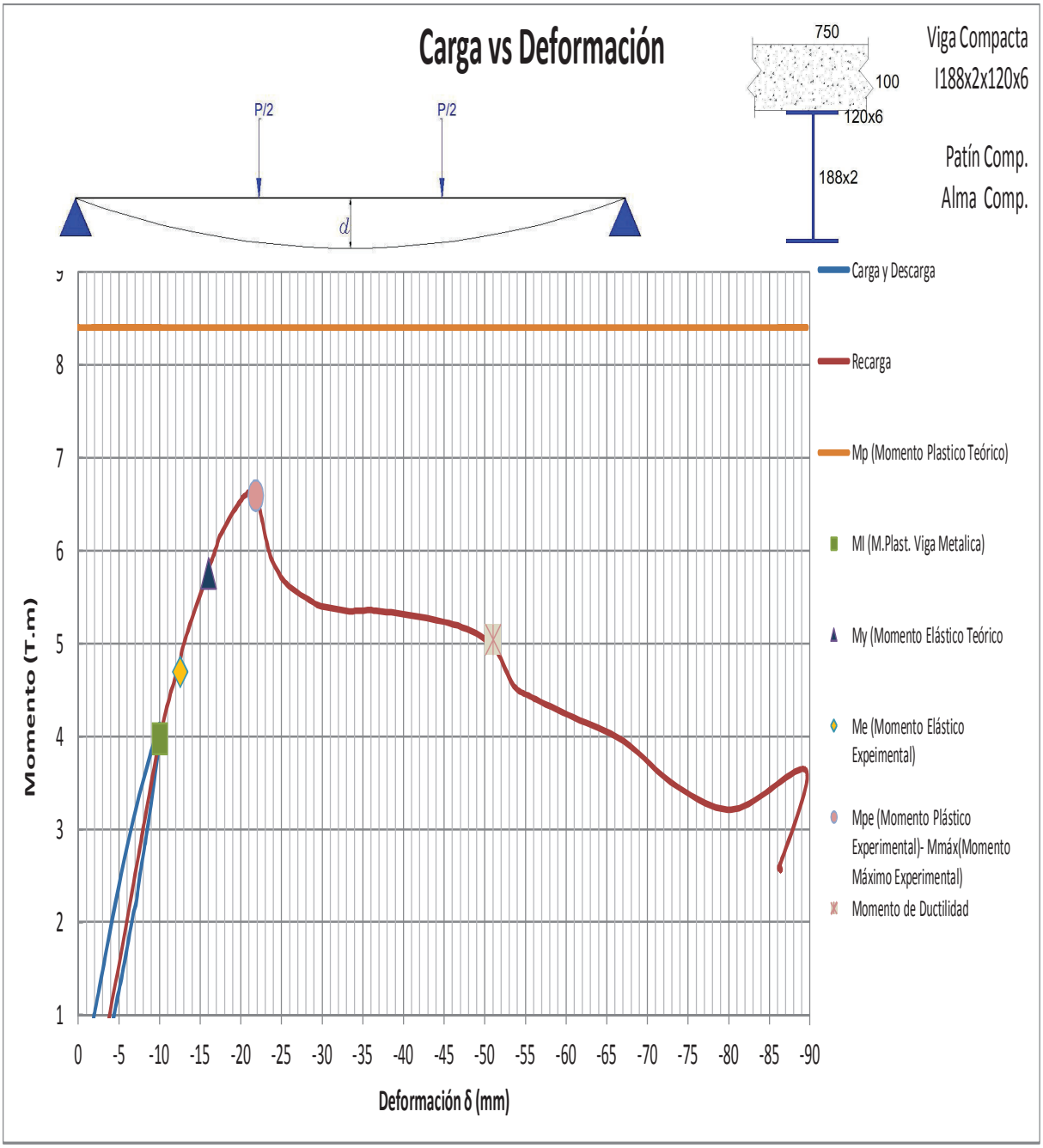
De la gráfica Momento vs Deformación se puede decir que la viga no alcanza su capacidad plástica teórica debido a que se produce pandeo local en el alma inducido por el aplastamiento de la sección. La contribución de la losa de hormigón aumenta la capacidad de la viga metálica. Al llegar al Momento último la viga pierde completamente capacidad debido a que el momento de Inercia disminuye como resultado del aplastamiento del alma.

De la gráfica Momento vs Giro se determina que el giro de ductilidad (Ɵd=5.30x10^-2) y el Giro plástico experimental (Ɵpe=2.00x10^-2), el cociente entre estos dos valores determina la ductilidad de curvatura de la viga que es igual a 2.65, por lo que es de baja ductilidad. (Ver Sección 1.7)

De las gráficas de Módulo de Rigidez vs Relación de Capacidad se determina que el módulo de rigidez disminuye conforme aumenta la carga, esto debido al agrietamiento del hormigón. 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. Sin embargo este valor es alto en relación al experimental, por lo que se la Inercia de límite inferior (Ilb) se adapta de mejor manera a los resultados.

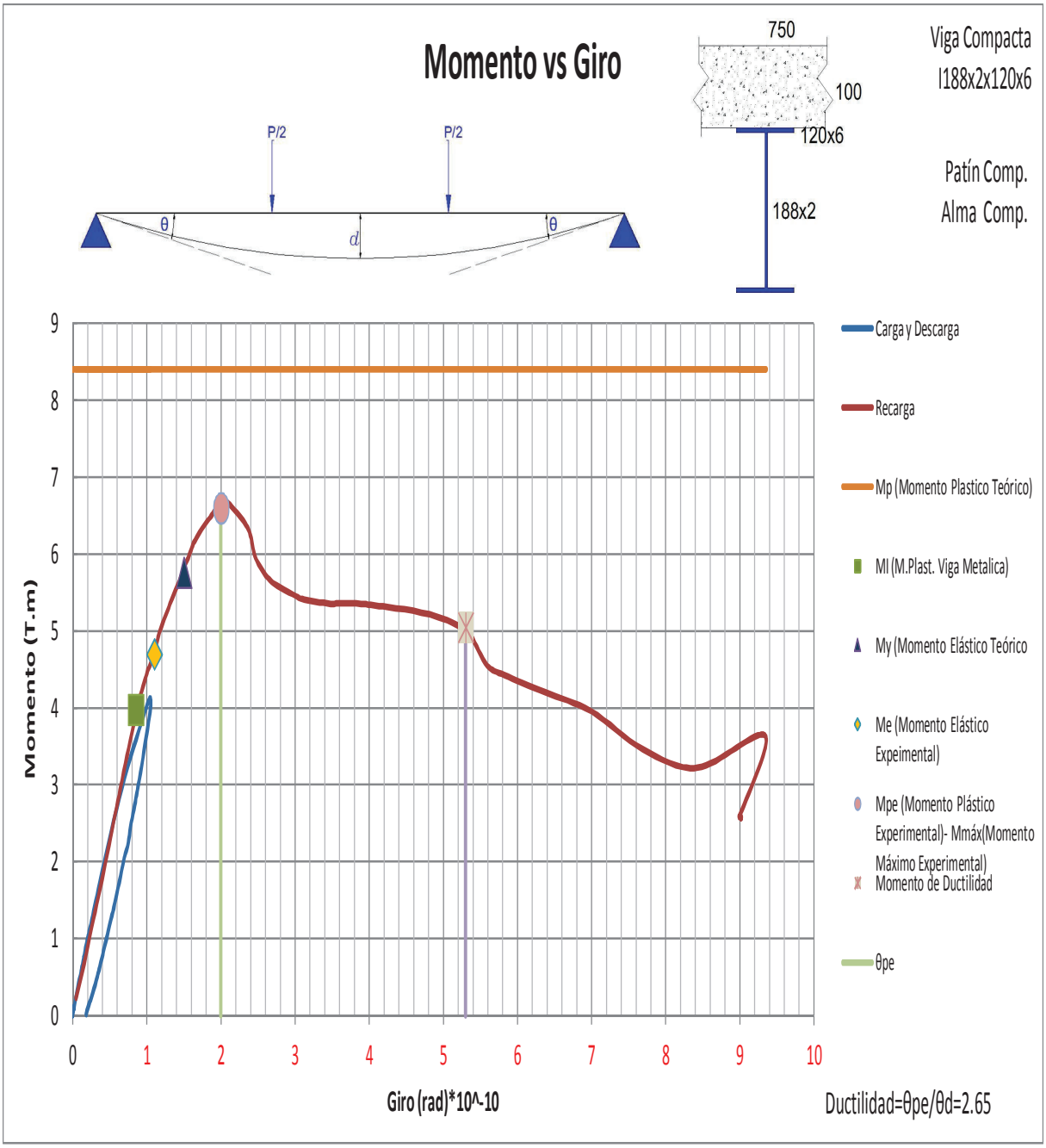
La viga tiene una capacidad a cortante de 4.19 toneladas y el cortante actuante máximo es de 6.60 toneladas, debido a que él código considera una combinación de esfuerzos dónde se genera momento y cortante máximo y en el presente ensayo el momento máximo se genera en el centro de la viga y el cortante máximo en los apoyos.

IMAGEN 4.16 CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN. VIGA COMPACTA



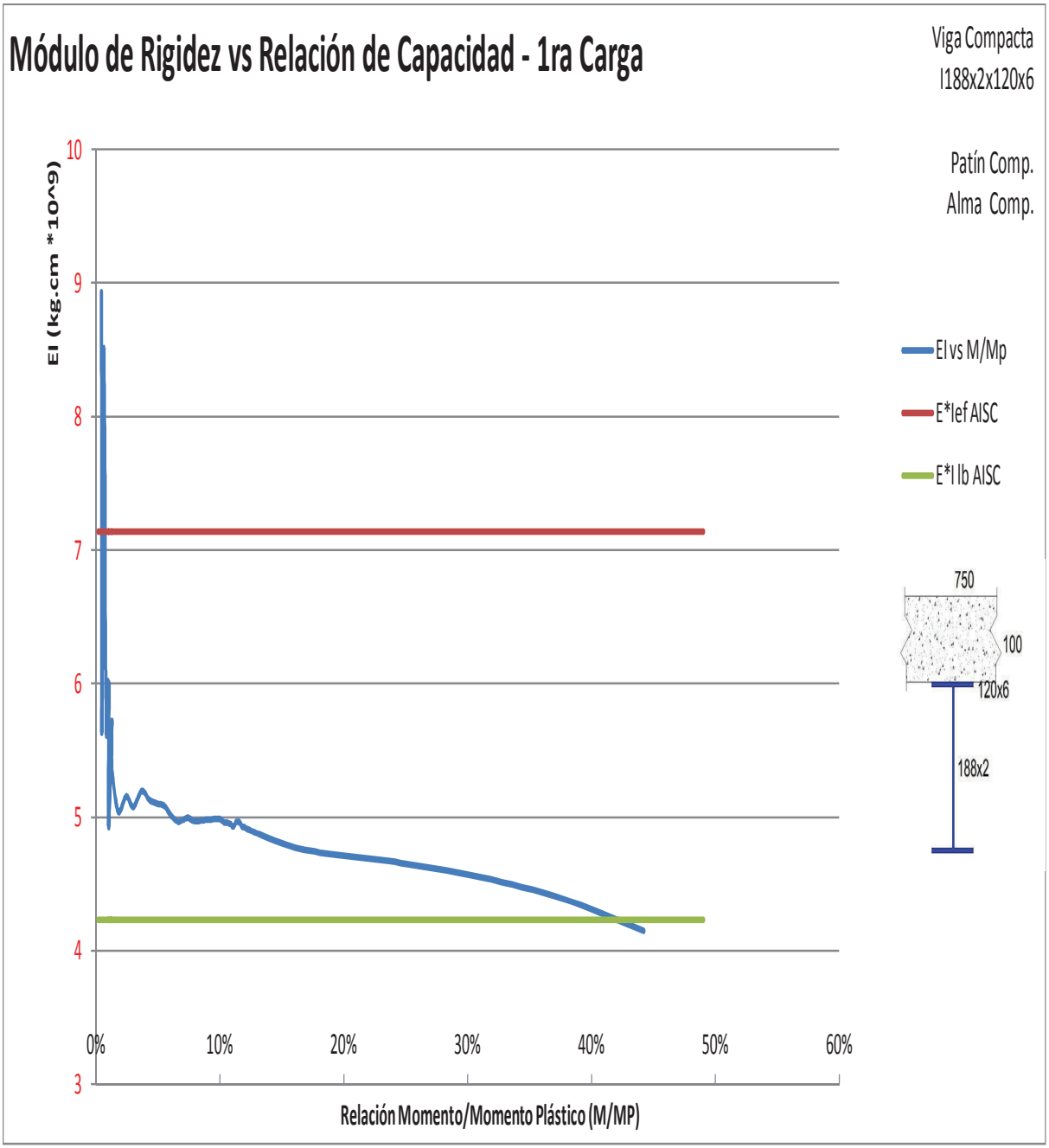
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

IMAGEN 4.17 CURVA MOMENTO VS GIRO. VIGA COMPACTA



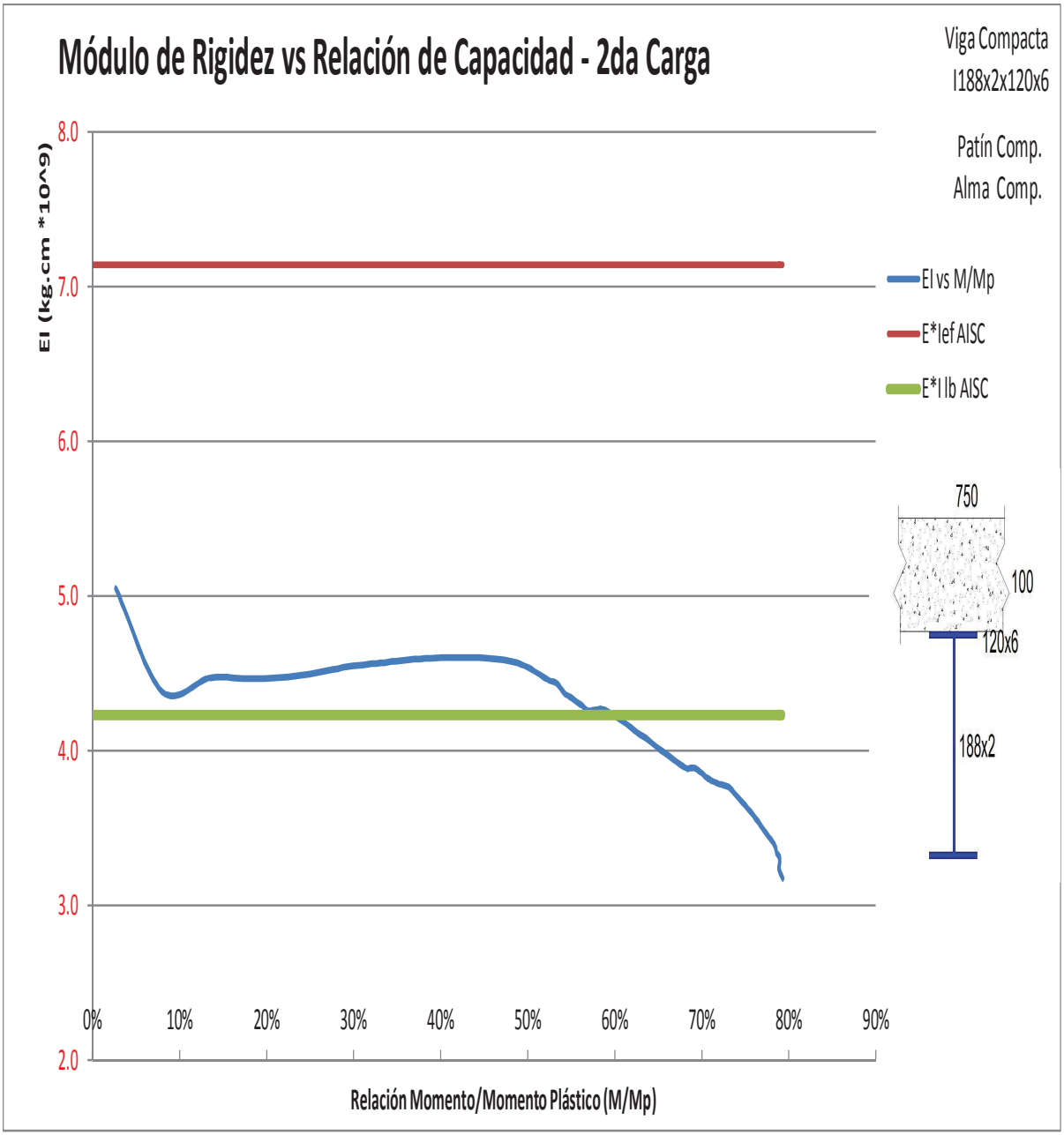
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

IMAGEN 4.18 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD – 1RA CARGA. VIGA COMPACTA



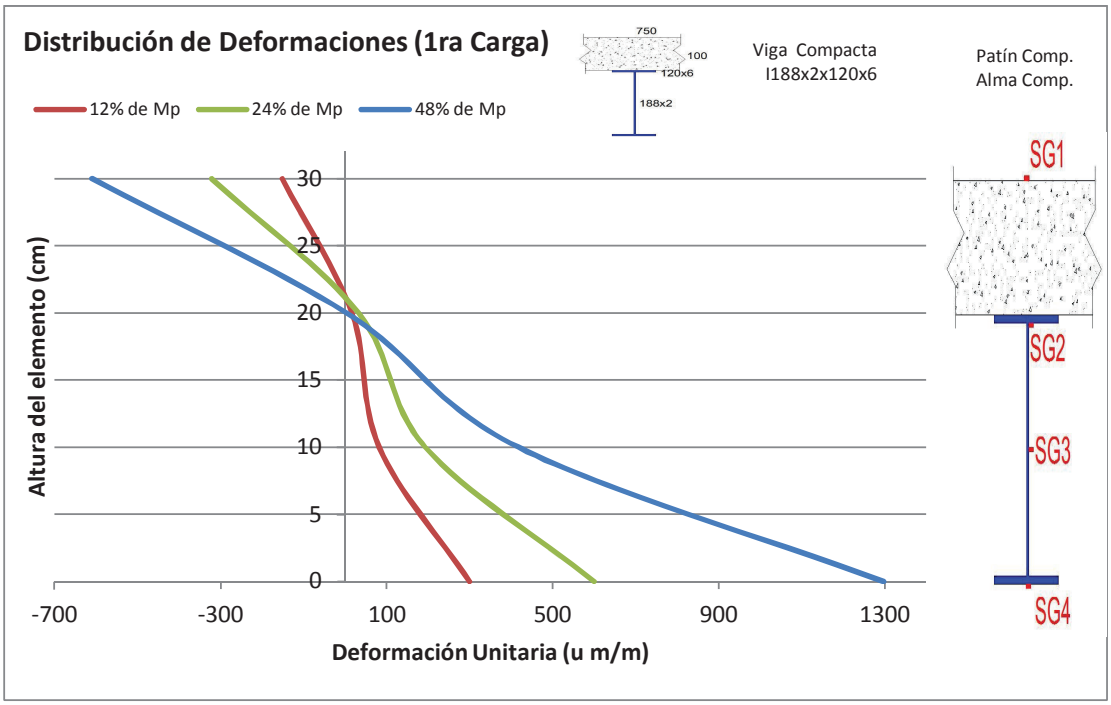
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

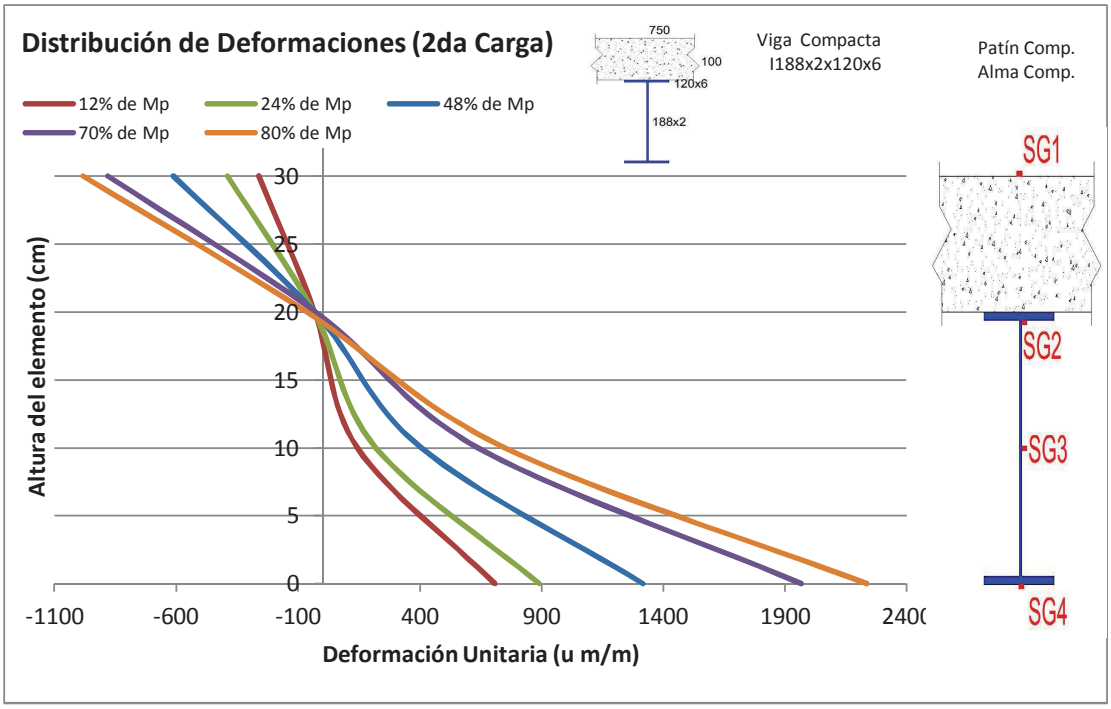
IMAGEN 4.19 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD – 2DA CARGA. VIGA COMPACTA



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

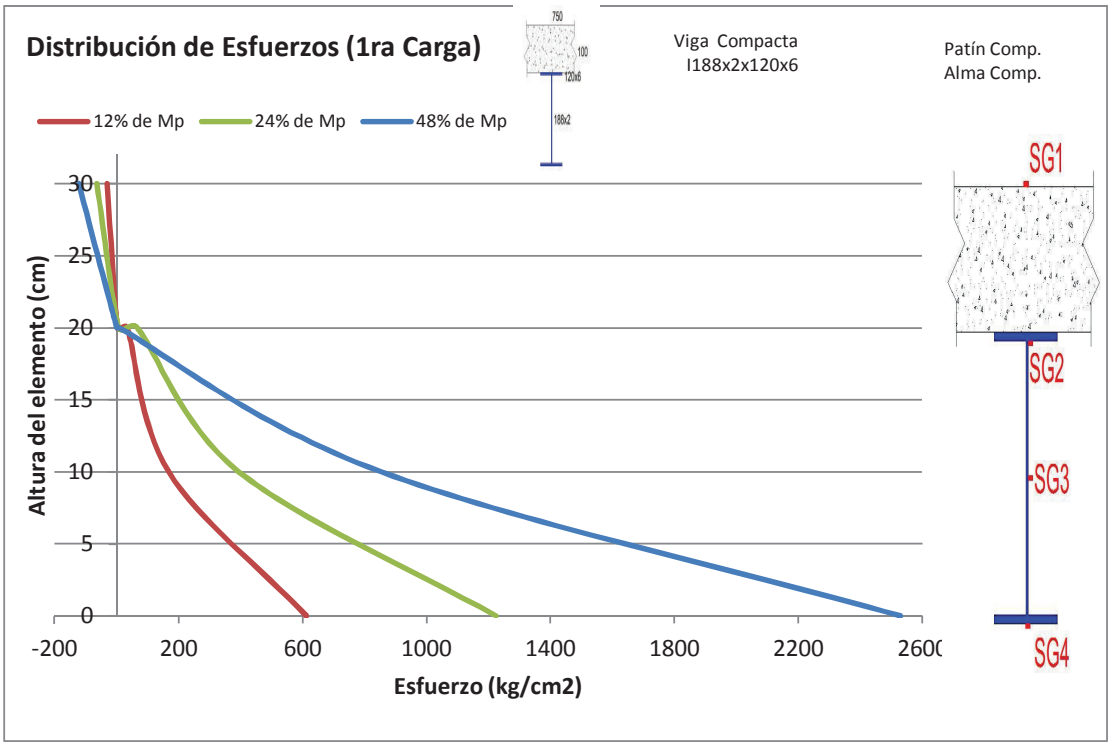
IMAGEN 4.20 DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIONES EN SECCIÓN TRANSVERSAL. VIGA COMPACTA

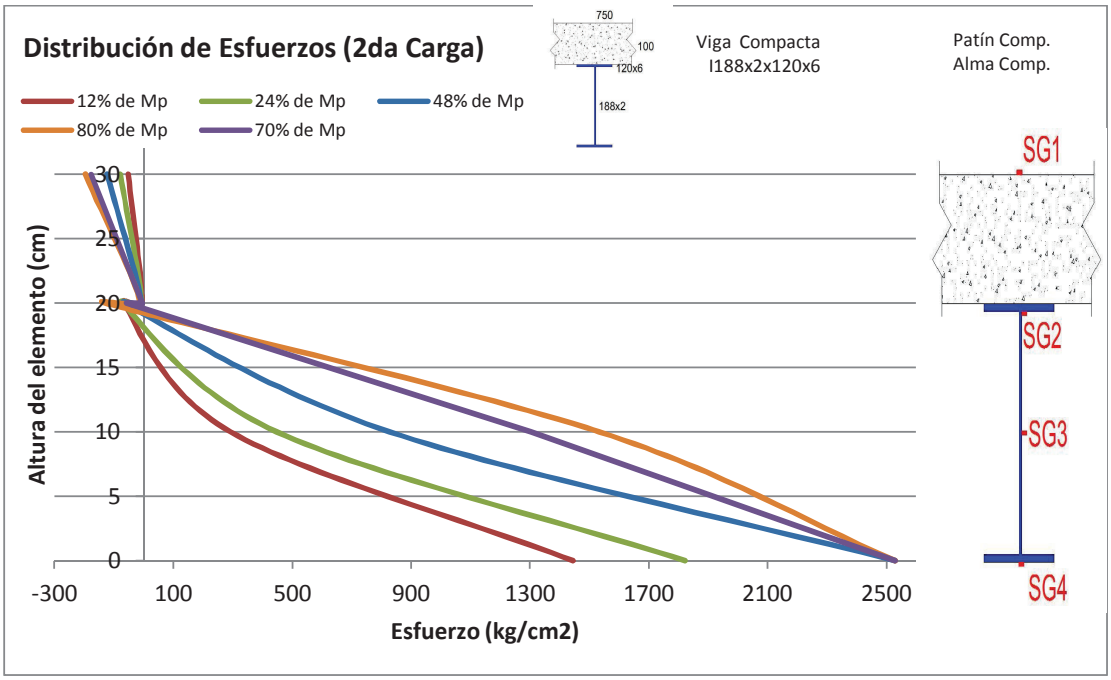




ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

IMAGEN 4.21 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL. VIGA COMPACTA





ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

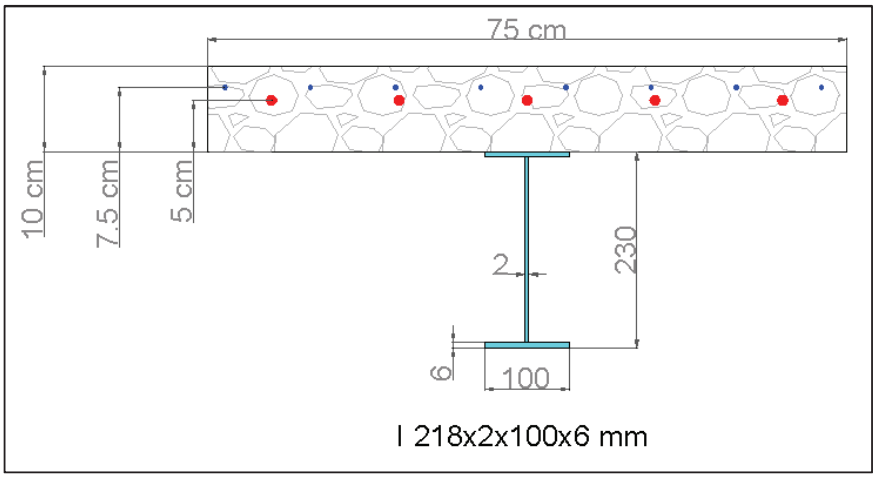
De la gráfica de Distribución de esfuerzos se determina que la fibra exterior logra plastificar pero el alma de la viga no llega a hacerlo. El eje Neutro de la sección conforme va aumentando la carga y el hormigón se agrieta, tiene a tendencia a bajar; pero conforme el acero estructural entra en plastificación, el eje neutro debe subir hasta llegar teóricamente a la posición del Eje Neutro plástico. El hormigón no alcanza el esfuerzo de rotura.

4.5 ENSAYO 4: VIGA NO COMPACTA. I218X2X100X6

4.5.1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO. VIGA NO COMPACTA. I218X2X100X6

- Losa= 210 kg/cm².
- Refuerzo= 5 varillas de 12 milímetros que suman 5.56 cm² de fy=4200 kg/cm². Malla electrosoldada de 4 milímetros de diámetro espaciada 10 centímetros de fy=5000 kg/cm².
- Viga de acero estructural de fy=2530 kg/cm².Momento plástico de la viga metálica (Ml)=4.00 tm
- Conectores de Corte tipo arco.
- Momento plástico teórico(Mp)=8.26 Tm; Carga plástica teórica(Pp)=16.52 T
- Capacidad a corte de la viga metálica(Vn)=3.58 T

IMAGEN 4.22 GEOMETRÍA SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA NO COMPACTA. MALLA ELECTROSOLDADA (AZUL). VARILLAS DE REFUERZO (ROJO). ACERO ESTRUCTURAL (CIÁN).



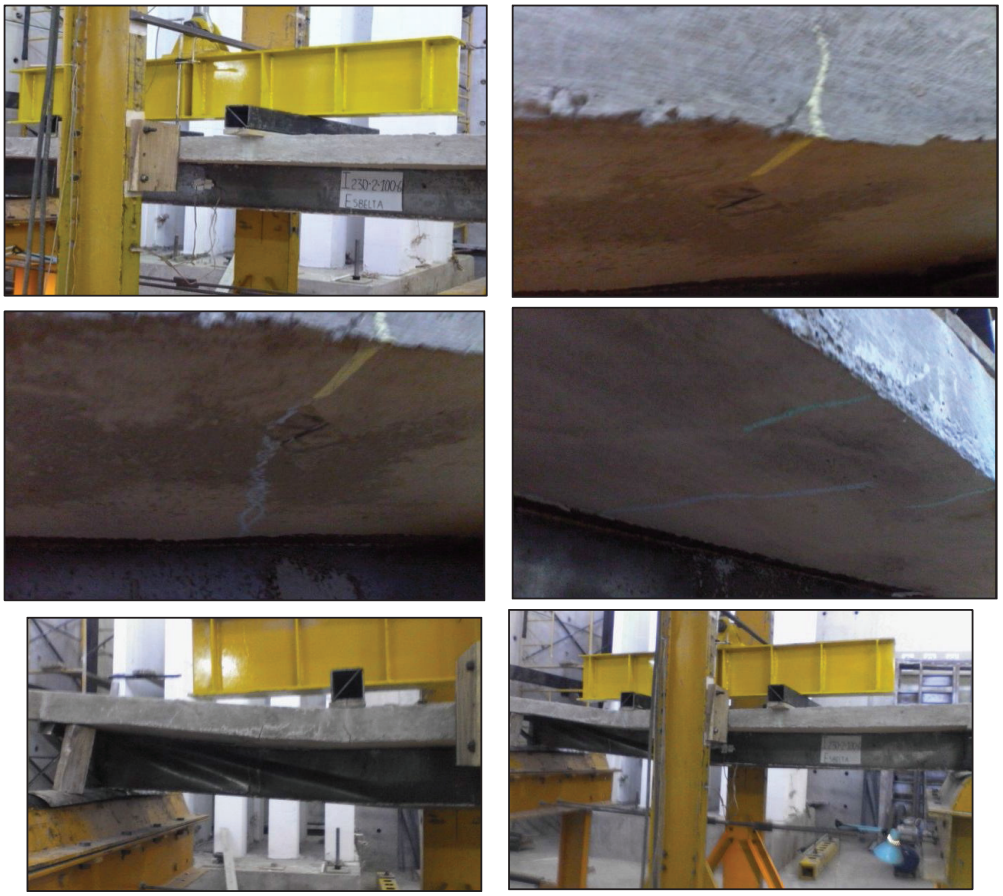
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

4.5.2 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA NO COMPACTA I218X2X100X6

Aparecen las primeras fisuras en el lugar de aplicación de las cargas aproximadamente a las 6 toneladas del primer ciclo de carga, se descarga el elemento y las fisuras se extienden conforme se va aumentando paulatinamente la carga. Aparecen nuevas fisuras en la zona comprendida en entre la aplicación de la carga y el apoyo a cada lado de la viga.

A las 13.3 toneladas de carga se produce la falla del alma de la viga en la zona de los apoyos. La capacidad a corte es menor que el cortante actuante al momento de la falla lo que produce pandeo en el alma; en el mismo momento la losa de hormigón se fractura por completo y se separa de la viga metálica en la zona de los apoyos.

FOTOGRAFÍA 4.4 COMPORTAMIENTO DEL ENSAYO VIGA NO COMPACTA I218x2x100x6



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

4.5.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS. VIGA NO COMPACTA. I218X2X100X6

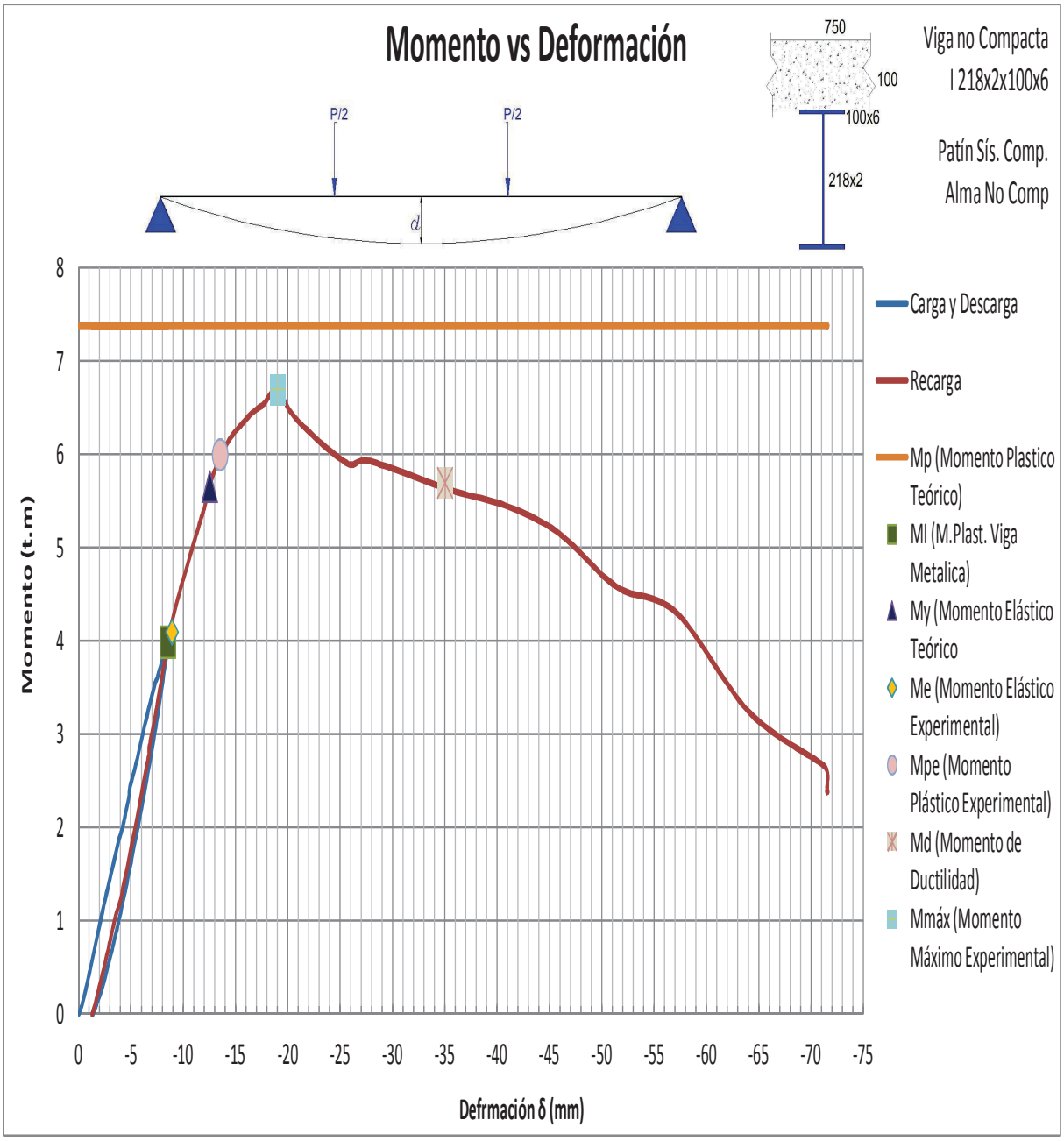
De la gráfica Momento vs Deformación se puede decir que la viga no alcanza su capacidad plástica teórica debido a que se produce pandeo local en el alma inducido por el aplastamiento de la sección. La contribución de la losa de hormigón aumenta la capacidad de la viga metálica. Al llegar al Momento máximo experimental la viga pierde completamente capacidad debido a que el momento de Inercia disminuye como resultado del aplastamiento del alma.

De la gráfica Momento vs Giro se determina que el giro de ductilidad (Ɵd=3.90x10^-2) y el Giro plástico experimental (Ɵpe=1.30x10^-2), el cociente entre estos dos valores determina la ductilidad de curvatura de la viga que es igual a 3.00, por lo que es de baja ductilidad. (Ver Sección 1.7)

De las gráficas de Módulo de Rigidez vs Relación de Capacidad se determina que el módulo de rigidez disminuye conforme aumenta la carga, esto debido al agrietamiento del hormigón. 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. Sin embargo este valor es alto en relación al experimental, por lo que se la Inercia de límite inferior (Ilb) se adapta de mejor manera a los resultados.

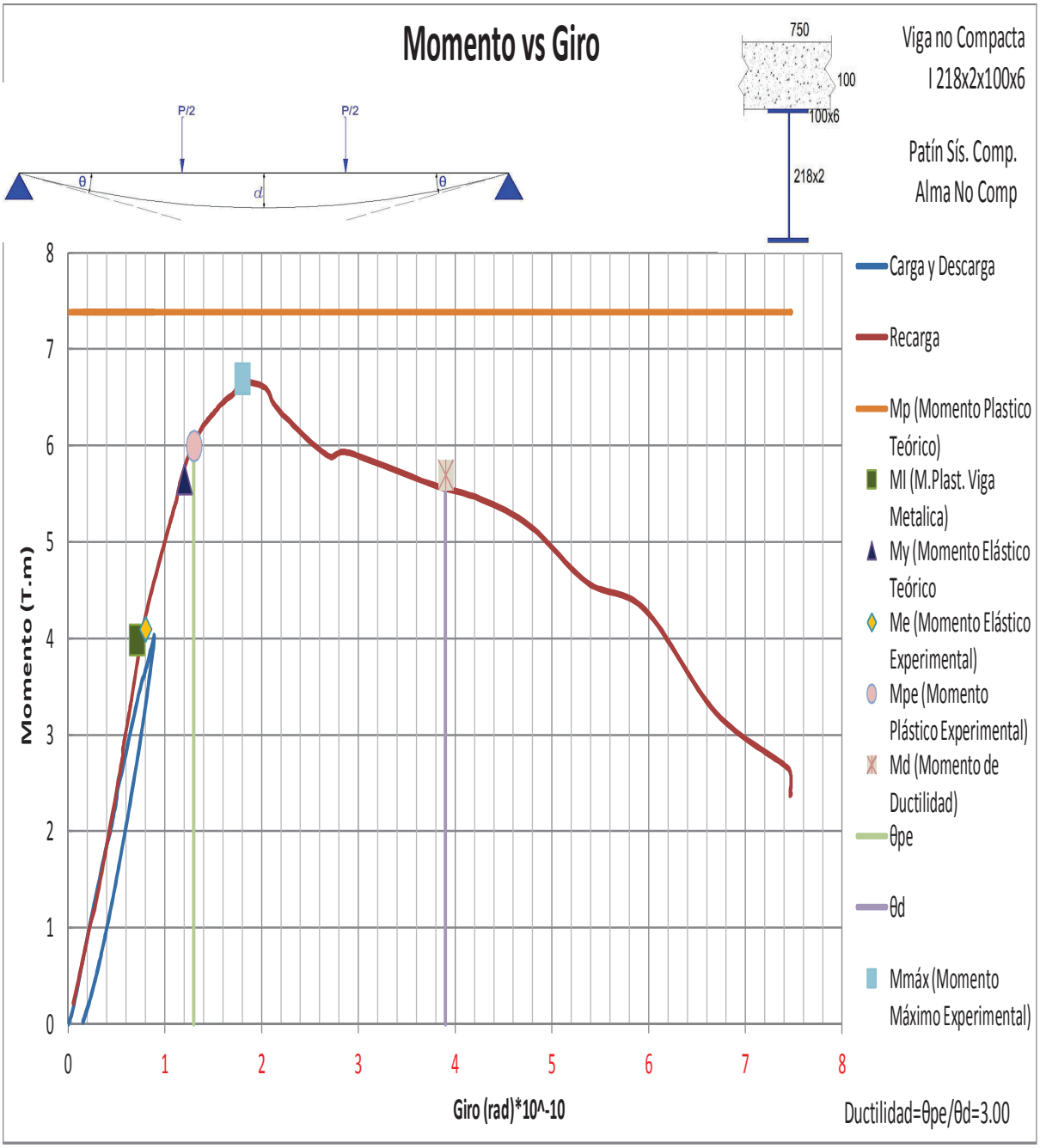
La viga tiene una capacidad a cortante de 3.58 toneladas y el cortante actuante máximo es de 6.70 toneladas, debido a que él código considera una combinación de esfuerzos dónde se genera momento y cortante máximo y en el presente ensayo el momento máximo se genera en el centro de la viga y el cortante máximo en los apoyos.

IMAGEN 4.23 MOMENTO VS DEFORMACIÓN. VIGA NO COMPACTA



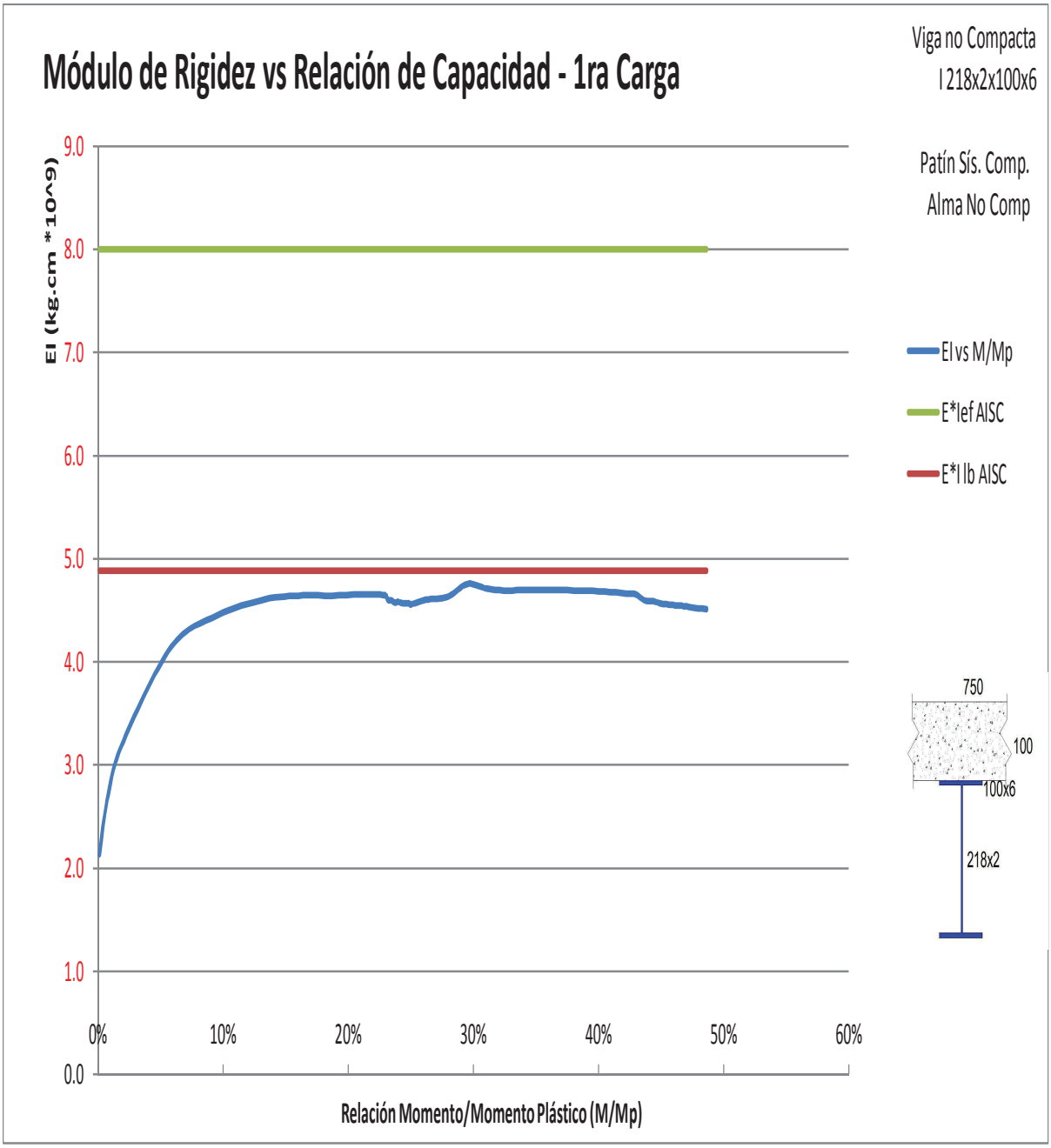
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

IMAGEN 4.24 MOMENTO VS GIRO. VIGA NO COMPACTA



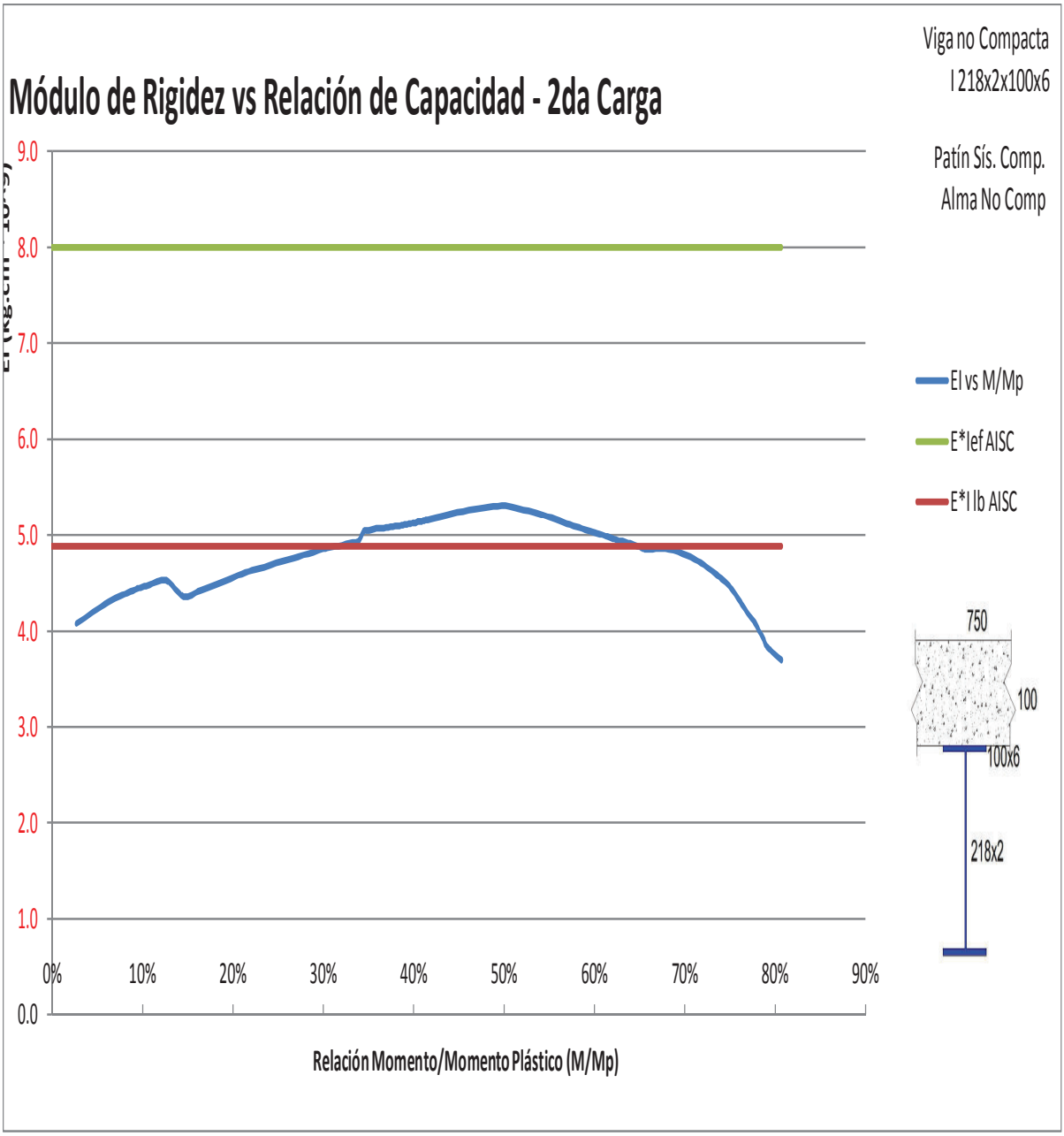
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

IMAGEN 4.25 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD – 1RA CARGA. VIGA NO COMPACTA



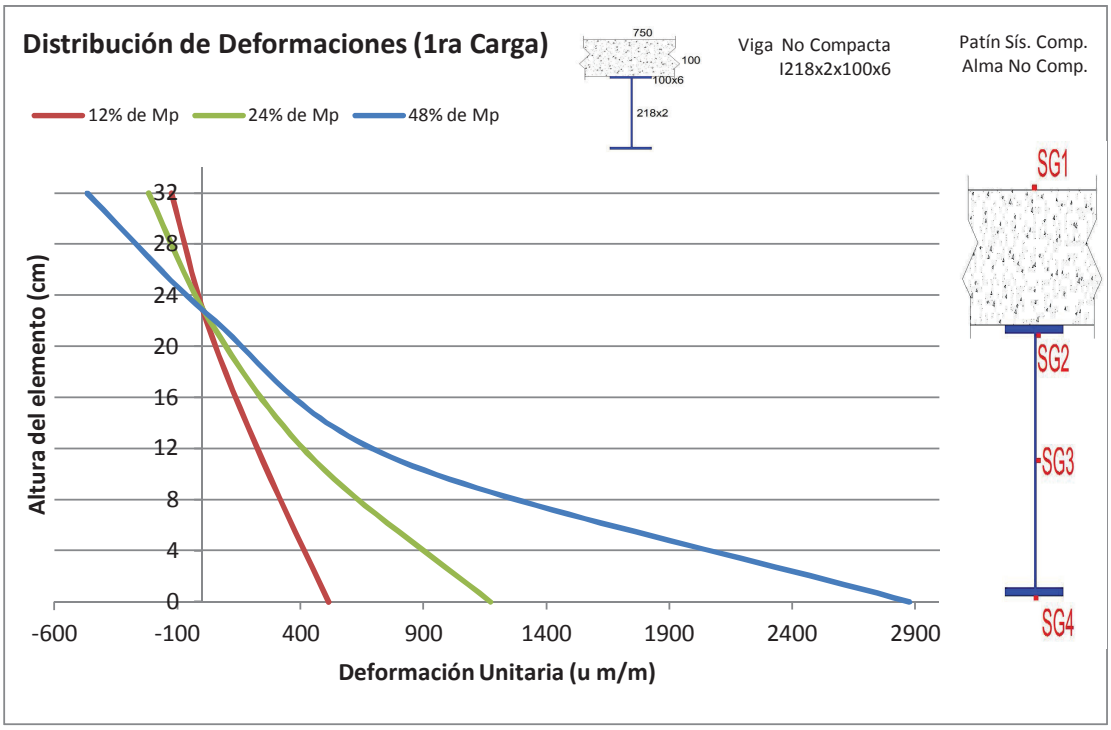
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

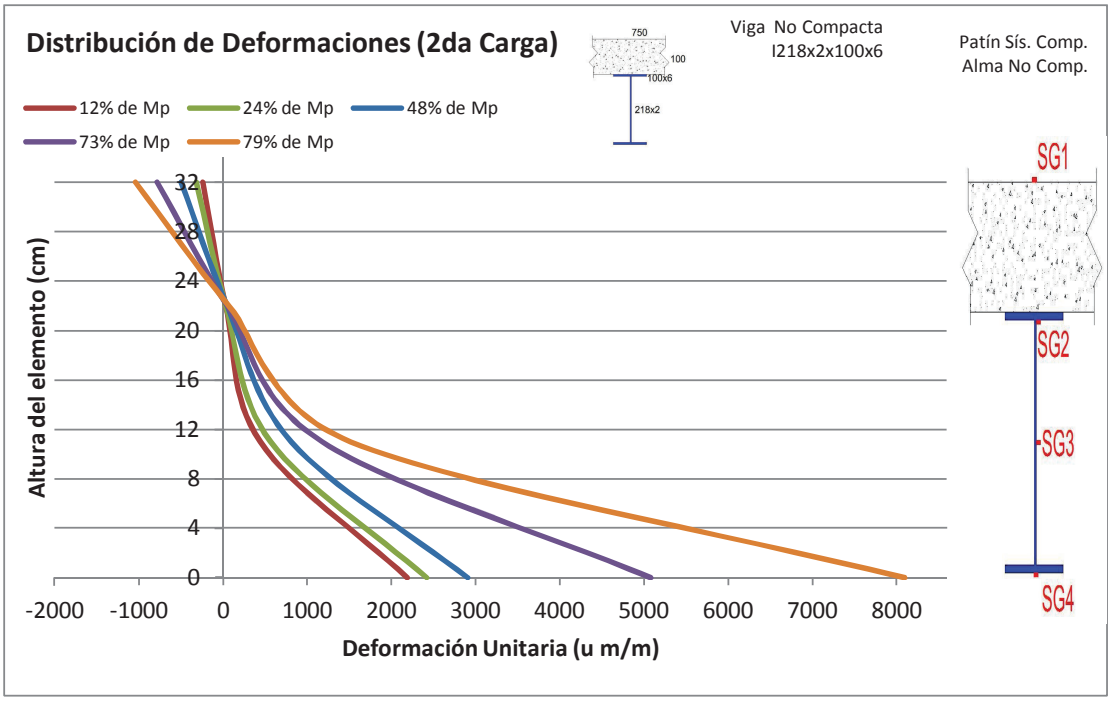
IMAGEN 4.26 CURVA MÓDULO DE RIGIDEZ VS RELACIÓN DE CAPACIDAD – 2DA CARGA. VIGA NO COMPACTA



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

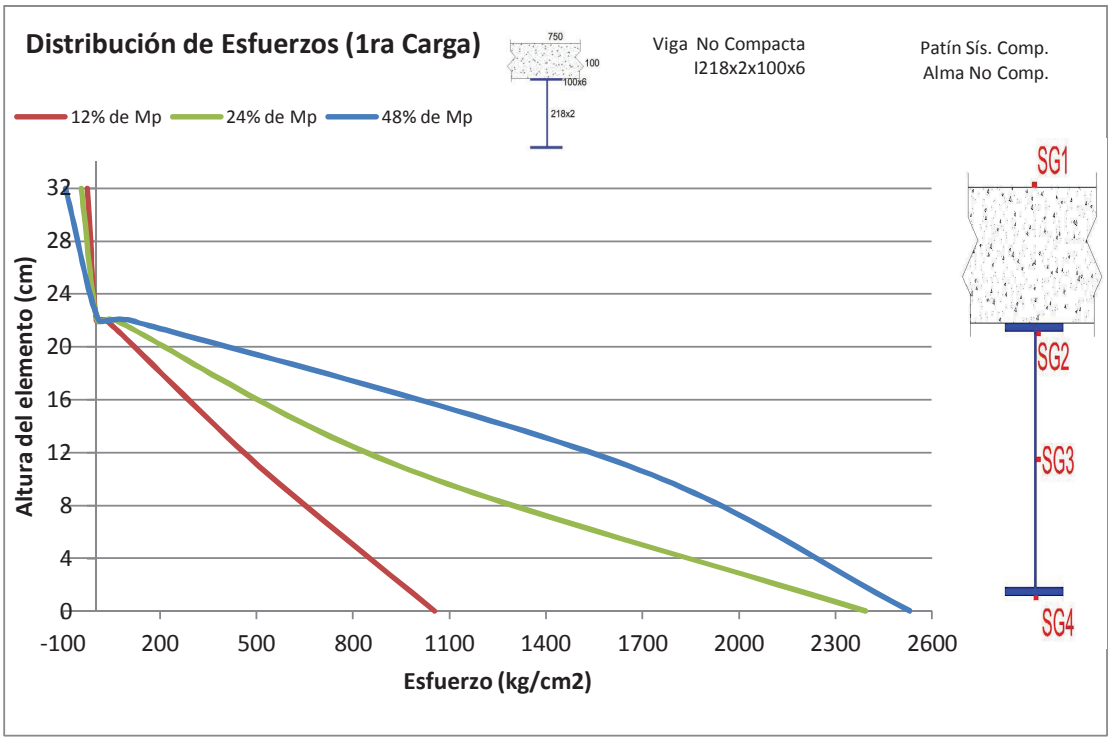
IMAGEN 4.27 DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIONES EN SECCIÓN TRANSVERSAL. VIGA NO COMPACTA

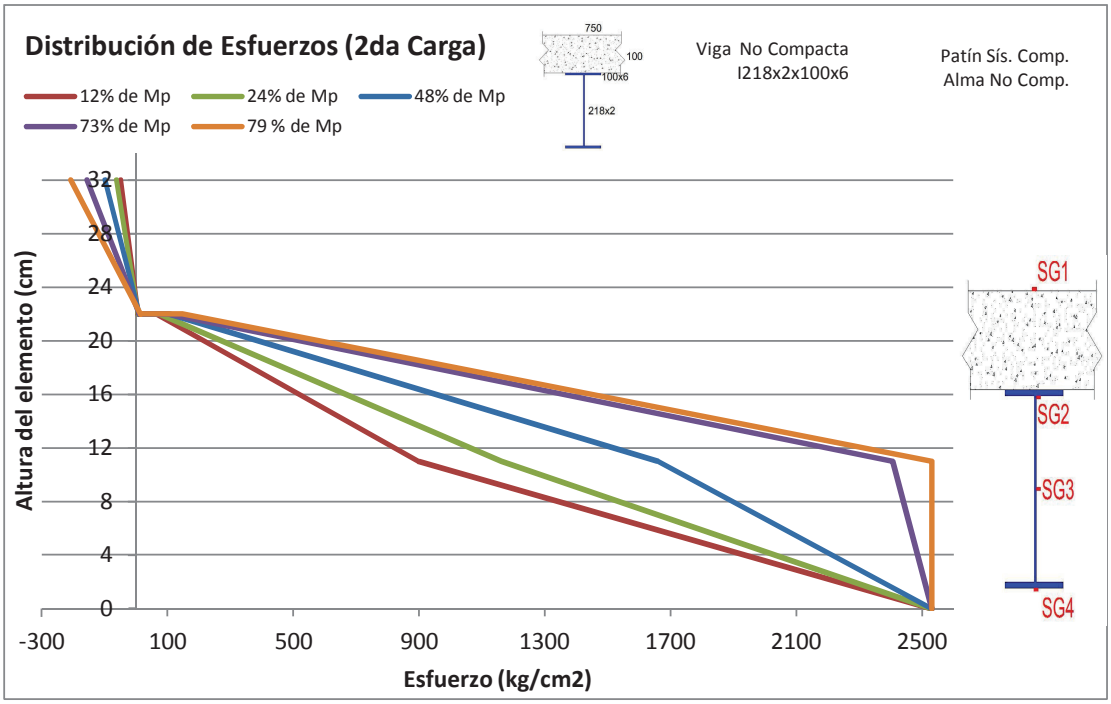




ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

IMAGEN 4.28 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIÓN TRANSVERSAL. VIGA NO COMPACTA





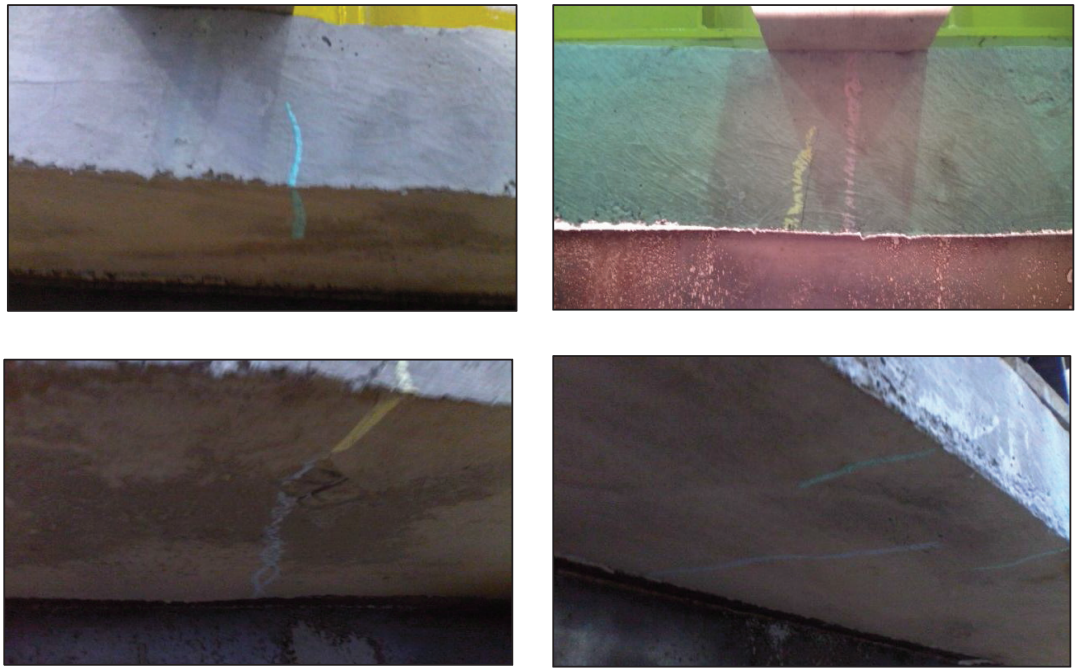
ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

De la gráfica de Distribución de esfuerzos se determina que algunas fibras del acero estructural alcanzaron a plastificar llegando al esfuerzo de fluencia sin embargo la sección completa no plastifica. El eje Neutro de la sección conforme va aumentando la carga y el hormigón se agrieta, tiene a tendencia a bajar; pero conforme el acero estructural entra en plastificación, el eje neutro debe subir hasta llegar teóricamente a la posición del Eje Neutro plástico. El hormigón no alcanza el esfuerzo de rotura.

4.6 RESUMEN DE FISURAS

En todos los elementos las primeras fisuras aparecen en el lugar de aplicación de las cargas, en el borde inferior de la losa con una tendencia creciente ascendente y en dirección al patín superior de la viga que corresponde al comportamiento del hormigón inicialmente en tensión.

FOTOGRAFÍA 4.5 RESUMEN DE FISURAS



ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

Las fisuras van propagándose en la zona comprendida entre la aplicación de la carga y los apoyos de la viga, siguiendo el comportamiento de las fisuras iniciales pero con una mayor inclinación en el plano perpendicular al eje de la viga.

Debido a que el hormigón ya está fisurado al momento de la descarga, la viga no recupera su flecha inicial ya que el módulo de rigidez disminuye con la sección agrietada.

Una vez que se produce la falla del alma de la viga metálica, se produce una fractura toral de la losa de hormigón.

FOTOGRAFÍA 4.6 FRACTURA DE LA LOSETA DE HORMIGÓN

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza

4.7 RESUMEN DE RESULTADOS

CUADRO 4.1 RESUMEN DE RESULTADOS OBTENIDOS

	CUADRO RESUMEN						
	DESCRIP.	NOM.	U	ELEMENTO			
				SÍSMIC. COMPACTA	INTERMEDIA	COMPACTA	NO COMPACTA
				I 188x4x100x6	I 188x2x100x6	I 188x2x120x6	I 218x2x100x6
CAPACIDADES TEÓRICAS	Momento Plástica de la viga sola	MI	T.m	3.84	3.39	3.98	3.99
	Momento Plástica AISC	Mp AISC	T.m	8.97	7.38	8.4	8.26
	Momento Plástica Código Brasileño	Mp ABNT-NBR	T.m	8.15	6.71	7.64	7.51
	Momento Plástica Eurocode	Mp Eurocode	T.m	8.97	7.38	8.4	8.26
	Momento Elástico Teórico	My	T.m	5.87	5.03	5.76	5.66
CAPACIDADES EXPERIMENTALES	Momento Elástico Experimental	Me	T.m	5.00	4.10	4.70	4.10
	Momento Plástico Experimental	Mpe	T.m	6.60	5.10	6.60	6.00
	Momento de Ductilidad	Md	T.m	8.10	5.20	5.05	5.70
	Momento Máximo Experimental	Mmáx	T.m	8.10	6.00	6.60	6.70
DUCT. EXP.	Ductilidad de Curvatura	Ductilidad	SU	2.47	3.25	2.65	3.00

CUADRO 4.1 CONTINUACIÓN

	DESCRIP.	NOM.	U	ELEMENTO			
				SÍSMIC. COMPACTA	INTERMEDIA	COMPACTA	NO COMPACTA
				I 188x4x100x6	I 188x2x100x6	I 188x2x120x6	I 218x2x100x6
INERCIAS TEÓRICAS	Inercia de la viga sola	Il	cm4	1350.93	1240.18	1466.07	1678.31
	Inercia de la sección transformada n=18	It	cm4	4688.99	4159.25	4658.89	5223.72
	Inercia efectiva AISC	Ieff	cm4	3516.74	3119.43	3494.17	3917.79
	Inercia de Límite Inferior AISC	Ilb	cm4	1951.81	1851.18	2071.35	2391.38
INER. EXP.	Inercia Experimental Promedio	Ipromedio	cm4	2425.15	2082.41	2068.44	2117.99
CORTANTE	Capacidad a Cortante Teórico	Vn	T	12.14	4.19	4.19	3.58
	Cortante máximo experimental	Vmáx	T	8.10	6.00	6.60	6.70

ELABORADO POR: Paúl Rivas y Marcelo Vinueza