

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DE COLUMNAS TUBULARES DE
ACERO RELLENAS DE HORMIGÓN, SOMETIDAS A CARGA
AXIAL**

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

DANIEL ALEJANDRO CARAPAZ JIMÉNEZ

danielcarapaz@hotmail.com

ELVIS IVÁN ESCUDERO MÉNDEZ

laruko@gmail.com

DIRECTOR: ING. JORGE RICARDO VINTIMILLA JARAMILLO MSc.

jvintimillaj@gmail.com

Quito, Abril 2015

DECLARACIÓN

Nosotros, DANIEL ALEJANDRO CARAPAZ JIMÉNEZ y ELVIS IVÁN ESCUDERO MÉNDEZ, 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.

**DANIEL ALEJANDRO
CARAPAZ JIMÉNEZ**

**ELVIS IVÁN
ESCUDERO MÉNDEZ**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por DANIEL ALEJANDRO CARAPAZ JIMÉNEZ y ELVIS IVÁN ESCUDERO MÉNDEZ. Bajo mi supervisión.

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

AGRADECIMIENTOS

Queremos agradecer muy cordialmente a la Escuela Politécnica Nacional, por todos los servicios prestados hacia nosotros, su infraestructura, su cuerpo docente y sus laboratorios.

A la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, a sus autoridades, a su personal administrativo y de servicio por su colaboración y prestancia para la elaboración de este documento.

Al cuerpo Docente por brindarnos todos sus conocimientos durante el transcurso de nuestra formación profesional.

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

Al Ingeniero Jorge Vintimilla por toda la ayuda y colaboración brindada para la realización del presente estudio. Aportando todo su conocimiento, experiencia y comentarios.

Finalmente, a nuestros compañeros y amigos por su colaboración oportuna.

DEDICATORIA

Dedico el siguiente trabajo a:

Mis Padres, Fausto Carapaz y Elena Jiménez por su apoyo incondicional en mi formación educativa, además de su amor y comprensión.

Mis Hermanas, Pamela y Anahí por toda la fortaleza que me han dado en mi formación profesional.

Mi Familia, bisabuelita, abuelita, tíos y primos que siempre me prestaron su colaboración y su apoyo.

Mis compañeros y amigos por todos los momentos compartidos.

Daniel Alejandro Carapaz Jiménez

DEDICATORIA

A mis padres, Hernán, y Ana, por todo su apoyo incondicional. Y por enseñarme que en la vida todo se consigue mediante el esfuerzo.

A mis hermanos, Lisbeth, Alejandro y Saúl, que siempre han estado conmigo en cada paso que doy.

A mi amiga y compañera, Valeria, por toda su paciencia, tiempo y cariño.

Así también a mis familiares y amigos más cercanos.

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
AGRADECIMIENTOS	IV
DEDICATORIA	V
CONTENIDO	VII
ÍNDICE DE CUADROS	XIII
ÍNDICE DE FIGURAS	XIV
ÍNDICE DE FOTOGRAFIAS	XVIII
ÍNDICE DE ANEXOS	XX
RESUMEN	XXI
ABSTRACT	XXII
PRESENTACIÓN	XXIII
CAPÍTULO 1: GENERALIDADES	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	1
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	1
1.2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	2
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	2
1.4 GENERALIDADES DE LOS MATERIALES.....	3
1.4.1 ACERO ESTRUCTURAL.....	3
1.4.1.1 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES.....	3
1.4.1.2 DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL ACERO ESTRUCTURAL.....	4
1.4.1.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL.....	5
1.4.1.4 ACERO ASTM A 36.....	6
1.4.1.5 TIPOS DE MIEMBROS ESTRUCTURALES DE ACERO.....	7

1.4.2 HORMIGÓN.....	9
1.4.2.1 COMPOSICIÓN DEL HORMIGÓN.....	9
1.4.2.2 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN.....	11
1.4.3 SOLDADURA.....	11
1.5 ELEMENTOS COMPUESTOS.....	12
1.5.1 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS ELEMENTOS COMPUESTOS.....	13
1.5.2 TIPOS DE ELEMENTOS COMPUESTOS.....	13
1.6 PANDEO LOCAL.....	16
1.7 DUCTILIDAD.....	17
1.8 EQUIPOS DE LABORATORIO.....	18
1.9 CÓDIGOS DE REFERENCIA.....	20
CAPÍTULO 2: ANÁLISIS DE LOS MODELOS MATEMÁTICOS.....	21
2.1. GENERALIDADES DEL DISEÑO.....	21
2.1.1 COLUMNAS CARGADAS AXIALMENTE.....	26
2.2 DISEÑO DE COLUMNAS TUBULARES HUECAS.....	27
2.2.1 DISEÑO DE COLUMNAS TUBULARES HUECAS, SUJETAS A CARGA AXIAL SEGÚN EL CÓDIGO AISI-S100-07.....	27
2.2.1.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO CON EL CÓDIGO AISI-S100-07.....	28
2.2.1.2 DISEÑO DE UNA PROBETA DE SECCIÓN TUBULAR HUECA.....	33
2.2.2 DISEÑO DE COLUMNAS TUBULARES HUECAS, SUJETAS A CARGA AXIAL SEGÚN EL CÓDIGO AISC 360-2010.....	37
2.2.2.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO CON EL CÓDIGO AISC 360-2010.....	38
2.2.2.2 DISEÑO DE UNA PROBETA DE SECCIÓN TUBULAR HUECA.....	41
2.3 DISEÑO DE COLUMNAS TUBULARES RELLENAS DE HORMIGÓN.....	44
2.3.1 DISEÑO DE COLUMNAS TUBULARES RELLENAS DE HORMIGÓN, SUJETAS A CARGA AXIAL SEGÚN EL CÓDIGO AISC 360-2010.....	44
2.3.1.1 SECCIONES TUBULARES RELLENAS DE HORMIGÓN.....	44
2.3.1.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO CON EL CÓDIGO AISC 360-2010.....	45
2.3.1.3 COMENTARIOS RESPECTO AL DISEÑO, SEGÚN EL CÓDIGO AMERICANO AISC 360-2010.....	48
2.3.2 DISEÑO DE COLUMNAS TUBULARES RELLENAS DE HORMIGÓN, SUJETAS A CARGA AXIAL SEGÚN EL EUROCÓDIGO 4 (EC4).....	48

2.3.2.1 SECCIONES TUBULARES RELLENAS DE HORMIGÓN.....	49
2.3.2.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO CON EL EUROCÓDIGO 4 (EC4).....	49
2.3.2.3 COMENTARIOS RESPECTO AL DISEÑO, SEGÚN EL EUROCODIGO 4.....	53
2.3.3 DISEÑO DE COLUMNAS TUBULARES RELLENAS DE HORMIGÓN, SUJETAS A CARGA AXIAL SEGÚN LA NORMA BRASILEÑA NBR 8800:2008.....	54
2.3.3.1 SECCIONES TUBULARES RELLENAS DE HORMIGÓN.....	54
2.3.3.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO CON LA NORMA BRASILEÑA NBR 8800:2008.....	54
2.3.3.3 COMENTARIOS RESPECTO AL DISEÑO, SEGÚN LA NORMA BRASILEÑA NBR 8800:2008.....	56
2.3.4 DISEÑO DE COLUMNAS TUBULARES RELLENAS DE HORMIGÓN, SUJETAS A CARGA AXIAL SEGÚN LA NORMA AUSTRALIANA AS5100-6:2004.....	56
2.3.4.1 SECCIONES TUBULARES RELLENAS DE HORMIGÓN.....	57
2.3.4.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO CON LA NORMA AUSTRALIANA AS5100-6:2004.....	57
2.3.4.3 COMENTARIOS RESPECTO AL DISEÑO, SEGÚN LA NORMA AUSTRALIANA AS5100-6:2004.....	59
2.4 CÁLCULO TEÓRICO DE LA DUCTILIDAD PARA LAS COLUMNAS HUECAS Y LAS COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN.....	59
CAPÍTULO 3: ENSAYOS EXPERIMENTALES.....	61
3.1 CONSTRUCCIÓN DE MUESTRAS.....	61
3.1.1 COLUMNAS DE ACERO.....	61
3.1.2 ALMACENAMIENTO Y APUNTALAMIENTO DE LAS COLUMNAS.....	64
3.1.3 COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN.....	66
3.2 PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO	67
CAPÍTULO 4: MODELACIONES COMPUTACIONELES.....	73
4.1 INTRODUCCIÓN.....	73
4.2 MODELACIÓN DE COLUMNAS HUECAS.....	73
4.2.1 RESUMEN DE LA MODELACIÓN DE LA COLUMNA 2G 200x50x15x2.....	74
4.2.2 RESUMEN DE LA MODELACIÓN DE LA COLUMNA 2G 250x50x15x2.....	74
4.2.3 RESUMEN DE LA MODELACIÓN DE LA COLUMNA 2C 300x50x3.....	75

4.2.4 RESUMEN DE LA MODELACIÓN DE LA COLUMNA 2G 300x50x15x2.....	76
4.2.5 RESUMEN DE LA MODELACIÓN DE LA COLUMNA 2G 350x50x15x2.....	77
4.2.6 RESUMEN DE LA MODELACIÓN DE LA COLUMNA 2C 400x50x2.....	78
4.2.7 RESUMEN DE LA MODELACIÓN DE LA COLUMNA 2C 450x50x3.....	79
4.3 MODELACIÓN DE COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN.....	80
CAPÍTULO 5: RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	81
5.1 DESCRIPCIÓN.....	81
5.2 ENSAYO 1. COLUMNA HUECA 2G 200x50x15x2.....	83
5.2.1 DESCRIPCIÓN.....	83
5.2.2 RESULTADOS.....	85
5.3 ENSAYO 2. COLUMNA HUECA 2G 250x50x15x2.....	86
5.3.1 DESCRIPCIÓN.....	86
5.3.2 RESULTADOS.....	88
5.4 ENSAYO 3. COLUMNA HUECA 2C 300x50x3.....	89
5.4.1 DESCRIPCIÓN.....	89
5.4.2 RESULTADOS.....	91
5.5 ENSAYO 4. COLUMNA HUECA 2G 300x50x15x2.....	92
5.5.1 DESCRIPCIÓN.....	92
5.5.2 RESULTADOS.....	93
5.6 ENSAYO 5. COLUMNA HUECA 2G 350x50x15x2.....	95
5.6.1 DESCRIPCIÓN.....	95
5.6.2 RESULTADOS.....	96
5.7 ENSAYO 6. COLUMNA HUECA 2C 400x50x2.....	98
5.7.1 DESCRIPCIÓN.....	98
5.7.2 RESULTADOS.....	99
5.8 ENSAYO 7. COLUMNA HUECA 2C 450x50x3.....	100
5.8.1 DESCRIPCIÓN.....	100
5.8.2 RESULTADOS.....	101
5.9 ENSAYO 8. COLUMNA RELLENA DE HORMIGÓN 2G 200x50x15x2.....	103
5.9.1 DESCRIPCIÓN.....	103
5.9.2 RESULTADOS.....	105
5.10 ENSAYO 9. COLUMNA RELLENA DE HORMIGÓN 2G 250x50x15x2.....	106

5.10.1 DESCRIPCIÓN.....	106
5.10.2 RESULTADOS.....	108
5.11 ENSAYO 10. COLUMNA RELLENA DE HORMIGÓN 2C 300x50x3.....	109
5.11.1 DESCRIPCIÓN.....	109
5.11.2 RESULTADOS.....	111
5.12 ENSAYO 11. COLUMNA RELLENA DE HORMIGÓN 2G 300x50x15x2.....	113
5.12.1 DESCRIPCIÓN.....	113
5.12.2 RESULTADOS.....	114
5.13 ENSAYO 12. COLUMNA RELLENA DE HORMIGÓN 2G 350x50x15x2.....	116
5.13.1 DESCRIPCIÓN.....	116
5.13.2 RESULTADOS.....	117
5.14 ENSAYO 13. COLUMNA RELLENA DE HORMIGÓN 2C 400x50x2.....	119
5.14.1 DESCRIPCIÓN.....	119
5.14.2 RESULTADOS.....	120
5.15 ENSAYO 14. COLUMNA HUECA 2C 450x50x3.....	122
5.15.1 DESCRIPCIÓN.....	122
5.15.2 RESULTADOS.....	123
5.16 COMPORTAMIENTO INTERNO DEL HORMIGÓN.....	125
CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	128
6.1 COMPARACIÓN DEL VALOR DE LA CARGA NOMINAL (P_n).....	128
6.1.1 COLUMNAS HUECAS CARGADAS AXIALMENTE.....	128
6.1.2 COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN CARGADAS AXIALMENTE.....	132
6.2 COMPARACIÓN DE RESULTADOS ENTRE LAS COLUMNAS HUECAS Y LAS COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN.....	136
6.3 VALORACIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO FRENTE A LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES.....	141
6.3.1 COLUMNAS HUECAS CARGADAS AXIALMENTE.....	141
6.3.2 COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN CARGADAS AXIALMENTE.....	142
6.4 RELACIÓN DE LA CARGA EXPERIMENTAL CON LA CARGA DEL EC4 EN FUNCIÓN DE LA ESBELTEZ SECCIONAL DEL ELEMENTO Y LA CONTRIBUCIÓN DEL ACERO DEL ELEMENTO.....	146
6.5 LONGITUD DE ONDA DE PANDEO “PASO”.....	149

CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	153
7.1 CONCLUSIONES.....	153
7.2 RECOMENDACIONES.....	156
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	158
ANEXOS	160

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO 1.1. NORMA ASTM PARA ACERO A36 (PROPIEDADES QUIMICAS)...	7
CUADRO 1.2. NORMA ASTM PARA ACERO A36 (PROPIEDADES MECÁNICAS).....	7
CUADRO 1.3. FICHA TÉCNICA DEL ELECTRODO E-6011/ E-4311.....	12
CUADRO 1.4. DESIGN CONCEPTS, DUCTILITY CLASSES AND REFERENCE VALUES OF THE BEHAVIOUR FACTOR Q	17
CUADRO 1.5. U.S. AND EUROPEAN DUCTILITY CLASSES FOR MOMENT RESISTING FRAMES.....	18
CUADRO 2.1. TIPO DE PROBETAS PARA EL ENSAYO.....	22
CUADRO 2.2. PROPIEDADES DE LA SECCIÓN 2G 200X50X15X2.....	33
CUADRO 2.3. RAZONES ANCHO – ESPESOR PARA EL PANDEO LOCAL.....	38
CUADRO 2.4. PROPIEDADES DE LA SECCIÓN 2G 200X50X15X2.....	41
CUADRO 2.5. RAZONES ANCHO – ESPESOR LÍMITES.....	45
CUADRO 2.6. CONSTANTE SECCIONAL α_b	59
CUADRO 2.7. DUCTILIDAD TEÓRICA PARA LAS COLUMNAS HUECAS.....	60
CUADRO 2.8. DUCTILIDAD TEÓRICA PARA LAS COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN.....	60
CUADRO 4.1. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DE COLUMNAS HUECAS.....	80
CUADRO 6.1. RESUMEN DE RESULTADOS DE LOS ENSAYOS.....	139
CUADRO 6.2. NÚMERO DE ABOLLADURAS Y PASO PROMEDIO DE LAS COLUMNAS HUECAS.....	150
CUADRO 6.3. NÚMERO DE ABOLLADURAS Y PASO PROMEDIO DE LAS COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN.....	151

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1. DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA DEL ACERO.....	4
FIGURA 1.2. DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA DEL ACERO.	5
FIGURA 1.3. CURVA ESFUERZO DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN.....	11
FIGURA 1.4. MIEMBROS COMPUESTOS EMBEBIDOS.....	14
FIGURA 1.5. MIEMBROS COMPUESTOS RELLENOS.....	15
FIGURA 1.6. VIGAS COMPUESTAS CON CONECTORES DE CORTE.....	15
FIGURA 2.1. CURVAS DE PANDEO RECOGIDAS EN EL EC3.....	53
FIGURA 4.1. MODELACIÓN DE COLUMNAS HUECAS.....	73
FIGURA 5.1. ESQUEMA GENERAL DEL ENSAYO.....	82
FIGURA 5.2. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL ENSAYO 1...	85
FIGURA 5.3. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL ENSAYO 1.....	85
FIGURA 5.4. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL ENSAYO 2...	88
FIGURA 5.5. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL ENSAYO 2.....	88
FIGURA 5.6. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL ENSAYO 3...	91
FIGURA 5.7. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL ENSAYO 3.....	91
FIGURA 5.8. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL ENSAYO 4...	93
FIGURA 5.9. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL ENSAYO 4.....	94
FIGURA 5.10. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL ENSAYO 5.....	96
FIGURA 5.11. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL ENSAYO 5.....	97
FIGURA 5.12. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL ENSAYO 6.	99
FIGURA 5.13. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL	

ENSAYO 6.....	99
FIGURA 5.14. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL	
ENSAYO 7.....	101
FIGURA 5.15. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL	
ENSAYO 7.....	102
FIGURA 5.16. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL	
ENSAYO 8.....	105
FIGURA 5.17. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL	
ENSAYO 8.....	105
FIGURA 5.18. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL	
ENSAYO 9.....	108
FIGURA 5.19. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL	
ENSAYO 9.....	108
FIGURA 5.20. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL	
ENSAYO 10.....	111
FIGURA 5.21. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL	
ENSAYO 10.....	112
FIGURA 5.22. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL	
ENSAYO 11.....	114
FIGURA 5.23. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL	
ENSAYO 11.....	115
FIGURA 5.24. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL	
ENSAYO 12.....	117
FIGURA 5.25. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL	
ENSAYO 12.....	118
FIGURA 5.26. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL	
ENSAYO 13.....	120
FIGURA 5.27. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL	
ENSAYO 13.....	121
FIGURA 5.28. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL	
ENSAYO 14.....	123
FIGURA 5.29. CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL	

ENSAYO 14.....	124
FIGURA 6.1. CUADRO COMPARATIVO DE P_n PARA LA PROBETA #1 (2G 200X50X15X2).....	128
FIGURA 6.2. CUADRO COMPARATIVO DE P_n PARA LA PROBETA #2 (2G 250X50X15X2).....	129
FIGURA 6.3. CUADRO COMPARATIVO DE P_n PARA LA PROBETA #3 (2C 300X50X3).....	129
FIGURA 6.4. CUADRO COMPARATIVO DE P_n PARA LA PROBETA #4 (2G 300X50X15X2).....	130
FIGURA 6.5. CUADRO COMPARATIVO DE P_n PARA LA PROBETA #5 (2G 350X50X15X2).....	130
FIGURA 6.6. CUADRO COMPARATIVO DE P_n PARA LA PROBETA #6 (2C 400X50X2).....	131
FIGURA 6.7. CUADRO COMPARATIVO DE P_n PARA LA PROBETA #7 (2C 450X50X3).....	131
FIGURA 6.8. CUADRO COMPARATIVO DE P_n PARA LA PROBETA #8 (2G 200X50X15X2).....	132
FIGURA 6.9. CUADRO COMPARATIVO DE P_n PARA LA PROBETA #9 (2G 250X50X15X2).....	133
FIGURA 6.10. CUADRO COMPARATIVO DE P_n PARA LA PROBETA #10 (2C 300X50X3).....	133
FIGURA 6.11. CUADRO COMPARATIVO DE P_n PARA LA PROBETA #11 (2G 300X50X15X2).....	134
FIGURA 6.12. CUADRO COMPARATIVO DE P_n PARA LA PROBETA #12 (2G 350X50X15X2).....	134
FIGURA 6.13. CUADRO COMPARATIVO DE P_n PARA LA PROBETA #13 (2C 400X50X2).....	135
FIGURA 6.14. CUADRO COMPARATIVO DE P_n PARA LA PROBETA #14 (2C 450X50X3).....	135
FIGURA 6.15. COMPARACIÓN DE LAS CURVAS CARGA VS DEFORMACIÓN PARA LAS COLUMNAS HUECAS.....	137
FIGURA 6.16. COMPARACIÓN DE LAS CURVAS CARGA VS	

DEFORMACIÓN PARA LAS COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN.....	138
FIGURA 6.17. CUADRO COMPARATIVO DE P_n PARA COLUMNAS HUECAS CON EL P_n DE LAS COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN.....	140
FIGURA 6.18. CUADRO VALORATIVOS DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO FRENTE A LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES EN COLUMNAS HUECAS.....	141
FIGURA 6.19. CUADRO VALORATIVOS DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO FRENTE A LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES EN COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN.....	143
FIGURA 6.20. RELACIÓN DE LA CARGA EXPERIMENTAL CON LA DEL EUROCÓDIGO 4 EN FUNCIÓN DE LA ESBELTES (INCLUIDO LA CURVA A DEL EC3).....	147
FIGURA 6.21. RELACIÓN DE LA CARGA EXPERIMENTAL CON LA DEL EUROCÓDIGO 4 EN FUNCIÓN DE LA ESBELTES.....	148
FIGURA 6.22. RELACIÓN DE LA CARGA EXPERIMENTAL CON LA DEL EUROCÓDIGO 4 EN FUNCIÓN DE LA CONTRIBUCIÓN DEL ACERO.....	149
FIGURA 6.23. LONGITUD DE ONDA DE PANDEO a) PANDEO LOCAL DE COLUMNAS HUECAS, b) PANDEO LOCAL DE COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN.....	150

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

FOTOGRAFIA 1.1. PERFILES LAMINADOS.....	8
FOTOGRAFIA 1.2. PERFILES CONFORMADOS EN FRÍO.....	8
FOTOGRAFIA 1.3. PERFILES SOLDADOS.....	9
FOTOGRAFIA 1.4. LOSAS COMPUESTAS.....	16
FOTOGRAFIA 3.1. TRANSPORTE DE PERFILES HACIA EL TALLER ESPECIALIZADO PARA EL ARMADO DE LAS COLUMNAS.....	62
FOTOGRAFIA 3.2. TRANSPORTE DE LAS PROBETAS HACIA LA PARTE POSTERIOR DEL CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA DE LA ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL.....	63
FOTOGRAFIA 3.3. ALMACENAMIENTO DE LAS COLUMNAS DE ACERO.....	64
FOTOGRAFIA 3.4. APUNTALAMIENTO DE LAS COLUMNAS DE ACERO.....	65
FOTOGRAFIA 3.5. COLUMNAS DE ACERO RELLENAS DE HORMIGÓN.....	66
FOTOGRAFIA 3.6. PLACA DE SUJECCIÓN SUPERIOR.....	67
FOTOGRAFIA 3.7. PLACA DE SUJECCIÓN INFERIOR.....	68
FOTOGRAFIA 3.8. PERFILES LATERALES Y ÁNGULOS.....	69
FOTOGRAFIA 3.9. INSTALACIÓN DE LOS INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN...70	70
FOTOGRAFIA 3.10. INSTALACIÓN DE LOS INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN (STRAIN GAGES).....	71
FOTOGRAFIA 3.11. PROBETA LISTA PARA EL ENSAYO.....	72
FOTOGRAFIA 5.1. APLICACIÓN DE CARGAS EN LAS DIFERENTES PROBETAS.....	81
FOTOGRAFIA 5.2. ENSAYO Y FALLAS (ENSAYO 1).....	83
FOTOGRAFIA 5.3. ENSAYO Y FALLAS (ENSAYO 2).....	86
FOTOGRAFIA 5.4. ENSAYO Y FALLAS (ENSAYO 3).....	89
FOTOGRAFIA 5.5. ENSAYO Y FALLAS (ENSAYO 4).....	92
FOTOGRAFIA 5.6. ENSAYO Y FALLAS (ENSAYO 5).....	95
FOTOGRAFIA 5.7. ENSAYO Y FALLAS (ENSAYO 6).....	98
FOTOGRAFIA 5.8. ENSAYO Y FALLAS (ENSAYO 7).....	100
FOTOGRAFIA 5.9. ENSAYO Y FALLAS (ENSAYO 8).....	103
FOTOGRAFIA 5.10. ENSAYO Y FALLAS (ENSAYO 9).....	107

FOTOGRAFIA 5.11. ENSAYO Y FALLAS (ENSAYO 10).....	110
FOTOGRAFIA 5.12. ENSAYO Y FALLAS (ENSAYO 11).....	113
FOTOGRAFIA 5.13. ENSAYO Y FALLAS (ENSAYO 12).....	116
FOTOGRAFIA 5.14. ENSAYO Y FALLAS (ENSAYO 13).....	119
FOTOGRAFIA 5.15. ENSAYO Y FALLAS (ENSAYO 14).....	122
FOTOGRAFIA 5.16. FALLAS INTERNAS DEL HORMIGÓN.....	125
FOTOGRAFIA 6.1. MEDICIÓN DEL PASO DE LAS DIFERENTES COLUMNAS ENSAYADAS.....	152

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO N°1 - FICHA TÉCNICA STRAIN GAGES.....	161
ANEXO N°2 - GRÁFICAS DE LOS STRAIN GAGES.....	163
ANEXO N°3 - RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL HORMIGÓN.....	167
ANEXO N°4 - PLANOS DEL DISEÑO DE PLACAS DE SUJECIÓN A UTILIZAR EN EL ENSAYO.....	169
ANEXO N°5 - TABLAS PARA DETERMINAR LA DUCTILIDAD SEGÚN EL CÓDIGO AISC 341-10.....	170

RESUMEN

Actualmente en el Ecuador el uso del acero ha ido ganando mayor espacio en la industria de la construcción y en especial en estructuras de gran magnitud. Esto se debe a todas las ventajas que este ofrece respecto a otros sistemas constructivos.

Cuando hablamos de diseños de estructuras en acero, generalmente se involucra también el tema de las secciones compuestas, las mismas que dan solución a problemas de carácter económico gracias a su alta capacidad de resistencia. Por esta razón es necesario generar información experimental sobre el diseño de elementos esbeltos sujetos a compresión. En este estudio se procederá al ensayo de columnas tubulares compuestas y huecas.

Primero se procedió a la construcción de 14 probetas, todas con una altura estándar, de las cuales la mitad corresponde a columnas tubulares rellenas de hormigón y la otra mitad a columnas tubulares huecas de acero A36. Las dimensiones de las mismas se las planteo en base a la necesidad de obtener elementos esbeltos para el ensayo.

Los ensayos radican en la aplicación de una carga puntual sobre toda el área de la columna, esta se logra mediante un conjunto de placas previamente diseñadas. El modelo del ensayo se supone simplemente apoyado tanto en la parte superior como inferior de las columnas.

A través de los ensayos de compresión se analiza la máxima capacidad de carga de las columnas huecas y rellenas de hormigón, así como el fenómeno de pandeo local.

ABSTRACT

Nowadays in Ecuador the use of Steel material has been growing and becoming more important in the construction industry, especially with structures of great magnitude. This is due to all the benefits that it offers, marking a difference with respect to the other construction systems.

When we talk about steel structure designs, it generally involves discussion of “the composite sections”, the same ones that provide an automatic solution to economic problems due to their high capacity resistance. For this reason it is necessary to generate experimental information about the slender elements subjected to compression. On this research we are going to proceed making the composite tubular column assay.

First of all, we have proceeded with the construction of 14 specimens. All of them with a standard height and A36 steel. Half of the specimens are tubular columns and the rest are hollowed tubular columns. The dimensions of these ones were raised on base to the need of getting slender elements for the assay.

The assays lie in the application of a point load on the entire column area, which is achieved through a previously designed plate assembly. The assay model is simply supported on the superior part as much as the inferior part of the columns.

Through the compression assays we analyze the maximum load capacity of the columns, as well as the local buckling phenomenon.

PRESENTACIÓN

El presente proyecto consta de siete capítulos divididos de la siguiente manera:

El primer capítulo, trata de manera introductoria y resumida lo que se va a plantear para la realización de este proyecto, como son los objetivos y generalidades de todos los materiales a utilizar. Además se describe todos los instrumentos que se van a manejar en el laboratorio para los ensayos, y los códigos de referencia para el diseño de estructuras.

El segundo capítulo, especifica el tipo de probetas que se van a ensayar, tanto sus dimensiones como sus materiales. Adicionalmente, se calcula teóricamente el comportamiento de las probetas, basados en modelos matemáticos y la resistencia de materiales.

El tercer capítulo, describe la construcción de las probetas y el procedimiento de los ensayos.

El cuarto capítulo, contiene la modelación computacional que se hizo con las columnas huecas ya que para las columnas rellenas no existe programa que calcule secciones esbeltas rellenas de hormigón.

El quinto capítulo, trata sobre todos los ensayos de las probetas realizados en el laboratorio y los resultados que estos arrojaron.

El sexto capítulo, evalúa los resultados obtenidos de todos los ensayos, tanto como la carga crítica, como los esfuerzos que se producen en cada una de las probetas. Esto tanto en las secciones huecas como las secciones compuestas. Adicionalmente se hace una comparación entre las mismas.

El séptimo capítulo, contiene las conclusiones y recomendaciones obtenidas de los ensayos y el análisis de los mismos. Además contiene los anexos.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

En la estructuras generalmente en edificaciones, independientemente del tipo de uso de la misma, son las columnas los miembros principales que cumplen la función de transmitir las cargas hacia la cimentación de la estructura. Regularmente las columnas son diseñadas en hormigón armado o acero, sin embargo existen casos donde la sollicitación supera la capacidad de resistencia de las mismas. Para este tipo de ocasiones, una alternativa viable es el uso de secciones compuestas. Ya que estas brindan las ventajas de obtener altas resistencias, cubrir luces grandes y sobre todo de reducir la relación Peso - Resistencia conjuntamente con las propiedades intrínsecas que brinda el hormigón. Dando como resultado el diseño de una estructura más eficiente y económica.

El diseño de secciones compuestas integra los dos tipos de materiales con los que estamos familiarizados al momento de realizar el diseño de una estructura. Es por este motivo que nos sentimos aptos para realizar este estudio experimental, que mediante los resultados obtenidos nos ayudara a comprender de una manera más clara el comportamiento de las columnas tubulares compuestas y huecas, frente a cargas de compresión axial, así como el fenómeno de pandeo local en las mismas.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar el comportamiento de columnas tubulares compuestas frente a problemas de pandeo local, mediante ensayos experimentales.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Generar información para el diseño de columnas compuestas.
- Determinar la resistencia teórica por pandeo local en las columnas tubulares compuestas y huecas.
- Determinar las cargas críticas de diseño.
- Determinar resultados provenientes de los ensayos a compresión de las columnas tubulares compuestas y huecas.
- Comparar los resultados de los diferentes códigos para el diseño de las columnas rellenas de hormigón, en base a los resultados experimentales.
- Comparar los resultados entre las columnas tubulares huecas y las columnas tubulares rellenas de hormigón.
- Plantear conclusiones y recomendaciones con el fin de proporcionar información para futuros diseños de ese tipo de estructuras.

1.2 JUSTIFICACIÓN

La construcción con estructuras de acero es relativamente nueva en el Ecuador, y actualmente está teniendo un gran auge. Ejemplo de ello son las losas metálicas que interactúan con el hormigón y son más eficientes en tiempos de ejecución. Por esta razón no es extraño ahora ver estructuras mixtas de acero con losas de hormigón, columnas compuestas, etc. Es entonces de gran interés saber los límites de resistencia de las estructuras que funcionan bajo el principio de los elementos compuestos.

Cuando los elementos tubulares de acero se encuentran sometidos a grandes solicitaciones de naturaleza estática o dinámica, se puede producir el fenómeno de pandeo local, el mismo que es capaz de ocasionar la pérdida de resistencia y rigidez, e incluso el colapso del elemento. Y en la actualidad, no existen suficientes estudios experimentales que puedan resolver el problema en el diseño de secciones tubulares compuestas para elementos esbeltos.

Por este motivo el presente estudio experimental pretende satisfacer de información válida, sobre el comportamiento de columnas tubulares compuestas y columnas tubulares huecas, sometidas a compresión axial. El mismo que servirá de apoyo para el correcto diseño de estos elementos en el ámbito de la construcción.

Toda la información desarrollada en este proyecto será de gran utilidad en el campo de la ingeniería Civil, ya sea para profesionales, docentes universitarios y estudiantes. Además de futuras investigaciones referentes al tema.

1.4 GENERALIDADES DE LOS MATERIALES

1.4.1 ACERO ESTRUCTURAL

El Acero estructural es uno de los materiales más utilizados en la industria de la construcción, como son Edificios, Puentes, Galpones, etc. Es una aleación de hierro y carbono, y en un porcentaje pequeño otros elementos como el manganeso, fósforo, azufre, cobre. La proporción de carbono en la elaboración del acero influye significativamente en sus características. Se lo fabrica en diversas formas y grados, por lo que permite flexibilidad en su uso.

1.4.1.1 Propiedades mecánicas de los aceros estructurales

Las propiedades mecánicas más importantes en el diseño de estructuras de acero son:

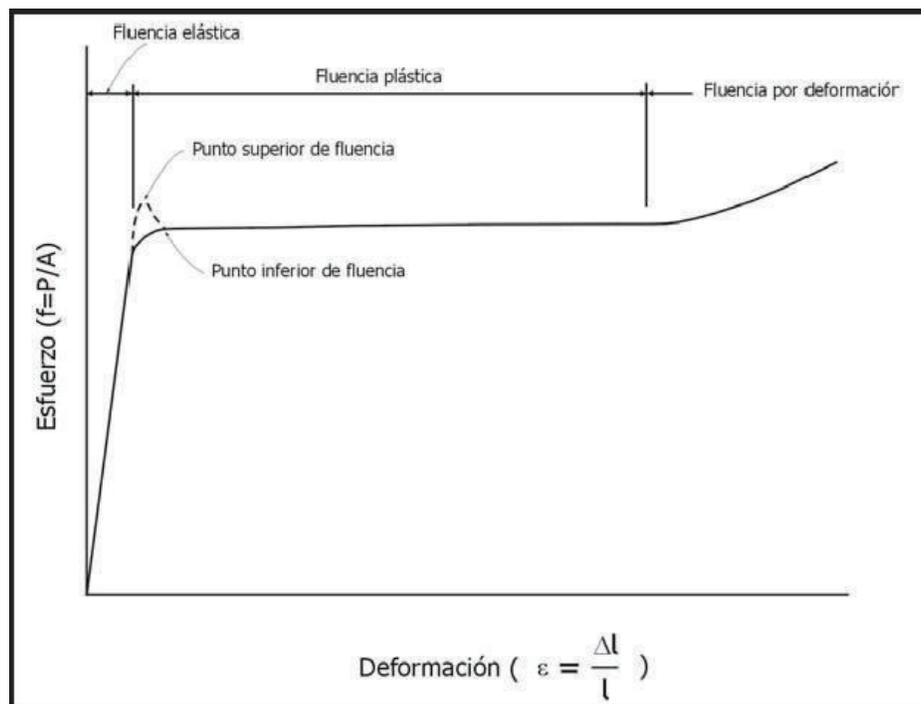
- Esfuerzo de Fluencia (F_y)
- La resistencia última (F_u)
- El módulo de elasticidad (E) : 29000 [ksi] = 2043000 [kg/cm²]
- Relación de Poison : 0.30
- El módulo de elasticidad por corte (G) : 11200 [ksi] = 789100 [kg/cm²]
- Deformación unitaria en la rotura (δ_u)

1.4.1.2 Diagrama esfuerzo-deformación del acero estructural

El diagrama esfuerzo-deformación del acero estructural representa el comportamiento que este desempeña cuando es sometido a fuerzas externas e internas.

El diagrama que se muestra en la figura 1.1, representa las fuerzas unitarias o esfuerzos unitarios y las deformaciones unitarias del acero estructural.

FIGURA 1.1 DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA DEL ACERO



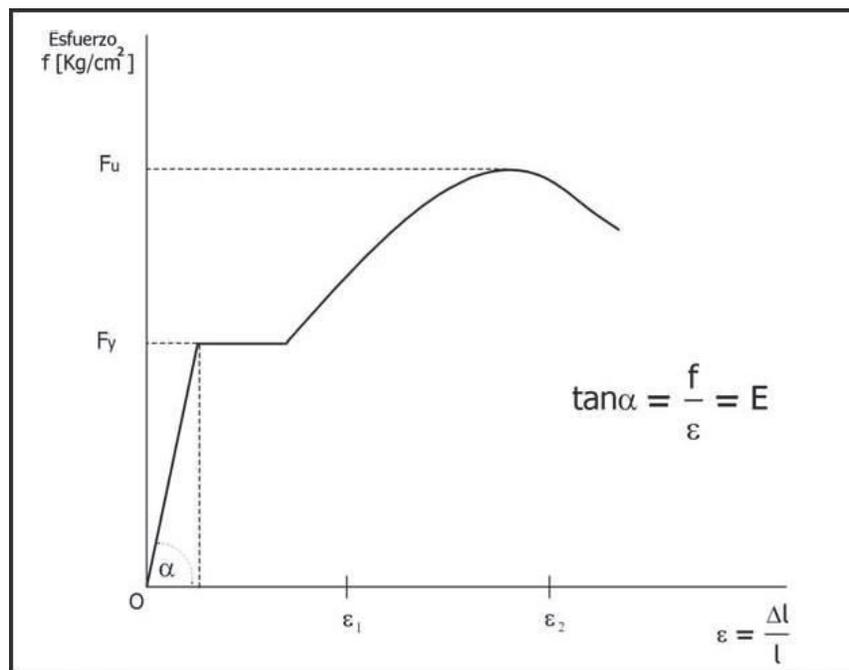
FUENTE: Jack C. McCormac, Diseño De Estructuras De Acero, 1996

El módulo de elasticidad E , es la pendiente de la curva esfuerzo-deformación unitaria en el rango elástico. El esfuerzo de fluencia es el sector donde se presenta un incremento brusco en la deformación sin un incremento correspondiente en el esfuerzo.

La deformación plástica es la deformación que ocurre después del esfuerzo de fluencia y su magnitud es de 10 a 15 veces la deformación elástica¹.

El diagrama que se muestra en la figura 1.2, representa el esfuerzo de fluencia F_y , y la resistencia última F_u , además del módulo de elasticidad E .

FIGURA 1.2 DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA DEL ACERO



FUENTE: Introducción a las Estructuras de Acero. Recuperado de http://es.slideshare.net/victorcarlosvasquezbenavides/introduccionalasestructurasdeacero?next_slideshow=1

1.4.1.3 Ventajas y desventajas del acero como material estructural

Las principales ventajas del acero son:

- Alta resistencia por unidad de peso: el peso propio de las estructuras de acero es mucho menor que la de otros materiales, lo que implica que será poco el peso de las estructuras de acero.

¹, McCormac J y Csernak S, (1996), Diseño De Estructuras De Acero, 5ta Edición.

- Uniformidad: las propiedades del acero no cambian con el tiempo, a diferencia de otros materiales como el hormigón armado.
- Ductilidad: el acero estructural es un material con una gran capacidad de deformación, sin presentar fallas prematuras de tipo frágil.
- Linealidad y elasticidad: el acero es el material que se ajusta de mejor manera al comportamiento de un material elasto-plástico ideal.
- Tenacidad: es la propiedad de un material para absorber grandes cantidades de energía. Los aceros estructurales son tenaces porque poseen resistencia y ductilidad.
- Facilidades constructivas: permiten la prefabricación, la capacidad de laminarse en diferentes tamaños y formas, la rapidez de montaje, la facilidad de realizar conexiones.
- Facilidades de desmontaje y reutilización: se facilita el desmontaje cuando sus conexiones son empernadas, mientras que el acero al ser un material fundible se lo puede reutilizar.

Las principales desventajas del acero son:

- Costo de mantenimiento: la mayoría de los miembros de acero estructural al estar expuestos al aire y agua son susceptibles a la corrosión, por lo que deben pintarse periódicamente.
- Protección contra el Fuego: la resistencia de los miembros de acero se reduce considerablemente cuando están expuestos al fuego. Además deben aislarse para reducir su alta conductividad de calor.
- Susceptibilidad al Pandeo: cuando la esbeltez de los miembros a compresión es mayor, son más propensos a sufrir pandeo.

1.4.1.4 Acero ASTM (Sociedad Estadounidense Para Pruebas y Materiales) A36

En el presente proyecto para la conformación de las columnas, el acero estructural utilizado es el A36 que es la designación de la Sociedad Estadounidense para Pruebas y Materiales (ASTM).

El acero ASTM A36 es el tipo de aleación más común, se usa en la mayoría de componentes de la construcción, como son columnas, vigas, láminas, tubos y otro tipo de elementos estructurales. Este proporciona un esfuerzo de fluencia mínimo de $F_y = 36$ [klb/pulg²=ksi].

El acero ASTM A36 presenta las siguientes características químicas y mecánicas:

CUADRO 1.1 NORMA ASTM PARA ACERO A36 (PROPIEDADES QUÍMICAS)

Carbono (C)	0.26% máx.
Manganeso (Mn)	No hay requisito
Fósforo (P)	0.04% máx.
Azufre (S)	0.05% máx.
Silicio (Si)	0.40% máx.
*Cobre (Cu)	0.20% mín.

*Cuando se especifique

FUENTE: NORMA ASTM ACERO A36

ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

CUADRO 1.2 NORMA ASTM PARA ACERO A36 (PROPIEDADES MECÁNICAS)

Límite de fluencia mínimo		Resistencia a la Tracción			
[Mpa]	[Psi]	[Psi]		[Mpa]	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
250	36000	58000	80000	400	550

FUENTE: NORMA ASTM ACERO A36

ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

1.4.1.5 Tipo de miembros estructurales de acero

- **Perfiles Laminados**

Los perfiles laminados se obtienen a partir de un proceso de laminación en caliente de los lingotes de acero, para posteriormente darle la forma deseada. Son secciones que se caracterizan por su uniformidad estructural, ya que no poseen soldaduras ni costuras, y además tienen un bajo nivel de acumulación

de tensiones residuales localizadas, que evitan que se disminuya la vida útil de la sección, ni se acelere el proceso de corrosión.

FOTOGRAFÍA 1.1 PERFILES LAMINADOS



FUENTE: Catálogo DIPAC MANTA

- **Perfiles Conformados en Frio**

Los perfiles conformados en frio se logran por la conformación de planchas planas, en un proceso que se realiza mediante el doblado de las mismas con equipos sencillos de doblado en frio, la forma depende de las especificaciones del diseño. Se caracterizan por ser más livianas que las secciones laminadas.

FOTOGRAFÍA 1.2 PERFILES CONFORMADOS EN FRÍO



FUENTE: Catálogo DIPAC MANTA

- **Perfiles Soldados**

Los perfiles soldados son aquellos que se forman mediante planchas planas de acero que son sometidas a corte, armado y soldadura. Este tipo de conformación, permite obtener variedad de formas geométricas y espesores de perfiles.

FOTOGRAFÍA 1.3 PERFILES SOLDADOS



FUENTE: Tesis Chávez J, EPN, 2014

1.4.2 HORMIGÓN

El Hormigón es un material semejante a la piedra que se obtiene mediante una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena y grava u otro agregado, y agua; después, esta mezcla se endurece en formaletas con la forma y dimensiones deseadas. El cuerpo del material consiste en agregado fino y grueso. El cemento y el agua interactúan químicamente para disminuir las partículas de agregado y conforman una masa sólida².

1.4.2.1 Composición del hormigón

- **Cemento**

Es un material obtenido a través de una mezcla de caliza y arcilla calcinada, que

², Arthur H. Nilson, Diseño de Estructuras de Concreto, 2001

tiene propiedades de adhesión y cohesión. Para la elaboración del hormigón utilizado en la construcción se dispone generalmente de los cementos hidráulicos, los mismos que al mezclarse con el agua, realizan un proceso químico de hidratación mediante el cual el cemento fragua y se endurece, convirtiéndose en una masa sólida semejante a la de una piedra.

- **Agregados**

Generalmente los agregados ocupan aproximadamente el 70 y 75 por ciento del volumen del hormigón. El resto está constituido por el cemento endurecido, agua sobrante y vacíos de aire. Estos dos últimos no aportan resistencia al hormigón. Es muy importante la gradación del tamaño de las partículas del agregado, así como también que esté libre de impurezas como arcillas, limos o material orgánico, con el objetivo de que el hormigón tenga una mayor resistencia.

- **Agua**

El agua sirve para la hidratación del hormigón, además es utilizada para humedecer la superficie de los agregados. Mientras más agua se adhiera a la mezcla, la plasticidad y fluidez de la misma aumenta, sin embargo su resistencia disminuye, esto a causa de que se generan mayor cantidad de vacíos. Es por esto que la relación agua-cemento es el factor principal que define la resistencia del hormigón. Entonces para una relación agua-cemento dada se toma una mínima cantidad de cemento que nos garantice la manejabilidad deseada.

- **Aditivos**

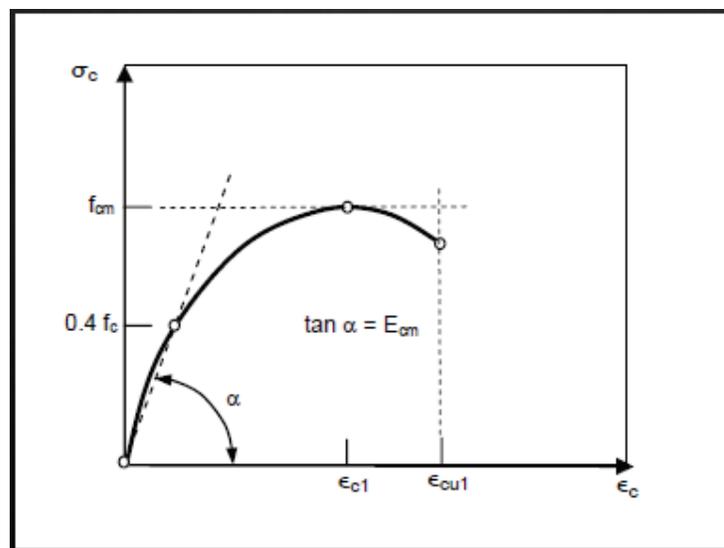
El uso de aditivos en la mezcla del hormigón, sirven para mejorar las características del mismo. Los hay para acelerar o retardar el fraguado y el endurecimiento del hormigón, así también para disminuir la permeabilidad, aumentar su resistencia y su manejabilidad, entre otros. Estos aditivos químicos deben cumplir la norma ASTM C494 "Estándar Specification for Chemical Admixtures for Concrete".

1.4.2.2 Resistencia a la compresión del hormigón

La relación esfuerzo-deformación de un material, es el dato principal que se necesita saber, para entender el comportamiento de una estructura sujeta a cargas de diseño. Debido a que el hormigón es principalmente utilizado a compresión, es de gran interés analizar la curva esfuerzo-deformación unitaria a la compresión.

La resistencia a la compresión de un material se define como la capacidad que tiene un material para resistir una carga por unidad de área, y esta se define en términos de esfuerzo, y medido en unidades de $[\text{Kg}/\text{cm}^2]$.

FIGURA 1.3: CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN



FUENTE: Hernández - Gil, Hormigón Armado y Pretensado, 2007

1.4.3 SOLDADURA

La soldadura es el proceso en el que se unen dos piezas por medio de un material (metal o plástico) que se funde, y forma un enlace entre las piezas a soldar. Formando así una sola pieza con una unión fija.

La soldadura a utilizar para la unión de los perfiles, para formar las columnas tubulares que se van a ensayar en el presente proyecto es:

- AWS: E-6011/ E-4311: es un electrodo que posee un revestimiento de tipo celulósico diseñado para ser usado con corriente alterna, pero también se puede usar con corriente continua. Su rápida solidificación del metal depositado facilita la soldadura en posición vertical y sobrecabeza. Este tipo de electrodo es apto para ser utilizado en las aplicaciones de soldadura de en acero dulce como cañerías de oleoductos, reparaciones generales, estructuras, planchas galvanizadas³.

En el cuadro 1.3 se tiene una ficha técnica de este tipo de electrodo.

CUADRO 1.3: FICHA TÉCNICA DEL ELECTRODO E-6011 / E-4311

Composición química (típica) del metal depositado:				
C 0,11%; Mn 0,41%; Si 0,23%; P 0,010%; S 0,017%				
Características típicas del metal depositado (según norma AWS: A5.1/A5.1M-04):				
Resultados de pruebas de tracción con probetas de metal de aporte		Requerimientos	Energía Absorbida Ch-v	Requerimientos
Resistencia a la tracción	: 495 MPa	430 MPa	34J a -30°C	27J a -30°C
Límite de fluencia	: 424 MPa	330 MPa		
Alargamiento en 50 mm	: 27%	22%		
Amperajes recomendados:				
Diámetro mm	Longitud mm	Amperaje		Electrodos x kg aprox.
		mín.	máx.	
2,4	300	50	90	74
3,2	350	80	120	34
4,0	350	120	160	24
4,8	350	160	220	17

FUENTE: Catálogo INDURA 6011

1.5 ELEMENTOS COMPUESTOS

En el ámbito de la ingeniería civil, el término “construcción compuesta” se aplica, en general, para indicar el uso de dos o más materiales distintos, los cuales se

³, Catálogo INDURA 6011

combinan de manera tal que el material resultante presenta un mejor comportamiento que el de los componentes individuales. Sin embargo, el mismo término se usa frecuentemente para el caso particular de miembros construidos con acero estructural y hormigón⁴.

1.5.1 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS ELEMENTOS COMPUESTOS

Las principales ventajas son:

- Un mejor costo – beneficio
- Mayor eficiencia en el montaje y construcción
- Optimización de los materiales
- Aumento en la resistencia contra el fuego y la corrosión
- Mejor confinamiento del hormigón
- Mayor resistencia al pandeo local

Las principales desventajas son:

- Falta de información o normas integrales para el diseño de sistemas o elementos compuestos.
- Mayor complejidad en la determinación de desplazamientos y rigidez del sistema.
- Debe existir una mayor coordinación con los proveedores de los materiales tanto del acero como del hormigón.

1.5.2 TIPOS DE ELEMENTOS COMPUESTOS

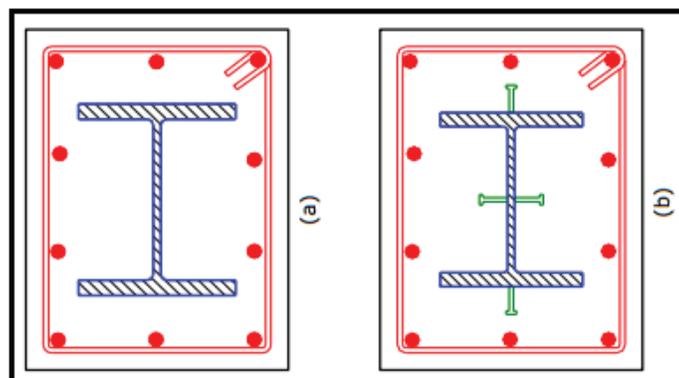
Los elementos compuestos tienen como componentes diferentes tipos de miembros estructurales de acero, como son los perfiles laminados, tubos o elementos armados, placas colaborantes (deck), etc.; A los que se los junta con el hormigón para así formar los elementos compuestos.

⁴, Crisafulli F, Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero (3ra Edición), 2013

Los principales tipos de elementos compuestos son⁵:

- Miembros compuestos embebidos: son aquellos en que uno o más perfiles de acero se rodean de hormigón armado. El hormigón armado brinda resistencia al fuego además de su función estructural. Se emplean principalmente para columnas, pero pueden usarse también para vigas y muros.

FIGURA 1.4 MIEMBROS COMPUESTOS EMBEBIDOS

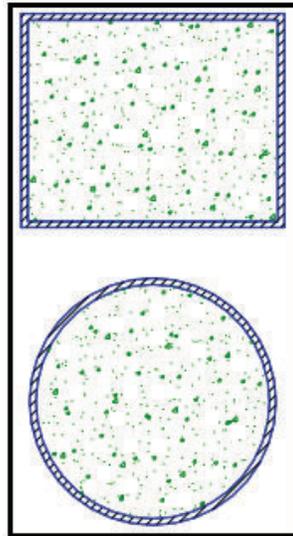


EJEMPLOS DE MIEMBROS COMPUESTOS EMBEBIDOS, (A) SIN CONECTORES Y (B) CON CONECTORES SOLDADOS AL PERFIL.

FUENTE: Crisafulli F, Diseño Sismorresistente De Construcciones De Acero (3ra Edición), 2013

- Miembros compuestos rellenos: estos miembros se forman por un elemento tubular de acero que se rellena de hormigón. Se usan generalmente para columnas, con el objeto de aprovechar el confinamiento del hormigón, además que se reduce el efecto del pandeo local en las paredes del tubo.

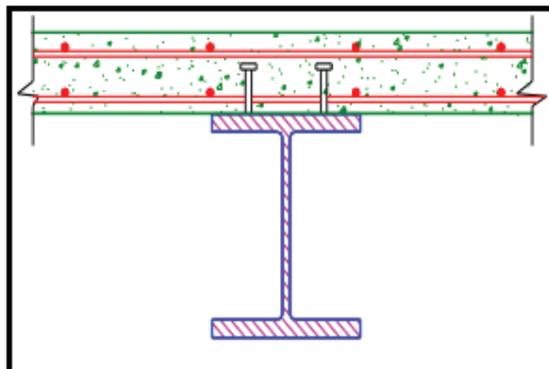
⁵, Crisafulli F, Diseño Sismorresistente De Construcciones De Acero (3ra Edición), 2013

FIGURA 1.5 MIEMBROS COMPUESTOS RELLENOS

EJEMPLOS TÍPICOS DE MIEMBROS COMPUESTOS RELLENOS

FUENTE: Crisafulli F, Diseño Sismorresistente De Construcciones De Acero (3ra Edición), 2013

- Vigas compuestas con conectores de corte: son miembros que resultan de la combinación de una viga de acero y de una losa de hormigón. La acción compuesta entre ambas se logra mediante pernos soldados al ala superior de la viga de acero, llamados conectores de corte.

FIGURA 1.6 VIGAS COMPUESTAS CON CONECTORES DE CORTE

FUENTE: Crisafulli F, Diseño Sismorresistente De Construcciones De Acero (3ra Edición), 2013

- Losas compuestas: están conformadas por una placa colaborante de acero (deck) a la cual se le vierte encima una capa de hormigón de espesor variable. Está placa colaborante presenta en su superficie unas muescas o indentaciones, que sirven para transmitir esfuerzos restantes entre el hormigón y el acero.

FOTOGRAFÍA 1.4 LOSAS COMPUESTAS



FUENTE: Tesis Chávez J, EPN, 2014

1.6 PANDEO LOCAL

El pandeo local de un miembro comprimido o flexocomprimido se presenta cuando la esbeltez de uno o más de sus elementos exceden ciertos límites preestablecidos. La magnitud de la carga crítica por pandeo local, viene dada por las expresiones de la fórmula de Leonhard Euler. La carga crítica de Euler depende de la longitud del elemento, su módulo de elasticidad, la inercia mínima de la sección transversal y de las condiciones de apoyo en los extremos.

$$N_C = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{min}}{L_k^2} \quad (1.1)$$

$$L_k = \beta L \quad (1.2)$$

Donde: β = Es el factor de longitud efectiva

L = Es la longitud no arriostrada del elemento

I_{min} = Inercia mínima de la sección transversal del elemento

E = Módulo de elasticidad del acero

1.7 DUCTILIDAD

La ductilidad es la capacidad que tiene un material para deformarse cuando se le aplica una carga, sin romperse. El acero estructural es un material dúctil es decir que resiste grandes deformaciones antes de su ruptura, a diferencia del Hormigón que es un material frágil, es decir que al llegar a su esfuerzo máximo falla súbitamente. Los miembros estructurales se clasifican de acuerdo a la ductilidad que poseen en: altamente dúctiles, moderadamente dúctiles y de baja ductilidad. En el Anexo N°6 se adjuntan las tablas de la determinación de la ductilidad de las secciones huecas y rellenas de hormigón según el Código ANSI/AISC 341-2010 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings), que se lo complementa con el Eurocódigo 3. En el Cuadro 1.4 se puede observar la clasificación de la ductilidad teórica para la deformación vertical, que nos da el Eurocódigo para las Estructuras

CUADRO 1.4 DESING CONCEPTS, DUCTILITY CLASSES AND REFERENCE VALUES OF THE BEHAVIOUR FACTOR Q

Desing Concepts for Structural Behaviour	Ductility Class	Reference Behaviour factor "q"	Required cross-sectional class for dissipative elements
Non Dissipative	DCL or Low Ductility	$q \leq 1.5$	No requirement
Non Dissipative	DCL or Low Ductility	$1.5 < q \leq 2$	Class 1,2 or 3
Dissipative	DCM or Medium Ductility	$2 < q \leq 4$	Class 1 or 2
Dissipative	DCL or High Ductility	$q > 4$	Class 1

FUENTE: Tipos de conceptos de diseño Sismorresistente. Earthquake Long Resistant Steel. ARCELOT MITTEL, FSC. Eur-Cod-051203

ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En el Cuadro 1.5 se puede observar la clasificación de la ductilidad teórica para la deformación horizontal.

CUADRO 1.5 U.S. AND EUROPEAN DUCTILITY CLASSES FOR MOMENT RESISTING FRAMES

MRF Ductility Classes	Country	Designation Of Moment Frame	Force Reduction Factor R (US) Behaviour Factor (EU)	Req. Plastic Rotation Capacity mrad*	Capacity Design of Connections
Low Ductility	U.S.	OMF Ordinary Moment Frame	3,5	-----	Yes
	Europe	DCL Ductility Class Low	1.5-2.0**	-----	No
Medium Ductility	U.S.	IMF Intermediate Moment Frame	4,5	20	Yes
	Europe	DCM Ductility Class Medium	4	25	Yes
High Ductility	U.S.	SMF Special Moment Frame	8	40	Yes
	Europe	DCH Ductility Class High	6	35	Yes

FUENTE: Tipos de conceptos de diseño Sismorresistente. Earthquake Long Resistent Steel. ARCELOT MITTEL, FSC. Eur-Cod-051203

ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

1.8 EQUIPOS DE LABORATORIO

Para este estudio experimental las variables que deseamos encontrar serán la carga crítica a la que fallen por pandeo local las probetas. Este ensayo se va a llevar a cabo en El Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional, el mismo que se provee de todos los equipos necesarios para lograrlo.

Los principales equipos a utilizar son:

- El Gato Hidráulico: El mismo que nos servirá para aplicar la carga a los elementos con una capacidad de carga de hasta 100 toneladas.
- Placas de apoyo y sujeción: Estas placas servirán para alinear las columnas a la celda de carga, disminuyendo la excentricidad y distribuyendo de una mejor manera la carga hacia las probetas.
- Perfiles Guía: Como el nombre lo indica, estos perfiles colocados transversalmente servirán de guía en la colocación de las columnas, y además actuarán como una banda de seguridad en caso de que en el ensayo las probetas se salgan del plano de carga.
- Strain Gages (SG) o Galgas Extensométricas (GE): Son dispositivos de alta precisión que dan como dato las deformaciones unitarias producidas en el lugar donde son adheridos. No son más que resistencias eléctricas, cuya resistencia va variando a medida que en el punto se van produciendo las deformaciones. Las deformaciones unitarias son leídas a través de estas variaciones de resistencia en los SG, y con esa referencia y la ayuda de la Ley de Hooke, las deformaciones se transforman en esfuerzos.

Para proceder al uso de los SG es necesario tener en cuenta la magnitud de las deformaciones que se espera obtener, además del voltaje que se va a usar, la superficie donde se va a conectar y las condiciones ambientales, en especial la temperatura. Todo esto debido a que existe una extensa gama de SG y su elección dependerá de los factores antes mencionados.

Hay que tener en cuenta que el límite del uso de los SG es el rango elástico, ya que las resistencias del mismo obedecen a una ecuación lineal.

Estos dispositivos son muy sensibles y delicados por lo que su manipulación debe ser muy cuidadosa. Además la superficie donde van a ser colocados debe ser totalmente lisa, de lo contrario los resultados podrían no ser fiables. Por esta razón, a pesar de la precisión y correcta manipulación de los SG,

todos los valores deben ser evaluados con mesura y dependerá de la experticia del usuario en tomar los valores correctos.

1.9 CÓDIGOS DE REFERENCIA

En el cálculo de secciones laminadas en frío es necesario el uso del código AISI-S100-2007 que hace referencia exclusivamente al diseño de este tipo de secciones.

Para el diseño de secciones tubulares rellenas formadas por perfiles de acero estructural armado, y hormigón actuando en conjunto, se usa la norma ANSI/AISC 360-2010, especificadas en el capítulo I, El Eurocódigo 4 (EC4), La Norma Brasileña NBR 8800:2008 y La Norma Australiana AS5100 : 2004

Además tomamos como referencia las normas Eurocódigo 3 (EC3), el Eurocódigo 8 (EC8) y el Código ANSI/AISC 341-2010 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings) para el análisis de la ductilidad de las probetas.

CAPÍTULO 2

ANÁLISIS DE LOS MODELOS MATEMÁTICOS

2.1 GENERALIDADES DEL DISEÑO

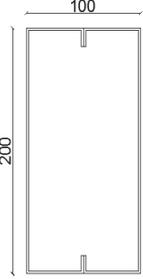
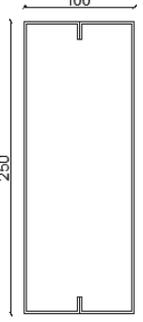
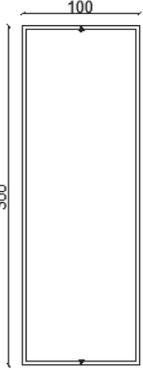
Las probetas han sido armadas y diseñadas con respecto a situaciones reales de la ingeniería civil, sus dimensiones, materiales y especificaciones son comúnmente utilizados dentro de la industria de la construcción en el Ecuador. Además estas probetas se adaptan a la capacidad y disponibilidad que los equipos de laboratorio pueden brindar.

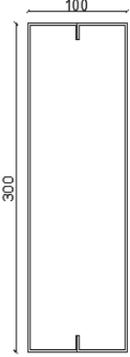
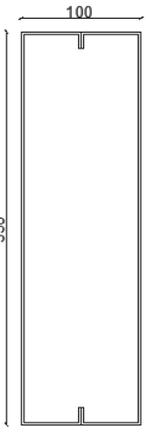
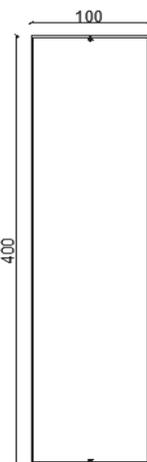
Las probetas a ensayar han sido formadas por perfiles estructurales soldados (perfiles C y perfiles G), obteniendo 7 tipos de secciones de diferentes dimensiones. Se han armado 2 tipos de probetas por cada sección, la mitad de ellas son secciones huecas y la otra mitad son secciones rellenas de hormigón, obteniendo así un total de 14 probetas a ensayar.

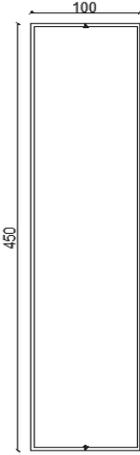
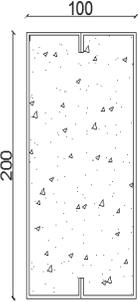
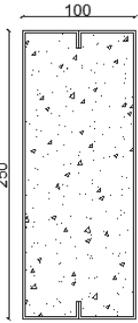
Cabe recalcar que los ensayos e investigación en las secciones huecas no son el fin de este proyecto, pero sus resultados serán de gran importancia para realizar comparaciones con las secciones rellenas de hormigón.

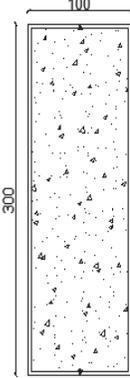
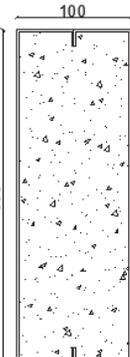
En el Cuadro 2.1 se puede observar detalladamente la cantidad, tipos, secciones, dimensiones y materiales utilizados para formar las 14 probetas.

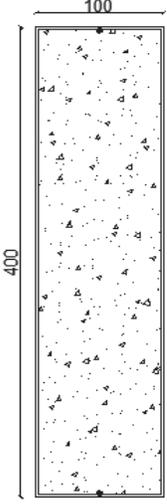
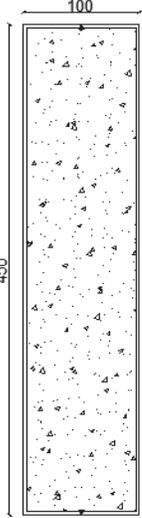
CUADRO 2.1 TIPOS DE PROBETAS PARA EL ENSAYO

N°	Tipo de Probeta	Perfiles	Cantidad	Especificaciones
1		2G 200X50X15X2	1	Columna rectangular hueca conformada por dos perfiles tipo G soldados.
2		2G 250X50X15X2	1	Columna rectangular hueca conformada por dos perfiles tipo G soldados.
3		2C 300X50X3	1	Columna rectangular hueca conformada por dos perfiles tipo C soldados.

4		<p>2G 300X50X15X2</p>	1	<p>Columna rectangular hueca conformada por dos perfiles tipo G soldados.</p>
5		<p>2G 350X50X15X2</p>	1	<p>Columna rectangular hueca conformada por dos perfiles tipo G soldados.</p>
6		<p>2C 400X50X2</p>	1	<p>Columna rectangular hueca conformada por dos perfiles tipo C soldados.</p>

7		2C 450X50X3	1	Columna rectangular hueca conformada por dos perfiles tipo C soldados.
8		2G 200X50X15X2	1	Columna rectangular compuesta conformada por dos perfiles tipo G soldados y rellena de hormigón $f'c=210\text{kg/cm}^2$.
9		2G 250X50X15X2	1	Columna rectangular compuesta conformada por dos perfiles tipo G soldados y rellena de hormigón $f'c=210\text{kg/cm}^2$.

10		2C 300X50X3	1	<p>Columna rectangular compuesta conformada por dos perfiles tipo C soldados y rellena de hormigón $f'c=210\text{kg/cm}^2$.</p>
11		2G 300X50X15X2	1	<p>Columna rectangular compuesta conformada por dos perfiles tipo G soldados y rellena de hormigón $f'c=210\text{kg/cm}^2$.</p>
12		2G 350X50X15X2	1	<p>Columna rectangular compuesta conformada por dos perfiles tipo G soldados y rellena de hormigón $f'c=210\text{kg/cm}^2$.</p>

13		2C 400X50X2	1	Columna rectangular compuesta conformada por dos perfiles tipo C soldados y rellena de hormigón $f'c=210\text{kg/cm}^2$.
14		2C 450X50X3	1	Columna rectangular compuesta conformada por dos perfiles tipo C soldados y rellena de hormigón $f'c=210\text{kg/cm}^2$.

FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

2.1.1 COLUMNAS CARGADAS AXIALMENTE

Las columnas cargadas axialmente en compresión (ya sea concéntrica o excéntrica) se comportarán de dos maneras distintas. Columnas con una pequeña relación $L/D < 12$ (columnas cortas) se rigen por la fuerza de la sección transversal. Estos tipos de columnas alcanzan su máxima capacidad cuando tanto el acero y el

hormigón alcanzan su punto límite de resistencia, es decir, fluencia del acero y aplastamiento del hormigón. Una carga excéntrica tendrá poco efecto en este tipo de columna.

Donde:

L= longitud del elemento

D= la mayor dimensión transversal en tubos rectangulares

El segundo tipo de comportamiento se refiere a columnas con una mayor relación $L/D > 12$ (delgadas) columnas intermedias o largas. Estas columnas se rigen por estabilidad y pueden fallar por pandeo elástico o inelástico en la columna. Una carga aplicada excéntricamente tenderá a causar pandeo antes de una carga igual aplicada concéntricamente (concéntrica también implica que la columna es perfectamente recta). Columnas rectas con carga axial puramente concéntrica rara vez, o nunca, existen en la práctica⁶.

2.2 DISEÑO DE COLUMNAS TUBULARES HUECAS

2.2.1 DISEÑO DE COLUMNAS TUBULARES HUECAS, SUJETAS A CARGA AXIAL SEGÚN EL CODIGO AISI-S100-07

Para el diseño a compresión en columnas conformadas por perfiles de lámina delgada doblados en frío y unidos mediante soldadura, es necesario utilizar el código AISI-S100-07. El mismo que castiga la capacidad a compresión de estos elementos, mediante el cálculo de un factor de reducción que afecta directamente en la determinación del área efectiva de la sección transversal del elemento.

⁶, Gourley B, Tort C, Denavit M, Schiller P, Hajjar J, A Synopsis of Studies of the Monotonic And Cyclic Behavior of Concrete-Filled Steel Tube Members, Connections, and Frames, 2008.

2.2.1.1 Procedimiento de diseño con el código AISI S100-07

El procedimiento se basa en hallar el área efectiva de la sección, el mismo que se estipula en el capítulo B2 del código. Así también la esbeltez del elemento juega un papel importante en el cálculo, ya que el código castiga directamente al área efectiva mediante un factor de reducción.

Para hallar la capacidad a la compresión nos basamos en el capítulo C4 del código. De igual forma es necesario hacer el análisis por pandeo local de la sección con la ayuda del Apéndice 1 del código

Entonces:

$$\begin{aligned} \text{Para la compresión} \quad \varphi_c &= 0.85 \text{ (LRFD)} \\ \Omega_c &= 1.80 \text{ (ASD)} \end{aligned}$$

$$P_n = F_n A_e \quad (2.1)$$

Donde: P_n = Es la resistencia de compresión nominal

F_n = Tensión nominal de Pandeo

A_e = Área efectiva del miembro, cm^2 (mm^2)

Cálculo del Pandeo local en las secciones:

Cálculo para secciones C soldadas

Alma

$$w = h - 3t \quad (2.2)$$

$$\lambda_w = \left(\frac{1,052}{\sqrt{k}}\right) \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} \quad (2.3)$$

Dónde: w = Resistencia a la compresión nominal

λ_w = Factor de esbeltez en el alma

t = Espesor del elemento

h = Dimensión Longitudinal del elemento

K = Coeficiente de pandeo de la placa ($k=4$)

E = Modulo de Elasticidad del acero

Ala o Patín

$$w = l - t \quad (2.4)$$

$$\lambda_l = \left(\frac{1,052}{\sqrt{k}}\right) \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{Fn}{E}} \quad (2.5)$$

Dónde: h = Dimensión Longitudinal del elemento

Cálculo para secciones G soldadas

Alma

$$w = h - 3t \quad (2.6)$$

$$\lambda_w = \left(\frac{1,052}{\sqrt{k}}\right) \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{Fn}{E}} \quad (2.3)$$

Ala o Patín

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{Fy}} \quad (2.7)$$

$$w = b - 3t \quad (2.8)$$

Existen tres casos:

$$SI \quad \frac{w}{t} < \frac{s}{3} \quad \text{Caso I}$$

$$SI \quad \frac{s}{3} < \frac{w}{t} < S \quad \text{Caso II (Nuestro caso)}$$

$$SI \quad \frac{w}{t} > S \quad \text{Caso III}$$

En todas las probetas vamos a utilizar el Caso II

$$Ia = 399t^3 \left[\left(\frac{w}{S.t} \right) - 0,33 \right]^3 \quad (2.9)$$

$$Is = \frac{d^3 t \text{sen}^2 \theta}{12} \quad (2.10)$$

$$C2 = \frac{Is}{Ia} < 1 \quad (2.11)$$

$$a) \text{ Si } 0,8 > \frac{D}{w} > 0,25$$

$$k = \left((4,82 - 5D/w) (Is/Ia)^{0,5} + 0,43 \right) < \left(5,25 - \frac{5D}{w} \right) \quad (2.12)$$

$$b) \text{ Si } \frac{D}{w} < 0,25$$

$$k = \left(3,57 \left(\frac{Is}{Ia} \right)^{0,5} + 0,43 \right) < 4 \quad (2.13)$$

$$\lambda_p = \left(\frac{1,052}{\sqrt{k}} \right) \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{Fn}{E}} \quad (2.5)$$

Pestaña

$$w = l - t \quad (2.4)$$

$$\lambda_l = \left(\frac{1,052}{\sqrt{k}} \right) \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{Fn}{E}} \quad (2.5)$$

k = Tiene el valor 0.425 para elementos no atiesados.

Cálculo del Ancho Efectivo:

$$[be = w] \text{ Cuando } [\lambda \leq 0,673]$$

$$[be = \rho w] \text{ Cuando } [\lambda > 0,673]$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} \quad (2.14)$$

Dónde: W = Ancho

b_e = Es el ancho efectivo

λ = Factor de esbeltez, cm^2 (mm^2)

Cálculo del factor de reducción local:

$$\rho = \frac{(1 - \frac{0,22}{\lambda})}{\lambda} \quad (2.15)$$

Dónde: ρ = Es el factor de reducción local

Cálculo del factor de esbeltez:

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} \quad (2.14)$$

Para miembros en compresión $f = F_n$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12 (1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w} \right)^2 \quad (2.16)$$

Dónde: t = Espesor de elementos atiesados uniformemente comprimidos

μ = Poisson's ratio del Acero

F_{cr} = Tensión crítica de pandeo elástico.

Cálculo de F_n :

(a) Cuando $\lambda_c \leq 1.50$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (2.17)$$

$$F_n = [0.658^{\lambda_c^2}] F_y \quad (2.18)$$

(b) Cuando $\lambda_c > 1.50$

$$F_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (2.19)$$

Dónde: F_e = Mínimo valor de pandeo elástico determinado en C4.1.1- C4.1.5

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero

Cálculo de F_e :

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \right] \quad (2.20)$$

Dónde: K = Factor de Longitud Efectiva

L = Longitud transversal del miembro lateral

r = Radio de giro de la sección transversal no reducida alrededor del eje de pandeo

Cálculo de P_n :

$$P_n = F_n * A_e \quad (2.1)$$

$$P_a = \phi_c * P_n \text{ (LRFD)} \quad (2.21)$$

$$P_a = \frac{P_n}{\Omega_c} \text{ (ASD)} \quad (2.22)$$

Dónde: P_n = Resistencia a la compresión nominal

2.2.1.2 Diseño de una probeta de sección tubular hueca.

- Columna Tubular hueca 2G 200x50x15x2

CUADRO 2.2 PROPIEDADES DE LA SECCION 2G 200X50X15X2

PROPIEDADES GEOMETRICAS	
h [cm]=	20
b [cm]=	10
t [cm]=	0.2
PROPIEDADES MECANICAS	
fy [kg/cm ²]=	2400
E [kg/cm ²]=	2070000
G [kg/cm ²]=	789100
μ =	0.3
A [cm]=	11.84
W (Kg/m)=	9.2944
Ixx (cm ⁴)=	643
Iyy (cm ⁴)=	222
J (cm ⁴)=	509
Cw=	0
rx (cm)=	7.37
ry (cm)=	4.33
rt (cm)=	6.56
ro (cm)=	8.55

A partir de los datos del Cuadro 2.2, realizamos el procedimiento de diseño.

Alma

$$w = h - 3t \quad (2.2)$$

$$w = 20 - 3(0.2)$$

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

$$\lambda_w = \left(\frac{1,052}{\sqrt{k}}\right) \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{Fn}{E}} \quad (2.3)$$

$$\lambda_w = \left(\frac{1,052}{\sqrt{4}}\right)\left(\frac{19,40}{0,2}\right)\sqrt{\frac{1887,26}{2070000}}$$

$$\lambda_w = 1.541$$

$$\lambda_w > 0.673 \text{ (Pandeo Local en el Alma)}$$

Ala o Patín

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.7)$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{2070000}{2400}}$$

$$S = 37.59$$

$$w = b - 3t \quad (2.8)$$

$$w = \frac{10}{2} - 2 * 0.2$$

$$w = 4.60 \text{ cm}$$

$$SI \quad \frac{s}{3} < \frac{w}{t} < S \text{ Caso II}$$

$$Ia = 399t^3 \left[\left(\frac{w}{S.t} \right) - 0,33 \right]^3 \quad (2.9)$$

$$Ia = 399 * 0,2^3 \left[\left(\frac{4,60}{37,59 * 0,2} \right) - 0,33 \right]^3$$

$$Ia = 0.0143$$

$$I_s = \frac{d^3 t \text{ Sen}^2 \theta}{12} \quad (2.10)$$

$$I_s = \frac{(1,5 - 0,2)^3}{12}$$

$$I_s = 0.0367$$

$$C2 = \frac{I_s}{Ia} < 1 \quad (2.11)$$

$$C2 = 1$$

$$0,8 > \frac{D}{w} > 0,25$$

$$\frac{D}{w} = 0,33$$

$$k = ((4,82 - 5D/w) * (I_s/I_a)^{0,5} + 0,43) < (5,25 - \frac{5D}{w}) \quad (2.12)$$

$$k = ((4,82 - 5 * 0,33) * (1)^{0,5} + 0,43)$$

$$k = 3,62$$

$$\lambda_p = \left(\frac{1,052}{\sqrt{k}}\right) \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{Fn}{E}} \quad (2.5)$$

$$\lambda_p = \left(\frac{1,052}{\sqrt{3,62}}\right) \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{1887,26}{2070000}}$$

$$\lambda_p = 0,384$$

$$\lambda_p < 0,673 \text{ (No hay Pandeo Local en el patín)}$$

Pestaña

$$w = l - t \quad (2.4)$$

$$w = 1,5 - 0,2$$

$$w = 1,3 \text{ cm}$$

$$\lambda_l = \left(\frac{1,052}{\sqrt{k}}\right) \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{Fn}{E}} \quad (2.5)$$

$$\lambda_l = \left(\frac{1,052}{\sqrt{0,425}}\right) \left(\frac{4,6}{0,2}\right) \sqrt{\frac{1924,24}{2070000}}$$

$$\lambda_l = 0,317$$

$$\lambda_l < 0,673 \text{ (No hay Pandeo Local en la Pestaña)}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} \quad (2.14)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{1924.24}{748.35}}$$

$$\lambda = 1.588$$

[$be = \rho w$] Cuando [$\lambda > 0,673$]

$$\rho = \frac{(1 - \frac{0,22}{\lambda})}{\lambda} \quad (2.15)$$

$$\rho = \frac{(1 - \frac{0,22}{1,604})}{1,604}$$

$$\rho = 0.542$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12 (1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2 \quad (2.16)$$

$$F_{cr} = 4 * \frac{\pi^2 2070000}{12 (1 - 0.3^2)} \left(\frac{0.2}{20}\right)^2$$

$$F_{cr} = 748.35 \text{ Ton}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (2.17)$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{2400}{4179.49}}$$

$$\lambda_c = 0.758$$

$$F_n = [0.658^{\lambda_c^2}] F_y \quad (2.18)$$

$$F_n = [0.658^{0.758^2}] * 2400$$

$$F_n = 1887.26 \text{ Ton}$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \right] \quad (2.20)$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 * 2070000}{\left(\frac{4 * 290}{4.33} \right)^2} \right]$$

$$F_e = 4179.49 \text{ Ton}$$

$$P_n = F_n * A_e \quad (2.1)$$

$$P_n = 1887.26 * 8.78$$

$$P_n = 16.57 \text{ Ton}$$

$$P_a = \varphi_c * P_n \text{ (LRFD)} \quad (2.21)$$

$$P_a = 0.85 * 16.57$$

$$P_a = 14.08 \text{ Ton (LRFD)}$$

$$P_a = \frac{P_n}{\Omega_c} \text{ (ASD)} \quad (2.22)$$

$$P_a = 16.57 / 1.80$$

$$P_a = 9.21 \text{ Ton (ASD)}$$

2.2.2 DISEÑO DE COLUMNAS TUBULARES HUECAS, SUJETAS A CARGA AXIAL SEGÚN EL CODIGO AISC 360-2010

Cabe recalcar que este procedimiento no es el apropiado para el tipo de columnas estipuladas en este proyecto de tesis, ya que las mismas son armadas mediante perfiles de lámina delgada conformados en frío, pero se lo toma como una referencia para posteriores comparaciones.

Para el diseño de este tipo de secciones se ha basado en las normas de diseño del código AISC 360-10, del capítulo E, "Diseño de Miembros en Compresión". Específicamente en el diseño de miembros con elementos esbeltos.

La clasificación de secciones se determina debido al pandeo local, teniendo en cuenta que este tipo de elementos se consideran atiesados para la compresión, las

mismas se pueden clasificar en secciones esbeltas o secciones no esbeltas. Para elementos con una sección no esbelta, la razón de su ancho-espesor (b/t), del elemento comprimido no puede exceder de los valores λr , del Cuadro 2.2. Pero si la razón ancho-espesor del elemento a compresión excede el valor λr , la sección se considera esbelta.

CUADRO 2.3 RAZONES ANCHO-ESPESOR, PARA EL PANDEO LOCAL

Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresion. Miembros Sujetos a Compresion Axial				
	Descripcion del Elemento	Razon Ancho-Espesor	Razon Limite Ancho-Espesor λt (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
E l e m e n t o s A t i e s a d o s	Paredes de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajon de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Secciones tubulares (HSS) redondas	D/t	$\frac{0.11E}{F_y}$	

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

2.2.2.1 Procedimiento de diseño con el código AISC 360-10

Las columnas tubulares huecas son miembros atiesados, como se observa en el cuadro 2.3. Es por esta razón se considera el diseño para la segunda parte del capítulo E.7 que trata elementos atiesados.

Entonces:

Para la compresión $\phi_c = 0.90$ (LRFD)

$\Omega_c = 1.67$ (ASD)

$$P_a = \phi_c * P_n \text{ (LRFD)} \quad (2.21)$$

$$P_a = \frac{P_n}{\Omega_c} \text{ (ASD)} \quad (2.22)$$

Tenemos que:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (2.23)$$

Donde: P_n = Es la resistencia de compresión nominal

F_{cr} = Tensión crítica de Pandeo Elástico

A_g = Área seccional total del miembro, cm^2 (mm^2)

$$(a) \quad \text{Cuando} \quad \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q F_y}} \text{ (o } \frac{Q F_y}{F_e} \leq 2.25) \quad (2.24)$$

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{Q F_y}{F_e} \right] F_y \quad (2.25)$$

$$(b) \quad \text{Cuando} \quad \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q F_y}} \text{ (o } \frac{Q F_y}{F_e} \geq 2.25) \quad (2.26)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (2.27)$$

$$F_e = \left[\frac{\pi E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (2.28)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (2.29)$$

$$Q = Q_s * Q_a \quad (2.30)$$

$$Q_a = \frac{A_e}{A} \quad (2.31)$$

El ancho efectivo reducido (b_e), se determina de la siguiente manera:

Para elementos esbeltos de tubos cuadrados y rectangulares en compresión uniforme con:

$$\frac{b}{t} \geq 1.40 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (2.32)$$

$$b_e = 1.92 * t * \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.38}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (2.33)$$

Donde: F_e = Tensión de Pandeo elástico

F_{cr} = Tensión crítica de Pandeo Elástico

C_w = Área seccional total del miembro, cm^2 (mm^2)

K = Factor de longitud efectiva

r = Radio de giro de las secciones transversales, con respecto al eje de flexión.

L = Longitud no arriostrada

Q = Factor de reducción neto, que toma en cuenta todos los elementos a compresión.

Q_a = Es el factor de reducción para elementos esbeltos atiesados

Q_s = Es el factor de reducción para elementos esbeltos no atiesados

A_e = Suma de las áreas efectivas de las secciones basadas en el ancho efectivo reducido (b_e) cm^2 (mm^2)

A = Área seccional total del miembro, cm^2 (mm^2)

E = Módulo de elasticidad del acero.

2.2.2.2 Diseño de una probeta de sección tubular hueca.

- Columna Tubular hueca 2G 200x50x15x2

CUADRO 2.4 PROPIEDADES DE LA SECCION 2G 200X50X15X2

PROPIEDADES GEOMETRICAS	
h [cm]=	20
b [cm]=	10
t [cm]=	0.2
PROPIEDADES MECANICAS	
fy [kg/cm ²]=	2400
E [kg/cm ²]=	2043000
G [kg/cm ²]=	789100
A [cm]=	11.84
W (Kg/m)=	9.2944
Ixx (cm ⁴)=	643
Iyy (cm ⁴)=	222
J (cm ⁴)=	509
Cw=	0
rx (cm)=	7.37
ry (cm)=	4.33
rt (cm)=	6.56
ro (cm)=	8.55

A partir de los datos del Cuadro 2.4, realizamos el procedimiento de diseño.

$$\frac{b}{t} \geq 1.40 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (2.32)$$

$$1.4 \sqrt{\frac{E}{f}} = 1.40 \sqrt{\frac{2043000}{2400}}$$

$$1.4 \sqrt{\frac{E}{f}} = 39.78$$

$$\frac{b}{t} = 48.00 \text{ (Patin)}$$

$$\frac{h}{t} = 98.00 \text{ (Alma)}$$

$$\frac{b}{t} \geq 1.40 \sqrt{\frac{E}{f}} \text{ (Calculo de } b_e \text{ y } h_e)$$

$$b_e = 1.92 * t * \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.38}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (2.33)$$

$$b_e = 1.92 * 0.2 * \sqrt{\frac{2043000}{2400}} \left[1 - \frac{0.38}{48.00} \sqrt{\frac{2043000}{2400}} \right] \leq b$$

$$b_e = 8.62 \text{ [cm]} \leq b$$

$$h_e = 1.92 * 0.2 * \sqrt{\frac{2043000}{2400}} \left[1 - \frac{0.38}{98.00} \sqrt{\frac{2043000}{2400}} \right] \leq h$$

$$h_e = 9.94 \text{ [cm]} \leq h$$

$$A_e = A_s - (b - b_e) * 2 * t - (h - h_e) * 2 * t$$

$$A_e = 7.26 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$Q_a = \frac{A_e}{A} \quad (2.31)$$

$$Q_a = \frac{7.26}{11.84} = 0.613$$

$$Q = Q_s * Q_a \quad Q_s = 1 \quad (2.30)$$

$$Q = 0.613$$

$$F_e = \left[\frac{\pi E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (2.28)$$

$$F_e = \left[\frac{\pi * 2043000 * 0}{(1 * 290)^2} + 789100 * 509 \right] \frac{1}{643 + 222}$$

$$F_e = 464354.52 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (2.29)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2043000}{\left(\frac{1 * 2.9}{4.33}\right)^2}$$

$$F_e = 4487.04 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \text{ (mínimo)}$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q F_y}} \text{ (o } \frac{Q F_y}{F_e} \leq 2.25) \quad (2.24)$$

$$\frac{KL}{r} = 67.03$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{Q F_y}} = 4.71 * \sqrt{\frac{2043000}{0.613 * 2400}} = 175.48$$

Entonces:

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{Q F_y}{F_e} \right] F_y \quad (2.25)$$

$$F_{cr} = 0.613 * \left[0.658 \frac{0.613 * 2400}{4487.04} \right] * 2400$$

$$F_{cr} = 1282.98 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (2.23)$$

$$P_n = (1282.98/1000) * 11.84$$

$$P_n = 15.19 \text{ [Ton]}$$

$$P_a = \phi_c * P_n \text{ (LRFD)} \quad (2.21)$$

$$P_a = 0.90 * 15.19 \text{ (LRFD)}$$

$$P_a = 13.67 \text{ [Ton] (LRFD)}$$

$$P_a = P_n / \Omega_c \text{ (ASD)} \quad (2.22)$$

$$P_a = 15.19 / 1.67 \text{ (ASD)}$$

$$P_a = 9.10 \text{ (ASD)}$$

2.3 DISEÑO DE COLUMNAS TUBULARES RELLENAS DE HORMIGÓN

Para el diseño de las columnas rellenas de hormigón se ha procedido a utilizar varios códigos de referencia como son el código AISC 360-2010, El Eurocódigo 4 (EC4), La Norma Brasileña NBR 8800:2008, La Norma Australiana AS5100 : 2004.

2.3.1 DISEÑO DE COLUMNAS TUBULARES RELLENAS DE HORMIGÓN, SUJETAS A CARGA AXIAL SEGÚN EL CÓDIGO AISC 360-2010

Para el diseño de este tipo de secciones nos basamos en las normas del código AISC 360-10, del capítulo I, "Diseño de Miembros de Sección Compuesta". Específicamente en el diseño de columnas rellenas, estipulados en la sección I2.

2.3.1.1 Secciones tubulares rellenas de hormigón

Para compresión, las secciones compuestas rellenas se clasifican como compactas, no compactas o esbeltas. Para que una sección califique como compacta, la razón ancho-espesor ende sus elementos de acero sujetos a compresión no debe exceder de la razón ancho-espesor limite λ_p , del Cuadro 2.3. Si la máxima razón ancho-espesor de uno o más de sus elementos de acero sujetos a compresión excede λ_p , pero no λ_r del Cuadro 2.3, la sección compuesta rellena es no compacta. Si la máxima razón ancho-espesor de cualquier elemento de acero

sujeto a compresión excede λr , la sección es esbelta. La máxima razón ancho-espesor permitida deberá ser la especificada en (Cuadro 2.3)⁷.

CUADRO 2.5 RAZONES ANCHO-ESPESOR LÍMITES.

Razones Ancho-Espesor límites para elementos de acero comprimidos en miembros compuestos a compresion axial. Para Uso con Seccion de secciones compuestas rellenas				
Descripcion del Elemento	Razon Ancho-Espesor	λ_p Compacto/ No compacto	λ_r No Compacto/ Esbelto	Maximo Permitido
Paredes de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajon de espesor uniforme	b/t	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Secciones tubulares (HSS) redondas	D/t	$\frac{0.15E}{F_y}$	$\frac{0.19E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

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

2.3.1.2 Procedimiento de diseño con el código AISC 360-10

Para considerar a un miembro como columna compuesta rellena, es necesario cumplir con los siguientes límites.

- Para miembros compuestos rellenos, el área transversal de la sección de acero deberá contener por lo menos un 1% del área total de la sección compuesta.
- Los miembros compuestos rellenos deberán ser clasificados para pandeo local con razones ancho-espesor de acuerdo con el cuadro 2.5.

Para la compresión $\phi_c = 0.75$ (LRFD)
 $\Omega_c = 2.00$ (ASD)

⁷, Especificación ANSI/AISC 360-10, Diseño de miembros de Sección Compuesta

Entonces:

$$P_a = \varphi_c * P_n \text{ (LRFD)} \quad (2.21)$$

$$P_a = \frac{P_n}{\Omega_c} \text{ (ASD)} \quad (2.22)$$

Tenemos que:

$$P_o = F_y A_s + F_{yr} A_{sr} + f'_c A_c \quad (2.34)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2} \quad (2.35)$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (2.36)$$

$$C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9 \quad (2.37)$$

Donde: A_c = Área de concreto, cm^2 (mm^2)

A_s = Área de sección de acero, cm^2 (mm^2)

A_{sr} = Área de sección de acero de refuerzo, cm^2 (mm^2)

E_c = Modulo de Elasticidad del concreto

EI_{eff} = Rigidez efectiva de la sección compuesta

C_3 = Coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de una sección compuesta rellena de hormigón

E_s = Modulo de Elasticidad del acero

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

F_{yr} = Tensión de fluencia mínima especificada en las barras de refuerzo

I_c = Momento de inercia de la sección de concreto sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta, cm^2 (mm^2)

I_s = Momento de inercia del perfil de acero sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta, cm^2 (mm^2)

I_{sr} = Momento de inercia de las barras de refuerzo sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta, cm^2 (mm^2)

K = Factor de longitud efectiva determinada de acuerdo con el Capítulo C

E_s = Longitud no arriostrada

f'_c = Resistencia a compresión especificada del concreto

W_c = Peso del concreto por unidad de volumen

Para el caso de secciones esbeltas y rectangulares rellenas de hormigón, se tiene la expresión para calcular la carga crítica.

$$P_{no} = P_p \quad (2.38)$$

$$P_p = F_{cr}A_s + 0.7f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (2.39)$$

$$F_{cr} = \frac{9.0E}{\left(\frac{b}{t} \right)^2} \quad (2.40)$$

Dónde: λ = Razón ancho-espesor b/t

λ_p = Razón de esbeltez para elementos Compacto/No compacto

λ_r = Razón de esbeltez para elementos No compacto /Esbolto

La comprobación de una columna sometida a carga axial se realiza teniendo en cuenta las imperfecciones iniciales y la acción de los efectos de segundo orden.

El modelo planteado por el AISC 360-2010 es:

$$(a) \quad \text{Cuando} \quad \frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25 \quad (2.41)$$

$$P_n = P_{no} \left[0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right] \quad (2.42)$$

(b) Cuando $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$ (2.43)

$$P_n = 0.877P_e \quad (2.44)$$

Dónde: P_n : resistencia seccional de la columna rellena de hormigón

P_e : carga crítica de Euler, ecuación 2.35

2.3.1.3 Comentarios respecto al diseño, según el Código Americano AISC 360-10.

Es importante mencionar que el AISC hace una clasificación de las secciones, según su grado de esbeltez y de la capacidad que poseen para alcanzar el límite elástico o plástico del acero, antes de que aparezca el pandeo local en la sección tubular. Es así que el código americano define a las columnas como compactas, no compactas y esbeltas.

La resistencia a la compresión axial de un elemento mixto, está en función de la resistencia de los materiales empleados, área del elemento, así también la forma y dimensiones de la sección. Esta última parte lo diferencia de los demás códigos, que simplemente contemplan el cálculo de secciones que alcancen el límite plástico del acero.

2.3.2 DISEÑO DE COLUMNAS TUBULARES RELLENAS DE HORMIGÓN, SUJETAS A CARGA AXIAL SEGÚN EL EUROCÓDIGO 4 (EC4)

El EC4, proporciona dos métodos para el cálculo de resistencia de columnas mixtas. El primero es un método general que tiene en cuenta de forma explícita

tanto los efectos de segundo orden como las imperfecciones. Este método puede aplicarse en columnas de sección transversal asimétrica, así como a columnas de sección variable con la altura. El segundo es un método simplificado que hace uso de las Curvas Europeas de Pandeo para columnas sometidos a carga axial centrada.

Ambos métodos se basan en las suposiciones siguientes:

- a) Hay interacción completa entre las secciones de acero y hormigón hasta que se alcanza el fallo.
- b) Las imperfecciones geométricas y las tensiones residuales se tienen en cuenta en el cálculo, normalmente, introduciendo una imperfección inicial en la pieza o una falta de rectitud.
- c) Las secciones planas permanecen planas mientras la columna se deforma⁸.

2.3.2.1 Secciones tubulares rellenas de hormigón

La aplicación del método simplificado se limita a las columnas que cumplan las restricciones siguientes:

- a) La columna debe tener simetría doble y sección uniforme a lo largo de toda su longitud.
- b) La relación entre las dimensiones de la sección, deben ser:

$$1.00 \leq \frac{D}{d} \leq 5.00$$

- D la máxima dimensión de la sección, $D = \max(b, h)$
- d la mínima dimensión de la sección, $d = \min(b, h)$

2.3.2.2 Procedimiento de diseño con el código Eurocódigo 4 (EC4)

El factor de contribución del acero, δ , debe estar comprendido entre los límites:
 $0,2 \leq \delta \leq 0,9$

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{plRd}} \quad (2.45)$$

Dónde: N_{plRd} = resistencia plástica de cálculo de la sección

$$N_{plRd} = A_s \cdot f_{yd} + \alpha \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (2.46)$$

A_a, A_c = área de la sección de acero y de hormigón respectivamente

f_{yd} = límite elástico del cálculo del acero

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} \quad (2.47)$$

$\gamma_s = 1.00$ (Coeficiente de seguridad del acero)

f_{cd} = resistencia de cálculo del hormigón

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.48)$$

$\gamma_c = 1.50$ (Coeficiente de seguridad del hormigón)

α = Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón y el factor de forma de la probeta. Para perfiles rellenos de hormigón, $\alpha = 1.00$ en cualquier otro caso, $\alpha = 0.85$

La máxima esbeltez relativa está limitada a 2.

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{N_{plRk}}{N_{cr}}} \leq 2.00 \quad (2.49)$$

N_{plRk} = Es el valor característico de la resistencia plástica a compresión, empleando los valores característicos de los materiales.

$$N_{plRk} = A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_{ck} \quad (2.50)$$

N_{cr} = Es el axial crítico elástico para el modo de pandeo considerado.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{eff}}{L^2} \quad (2.51)$$

$(EI)_{eff}$ = Rigidez efectiva a flexión

⁸, Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

$$(EI)_{eff} = E_a \cdot I_a + k_e \cdot E_{cm} \cdot I_c \quad (2.52)$$

L = longitud de pandeo de la columna en el eje considerado.

I_a, I_c = son los momentos de inercia de las secciones transversales de acero estructural y de hormigón (con la zona en tracción supuestamente sin fisurar), respectivamente.

E_a = es el módulo de elasticidad del acero estructural

E_{cm} = es el módulo secante del hormigón.

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10}\right)^{0.3} \quad (f_{ck} \text{ en MPa}) \quad (2.53)$$

k_e = 0.6, coeficiente de corrección

El pandeo local del perfil tubular metálico tiene la siguiente restricción:

$$\frac{D}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (2.54)$$

D = dimensión mayor de la sección, D= máx (h,b)

t = espesor del tubo de acero

f_y = límite elástico del acero

Esta restricción tiene en cuenta que el pandeo en las paredes de las secciones rellenas de hormigón sólo es posible hacia el exterior, propiciando un mayor aprovechamiento de la sección de acero. La limitación se ha tomado considerando que los perfiles de acero, rellenos de hormigón, se comportan como clase 2. Esto significa que los esfuerzos internos se determinan siguiendo un análisis estructural elástico y se comparan con las resistencias plásticas de las secciones, admitiendo que las secciones tienen capacidad rotacional limitada y por tanto no es admisible el análisis estructural plástico⁹.

La resistencia plástica de la sección transversal de una columna mixta se obtiene mediante la suma de la capacidad resistente de sus componentes:

$$N_{plRd} = A_a \cdot f_{yd} + \alpha \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (2.46)$$

A_a, A_c = son las áreas de acero y hormigón en la sección transversal.

f_{yd}, f_{cd} = son las resistencias de cálculo del acero y del hormigón respectivamente

$\alpha = 1.00$ para perfil tubular relleno de hormigón.

En caso de que el elemento tenga una cierta longitud donde los momentos de segundo orden afecten, la comprobación se hace según las Curvas de Pandeo Europeas.

$$N_{ed} \leq X \cdot N_{plRd} \quad (2.55)$$

Donde:

N_{ed} = Es la carga axial de cálculo

X = es el coeficiente de reducción para el modo de pandeo pertinente y depende de la esbeltez relativa y del tipo de pilar (sección del perfil empleado, acero, armadura, eje de pandeo).

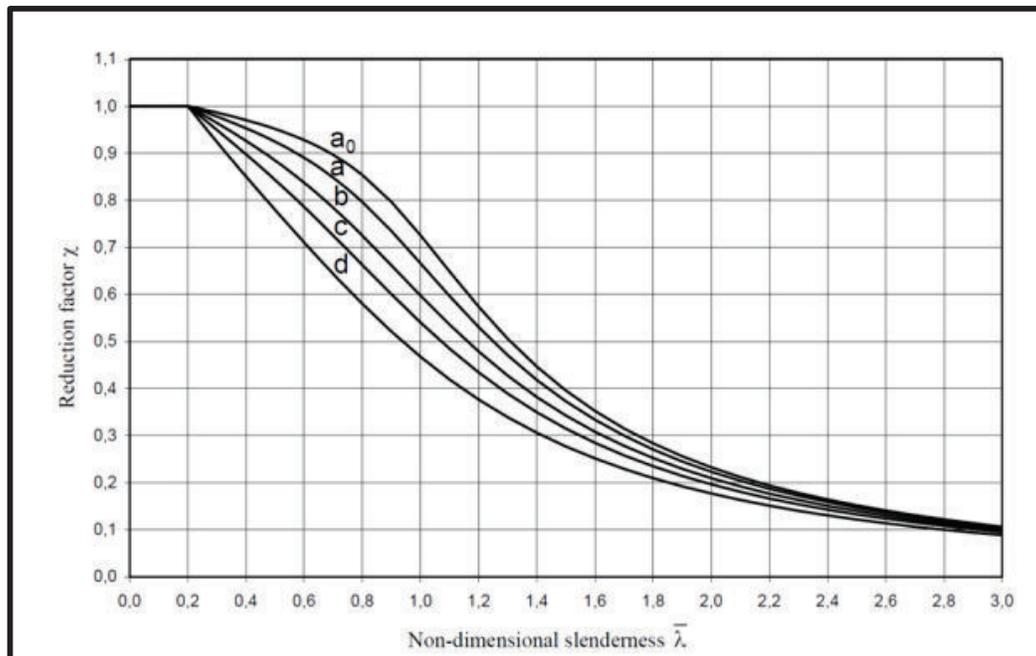
$$X = \frac{1}{\phi + \sqrt{(\phi^2 - \lambda_{rel}^2)}} \quad (2.56)$$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda_{rel} - 0.2) + \lambda_{rel}^2] \quad (2.57)$$

⁹, Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

α = Es el factor por imperfecciones iniciales, que toma el valor de 0.21 para el caso de la curva “a”, que es la curva a emplear para perfiles tubulares rellenos de hormigón.

FIGURA 2.1 CURVAS DE PANDEO RECOGIDAS EN EL EC3.



Fuente: Eurocódigo 3 (EC3)

2.3.2.3 Comentarios respecto al diseño, según el Eurocódigo 4.

El Eurocódigo 4 indica que la resistencia seccional resulta de la suma de las capacidades de cada uno de los materiales, sin incluir la disminución de la capacidad del hormigón por efecto del factor de forma de la probeta y cansancio del hormigón, asumiendo que el confinamiento que le proporciona el perfil de acero compensa dichas reducciones.

Además utiliza un método simplificado que es válido para el caso de la carga axial centrada, el mismo que se basa en las Curvas Europeas de Pandeo, el cambio en la rigidez del elemento debido a la plastificación del acero y las fisuras que se presentan en el hormigón traccionado.

2.3.3 DISEÑO DE COLUMNAS TUBULARES RELLENAS DE HORMIGÓN, SUJETAS A CARGA AXIAL SEGÚN LA NORMA BRASILEÑA NBR 8800: 2008

La norma brasileña contempla el cálculo de pilares mixtos de acero-hormigón de tipo perfil laminado embebido total o parcialmente, por hormigón y perfiles tubulares de acero rellenos. Esta norma toma como punto de partida el Eurocódigo 4, aunque con cambios, dado que adopta el modelo de pandeo definido en el código AISC¹⁰.

2.3.3.1 Secciones tubulares rellenas de hormigón

La norma brasileña contempla ciertas hipótesis que se deben cumplir en el cálculo de secciones de acero rellenas de hormigón como son:

- Interacción perfecta entre el acero y el hormigón hasta alcanzar el estado límite último que produzca el colapso del pilar.
- Las imperfecciones iniciales adoptados son semejantes a las tomadas para columnas de acero sometidas a cargas de compresión.
- El perfil metálico empleado cumplirá con los requisitos necesarios para evitar que el fallo del soporte sea por pandeo local del mismo.

2.3.3.2 Procedimiento de diseño con la norma brasileña NBR 8800: 2008

La esbeltez relativa máxima debe ser $\lambda_{rel} \leq 2.0$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{N_{plR}}{N_e}} \quad (2.58)$$

Siendo:

N_{plR} = Es la resistencia seccional característica de la columna

¹⁰, Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

$$N_{plR} = Aa \cdot f_y + \alpha \cdot Ac \cdot f_c \quad (2.59)$$

α = Toma el valor de 0,85 para perfiles rectangulares rellenos de hormigón.

N_e = Es el axial crítico de Euler

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} \quad (2.60)$$

EI = Rigidez efectiva a flexocompresión

L = Longitud de pandeo de la columna

$$EI = Ea \cdot Ia + 0.60 \cdot Ec \cdot Ic \quad (2.61)$$

Donde:

$$E_c = 40.5 \cdot \left(\frac{\rho_c}{100}\right)^{1.5} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Calculado en Mpa} \quad (2.62)$$

La contribución del acero en la resistencia de la sección debe estar comprendida entre los límites $0.2 \leq \delta \leq 0.9$

$$\delta = \frac{\phi_a \cdot Aa \cdot f_{ya}}{N_{plR}} \quad (2.63)$$

Dónde: N_{plR} = resistencia de cálculo de la sección

$$\phi_a = 0.5[1 + \alpha(\lambda_{rel} - 0.2) + \lambda_{rel}^2] \quad (2.64)$$

α = Es el factor por imperfecciones iniciales, que toma el valor de 0.21

Para evitar el pandeo local del perfil tubular de acero de sección rectangular se debe satisfacer la relación:

$$\frac{D}{t} \leq 2.26 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{ya}}} \quad (2.65)$$

D = Máxima dimensión de la sección

t = Es el espesor del tubo de acero

E = Módulo de elasticidad del acero

f_{ya} = Límite elástico del acero

Debido a los efectos de segundo orden en las columnas rellenas de hormigón su resistencia N_{Rd} , se determina con la siguiente ecuación:

$$N_{rd} = X \cdot N_{plR} \quad (2.66)$$

Donde:

N_{plR} = Es la resistencia seccional de la columna

X = factor de reducción por pandeo que es función de la esbeltez del elemento.

$$X = \begin{cases} 0.658\lambda_{rel}^2 & \text{si } \lambda_{rel} \leq 1.50 \\ \frac{0.877}{\lambda_{rel}^2} & \text{si } \lambda_{rel} > 1.50 \end{cases} \quad (2.67)$$

2.3.3.3 Comentarios respecto al diseño, según la Norma Brasileña NBR8800

La norma Brasileña es la única norma sudamericana que se estipula en este estudio, y toma como base de cálculo al Eurocódigo 4, con algunos cambios ya que también considera el modelo de pandeo definido por el AISC. La resistencia seccional resulta de la suma de las capacidades de cada uno de los materiales, tomando un factor de reducción de 0.85 para la capacidad del hormigón. Así también la esbeltez del elemento juega un papel importante para la reducción de la capacidad nominal.

2.3.4 DISEÑO DE COLUMNAS TUBULARES RELLENAS DE HORMIGÓN, SUJETAS A CARGA AXIAL SEGÚN LA NORMA AUSTRALIANA AS5100-6:2004

Australia cuenta con una norma para el cálculo, diseño y ejecución de puentes, que contempla el uso de elementos mixtos. A pesar de ser una norma específica de

puentes, es la instrucción de referencia para el cálculo de elementos mixtos, ya sean columnas, vigas o forjados¹¹.

2.3.4.1 Secciones tubulares rellenas de hormigón

La norma Australiana contempla el cálculo a compresión de una columna rellena de hormigón teniendo como su principal consideración el pandeo del elemento.

Para tener en cuenta el pandeo al calcular un elemento, la norma AS5100 cuenta con las curvas de pandeo definidas para pilares metálicos, recogidas en la AS4100. Estas curvas se diferencian de las curvas para perfiles metálicos en la definición de la esbeltez¹².

2.3.4.2 Procedimiento de diseño con la norma australiana AS5100-6:2004

La resistencia seccional de una columna rectangular está dada por:

$$N_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y + \phi_c \cdot A_c \cdot f_c \quad (2.68)$$

A_s, A_c = Área del acero y del hormigón, respectivamente.

f_y, f_c = Es el límite elástico del acero y resistencia a compresión del hormigón.

$\phi = 0.9$ factor de seguridad del acero

$\phi_c = 0.6$ factor de seguridad del hormigón

La resistencia de un elemento sometido a compresión se define mediante:

$$N \leq \alpha_c \cdot N_u \quad (2.69)$$

^{11,12}, Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

Donde:

$$\alpha_c = \xi \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{90}{\xi \cdot \lambda} \right)^2} \right] \quad (2.70)$$

Siendo:

$$\xi = \frac{\left(\frac{\lambda}{90} \right)^2 + 1 + \eta}{2 \cdot \left(\frac{\lambda}{90} \right)^2} \quad (2.71)$$

$$\eta = 0.00326 \cdot (\lambda - 13.5) \geq 0.00 \quad (2.72)$$

$$\lambda = \lambda_n + \alpha_a \cdot \alpha_b \quad (2.73)$$

$$\lambda_n = 90 \cdot \lambda_r \quad (2.74)$$

$$\lambda_r = \sqrt{\frac{N_u}{N_{cr}}} \quad (2.75)$$

$$\alpha_a = \frac{2100 \cdot (\lambda_n - 13.5)}{\lambda_n^2 - 15.3 \cdot \lambda_n + 2050} \quad (2.76)$$

La carga crítica de Euler:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} \quad (2.77)$$

EI = Rigidez efectiva a flexocompresión

L = Longitud de pandeo de la columna

$$EI = 0.9 \cdot (Ea \cdot Ia) + 0.60 \cdot (Ec \cdot Ic) \quad (2.78)$$

Y para el cálculo de α_b , la norma tiene la siguiente tabla:

CUADRO 2.6 CONSTANTE SECCIONAL α_b

Constante seccional (α_b)	Descripción de la sección
-1.00	Secciones circulares y rectangulares conformadas en caliente y secciones conformadas en frío con alivio de tensiones.
-0.50	Secciones conformadas en frío sin alivio de tensiones
0.00	Secciones soldadas

Fuente: Norma Australiana AS5100-6:2004

2.3.4.3 Comentarios respecto al diseño, según la Norma Australiana AS5100-6

La norma australiana que si bien es una norma para el diseño y ejecución de puentes que toma en cuenta el uso de secciones mixtas, es la referencia de diseño que se tiene para el cálculo de este tipo de elementos. La resistencia seccional resulta de la suma de las capacidades de cada uno de los materiales, tomando un factor de reducción significativo de 0.6 que afecta directamente a la capacidad del hormigón en el cálculo y para el acero un factor de disminución de 0.9. De esta forma podemos decir que la norma australiana se va por el lado de la seguridad, ya que a diferencia del Eurocódigo 4, esta castiga significativamente al hormigón.

2.4 CÁLCULO TEÓRICO DE LA DUCTILIDAD PARA LAS COLUMNAS HUECAS Y LAS COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN.

La ductilidad teórica se ha calculado con los parámetros que determina el Código AISC 341-10, en donde clasifica a las secciones huecas y rellenas de hormigón de acuerdo utilizando la relación b/t , para determinar si son altamente dúctiles, moderadamente dúctiles o de baja ductilidad.

A continuación en el Cuadro 2.7 y el Cuadro 2.8 se presenta un resumen del cálculo de la ductilidad para cada tipo de elemento tanto para las columnas huecas como las rellenas de hormigón.

CUADRO 2.7 DUCTILIDAD TEÓRICA PARA LAS COLUMNAS HUECAS

DUCTILIDAD TEÓRICA PARA LAS COLUMNAS HUECAS					
Sección	b/t	Alta Ductilidad $b/t < 0,55$ $(E/Fy)^{0,5}$	Moderada Ductilidad $b/t < 0,64$ $(E/Fy)^{0,5}$	Baja Ductilidad $b/t > 0,64$ $(E/Fy)^{0,6}$	Ductilidad
2G 200x50x15x2	100	16,27	18,93	> 18,93	Baja
2G 250x50x15x2	125	16,27	18,93	> 18,94	Baja
2C 300x50x3	100	16,27	18,93	> 18,95	Baja
2G 300x50x15x2	150	16,27	18,93	> 18,96	Baja
2G 350x50x15x2	175	16,27	18,93	> 18,97	Baja
2C 400x50x2	200	16,27	18,93	> 18,98	Baja
2C 450x50x3	150	16,27	18,93	> 18,99	Baja

Fuente y Elaboración: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

CUADRO 2.8 DUCTILIDAD TEÓRICA PARA LAS COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN

DUCTILIDAD PARA LAS COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN					
Sección	b/t	Alta Ductilidad $b/t <$ $1,4(E/Fy)^{0,5}$	Moderada Ductilidad $b/t <$ $2,26(E/Fy)^{0,5}$	Baja Ductilidad $b/t >$ $2,26(E/Fy)^{0,6}$	Ductilidad
2G 200x50x15x2	100	41,41	66,85	> 66,85	Baja
2G 250x50x15x2	125	41,41	66,85	> 66,86	Baja
2C 300x50x3	100	41,41	66,85	> 66,87	Baja
2G 300x50x15x2	150	41,41	66,85	> 66,88	Baja
2G 350x50x15x2	175	41,41	66,85	> 66,89	Baja
2C 400x50x2	200	41,41	66,85	> 66,90	Baja
2C 450x50x3	150	41,41	66,85	> 66,91	Baja

Fuente y Elaboración: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

CAPÍTULO 3

ENSAYOS EXPERIMENTALES

3.1 CONSTRUCCIÓN DE MUESTRAS

En el diseño, la altura de todas las columnas es de 2,90 metros, un tamaño utilizado dentro de la industria de la construcción en el país. El resto de sus dimensiones han sido diseñadas intencionalmente para que una vez conformadas se logren obtener elementos esbeltos.

En estas probetas se va a realizar un análisis teórico de su comportamiento frente a fuerzas de compresión, en base al modelo matemático del ensayo y la resistencia de materiales.

Como se había mencionado al inicio del capítulo 2, son 7 secciones diferentes, de las cuales se obtienen 2 probetas por cada sección (7 columnas huecas y 7 columnas rellenas de hormigón). Todas ellas conformadas por secciones tipo C y G soldadas entre sí, para formar las respectivas columnas; Y de una altura estándar de 2,90 metros. Las dimensiones se encuentran detalladas en el Capítulo 2.

El proceso constructivo de las probetas se la realiza en la parte exterior del Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional, para posteriormente trasladarlas hacia el interior para los respectivos ensayos.

3.1.1 COLUMNAS DE ACERO

De acuerdo a lo especificado en el diseño, se construyen 14 columnas de acero ASTM A36.

Para el armado de las columnas de acero se utilizaron perfiles tipo G y C, los mismos que fueron limpiados, soldados y pintados en un taller con los equipos y facilidades necesarias para garantizar la calidad de las probetas. Una vez finalizado el proceso en el taller, las columnas de acero son trasladadas a la parte exterior del Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional.

FOTOGRAFÍA 3.1 TRANSPORTE DE PERFILES HACIA EL TALLER ESPECIALIZADO PARA EL ARMADO DE LAS COLUMNAS



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FOTOGRAFÍA 3.2 TRANSPORTE DE LAS PROBETAS HACIA LA PARTE POSTERIOR DEL CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIVENDA DE LA ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

3.1.2 ALMACENAMIENTO Y APUNTALAMIENTO DE LAS COLUMNAS

Las columnas huecas se almacenan en la parte posterior del Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional; Se las protege contra el viento, sol y la lluvia colocando un plástico, esto para evitar la corrosión y la oxidación de los elementos.

FOTOGRAFÍA 3.3 ALMACENAMIENTO DE LAS COLUMNAS DE ACERO



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

Cabe recalcar que de las 14 columnas almacenadas, 7 de ellas serán apuntaladas y rellenadas con hormigón.

El apuntalamiento se lo realiza para que las columnas se encuentren en equilibrio estable en el momento de verter el hormigón, además de servir como soporte lateral para evitar acumulación excesiva de hormigón a lo largo de su altura.

FOTOGRAFÍA 3.4 APUNTALAMIENTO DE LAS COLUMNAS DE ACERO



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

3.1.3 COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN

El hormigón que se usa para rellenar las columnas se ha diseñado y fabricado en planta (Holcim), y se lo traslada al lugar de la fundición en un Mixer de la misma empresa, en el Anexo C se adjuntan los resultados de las pruebas de laboratorio realizados a los cilindros pasados los 7,14, y 28 días desde la fundición, y otra prueba de un cilindro realizada un día antes de los ensayos de las columnas rellenas de hormigón.

El vertido del hormigón se lo realizo manualmente rellenando una por una las columnas hasta dejar al ras de la sección de acero de cada columna.

FOTOGRAFÍA 3.5 COLUMNAS DE ACERO RELLENAS DE HORMIGÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

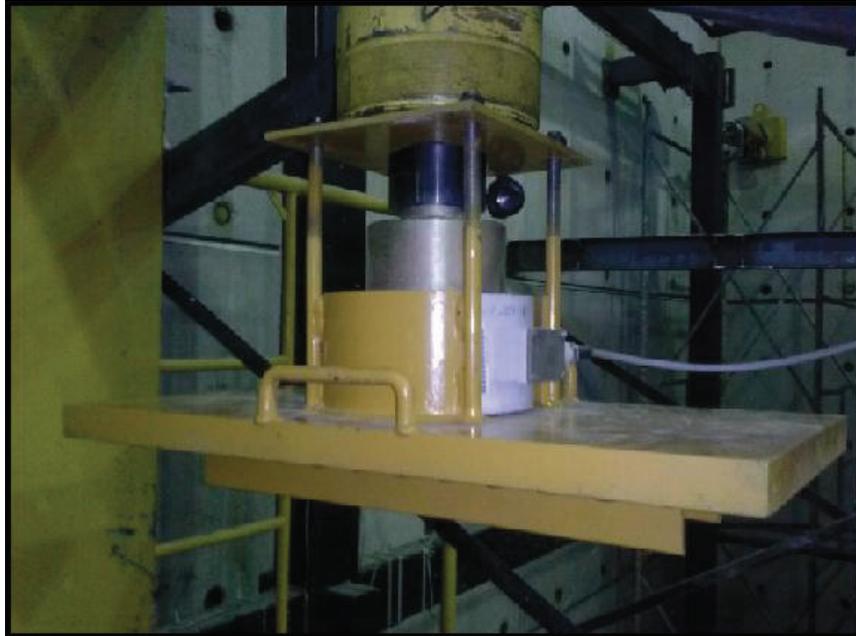
3.2 PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO

Previamente, antes de realizar los ensayos de las columnas a carga axial, se deben preparar todos los equipos de laboratorio. Para ello se empieza con el marco de carga, que es la estructura que soporta el gato hidráulico y la celda de carga la cual va a transferir la carga hacia cada probeta a ensayar.

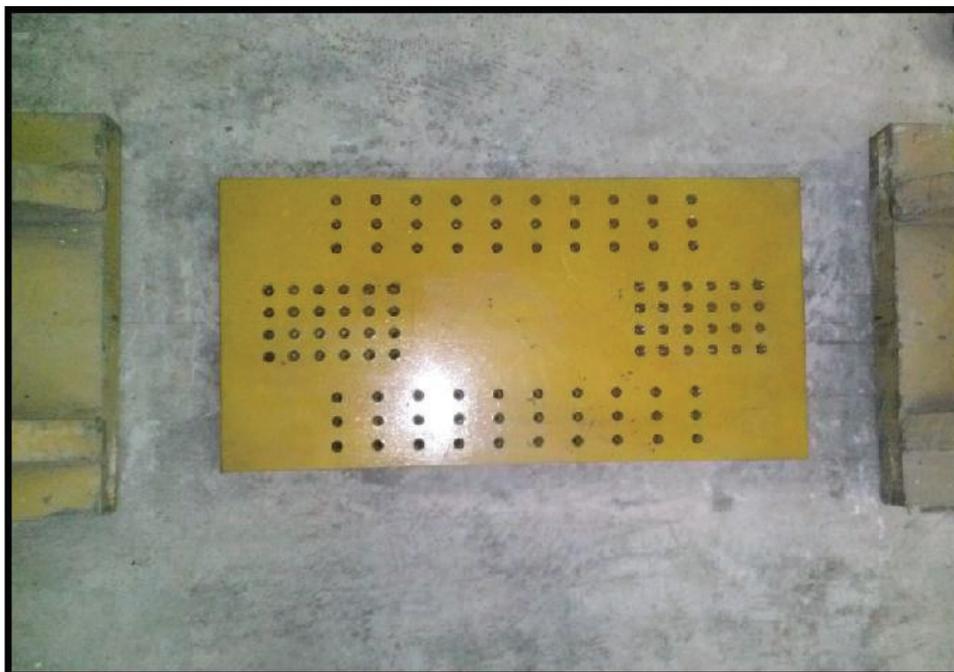
Para que las probetas no salgan de su plano y no generen excentricidades en el ensayo, se diseñaron placas de sujeción tanto para la parte superior como la inferior. Estas placas son regulables mediante ángulos y pernos, lo que permite poder ajustar los diversos tipos de columnas con la misma placa. Cabe recalcar que la placa superior además de lo mencionado anteriormente se la ha diseñado de tal manera que la celda de carga encaje perfectamente y así transfiera la carga a toda la superficie de cada una de las probetas.

FOTOGRAFÍA 3.6 PLACA DE SUJECIÓN SUPERIOR



FOTOGRAFÍA 3.6 CONTINUACIÓN

FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

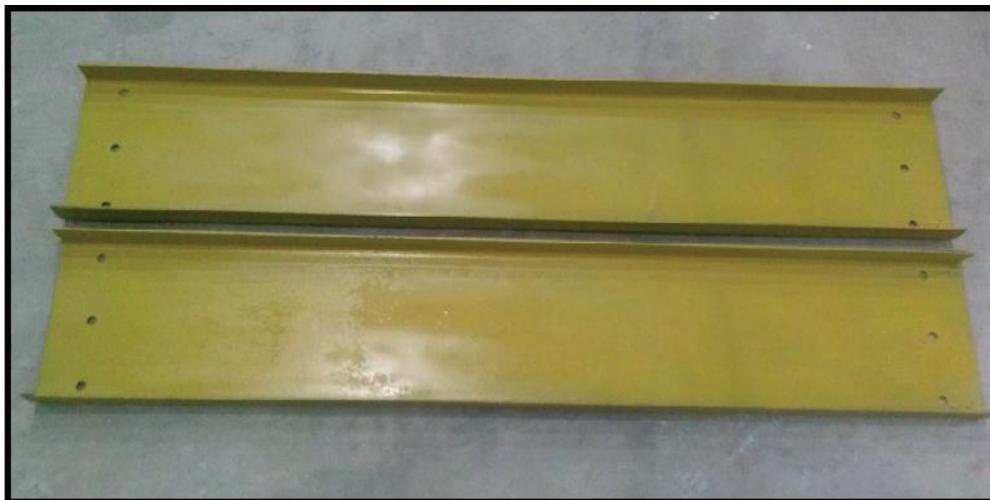
FOTOGRAFÍA 3.7 PLACA DE SUJECIÓN INFERIOR

FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En el Anexo N°4 se puede observar mediante planos, los detalles de cada una de las placas.

Además de las placas de sujeción se diseñaron perfiles laterales de acero que nos servirán como guías para la colocación de los LVDTs en el ensayo, y como protección en caso de que las probetas sufran alguna falla de tipo frágil.

FOTOGRAFÍA 3.8 PERFILES LATERALES Y ÁNGULOS



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En el Anexo N°4 se puede observar mediante planos, los detalles de los perfiles laterales y ángulos.

Los instrumentos de medición (LVDTs) son instalados cuando las columnas huecas y rellenas están colocadas, alineadas y sujetas en el marco de carga. En las columnas rellenas de hormigón que tienen una carga crítica bastante alta se colocan Strain Gages (SG) para medir deformaciones unitarias que se presentan en los ensayos, y cuyos registros son enviados a un computador.

FOTOGRAFÍA 3.9 INSTALACIÓN DE LOS INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN (LVDTs)



FOTOGRAFÍA 3.9 CONTINUACIÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FOTOGRAFÍA 3.10 INSTALACIÓN DE LOS INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN (STRAIN GAGES)



FOTOGRAFÍA 3.10 CONTINUACIÓN

FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

Finalmente cuando las columnas están sujetas, los instrumentos de medición están colocados en su lugar y los perfiles laterales colocados, se procede a realizar el ensayo de cada probeta.

FOTOGRAFÍA 3.11 PROBETA LISTA PARA EL ENSAYO

FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

CAPÍTULO 4

MODELACIONES COMPUTACIONALES

4.1 INTRODUCCIÓN

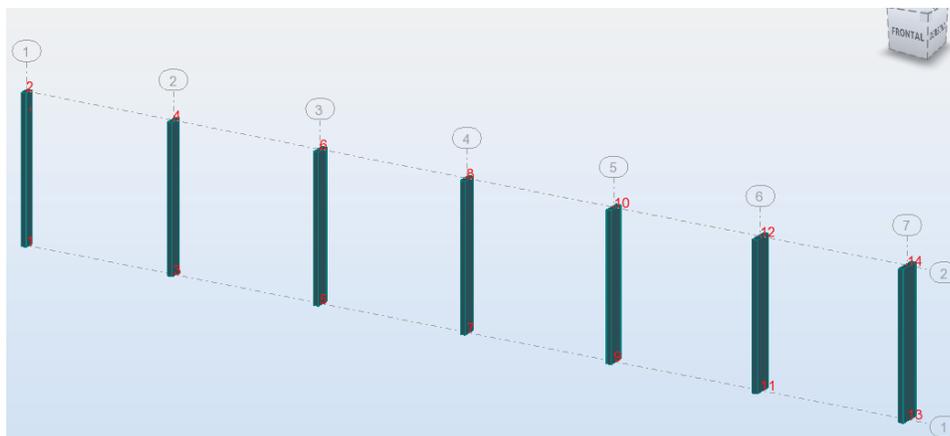
La modelación de las probetas se las ha realizado mediante varios software computacionales para compararlos entre sí. Para esta tesis se ha utilizado los siguientes software: SAP 2000 V16, Robot Structural Analysis 2015, y Etabs.

Los resultados fueron bastante parecidos entre los programas, y se escogieron los más ilustrativos y se detallan a continuación.

4.2 MODELACIÓN DE COLUMNAS HUECAS

La modelación de las columnas huecas se la realizó utilizando el código AISC 360-10, diseñadas mediante ASD y LRFD; A continuación se presenta un resumen de resultados de cada una de las probetas.

FIGURA 4.1 MODELACIÓN DE COLUMNAS HUECAS



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

4.2.1 RESUMEN DE LA MODELACIÓN DE LA COLUMNA 2G 200x50x15x2

CÁLCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: ANSI/AISC 360-10 An American National Standard, June 22, 2010

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

MATERIAL:

A36 $F_y = 2400.00 \text{ kgf/cm}^2$ $F_u = 4080.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E = 2043000.00 \text{ kgf/cm}^2$

**PARAMETROS DE LA SECCION: 2G 200X50X15X2**

$d=10.00 \text{ cm}$	$A_y=7.760 \text{ cm}^2$	$A_z=3.760 \text{ cm}^2$	$A_x=11.840 \text{ cm}^2$
$b_f=20.00 \text{ cm}$	$I_y=221.598 \text{ cm}^4$	$I_z=643.038 \text{ cm}^4$	$J=508.804 \text{ cm}^4$
$t_w=0.20 \text{ cm}$	$S_y=44.320 \text{ cm}^3$	$S_z=64.304 \text{ cm}^3$	
$t_f=0.20 \text{ cm}$	$Z_y=48.416 \text{ cm}^3$	$Z_z=78.016 \text{ cm}^3$	

PARAMETROS DE LA BARRA:

$L_y = 2.90 \text{ m}$
 $K_y = 1.00$
 $K L_y / r_y = 67.03$



$L_z = 2.90 \text{ m}$
 $K_z = 1.00$
 $K L_z / r_z = 39.35$



$L_b = 2.90 \text{ m}$
 $C_b = 1.00$

ESFUERZOS INTERNOS:

$P_r = 0.01 \text{ T}$

RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO (LRFD)

$F_{ic} * P_n = 14.19 \text{ T}$

PARÁMETRO DE SEGURIDAD

$F_{ic} = 0.90$

ELEMENTOS DE LA SECCION:

ala = esbelto

alma = esbelto

FORMULAS DE VERIFICACION:

$P_r / (F_{ic} * P_n) = 0.00 < 1.00$ LRFD (H1-1a) Verificado

$K_y * L_y / r_y = 67.03 < (K * L / r)_{\text{max}} = 200.00$ $K_z * L_z / r_z = 39.35 < (K * L / r)_{\text{max}} = 200.00$ ESTABLE

ESFUERZOS INTERNOS:

$P_r = 0.01 \text{ T}$

RESISTENCIAS ADMISIBLES (ASD)

$P_n / O_{mc} = 9.44 \text{ T}$

PARÁMETROS DE RESISTENCIA

$O_{mc} = 1.67$

FORMULAS DE VERIFICACION:

$P_r / (P_n / O_{mc}) = 0.00 < 1.00$ ASD (H1-1a) Verificado

$K_y * L_y / r_y = 67.03 < (K * L / r)_{\text{max}} = 200.00$ $K_z * L_z / r_z = 39.35 < (K * L / r)_{\text{max}} = 200.00$ ESTABLE

4.2.2 RESUMEN DE LA MODELACIÓN DE LA COLUMNA 2G 250x50x15x2

CÁLCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: ANSI/AISC 360-10 An American National Standard, June 22, 2010

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

MATERIAL:

A36 $F_y = 2400.00 \text{ kgf/cm}^2$ $F_u = 4080.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E = 2043000.00 \text{ kgf/cm}^2$



PARAMETROS DE LA SECCION: 2G 250X50X15X2

$d=10.00 \text{ cm}$	$A_y=9.760 \text{ cm}^2$	$A_z=3.760 \text{ cm}^2$	$A_x=13.840 \text{ cm}^2$
$bf=25.00 \text{ cm}$	$I_y=269.625 \text{ cm}^4$	$I_z=1111.285 \text{ cm}^4$	$J=682.872 \text{ cm}^4$
$tw=0.20 \text{ cm}$	$S_y=53.925 \text{ cm}^3$	$S_z=88.903 \text{ cm}^3$	
$tf=0.20 \text{ cm}$	$Z_y=58.216 \text{ cm}^3$	$Z_z=110.116 \text{ cm}^3$	

PARAMETROS DE LA BARRA:



$L_y = 2.90 \text{ m}$
 $K_y = 1.00$
 $KL_y/ry = 65.70$



$L_z = 2.90 \text{ m}$
 $K_z = 1.00$
 $KL_z/rz = 32.36$



$L_b = 2.90 \text{ m}$
 $C_b = 1.00$

ESFUERZOS INTERNOS:

$P_r = 0.02 \text{ T}$

RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO (LRFD)

$Fic * P_n = 14.73 \text{ T}$

PARÁMETRO DE SEGURIDAD

$Fic = 0.90$

ELEMENTOS DE LA SECCION:

ala = esbelto alma = esbelto

FORMULAS DE VERIFICACION:

$P_r / (Fic * P_n) = 0.00 < 1.00$ LRFD (H1-1a) Verificado
 $K_y * L_y / r_y = 65.70 < (K * L / r)_{max} = 200.00$ $K_z * L_z / r_z = 32.36 < (K * L / r)_{max} = 200.00$ ESTABLE

ESFUERZOS INTERNOS:

$P_r = 0.02 \text{ T}$

RESISTENCIAS ADMISIBLES (ASD)

$P_n / O_{mc} = 9.80 \text{ T}$

PARÁMETROS DE RESISTENCIA

$O_{mc} = 1.67$

FORMULAS DE VERIFICACION:

$P_r / (P_n / O_{mc}) = 0.00 < 1.00$ ASD (H1-1a) Verificado
 $K_y * L_y / r_y = 65.70 < (K * L / r)_{max} = 200.00$ $K_z * L_z / r_z = 32.36 < (K * L / r)_{max} = 200.00$ ESTABLE

4.2.3 RESUMEN DE LA MODELACIÓN DE LA COLUMNA 2C 300x50x3

CÁLCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: ANSI/AISC 360-10 An American National Standard, June 22, 2010

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

MATERIAL:

A36 $F_y = 2400.00 \text{ kgf/cm}^2$ $F_u = 4080.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E = 2043000.00 \text{ kgf/cm}^2$

**PARAMETROS DE LA SECCION: 2C 300X50X3**

$d=10.00$ cm	$A_y=17.460$ cm ²	$A_z=5.460$ cm ²	$A_x=23.640$ cm ²
$bf=30.00$ cm	$I_y=465.069$ cm ⁴	$I_z=2593.789$ cm ⁴	$J=1263.896$ cm ⁴
$tw=0.30$ cm	$S_y=93.014$ cm ³	$S_z=172.919$ cm ³	
$tf=0.30$ cm	$Z_y=100.554$ cm ³	$Z_z=218.754$ cm ³	

PARAMETROS DE LA BARRA:

$L_y = 2.90$ m
 $K_y = 1.00$
 $KL_y/r_y = 65.38$



$L_z = 2.90$ m
 $K_z = 1.00$
 $KL_z/r_z = 27.69$



$L_b = 2.90$ m
 $C_b = 1.00$

ESFUERZOS INTERNOS:

$P_r = 0.03$ T

RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO (LRFD)

$Fic * P_n = 28.21$ T

PARÁMETRO DE SEGURIDAD

$Fic = 0.90$

ELEMENTOS DE LA SECCION:

ala = esbelto

alma = No esbelto

FORMULAS DE VERIFICACION:

$P_r / (Fic * P_n) = 0.00 < 1.00$ LRFD (H1-1a) Verificado

$K_y * L_y / r_y = 65.38 < (K * L / r)_{max} = 200.00$ $K_z * L_z / r_z = 27.69 < (K * L / r)_{max} = 200.00$ ESTABLE

ESFUERZOS INTERNOS:

$P_r = 0.03$ T

RESISTENCIAS ADMISIBLES (ASD)

$P_n / O_{mc} = 18.77$ T

PARÁMETROS DE RESISTENCIA

$O_{mc} = 1.67$

FORMULAS DE VERIFICACION:

$P_r / (P_n / O_{mc}) = 0.00 < 1.00$ ASD (H1-1a) Verificado

$K_y * L_y / r_y = 65.38 < (K * L / r)_{max} = 200.00$ $K_z * L_z / r_z = 27.69 < (K * L / r)_{max} = 200.00$ ESTABLE

4.2.4 RESUMEN DE LA MODELACIÓN DE LA COLUMNA 2G 300x50x15x2**CÁLCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO**

NORMA: ANSI/AISC 360-10 An American National Standard, June 22, 2010

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

MATERIAL:

A36 $F_y = 2400.00$ kgf/cm² $F_u = 4080.00$ kgf/cm² $E = 2043000.00$ kgf/cm²

**PARAMETROS DE LA SECCION: 2G 300X50X15X2**

d=10.00 cm	Ay=11.760 cm ²	Az=3.760 cm ²	Ax=15.840 cm ²
bf=30.00 cm	Iy=317.651 cm ⁴	Iz=1752.531 cm ⁴	J=861.489 cm ⁴
tw=0.20 cm	Sy=63.530 cm ³	Sz=116.835 cm ³	
tf=0.20 cm	Zy=68.016 cm ³	Zz=147.216 cm ³	

PARAMETROS DE LA BARRA:

Ly = 2.90 m
Ky = 1.00
KLy/ry = 64.76



Lz = 2.90 m
Kz = 1.00
KLz/rz = 27.57



Lb = 2.90 m
Cb = 1.00

ESFUERZOS INTERNOS:

Pr = 0.02 T

RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO (LRFD)

Fic*Pn = 15.12 T

PARÁMETRO DE SEGURIDAD

Fic = 0.90

ELEMENTOS DE LA SECCION:

ala = esbelto

alma = esbelto

FORMULAS DE VERIFICACION:

Pr/(Fic*Pn) = 0.00 < 1.00 LRFD (H1-1a) Verificado

Ky*Ly/ry = 64.76 < (K*L/r),max = 200.00 Kz*Lz/rz = 27.57 < (K*L/r),max = 200.00 ESTABLE

ESFUERZOS INTERNOS:

Pr = 0.02 T

RESISTENCIAS ADMISIBLES (ASD)

Pn/Omc = 10.06 T

PARÁMETROS DE RESISTENCIA

Omc = 1.67

FORMULAS DE VERIFICACION:

Pr/(Pn/Omc) = 0.00 < 1.00 ASD (H1-1a) Verificado

Ky*Ly/ry = 64.76 < (K*L/r),max = 200.00 Kz*Lz/rz = 27.57 < (K*L/r),max = 200.00 ESTABLE

4.2.5 RESUMEN DE LA MODELACIÓN DE LA COLUMNA 2G 350x50x15x2**CÁLCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO**

NORMA: ANSI/AISC 360-10 An American National Standard, June 22, 2010

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

MATERIAL:

A36 Fy = 2400.00 kgf/cm² Fu = 4080.00 kgf/cm² E = 2043000.00 kgf/cm²

**PARAMETROS DE LA SECCION: 2G 350X50X15X2**

d=10.00 cm	Ay=13.760 cm ²	Az=3.760 cm ²	Ax=17.840 cm ²
bf=35.00 cm	Iy=365.678 cm ⁴	Iz=2591.778 cm ⁴	J=1043.124 cm ⁴
tw=0.20 cm	Sy=73.136 cm ³	Sz=148.102 cm ³	
tf=0.20 cm	Zy=77.816 cm ³	Zz=189.316 cm ³	

PARAMETROS DE LA BARRA:

$L_y = 2.90 \text{ m}$ $L_z = 2.90 \text{ m}$
 $K_y = 1.00$ $K_z = 1.00$ $L_b = 2.90 \text{ m}$
 $KL_y/r_y = 64.05$ $KL_z/r_z = 24.06$ $C_b = 1.00$

ESFUERZOS INTERNOS:

Pr = 0.02 T

RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO (LRFD)

Fic*Pn = 15.41 T

PARÁMETRO DE SEGURIDAD

Fic = 0.90

ELEMENTOS DE LA SECCION:

ala = esbelto

alma = esbelto

FORMULAS DE VERIFICACION:

Pr/(Fic*Pn) = 0.00 < 1.00 LRFD (H1-1a) Verificado

Ky*Ly/ry = 64.05 < (K*L/r),max = 200.00 Kz*Lz/rz = 24.06 < (K*L/r),max = 200.00 ESTABLE

ESFUERZOS INTERNOS:

Pr = 0.02 T

RESISTENCIAS ADMISIBLES (ASD)

Pn/Omc = 10.25 T

PARÁMETROS DE RESISTENCIA

Omc = 1.67

FORMULAS DE VERIFICACION:

Pr/(Pn/Omc) = 0.00 < 1.00 ASD (H1-1a) Verificado

Ky*Ly/ry = 64.05 < (K*L/r),max = 200.00 Kz*Lz/rz = 24.06 < (K*L/r),max = 200.00 ESTABLE

4.2.6 RESUMEN DE LA MODELACIÓN DE LA COLUMNA 2C 400x50x2**CÁLCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO****NORMA:** ANSI/AISC 360-10 An American National Standard, June 22, 2010**TIPO DE ANÁLISIS:** Verificación de las barras**MATERIAL:**A36 Fy = 2400.00 kgf/cm² Fu = 4080.00 kgf/cm² E = 2043000.00 kgf/cm²**PARAMETROS DE LA SECCION: 2C 400X50X2**

d=10.00 cm	Ay=15.760 cm ²	Az=3.760 cm ²	Ax=19.840 cm ²
bf=40.00 cm	Iy=413.705 cm ⁴	Iz=3654.025 cm ⁴	J=1226.865 cm ⁴
tw=0.20 cm	Sy=82.741 cm ³	Sz=182.701 cm ³	
tf=0.20 cm	Zy=87.616 cm ³	Zz=236.416 cm ³	

PARAMETROS DE LA BARRA:

Ly = 2.90 m

Ky = 1.00

KLy/ry = 63.51



Lz = 2.90 m

Kz = 1.00

KLz/rz = 21.37



Lb = 2.90 m

Cb = 1.00

ESFUERZOS INTERNOS:

Pr = 0.02 T

RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO (LRFD)

Fic*Pn = 15.64 T

PARÁMETRO DE SEGURIDAD

$$Fic = 0.90$$

ELEMENTOS DE LA SECCION:

ala = esbelto alma = esbelto

FORMULAS DE VERIFICACION:

$Pr/(Fic*Pn) = 0.00 < 1.00$ LRFD (H1-1a) Verificado
 $Ky*Ly/ry = 63.51 < (K*L/r)_{max} = 200.00$ $Kz*Lz/rz = 21.37 < (K*L/r)_{max} = 200.00$ ESTABLE

ESFUERZOS INTERNOS:

Pr = 0.02 T

RESISTENCIAS ADMISIBLES (ASD)

Pn/Omc = 10.40 T

PARÁMETROS DE RESISTENCIA

$$Omc = 1.67$$

FORMULAS DE VERIFICACION:

$Pr/(Pn/Omc) = 0.00 < 1.00$ ASD (H1-1a) Verificado
 $Ky*Ly/ry = 63.51 < (K*L/r)_{max} = 200.00$ $Kz*Lz/rz = 21.37 < (K*L/r)_{max} = 200.00$ ESTABLE

4.2.7 RESUMEN DE LA MODELACIÓN DE LA COLUMNA 2C 450x50x3**CÁLCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO**

NORMA: ANSI/AISC 360-10 An American National Standard, June 22, 2010

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

MATERIAL:

A36 $Fy = 2400.00$ kgf/cm² $Fu = 4080.00$ kgf/cm² $E = 2043000.00$ kgf/cm²

**PARAMETROS DE LA SECCION: 2C 450X50X3**

d=10.00 cm	Ay=26.460 cm ²	Az=5.460 cm ²	Ax=32.640 cm ²
b=45.00 cm	Iy=676.839 cm ⁴	Iz=7373.599 cm ⁴	J=2073.533 cm ⁴
tw=0.30 cm	Sy=135.368 cm ³	Sz=327.716 cm ³	
tf=0.30 cm	Zy=144.204 cm ³	Zz=429.804 cm ³	

PARAMETROS DE LA BARRA:

Ly = 2.90 m

Ky = 1.00

KLy/ry = 63.68



Lz = 2.90 m

Kz = 1.00

KLz/rz = 19.29



Lb = 2.90 m

Cb = 1.00

ESFUERZOS INTERNOS:

Pr = 0.04 T

RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO (LRFD)

Fic*Pn = 30.11 T

PARÁMETRO DE SEGURIDAD

$$Fic = 0.90$$

ELEMENTOS DE LA SECCION:

ala = esbelto alma = No esbelto

FORMULAS DE VERIFICACION:

$Pr/(Fic*Pn) = 0.00 < 1.00$ LRFD (H1-1a) Verificado

$$K_y * L_y / r_y = 63.68 < (K * L / r)_{\max} = 200.00 \quad K_z * L_z / r_z = 19.29 < (K * L / r)_{\max} = 200.00 \quad \text{ESTABLE}$$

ESFUERZOS INTERNOS:

$$P_r = 0.04 \text{ T}$$

RESISTENCIAS ADMISIBLES (ASD)

$$P_n / O_{mc} = 20.03 \text{ T}$$

PARÁMETROS DE RESISTENCIA

$$O_{mc} = 1.67$$

FORMULAS DE VERIFICACION:

$$P_r / (P_n / O_{mc}) = 0.00 < 1.00 \quad \text{ASD (H1-1a) Verificado}$$

$$K_y * L_y / r_y = 63.68 < (K * L / r)_{\max} = 200.00 \quad K_z * L_z / r_z = 19.29 < (K * L / r)_{\max} = 200.00 \quad \text{ESTABLE}$$

A continuación se presenta de manera detallada mediante el Cuadro 4.1 un resumen de los cálculos obtenidos mediante programas computacionales para las columnas huecas.

CUADRO 4.1 COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DE COLUMNAS HUECAS

CUADRO COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DE COLUMNAS HUECAS									
Sección	L (m)	K (y,z)	KL _y /r _y	KL _z /r _z	L _b (m)	C _b	P _n (Ton)	φP _n (Ton)	P _n /Ω (Ton)
2G 200x50x15x2	2,90	1,00	67,03	39,35	2,90	1,0	15,76	14,19	9,44
2G 250x50x15x2	2,90	1,00	65,70	32,36	2,90	1,0	16,37	14,73	9,80
2C 300x50x3	2,90	1,00	65,38	27,69	2,90	1,0	31,35	28,21	18,77
2G 300x50x15x2	2,90	1,00	64,76	27,57	2,90	1,0	16,80	15,12	10,06
2G 350x50x15x2	2,90	1,00	64,05	24,06	2,90	1,0	17,12	15,41	10,25
2C 400x50x2	2,90	1,00	63,51	21,37	2,90	1,0	17,37	15,64	10,40
2C 450x50x3	2,90	1,00	63,68	19,29	2,90	1,0	33,45	30,11	20,03

FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

4.3 MODELACIÓN DE COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN

La modelación de las columnas rellenas de hormigón no se la pudo realizar ya que los software utilizados en este capítulo no están en la capacidad de diseñar columnas esbeltas rellenas de hormigón.

CAPÍTULO 5

RESULTADOS EXPERIMENTALES

5.1 DESCRIPCIÓN

El ensayo radica en aplicar una carga vertical puntual en las columnas huecas y rellenas, con el fin de medir las deformaciones verticales y horizontales hasta llegar a la falla de cada probeta. Las cargas se aplican progresivamente empezando desde cero hasta que cada probeta llegue a su punto de falla.

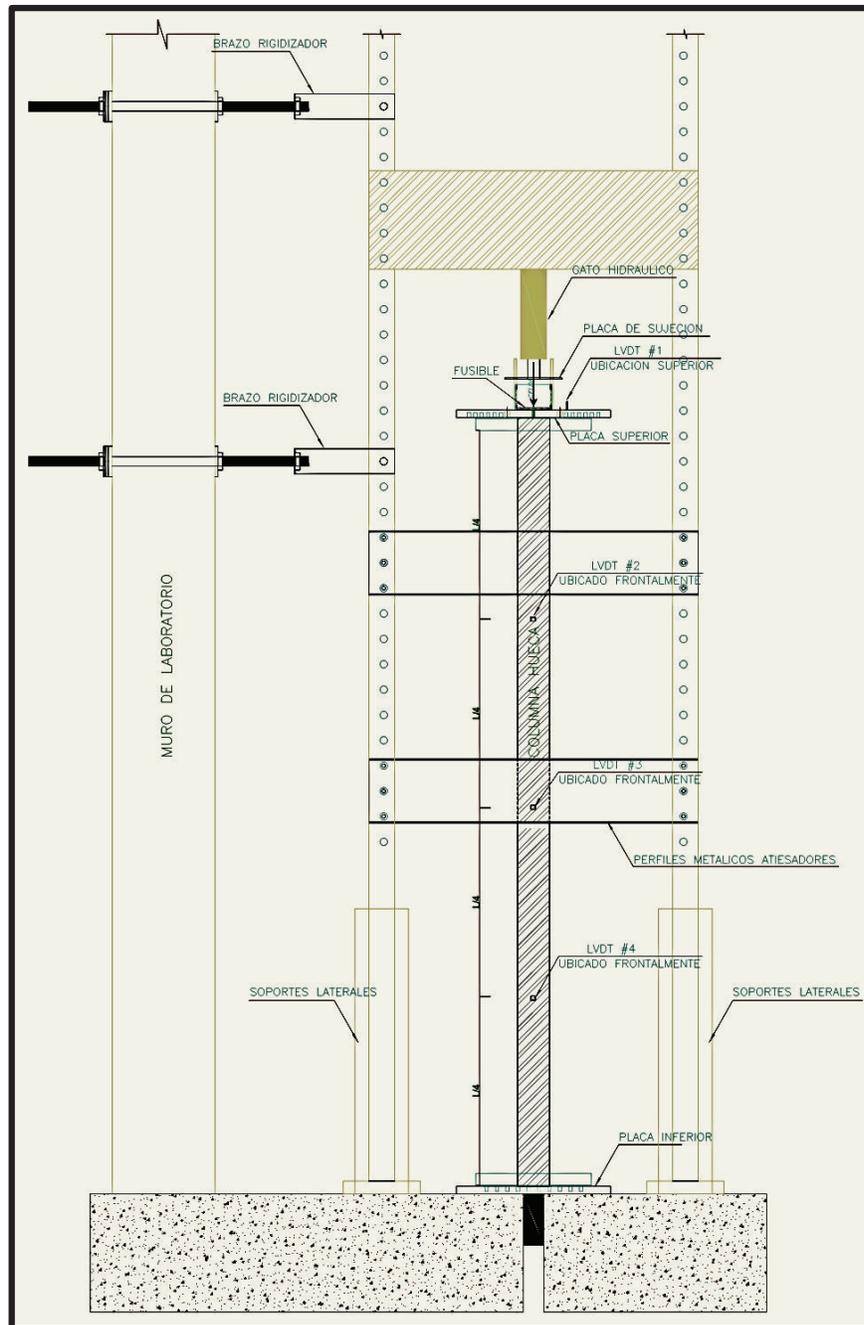
FOTOGRAFÍA 5.1 APLICACIÓN DE CARGAS EN LAS DIFERENTES PROBETAS



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

Una vez colocadas las columnas en el marco de carga y sujetadas por las placas en cada una de sus bases, se proceden a colocar los medidores de deformaciones (LVDTs), cuatro para cada ensayo como se muestra en la figura 5.1.

FIGURA 5.1 ESQUEMA GENERAL DEL ENSAYO



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

5.2 ENSAYO 1. COLUMNA HUECA 2G 200x50x15x2

5.2.1 DESCRIPCIÓN

- Columna esbelta conformada por dos perfiles G soldados entre si, de acero grado A36.

FOTOGRAFÍA 5.2 ENSAYO Y FALLAS DEL ENSAYO 1.



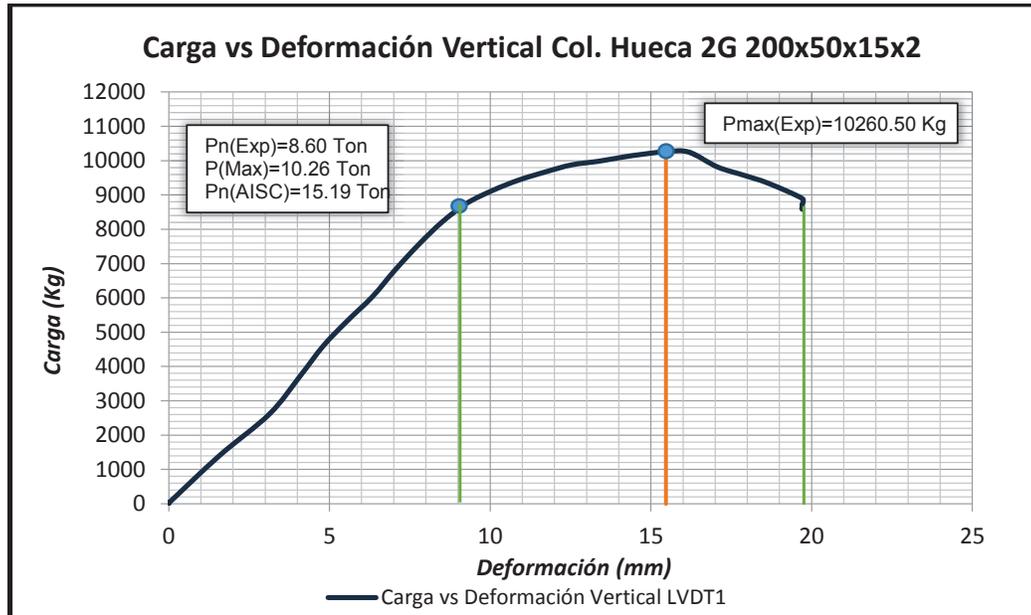
FOTOGRAFÍA 5.2 CONTINUACIÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

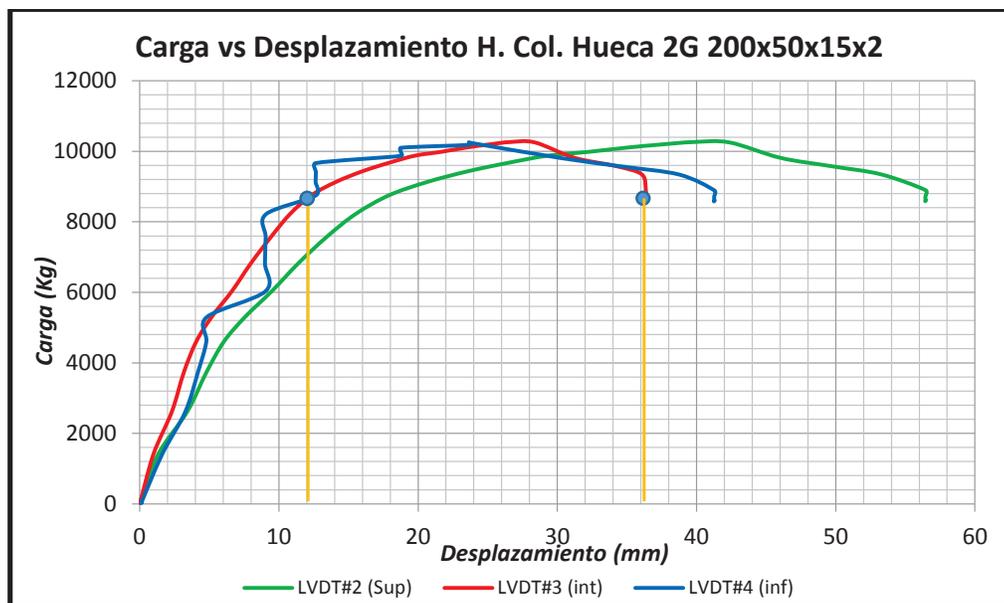
5.2.2 RESULTADOS

FIGURA 5.2 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 5.3 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En el ensayo 1, la sección alcanza la carga crítica de pandeo a las 8.60 Toneladas, en este punto la columna hueca presenta problemas de pandeo local a lo largo de toda la sección, como se puede apreciar en la Fotografía 5.2; Estas deformaciones se producen a una cierta distancia o espaciamiento, a lo que se denomina “Paso”. Por tanto se tiene que un perfil tubular hueco sometido a cargas de compresión puede colapsar antes de alcanzar el límite elástico, por efecto del pandeo local de alguna de sus caras. La inestabilidad se muestra como una abolladura hacia el interior del tubo¹³.

El desplazamiento máximo se presentó al 75% de la altura del elemento, en el momento que se produce la carga crítica de pandeo como se puede apreciar en la Figura 5.3

5.3 ENSAYO 2. COLUMNA HUECA 2G 250x50x15x2

5.3.1 DESCRIPCIÓN

- Columna esbelta conformada por dos perfiles G soldados entre si, de acero grado A36.

FOTOGRAFÍA 5.3 ENSAYO Y FALLAS DEL ENSAYO 2.



¹³, Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

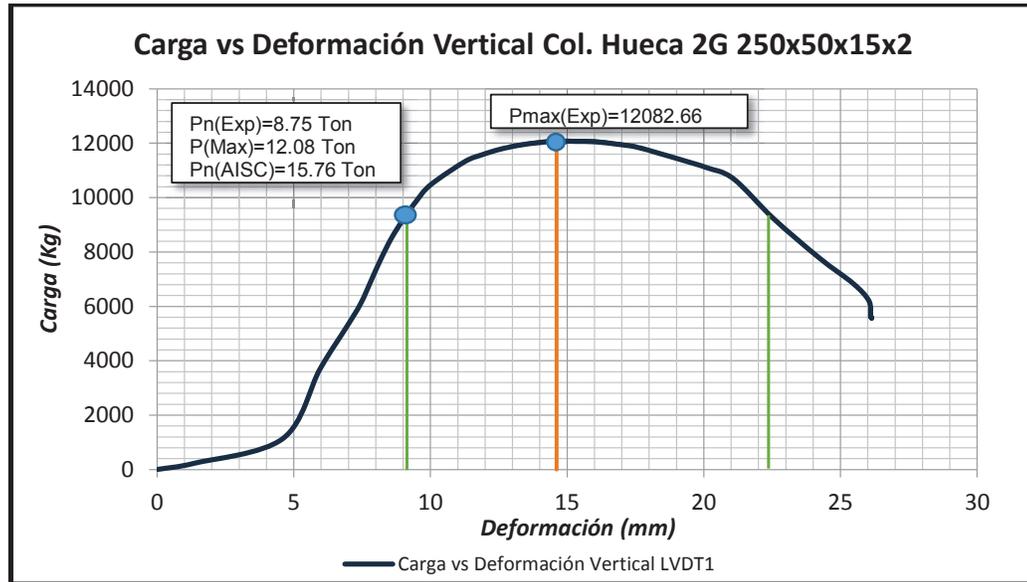
FOTOGRAFÍA 5.3 CONTINUACIÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

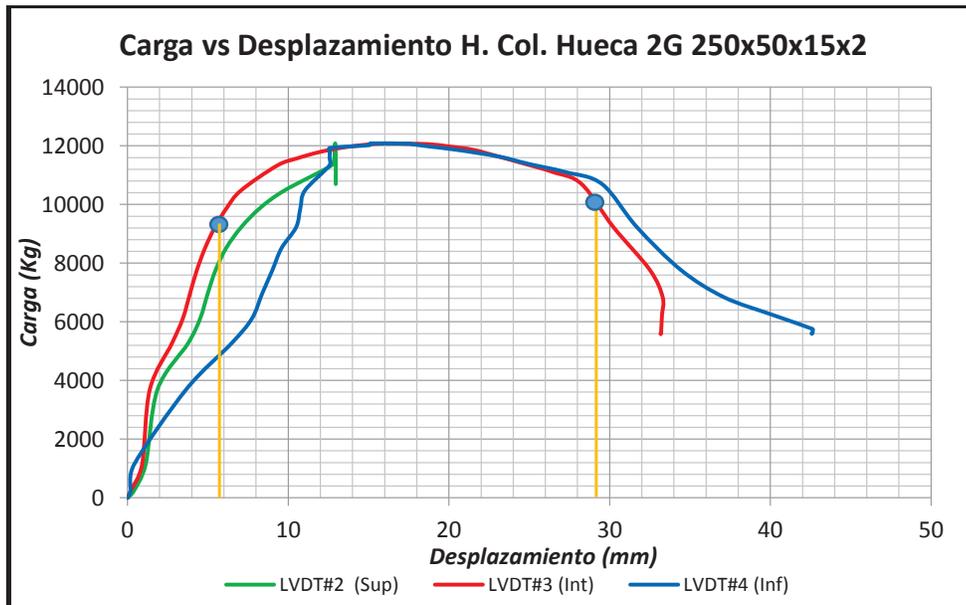
5.3.2 RESULTADOS

FIGURA 5.4 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 5.5 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En el ensayo 2, la sección alcanza la carga crítica de pandeo a las 8.75 Toneladas, en este punto la columna hueca presenta problemas de pandeo local a lo largo de toda la sección, como se puede apreciar en la Fotografía 5.4; Estas deformaciones se producen a una cierta distancia o espaciamiento, a lo que se denomina “Paso”. Por tanto se tiene que un perfil tubular hueco sometido a cargas de compresión puede colapsar antes de alcanzar el límite elástico, por efecto del pandeo local de alguna de sus caras. La inestabilidad se muestra como una abolladura hacia el interior del tubo¹⁴.

El desplazamiento horizontal máximo se presentó al 75% de la altura del elemento, en el momento que se produce la carga crítica de pandeo. En la Figura 5.5 se puede apreciar que la deformación máxima se produce al 25% de la altura del elemento sin embargo el registro del lvdv #2 (Superior) se vio afectado físicamente, debido al vínculo rígido que lo unía al elemento.

5.4 ENSAYO 3. COLUMNA HUECA 2C 300x50x3

5.4.1 DESCRIPCIÓN

- Columna esbelta conformada por dos perfiles C soldados entre si, de acero grado A36.

FOTOGRAFÍA 5.4 ENSAYO Y FALLAS DEL ENSAYO 3.



¹⁴, Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

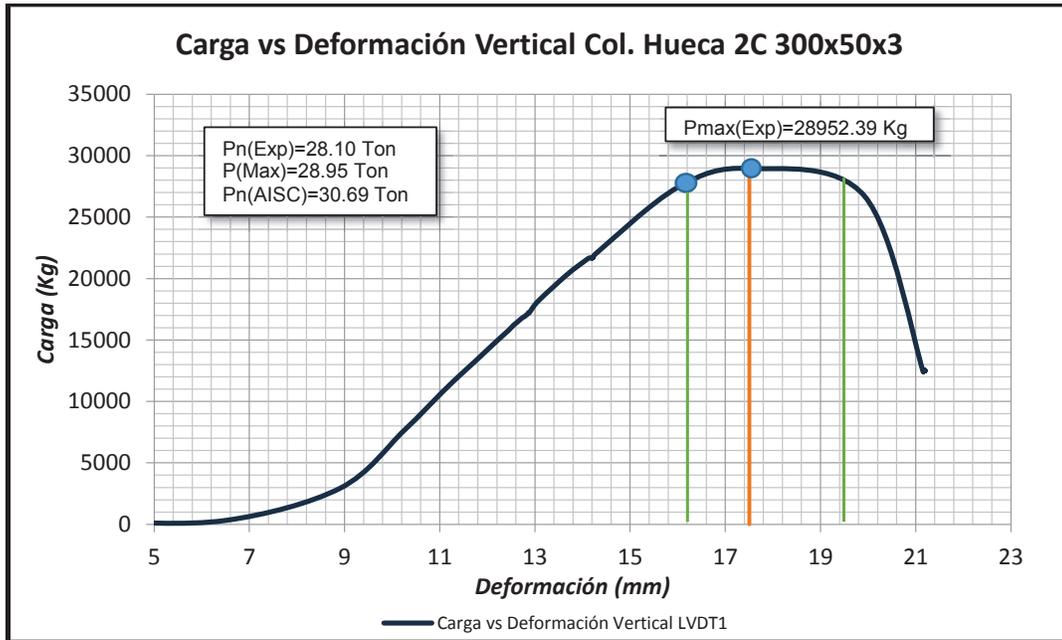
FOTOGRAFÍA 5.4 CONTINUACIÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

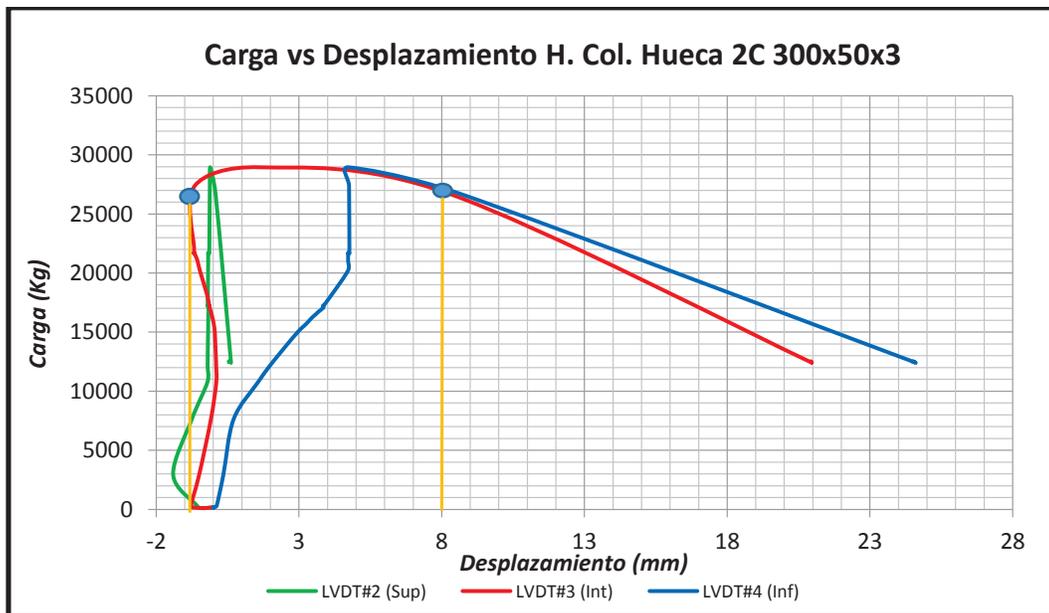
5.4.2 RESULTADOS

FIGURA 5.6 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 5.7 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En el ensayo 3, la sección alcanza la carga crítica de pandeo a las 28,10 Toneladas, en este punto la columna hueca presenta problemas de pandeo local a lo largo de toda la sección, como se puede apreciar en la Fotografía 5.4; Estas deformaciones se producen a una cierta distancia o espaciamiento, a lo que se denomina “Paso”. Por tanto se tiene que un perfil tubular hueco sometido a cargas de compresión puede colapsar antes de alcanzar el límite elástico, por efecto del pandeo local de alguna de sus caras. La inestabilidad se muestra como una abolladura hacia el interior del tubo¹⁵.

El desplazamiento horizontal máximo se presentó al 25% y al 50% de la altura del elemento, en el momento que se produce la carga crítica de pandeo como se puede apreciar en la Figura 5.7. Los desplazamientos horizontales negativos se presentan cuando la ubicación del Idvt coincide con una de las abolladuras que se producen a lo largo del elemento.

5.5 ENSAYO 4. COLUMNA HUECA 2G 300x50x15x2

5.5.1 DESCRIPCIÓN

- Columna esbelta conformada por dos perfiles G soldados entre si, de acero grado A36.

FOTOGRAFÍA 5.5 ENSAYO Y FALLAS DEL ENSAYO 4.



¹⁵, Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

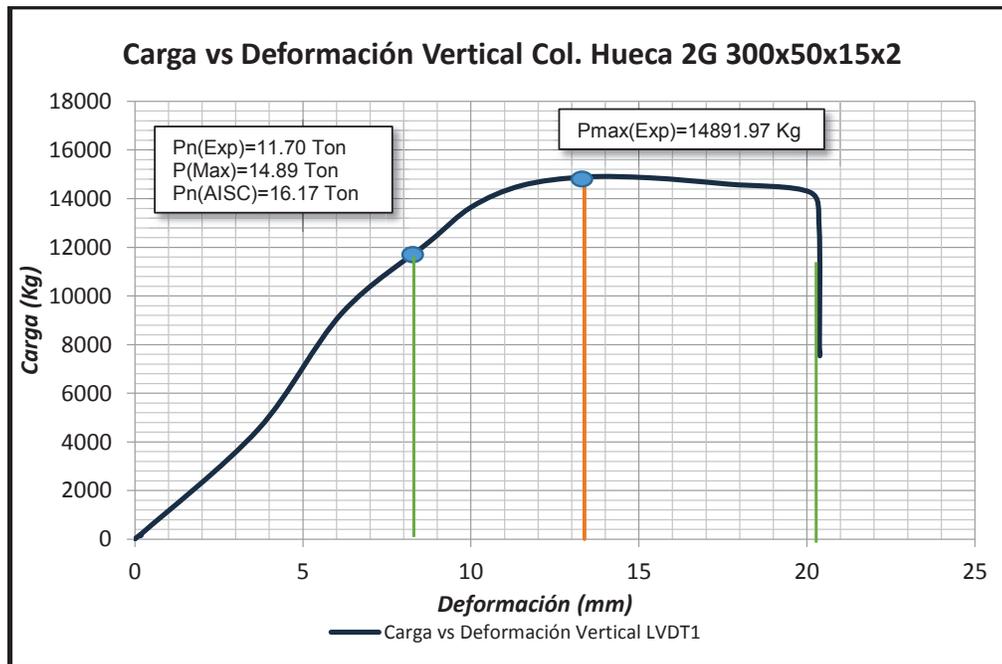
FOTOGRAFÍA 5.5 CONTINUACIÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

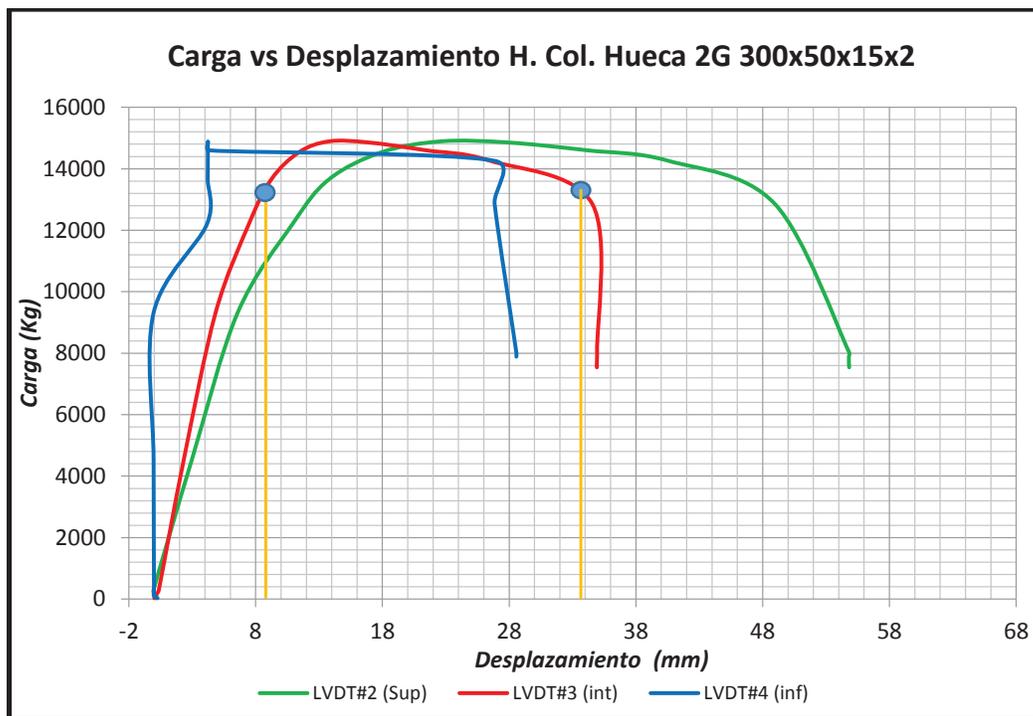
5.5.2 RESULTADOS

FIGURA 5.8 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 5.9 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En el ensayo 4, la sección alcanza la carga crítica de pandeo a las 11.70 Toneladas, en este punto la columna hueca presenta problemas de pandeo local a lo largo de toda la sección, como se puede apreciar en la Fotografía 5.5; Estas deformaciones se producen a una cierta distancia o espaciamento, a lo que se denomina “Paso”. Por tanto se tiene que un perfil tubular hueco sometido a cargas de compresión puede colapsar antes de alcanzar el límite elástico, por efecto del pandeo local de alguna de sus caras. La inestabilidad se muestra como una abolladura hacia el interior del tubo¹⁶.

El desplazamiento horizontal máximo se presentó al 75% de la altura del elemento, en el momento que se produce la carga crítica de pandeo como se puede apreciar

¹⁶, Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

en la Figura 5.9.

Las deformaciones horizontales negativas se presentan cuando la ubicación del Idvt coincide con una de las abolladuras que se producen a lo largo del elemento.

5.6 ENSAYO 5. COLUMNA HUECA 2G 350x50x15x2

5.6.1 DESCRIPCIÓN

- Columna esbelta conformada por dos perfiles G soldados entre si, de acero grado A36.

FOTOGRAFÍA 5.6 ENSAYO Y FALLAS DEL ENSAYO 5.



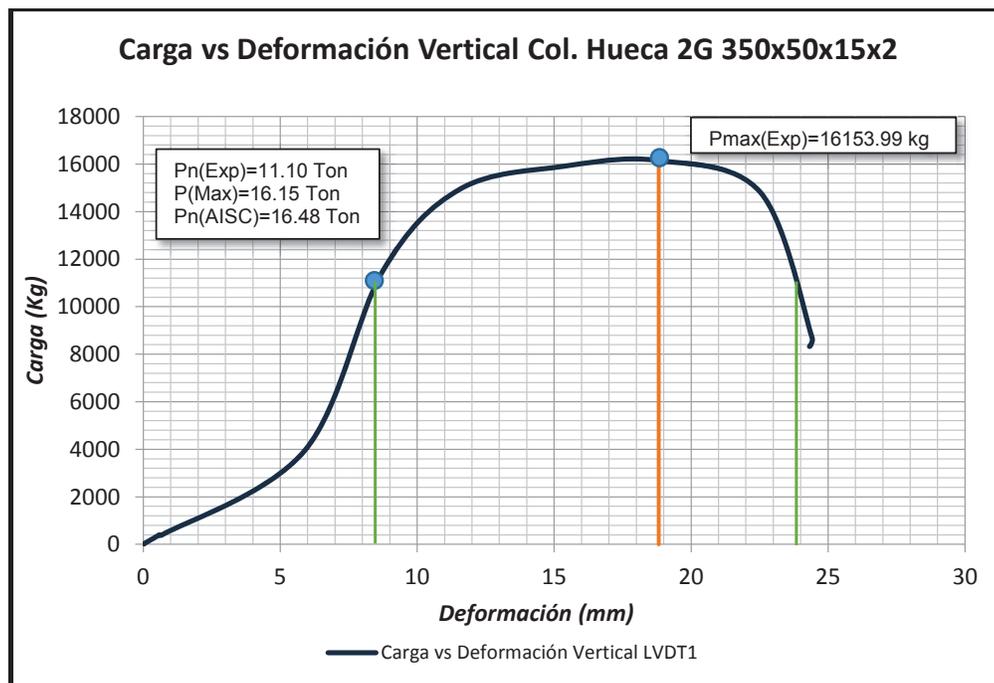
FOTOGRAFÍA 5.6 CONTINUACIÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

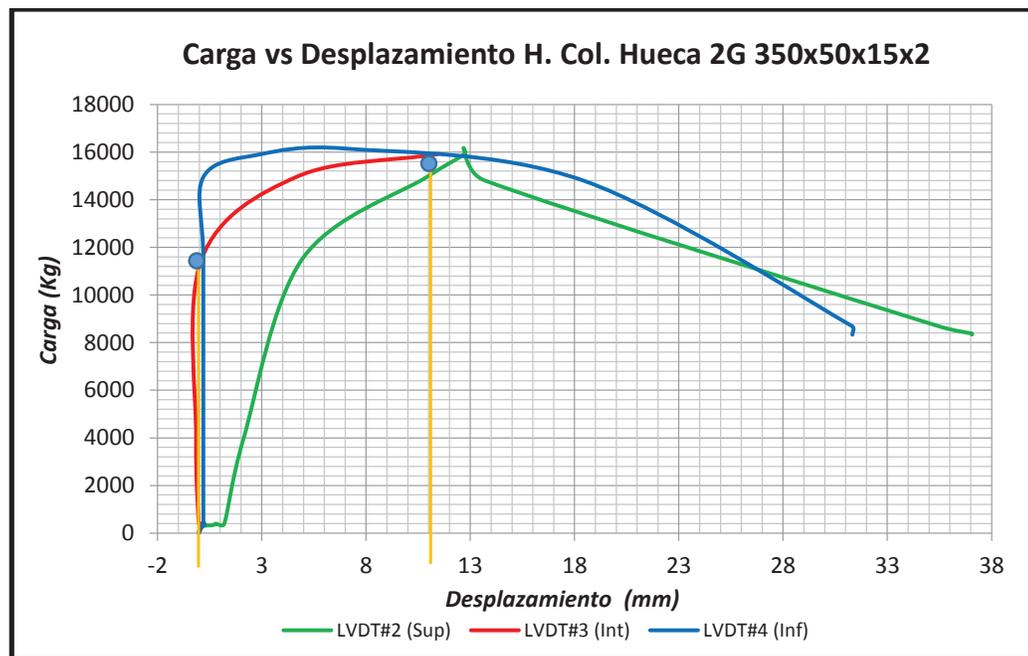
5.6.2 RESULTADOS

FIGURA 5.10 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 5.11 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En el ensayo 5, la sección alcanza la carga crítica de pandeo a las 11.10 Toneladas, en este punto la columna hueca presenta problemas de pandeo local a lo largo de toda la sección, como se puede apreciar en la Fotografía 5.6; Estas deformaciones se producen a una cierta distancia o espaciamento, a lo que se denomina “Paso”. Por tanto se tiene que un perfil tubular hueco sometido a cargas de compresión puede colapsar antes de alcanzar el límite elástico, por efecto del pandeo local de alguna de sus caras. La inestabilidad se muestra como una abolladura hacia el interior del tubo¹⁷.

El desplazamiento horizontal máximo se presentó al 75% de la altura del elemento, en el momento que se produce la carga crítica de pandeo como se puede apreciar en la Figura 5.11.

¹⁷, Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

Las deformaciones horizontales negativas se presentan cuando la ubicación del Idvt coincide con una de las abolladuras que se producen a lo largo del elemento.

5.7 ENSAYO 6. COLUMNA HUECA 2C 400x50x2

5.7.1 DESCRIPCIÓN

- Columna esbelta conformada por dos perfiles C soldados entre si, de acero grado A36.

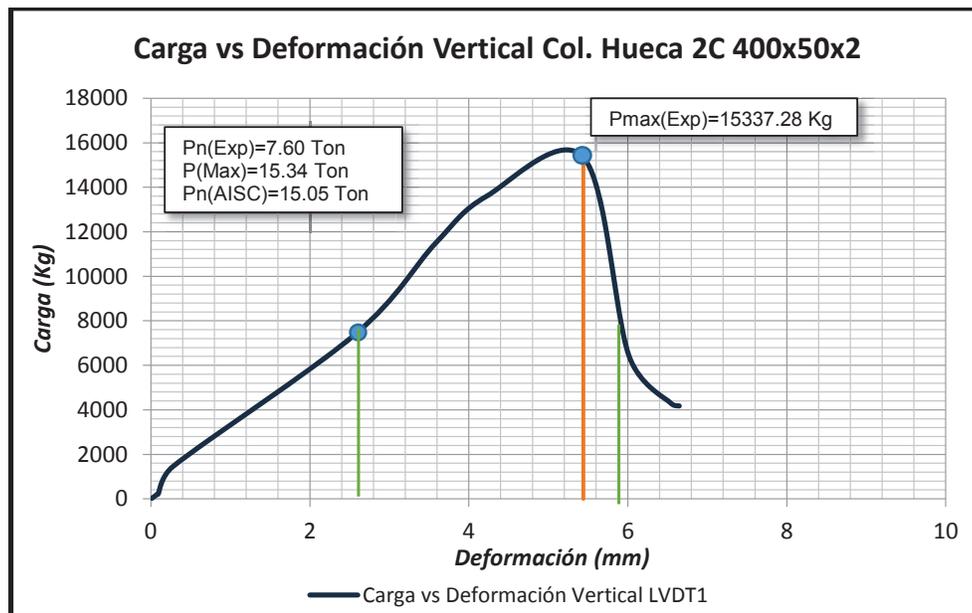
FOTOGRAFÍA 5.7 ENSAYO Y FALLAS DEL ENSAYO 6.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

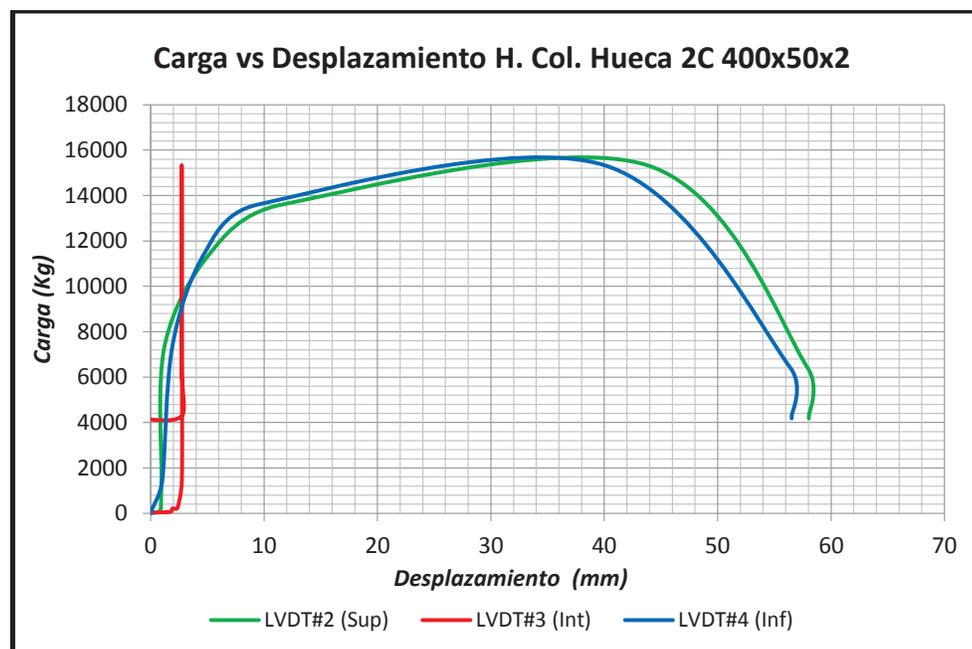
5.7.2 RESULTADOS

FIGURA 5.12 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 5.13 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En el ensayo 6, la sección alcanza la carga crítica de pandeo a las 7.60 Toneladas, en este punto la columna hueca presenta problemas de pandeo local a lo largo de toda la sección, como se puede apreciar en la Fotografía 5.7; Estas deformaciones se producen a una cierta distancia o espaciamiento, a lo que se denomina “Paso”. Por tanto se tiene que un perfil tubular hueco sometido a cargas de compresión puede colapsar antes de alcanzar el límite elástico, por efecto del pandeo local de alguna de sus caras. La inestabilidad se muestra como una abolladura hacia el interior del tubo¹⁸.

El desplazamiento horizontal máximo se presentó al 50% de la altura del elemento, en el momento que se produce la carga crítica de pandeo como se puede apreciar en la Figura 5.13. En el lvdv #3 (Intermedio) se presentó la mayor abolladura hacia el interior del tubo, produciendo que el lvdv se desprenda del elemento, lo que explica su curva en la Figura 5.13.

5.8 ENSAYO 7. COLUMNA HUECA 2C 450x50x3

5.8.1 DESCRIPCIÓN

- Columna esbelta conformada por dos perfiles C soldados entre si, de acero grado A36.

FOTOGRAFÍA 5.8 ENSAYO Y FALLAS DEL ENSAYO 7.



¹⁸, Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

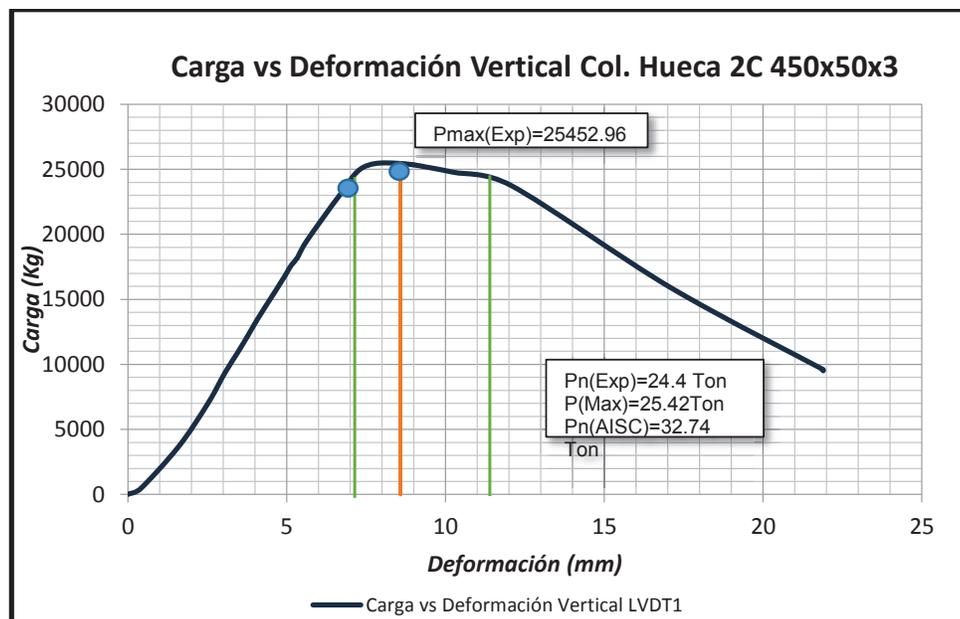
FOTOGRAFÍA 5.8 CONTINUACIÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

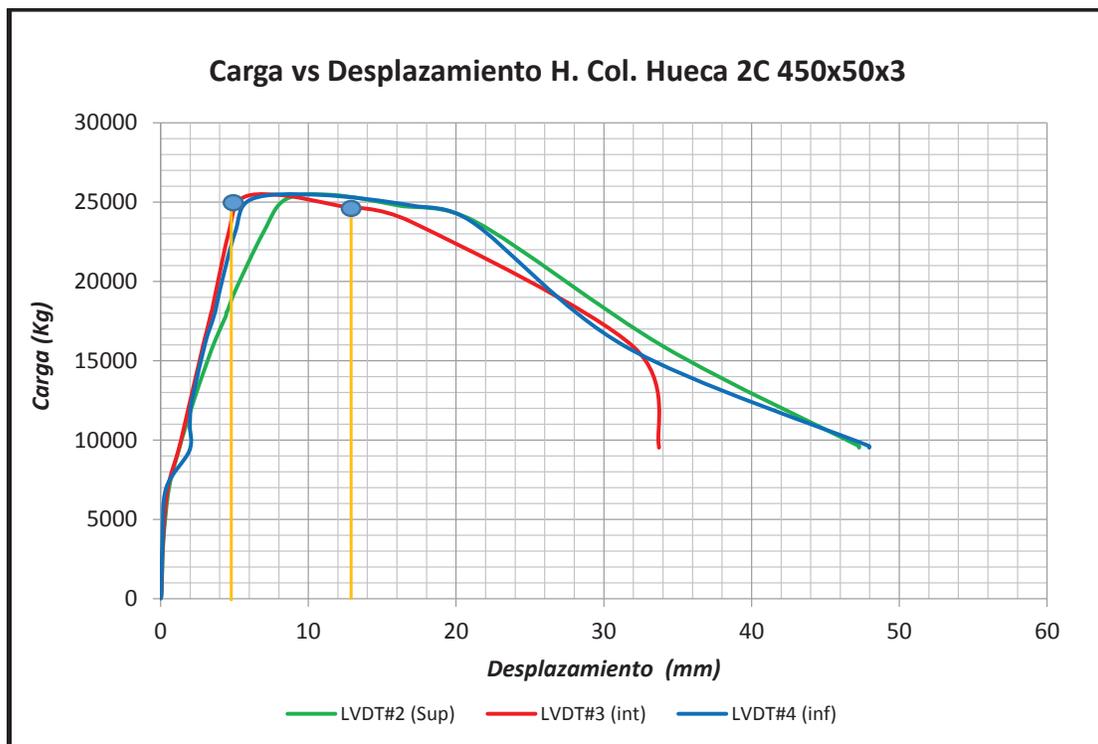
5.8.2 RESULTADOS

FIGURA 5.14 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 5.15 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En el ensayo 7, la sección alcanza la carga crítica de pandeo a las 24,40 Toneladas, en este punto la columna hueca presenta problemas de pandeo local a lo largo de toda la sección, como se puede apreciar en la Fotografía 5.8; Estas deformaciones se producen a una cierta distancia o espaciamiento, a lo que se denomina “Paso”. Por tanto se tiene que un perfil tubular hueco sometido a cargas de compresión puede colapsar antes de alcanzar el límite elástico, por efecto del pandeo local de alguna de sus caras. La inestabilidad se muestra como una abolladura hacia el interior del tubo¹⁹.

El desplazamiento horizontal máximo se presentó al 25% y al 75% de la altura del

¹⁹. Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

elemento, en el momento que se produce la carga crítica de pandeo como se puede apreciar en la Figura 5.15.

5.9 ENSAYO 8. COLUMNA RELLENA DE HORMIGÓN 2G 200x50x15x2

5.9.1 DESCRIPCIÓN

- Columna esbelta conformada por dos perfiles G soldados entre si, de acero grado A36.
- Se la rellena con hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ en su totalidad.

FOTOGRAFÍA 5.9 ENSAYO Y FALLAS DEL ENSAYO 8.

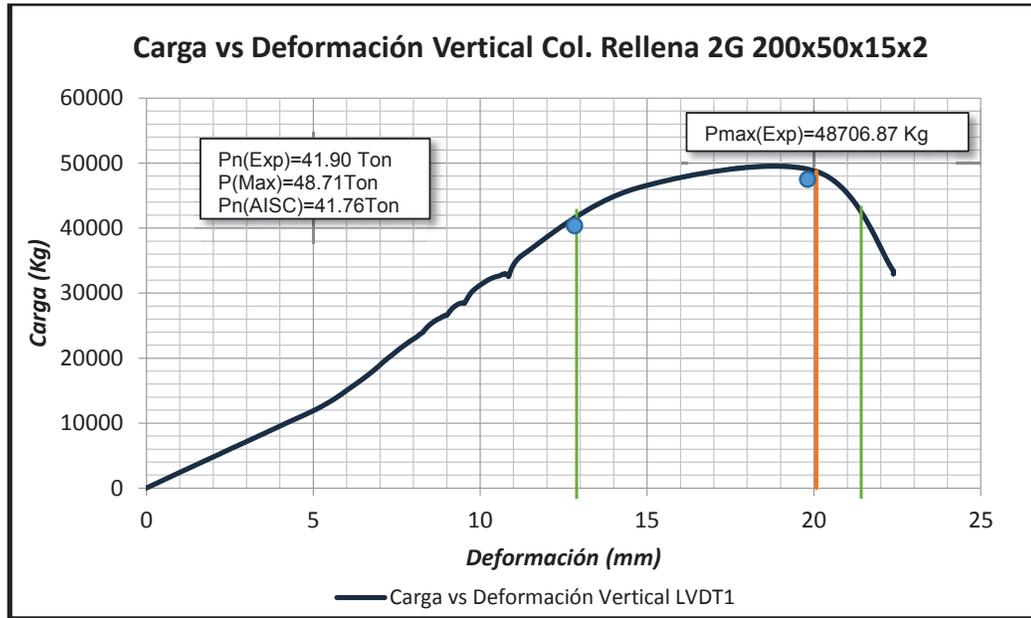


FOTOGRAFÍA 5.9 CONTINUACIÓN

FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

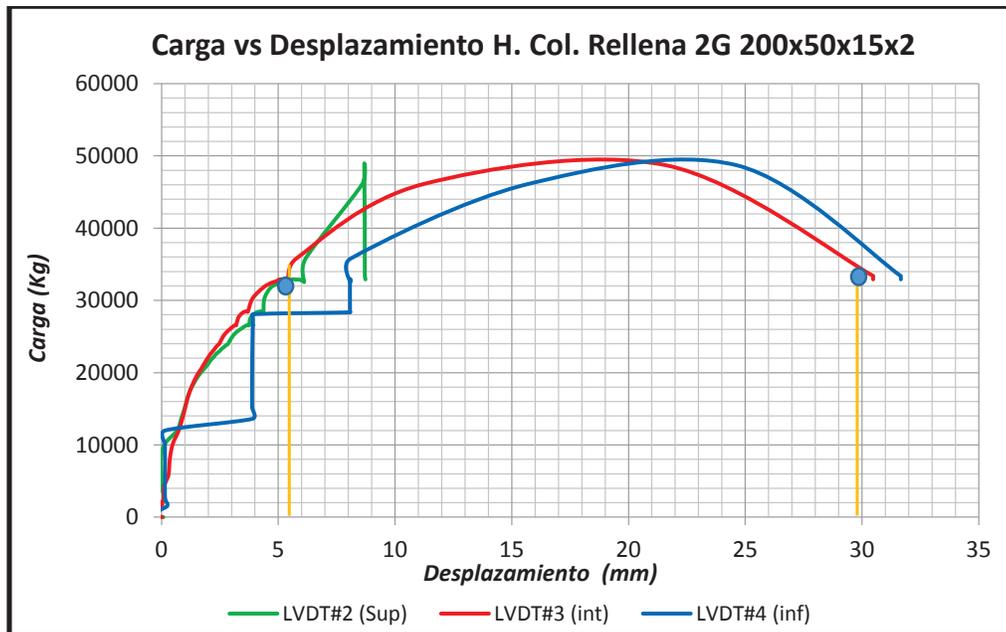
5.9.2 RESULTADOS

FIGURA 5.16 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 5.17 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En el ensayo 8, la sección alcanza la carga crítica de pandeo a las 41.90 Toneladas, en este punto la columna rellena de hormigón presenta problemas de pandeo local a lo largo de toda la sección, como se puede apreciar en la Fotografía 5.9; Estas deformaciones se producen a una cierta distancia o espaciamiento, a lo que se denomina “Paso”.

En el caso de secciones mixtas formadas por perfiles tubulares rellenos, el núcleo de hormigón imposibilita el pandeo del tubo hacia el interior retrasando el pandeo local de la sección. Esto se traduce en un mejor aprovechamiento de las propiedades del acero, puesto que en muchos casos se consigue alcanzar la plastificación del mismo²⁰.

El desplazamiento horizontal máximo se presentó al 25% y al 50% de la altura del elemento, en el momento que se produce la carga crítica de pandeo como se puede apreciar en la Figura 5.17. En las columnas de acero rellenas de hormigón se produce el pandeo local del elemento producto de la falla del hormigón; Debido a que en ese punto el hormigón pierde parte de su resistencia a la compresión, ocasionando una concentración de esfuerzos en el acero que lo obliga a pandear localmente.

5.10 ENSAYO 9. COLUMNA RELLENA DE HORMIGÓN 2G 250x50x15x2

5.10.1 DESCRIPCIÓN

- Columna esbelta conformada por dos perfiles G soldados entre si, de acero grado A36.
- Se la rellena con hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ en su totalidad.

²⁰, Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

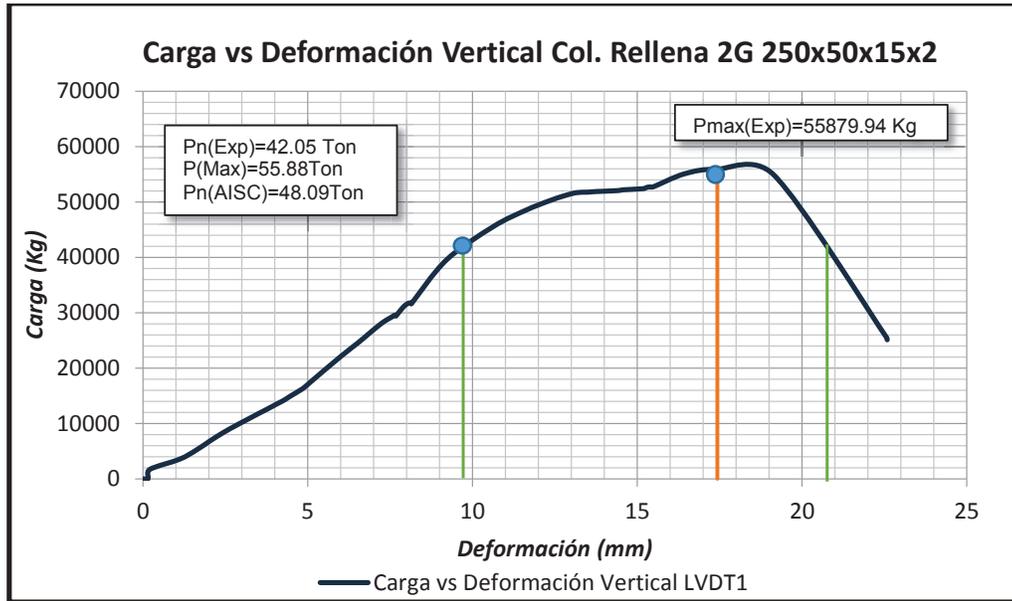
FOTOGRAFÍA 5.10 ENSAYO Y FALLAS DEL ENSAYO 9.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

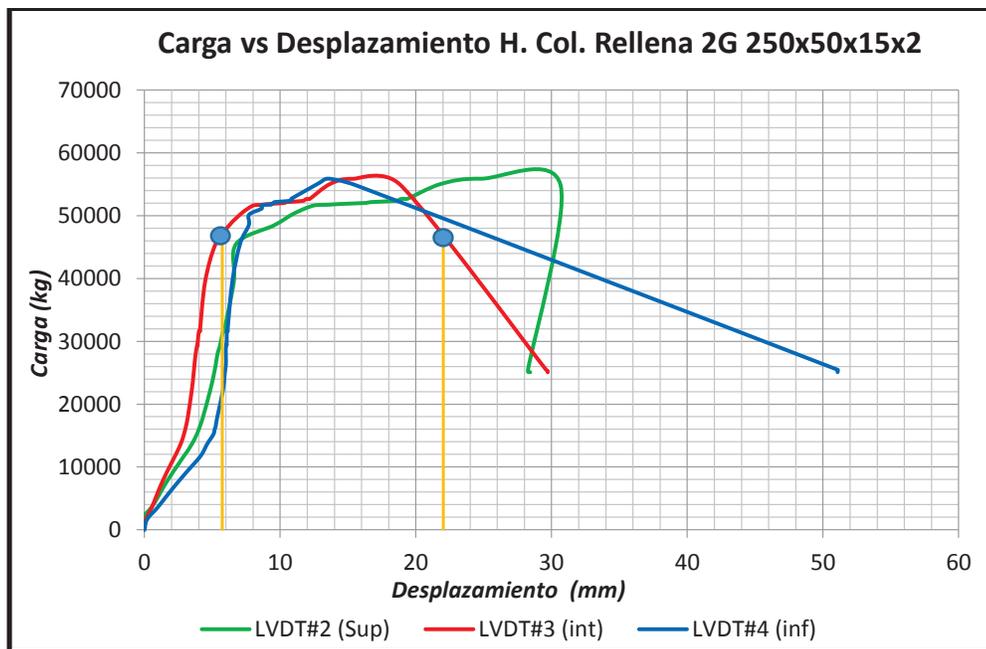
5.10.2 RESULTADOS

FIGURA 5.18 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 5.19 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En el ensayo 9, la sección alcanza la carga crítica de pandeo a las 42.05 Toneladas, en este punto la columna rellena de hormigón presenta problemas de pandeo local a lo largo de toda la sección, como se puede apreciar en la Fotografía 5.10; Estas deformaciones se producen a una cierta distancia o espaciamiento, a lo que se denomina “Paso”.

En el caso de secciones mixtas formadas por perfiles tubulares rellenos, el núcleo de hormigón imposibilita el pandeo del tubo hacia el interior retrasando el pandeo local de la sección. Esto se traduce en un mejor aprovechamiento de las propiedades del acero, puesto que en muchos casos se consigue alcanzar la plastificación del mismo²¹.

El desplazamiento horizontal máximo se presentó al 25% de la altura del elemento, en el momento que se produce la carga crítica de pandeo como se puede apreciar en la Figura 5.19. En las columnas de acero rellenas de hormigón se produce el pandeo local del elemento producto de la falla del hormigón; Debido a que en ese punto el hormigón pierde parte de su resistencia a la compresión, ocasionando una concentración de esfuerzos en el acero que lo obliga a pandear localmente.

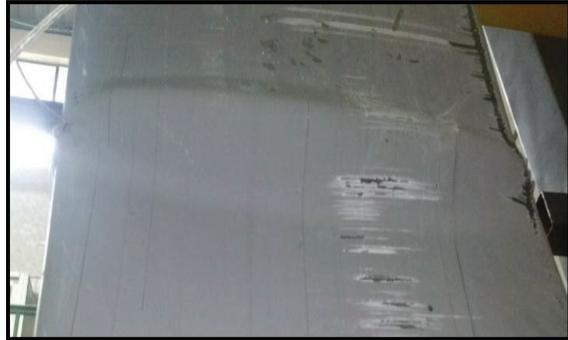
5.11 ENSAYO 10. COLUMNA RELLENA DE HORMIGÓN 2C 300x50x3

5.11.1 DESCRIPCIÓN

- Columna esbelta conformada por dos perfiles C soldados entre si, de acero grado A36.
- Se la rellena con hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ en su totalidad.

²¹, Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

FOTOGRAFÍA 5.11 ENSAYO Y FALLAS DEL ENSAYO 10.



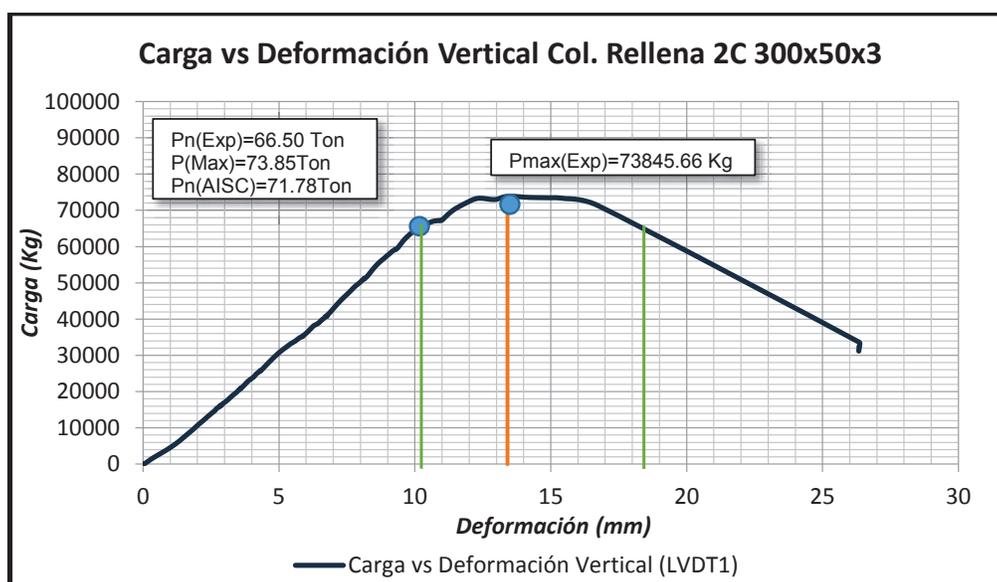
FOTOGRAFÍA 5.11 CONTINUACIÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

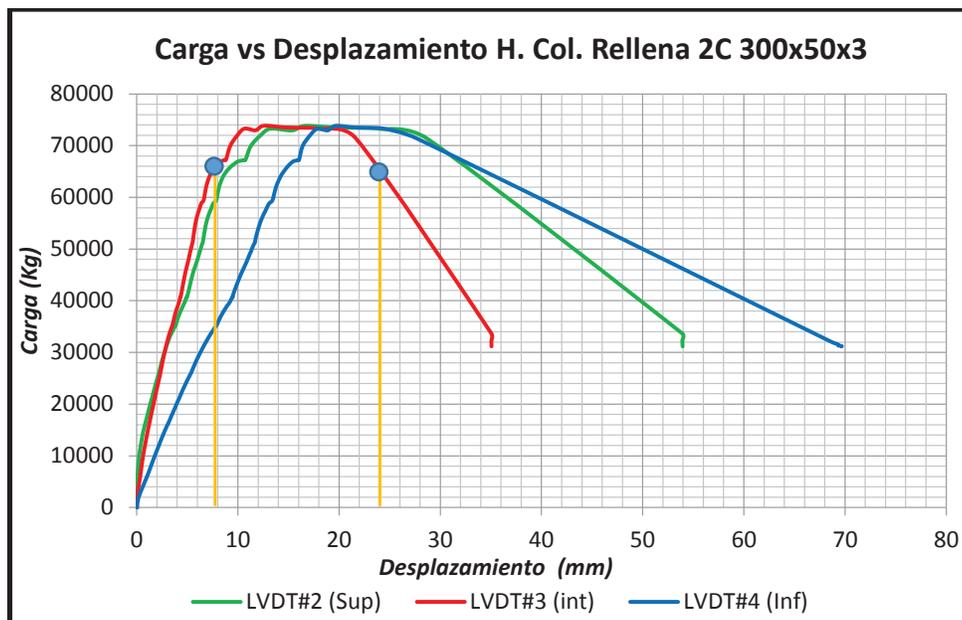
5.11.2 RESULTADOS

FIGURA 5.20 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 5.21 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En el ensayo 10, la sección alcanza la carga crítica de pandeo a las 66.50 Toneladas, en este punto la columna rellena de hormigón presenta problemas de pandeo local a lo largo de toda la sección, como se puede apreciar en la Fotografía 5.11; Estas deformaciones se producen a una cierta distancia o espaciamento, a lo que se denomina “Paso”.

En el caso de secciones mixtas formadas por perfiles tubulares rellenos, el núcleo de hormigón imposibilita el pandeo del tubo hacia el interior retrasando el pandeo local de la sección. Esto se traduce en un mejor aprovechamiento de las propiedades del acero, puesto que en muchos casos se consigue alcanzar la plastificación del mismo²². El desplazamiento horizontal máximo se presentó al 25% de la altura del elemento, en el momento que se produce la carga crítica de pandeo como se puede apreciar en la Figura 5.21.

²², Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

En las columnas de acero rellenas de hormigón se produce el pandeo local del elemento producto de la falla del hormigón; Debido a que en ese punto el hormigón pierde parte de su resistencia a la compresión, ocasionando una concentración de esfuerzos en el acero que lo obliga a pandear localmente.

5.12 ENSAYO 11. COLUMNA RELLENA DE HORMIGÓN 2G 300x50x15x2

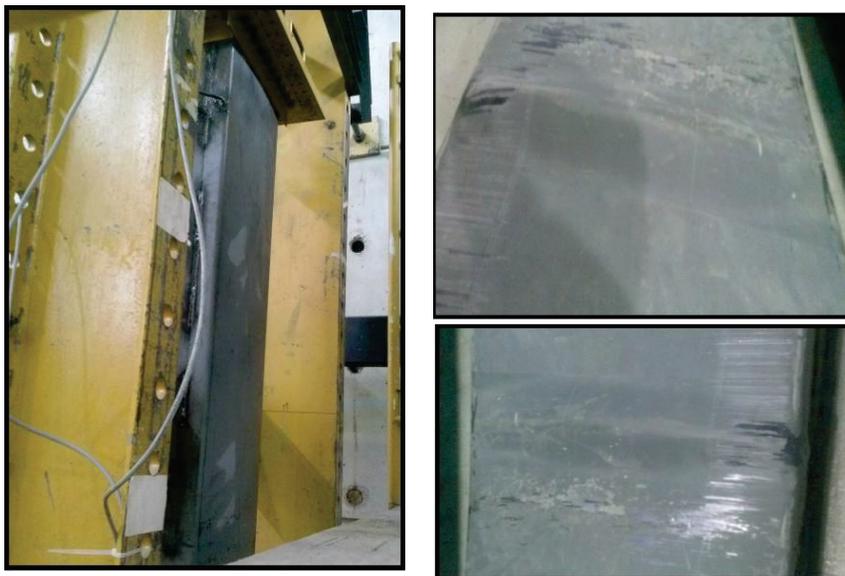
5.12.1 DESCRIPCIÓN

- Columna esbelta conformada por dos perfiles G soldados entre si, de acero grado A36.
- Se la rellena con hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ en su totalidad.

FOTOGRAFÍA 5.12 ENSAYO Y FALLAS DEL ENSAYO 11.



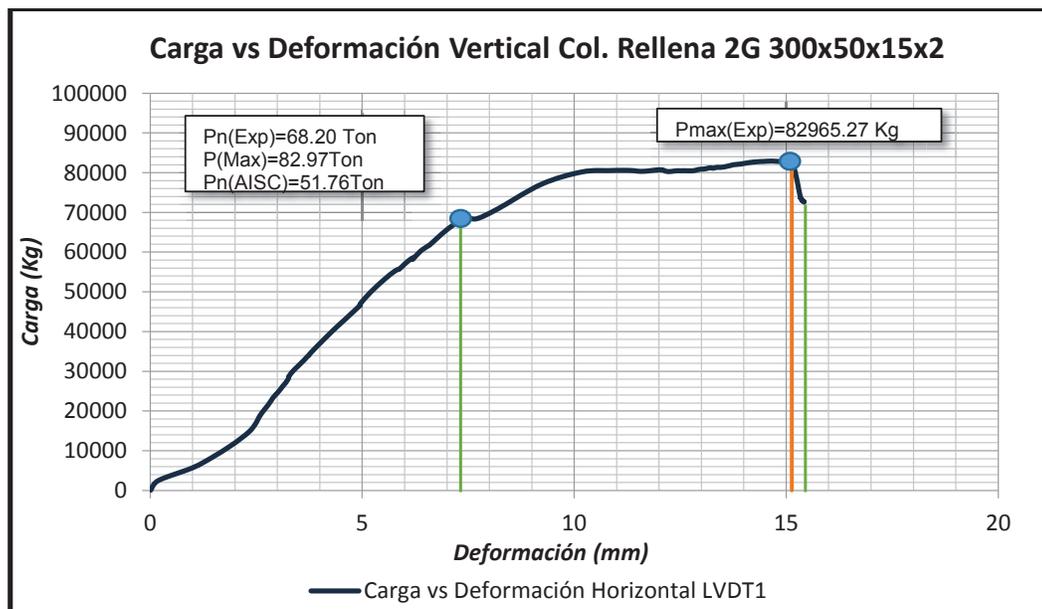
FOTOGRAFÍA 5.12 CONTINUACIÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

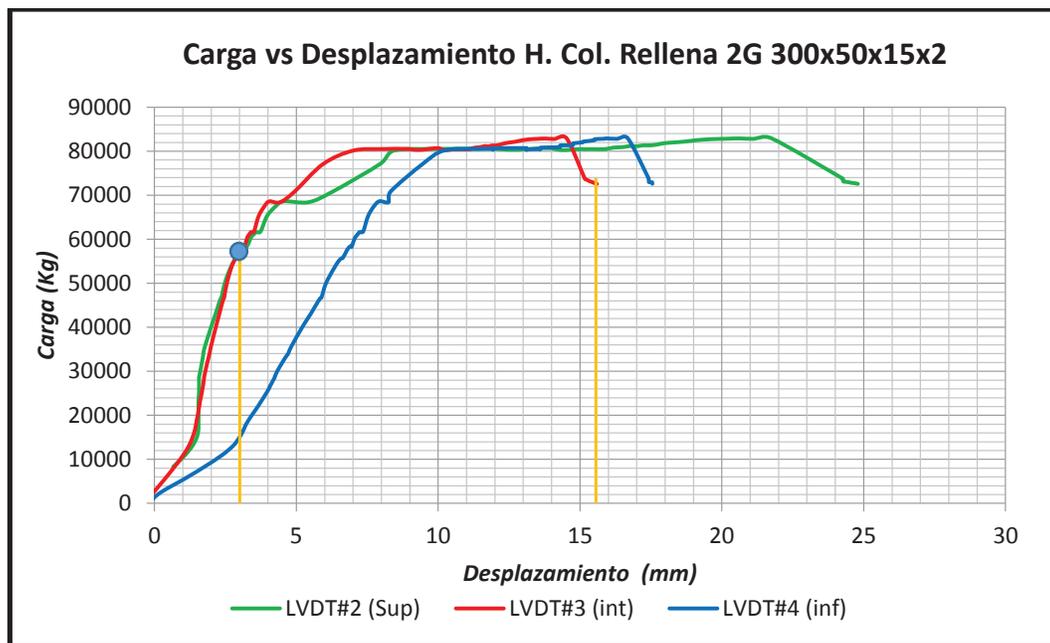
5.12.2 RESULTADOS

FIGURA 5.22 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 5.23 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En el ensayo 11, la sección alcanza la carga crítica de pandeo a las 68.20 Toneladas, en este punto la columna rellena de hormigón presenta problemas de pandeo local a lo largo de toda la sección, como se puede apreciar en la Fotografía 5.12; Estas deformaciones se producen a una cierta distancia o espaciamento, a lo que se denomina “Paso”.

En el caso de secciones mixtas formadas por perfiles tubulares rellenos, el núcleo de hormigón imposibilita el pandeo del tubo hacia el interior retrasando el pandeo local de la sección. Esto se traduce en un mejor aprovechamiento de las propiedades del acero, puesto que en muchos casos se consigue alcanzar la plastificación del mismo²³.

²³, Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

El desplazamiento horizontal máximo se presentó al 75% de la altura del elemento, en el momento que se produce la carga crítica de pandeo como se puede apreciar en la Figura 5.23. En las columnas de acero rellenas de hormigón se produce el pandeo local del elemento producto de la falla del hormigón; Debido a que en ese punto el hormigón pierde parte de su resistencia a la compresión, ocasionando una concentración de esfuerzos en el acero que lo obliga a pandear localmente.

5.13 ENSAYO 12. COLUMNA RELLENA DE HORMIGÓN 2G 350x50x15x2

5.13.1 DESCRIPCIÓN

- Columna esbelta conformada por dos perfiles G soldados entre si, de acero grado A36.
- Se la rellena con hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ en su totalidad.

FOTOGRAFÍA 5.13 ENSAYO Y FALLAS DEL ENSAYO 12.



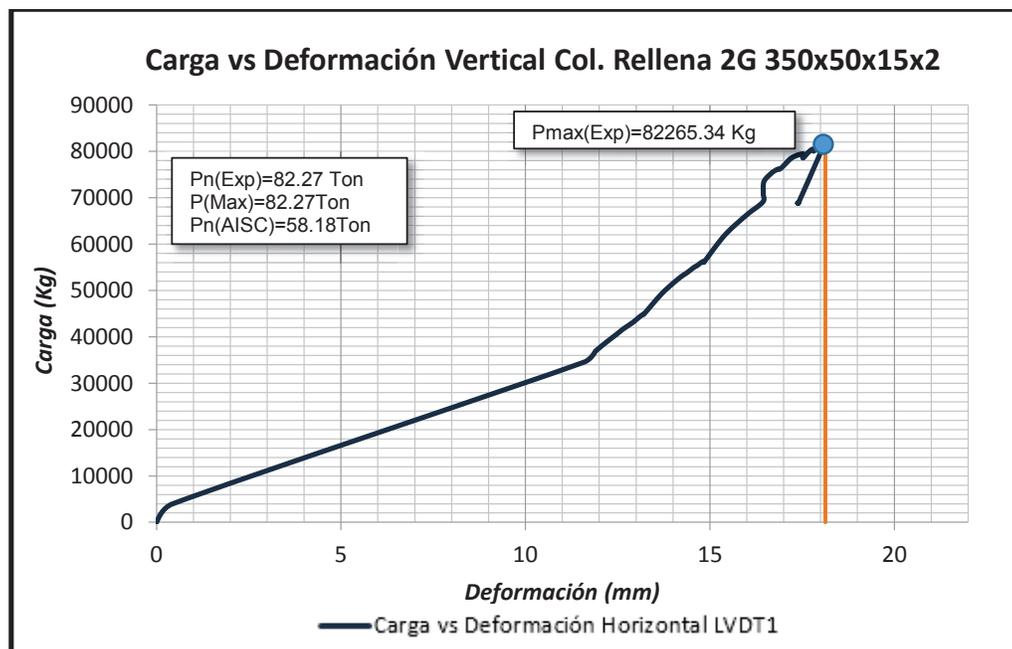
FOTOGRAFÍA 5.13 CONTINUACIÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

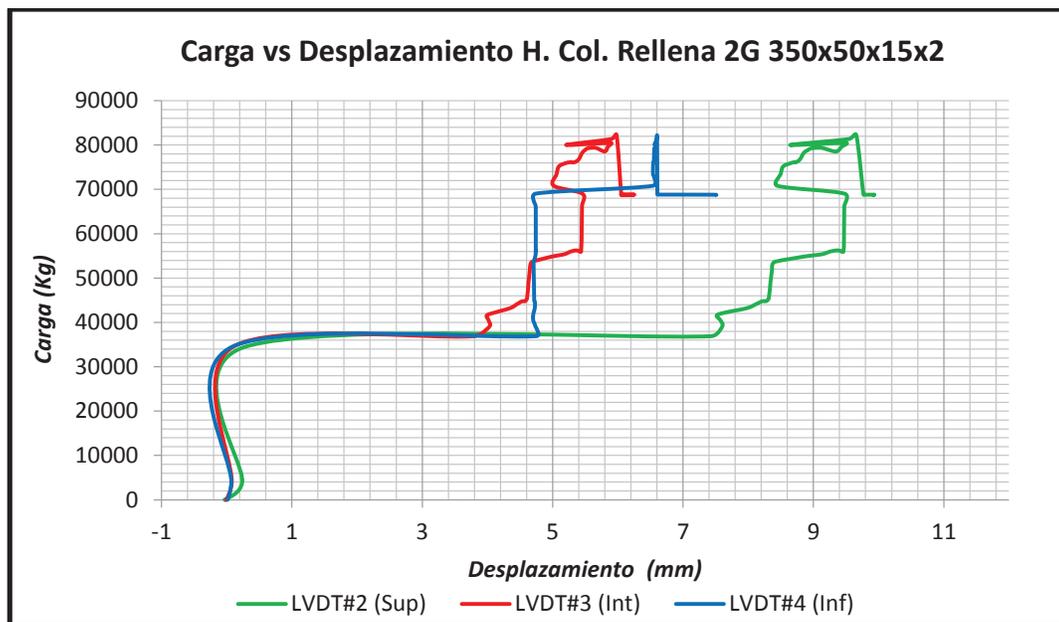
5.13.2 RESULTADOS

FIGURA 5.24 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 5.25 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En el ensayo 12, la sección alcanza la carga crítica de pandeo a las 82,27 Toneladas, en este punto la columna rellena de hormigón presenta problemas de pandeo local a lo largo de toda la sección, como se puede apreciar en la Fotografía 5.13; Estas deformaciones se producen a una cierta distancia o espaciamiento, a lo que se denomina “Paso”.

En el caso de secciones mixtas formadas por perfiles tubulares rellenos, el núcleo de hormigón imposibilita el pandeo del tubo hacia el interior retrasando el pandeo local de la sección. Esto se traduce en un mejor aprovechamiento de las propiedades del acero, puesto que en muchos casos se consigue alcanzar la plastificación del mismo²⁴.

²⁴, Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

El desplazamiento horizontal máximo se presentó al 75% de la altura del elemento, en el momento que se produce la carga crítica de pandeo como se puede apreciar en la Figura 5.25.

En las columnas de acero rellenas de hormigón se produce el pandeo local del elemento producto de la falla del hormigón; Debido a que en ese punto el hormigón pierde parte de su resistencia a la compresión, ocasionando una concentración de esfuerzos en el acero que lo obliga a pandear localmente.

5.14 ENSAYO 13. COLUMNA RELLENA DE HORMIGÓN 2C 400x50x2

5.14.1 DESCRIPCIÓN

- Columna esbelta conformada por dos perfiles C soldados entre si, de acero grado A36.
- Se la rellena con hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ en su totalidad.

FOTOGRAFÍA 5.14 ENSAYO Y FALLAS DEL ENSAYO 13.



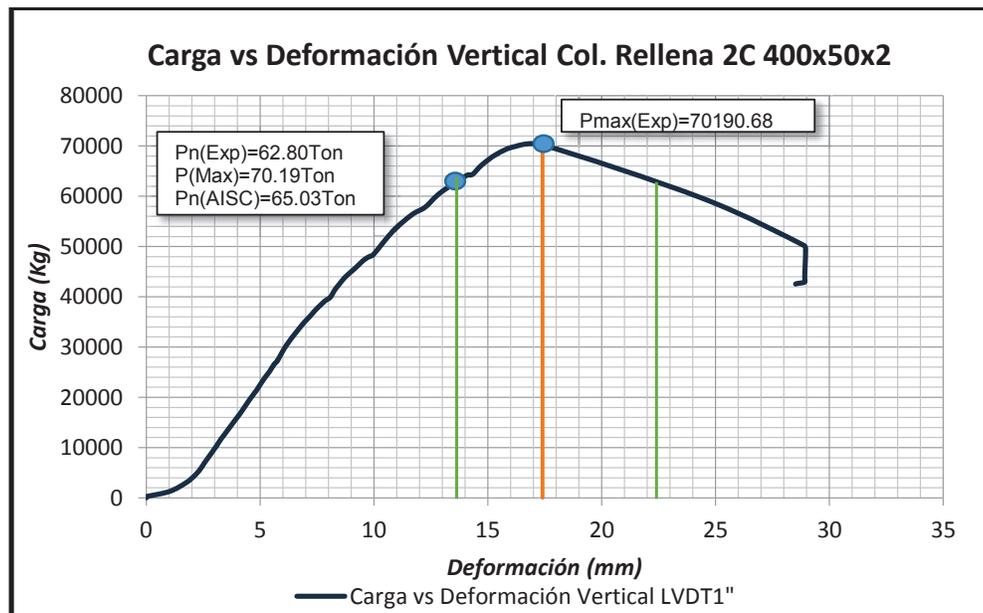
FOTOGRAFÍA 5.14 CONTINUACIÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

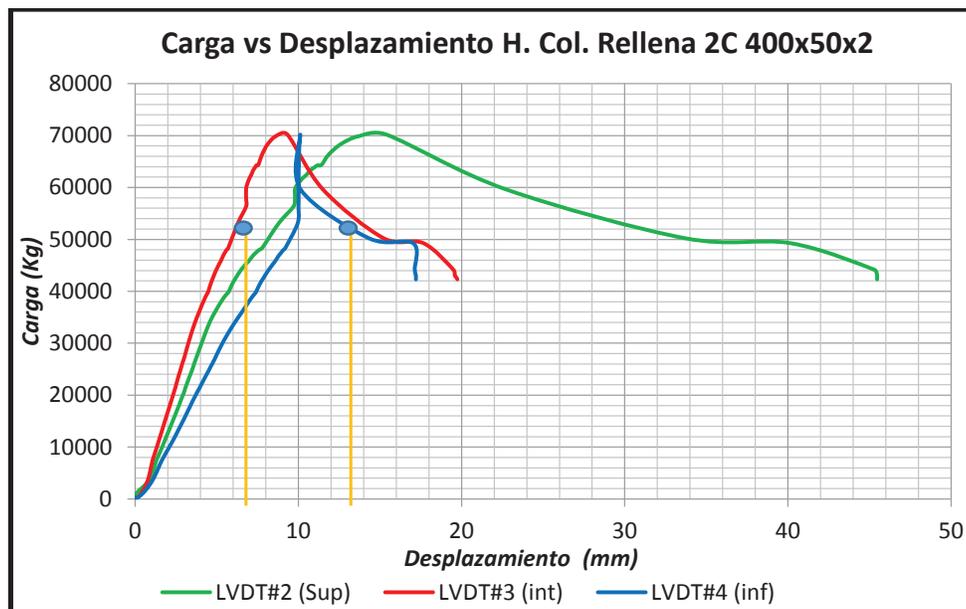
5.14.2 RESULTADOS

FIGURA 5.26 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 5.27 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En el ensayo 13, la sección alcanza la carga crítica de pandeo a las 62.80 Toneladas, en este punto la columna rellena de hormigón presenta problemas de pandeo local a lo largo de toda la sección, como se puede apreciar en la Fotografía 5.14; Estas deformaciones se producen a una cierta distancia o espaciamento, a lo que se denomina “Paso”.

En el caso de secciones mixtas formadas por perfiles tubulares rellenos, el núcleo de hormigón imposibilita el pandeo del tubo hacia el interior retrasando el pandeo local de la sección. Esto se traduce en un mejor aprovechamiento de las propiedades del acero, puesto que en muchos casos se consigue alcanzar la plastificación del mismo²⁵. El desplazamiento horizontal máximo se presentó al 75% de la altura del elemento, en el momento que se produce la carga crítica de pandeo como se puede apreciar en la Figura 5.27.

²⁵, Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

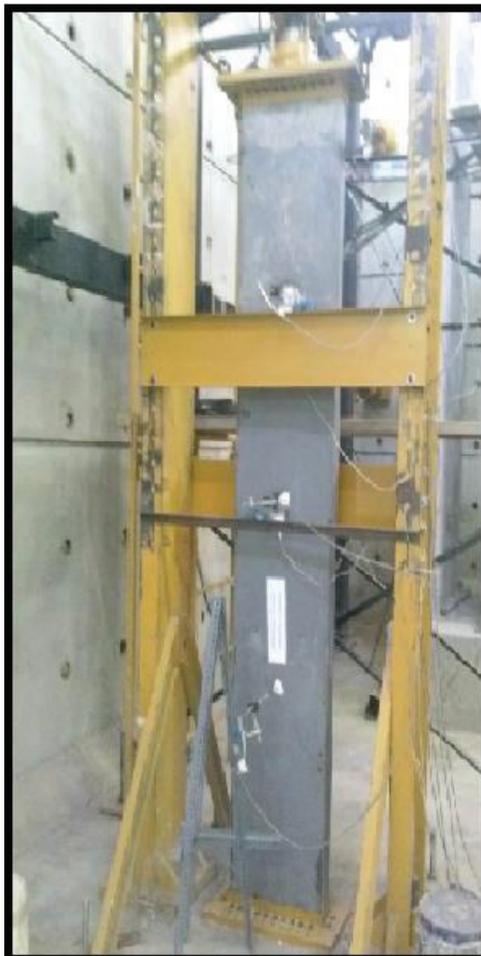
En las columnas de acero rellenas de hormigón se produce el pandeo local del elemento producto de la falla del hormigón; Debido a que en ese punto el hormigón pierde parte de su resistencia a la compresión, ocasionando una concentración de esfuerzos en el acero que lo obliga a pandear localmente.

5.15 ENSAYO 14. COLUMNA RELLENA DE HORMIGÓN 2C 450x50x3

5.15.1 DESCRIPCIÓN

- Columna esbelta conformada por dos perfiles C soldados entre si, de acero grado A36.
- Se la rellena con hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ en su totalidad.

FOTOGRAFÍA 5.15 ENSAYO Y FALLAS DEL ENSAYO 14.



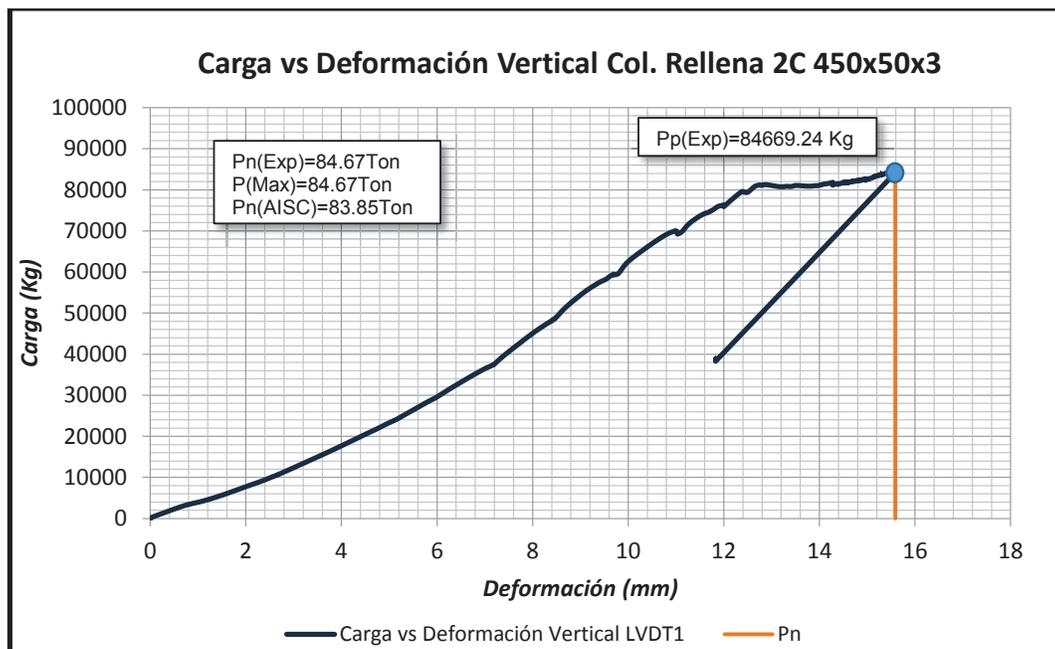
FOTOGRAFÍA 5.15 CONTINUACIÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

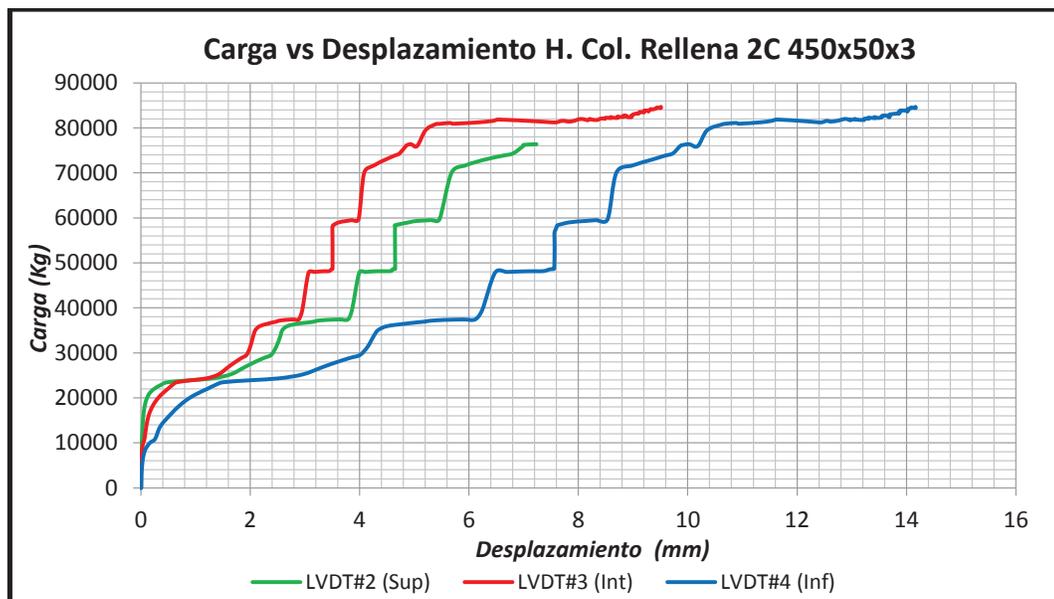
5.15.2 RESULTADOS

FIGURA 5.28 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 5.29 CURVA CARGA VS DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En el ensayo 14, la sección alcanza la carga crítica de pandeo a las 84,67 Toneladas, en este punto la columna rellena de hormigón presenta problemas de pandeo local a lo largo de toda la sección, como se puede apreciar en la Fotografía 5.15; Estas deformaciones se producen a una cierta distancia o espaciamiento, a lo que se denomina “Paso”.

En el caso de secciones mixtas formadas por perfiles tubulares rellenos, el núcleo de hormigón imposibilita el pandeo del tubo hacia el interior retrasando el pandeo local de la sección. Esto se traduce en un mejor aprovechamiento de las propiedades del acero, puesto que en muchos casos se consigue alcanzar la plastificación del mismo²⁶.

²⁶, Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

El desplazamiento horizontal máximo se presentó al 25% de la altura del elemento, en el momento que se produce la carga crítica de pandeo como se puede apreciar en la Figura 5.29.

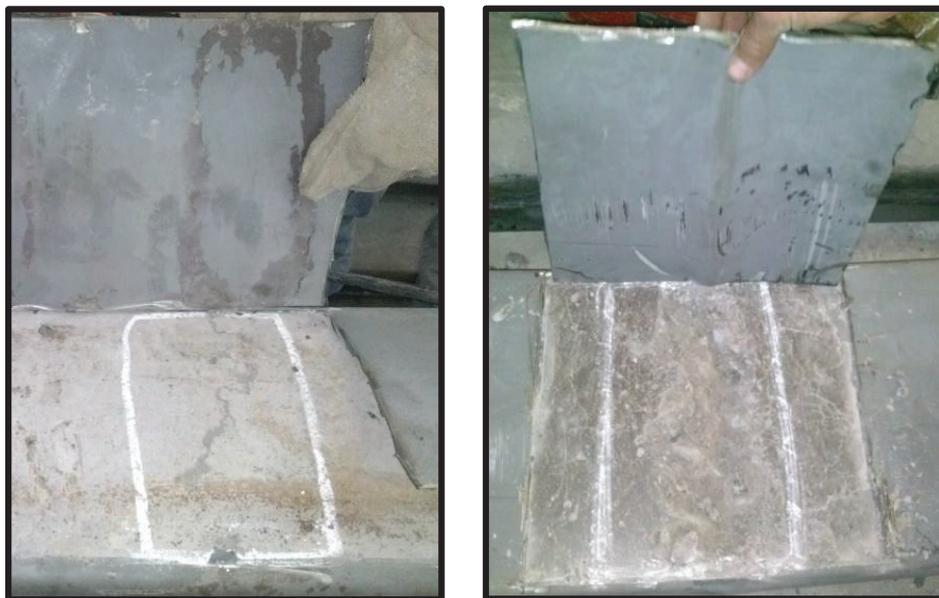
En las columnas de acero rellenas de hormigón se produce el pandeo local del elemento producto de la falla del hormigón; Debido a que en ese punto el hormigón pierde parte de su resistencia a la compresión, ocasionando una concentración de esfuerzos en el acero que lo obliga a pandear localmente.

5.16 COMPORTAMIENTO INTERNO DEL HORMIGÓN

Una vez finalizados los ensayos se debía conocer el comportamiento interno del hormigón, para esto se procedió a realizar cortes en las placas de acero en los puntos donde había sufrido el pandeo local.

Se escogió abrir las secciones donde el pandeo local era más evidente como se muestra en la Fotografía 5.16

FOTOGRAFÍA 5.16 FALLAS INTERNAS DEL HORMIGÓN



FOTOGRAFÍA 5.16 CONTINUACIÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

La falla del hormigón se presenta como una fractura en el mismo lugar donde el acero sufre pandeo, esta fractura es perpendicular al eje longitudinal del elemento y se presentó hasta dos veces en algunas probetas.

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS DE RESULTADOS

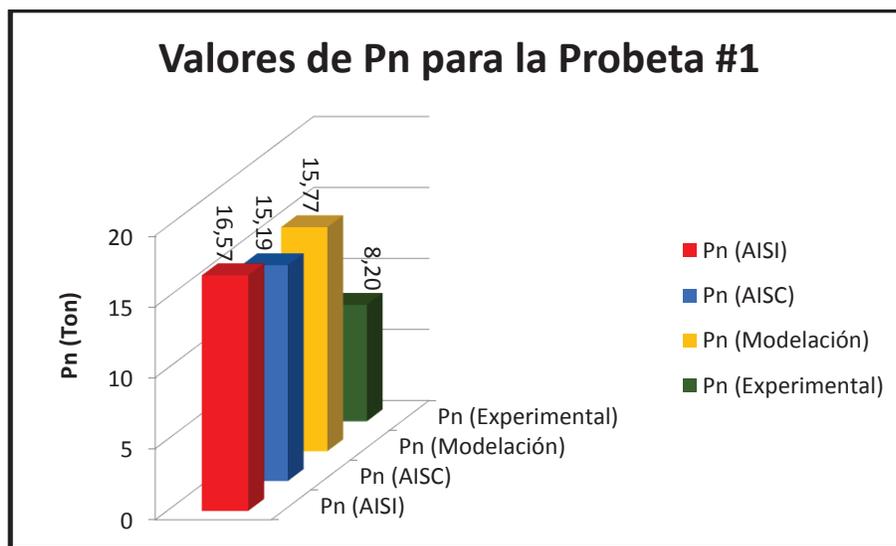
6.1 COMPARACIÓN DEL VALOR DE LA CARGA NOMINAL (P_n)

En los cuadros que se presentan a continuación se presenta un resumen de resultados del valor de la carga nominal; Comparando la carga nominal esperada con los diferentes métodos de cálculo y la carga experimental obtenida en los ensayos, esto tanto para las columnas huecas como para las columnas rellenas de hormigón.

6.1.1 COLUMNAS HUECAS CARGADAS AXIALMENTE

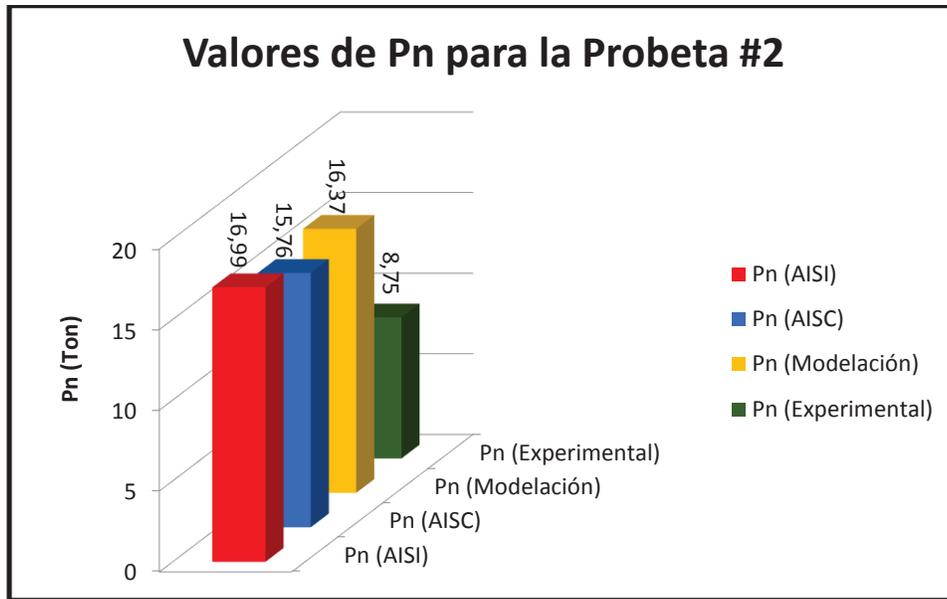
En las figuras que se presentan a continuación se puede apreciar de manera detallada los resultados de la carga nominal obtenida para los diferentes tipos de columnas huecas.

FIGURA 6.1 CUADRO COMPARATIVO DE P_n PARA LA PROBETA #1 (2G 200x50x15x2)



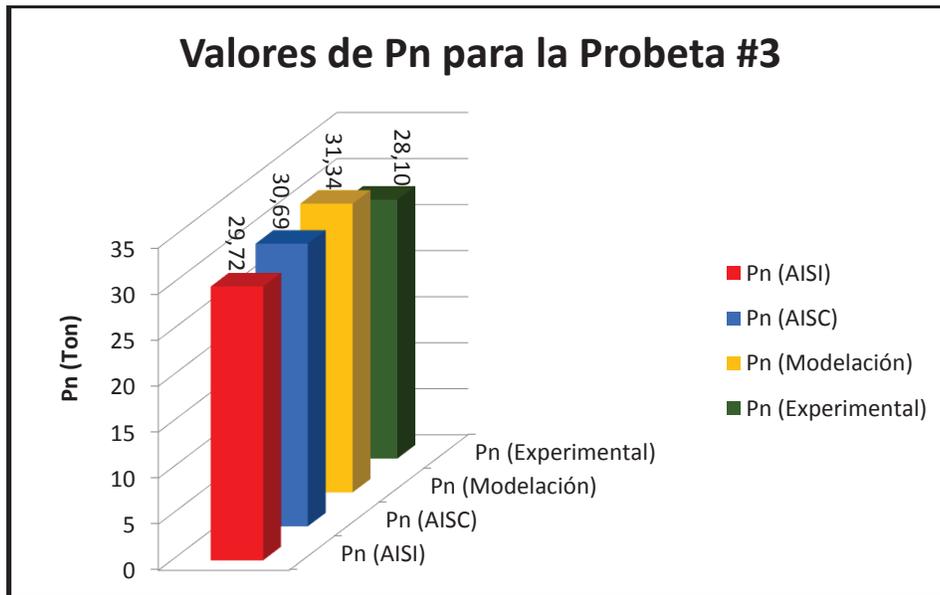
FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 6.2 CUADRO COMPARATIVO DE Pn PARA LA PROBETA #2 (2G 250x50x15x2)



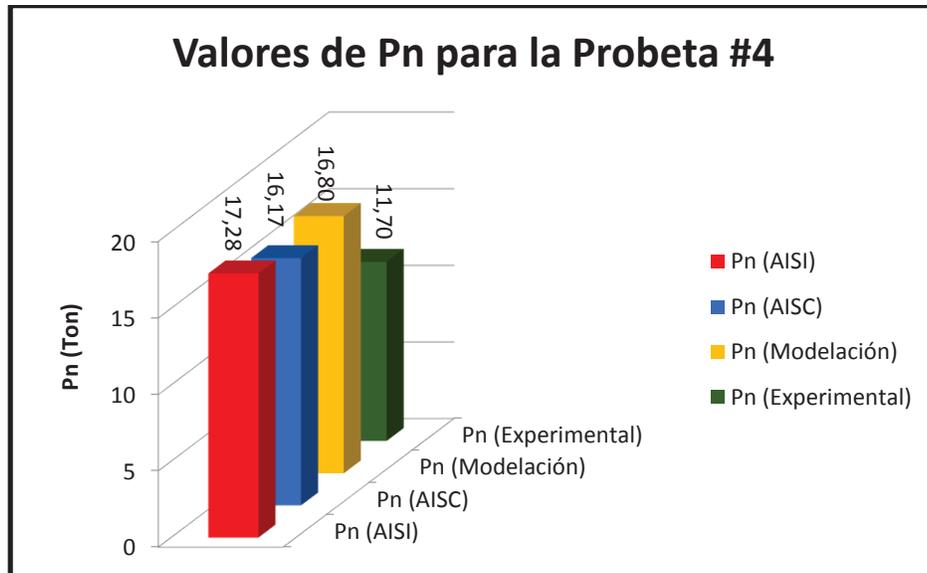
FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 6.3 CUADRO COMPARATIVO DE Pn PARA LA PROBETA #3 (2C 200x50x3)



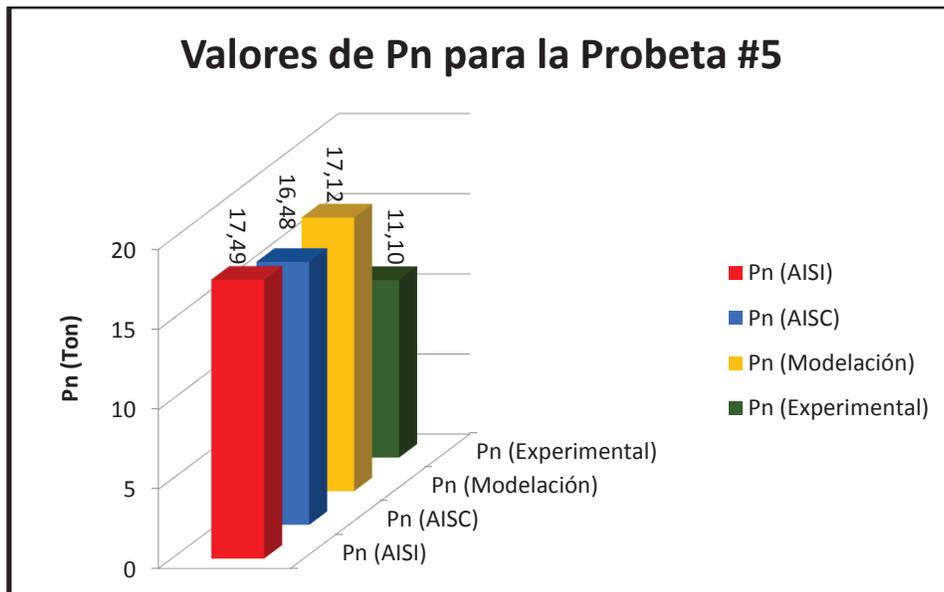
FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 6.4 CUADRO COMPARATIVO DE Pn PARA LA PROBETA #4 (2G 300x50x15x2)



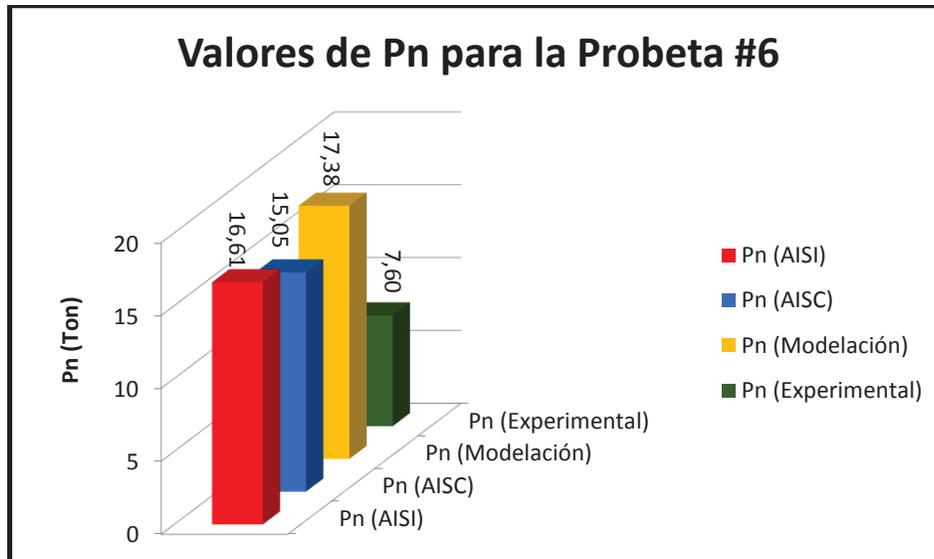
FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 6.5 CUADRO COMPARATIVO DE Pn PARA LA PROBETA #5 (2G 350x50x15x2)



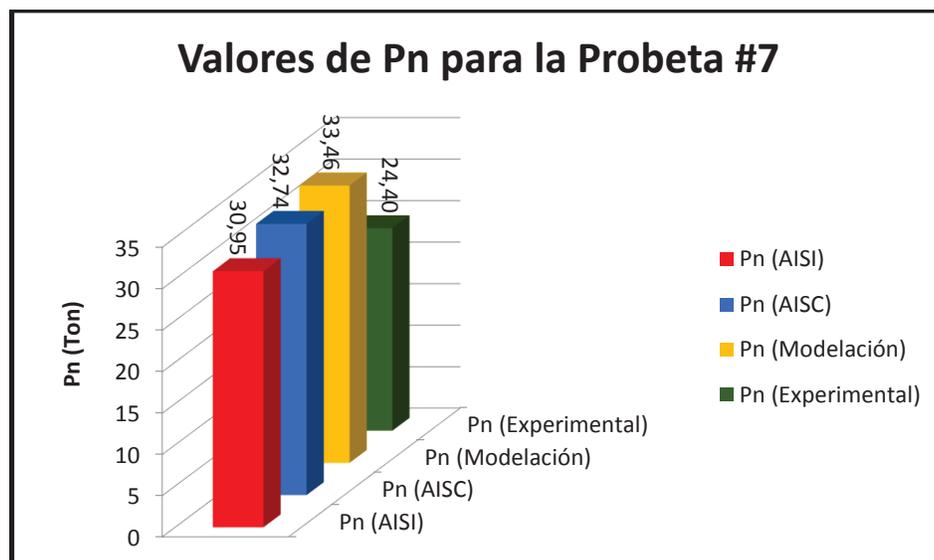
FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 6.6 CUADRO COMPARATIVO DE Pn PARA LA PROBETA #6 (2C 400x50x2)



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 6.7 CUADRO COMPARATIVO DE Pn PARA LA PROBETA #7 (2C 450x50x3)



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

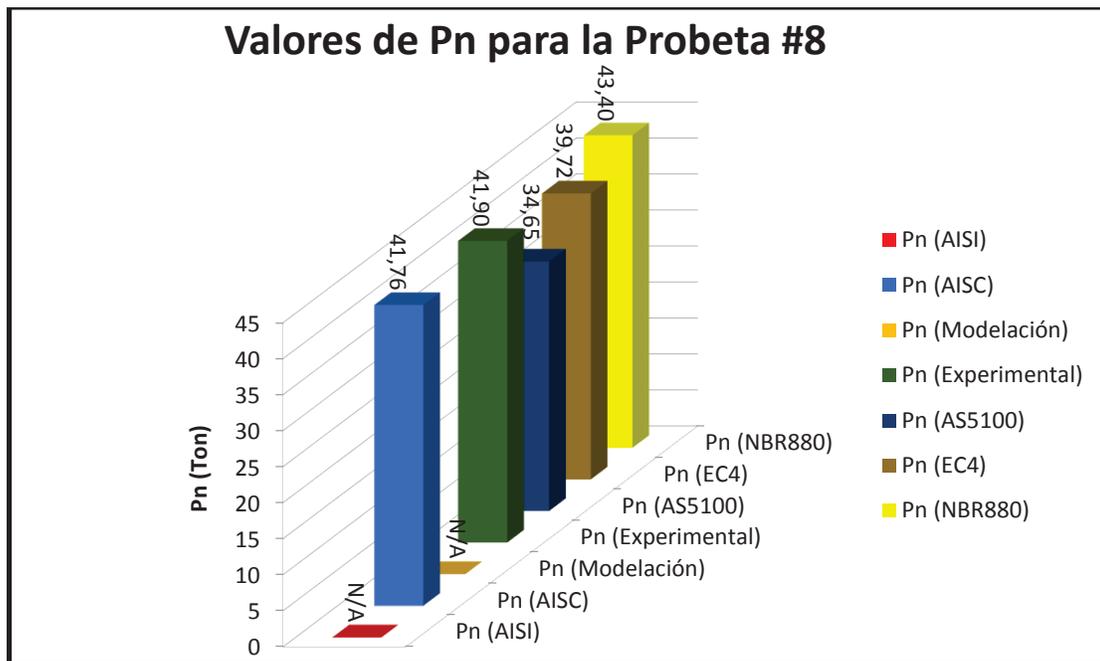
Como se puede observar en los cuadros se tiene como resultado que la carga nominal experimental es menor a la carga nominal de los diferentes métodos de

cálculo en todos los casos, esto debido a la esbeltez de los elementos ya que origina que el pandeo local se presente antes de la carga nominal esperada.

6.1.2 COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN CARGADAS AXIALMENTE

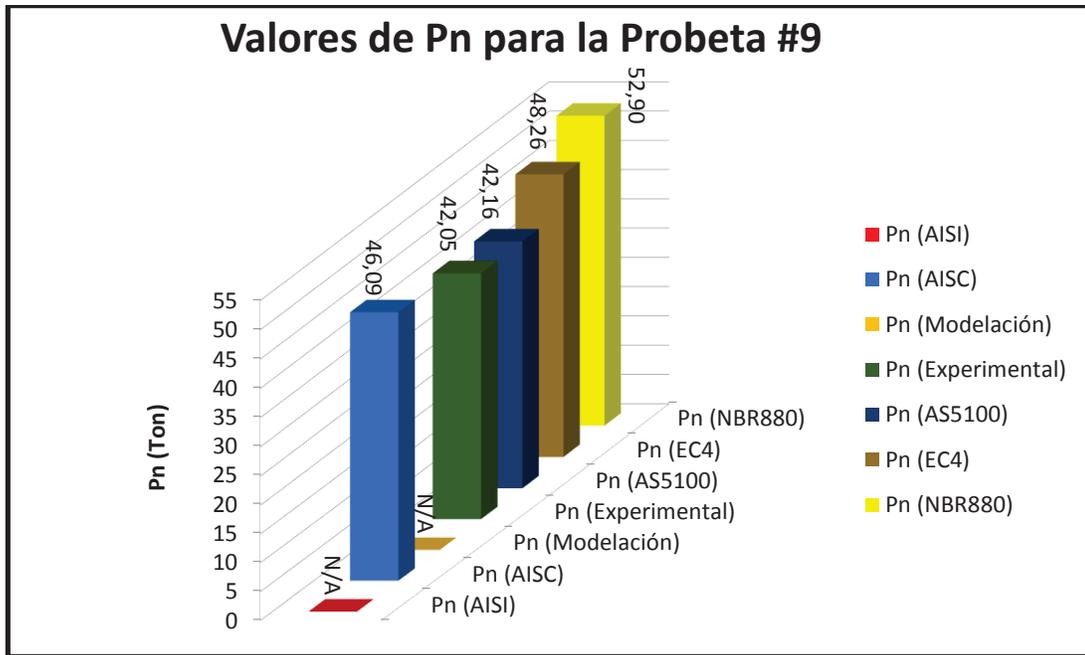
En las figuras que se presentan a continuación se puede apreciar de manera detallada los resultados de la carga nominal obtenida para los diferentes tipos de columnas rellenas de hormigón.

FIGURA 6.8 CUADRO COMPARATIVO DE P_n PARA LA PROBETA #8 (2G 200x50x15x2)



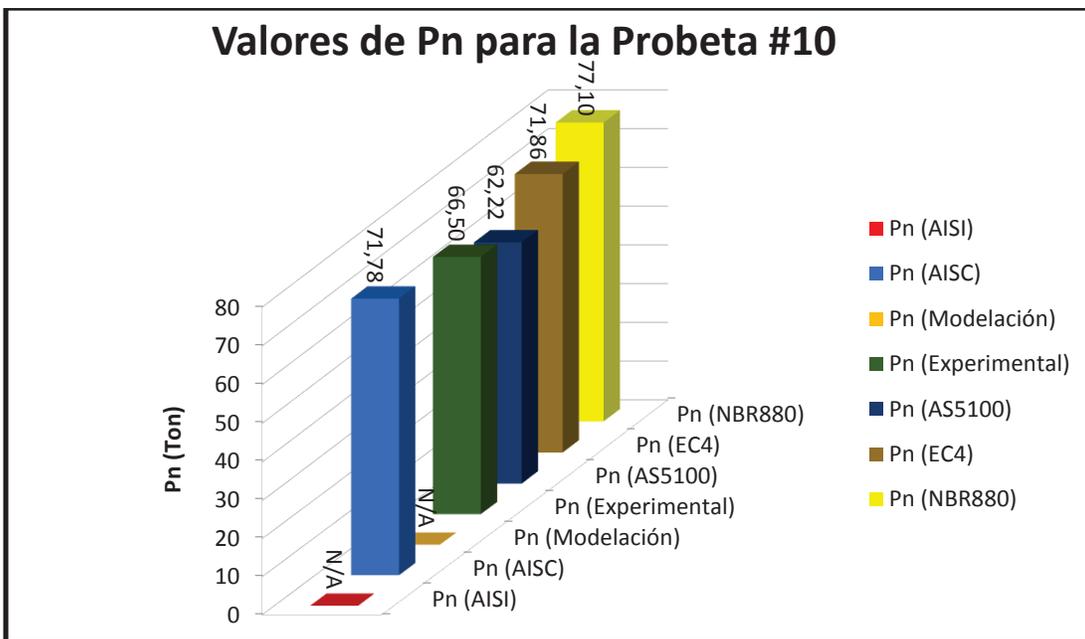
FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 6.9 CUADRO COMPARATIVO DE Pn PARA LA PROBETA #9 (2G 250x50x15x2)



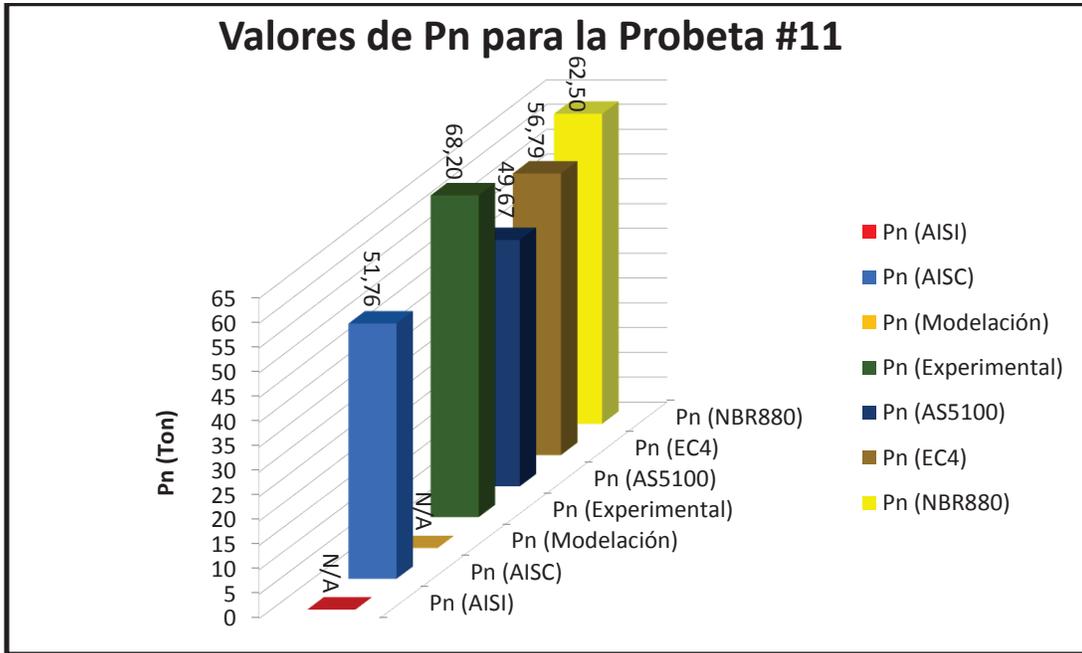
FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 6.10 CUADRO COMPARATIVO DE Pn PARA LA PROBETA #10 (2C 300x50x3)



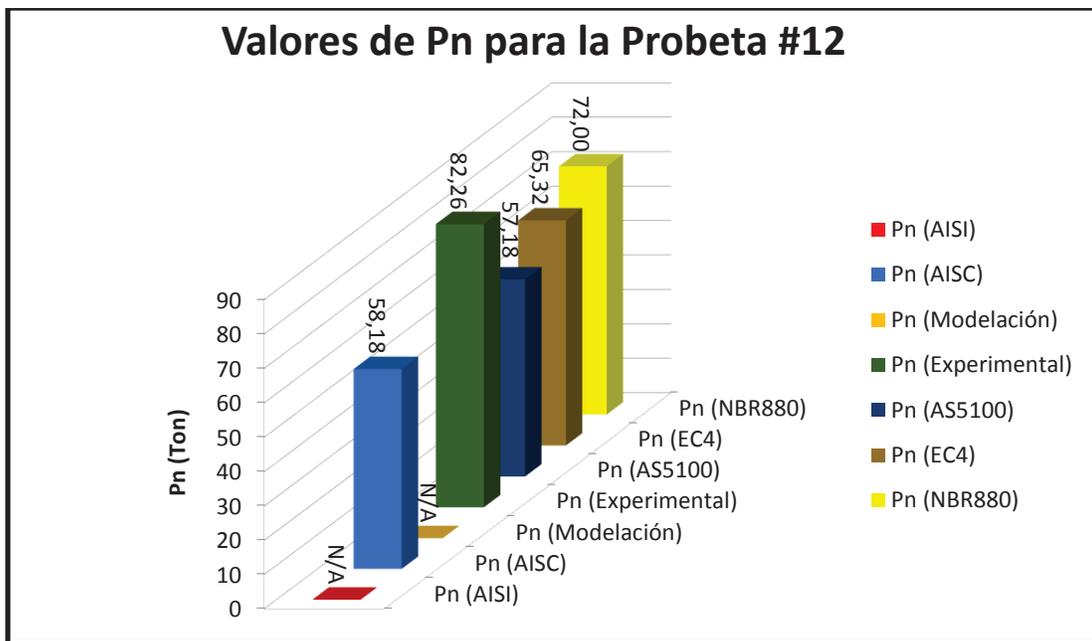
FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 6.11 CUADRO COMPARATIVO DE Pn PARA LA PROBETA #11 (2G 300x50x15x2)



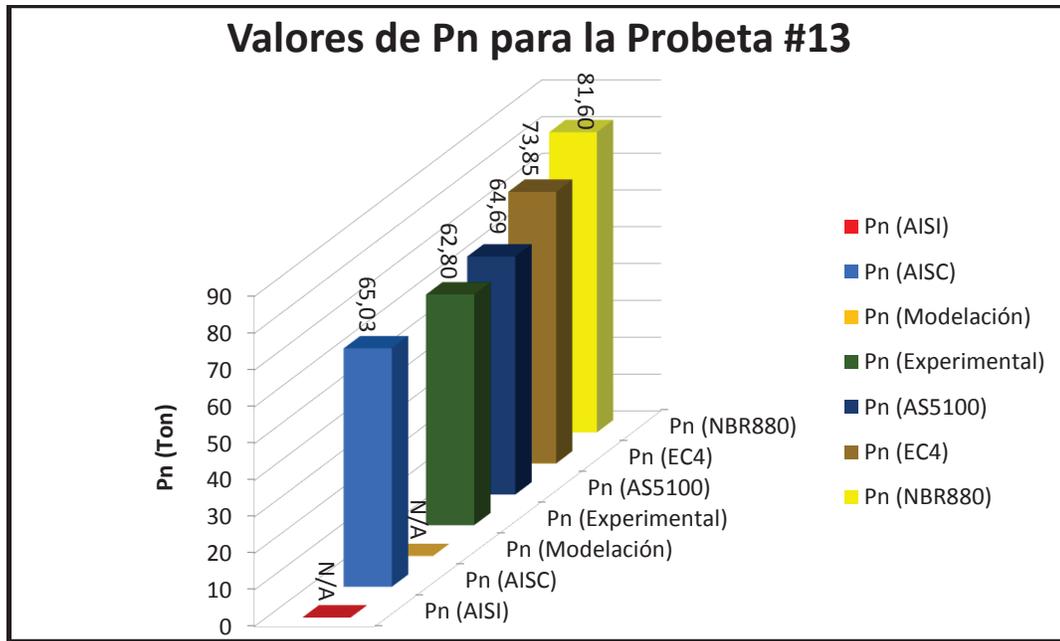
FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 6.12 CUADRO COMPARATIVO DE Pn PARA LA PROBETA #12 (2G 350x50x15x2)



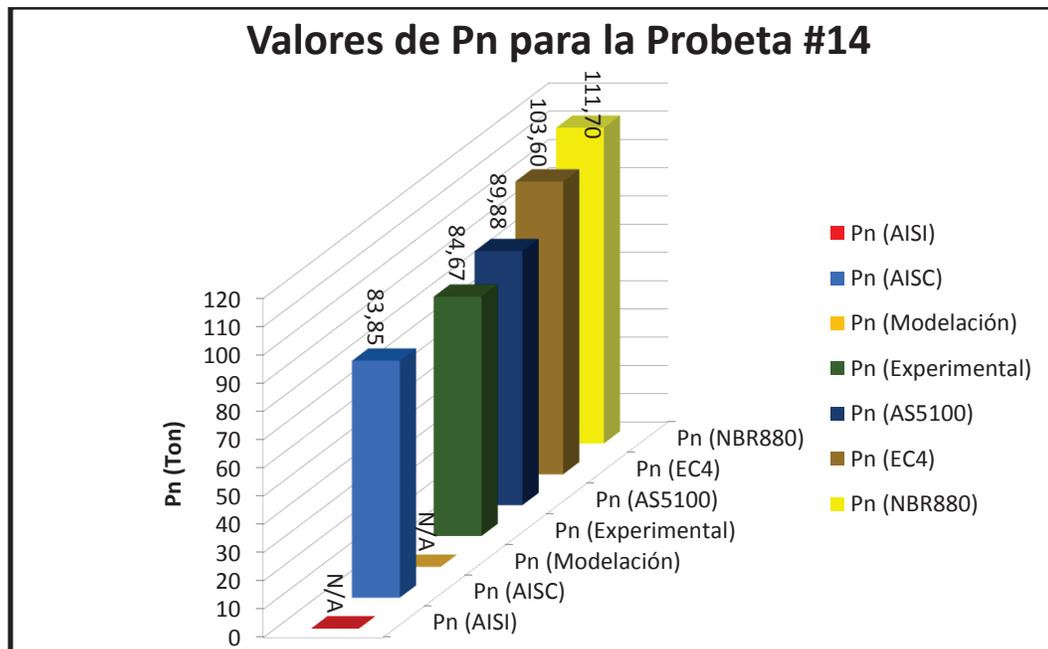
*FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 6.13 CUADRO COMPARATIVO DE Pn PARA LA PROBETA #13 (2C 400x50x2)



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 6.14 CUADRO COMPARATIVO DE Pn PARA LA PROBETA #14 (2C 450x50x3)



* FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

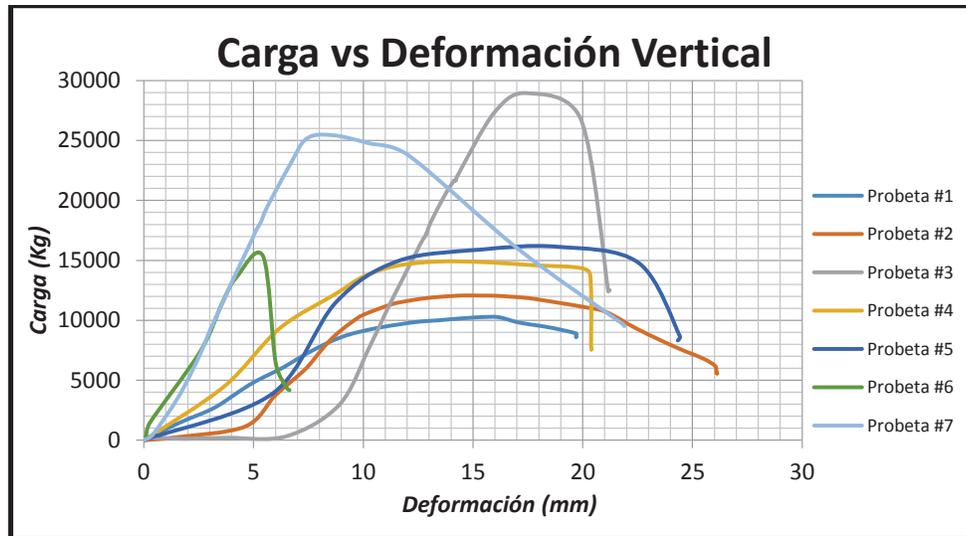
* En el ensayo de la probeta #12 y 14 la celda de carga llegó a su máxima capacidad, no así la columna rellena de hormigón que todavía tenía la capacidad de soportar carga axial.

Como se puede observar en los cuadros tenemos como resultado que la carga nominal experimental es menor a la carga nominal de los diferentes métodos de cálculo en la mayoría de los casos (Probeta #9, #10,#13), en la Probeta #12 y #14 la celda de carga llegó a su límite como se había mencionado anteriormente. Además las dos probetas que superaron la carga nominal de los diferentes métodos de cálculo fueron (Probeta #8, #11 y #12). Un análisis más exhaustivo de los resultados se lo realiza en las siguientes literales de este capítulo.

6.2 COMPARACIÓN DE RESULTADOS ENTRE LAS COLUMNAS HUECAS Y LAS COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN

En base a los resultados obtenidos en el laboratorio, se procede a la elaboración de las curvas Carga vs Deformación Vertical, para cada una de las probetas. Las mismas que se presentan en el grafico en la Figura 6.15 y Figura 6.16 para columnas huecas y rellenas respectivamente.

FIGURA 6.15 COMPARACION DE LAS CURVAS CARGA VS DEFORMACIÓN PARA LAS COLUMNAS HUECAS

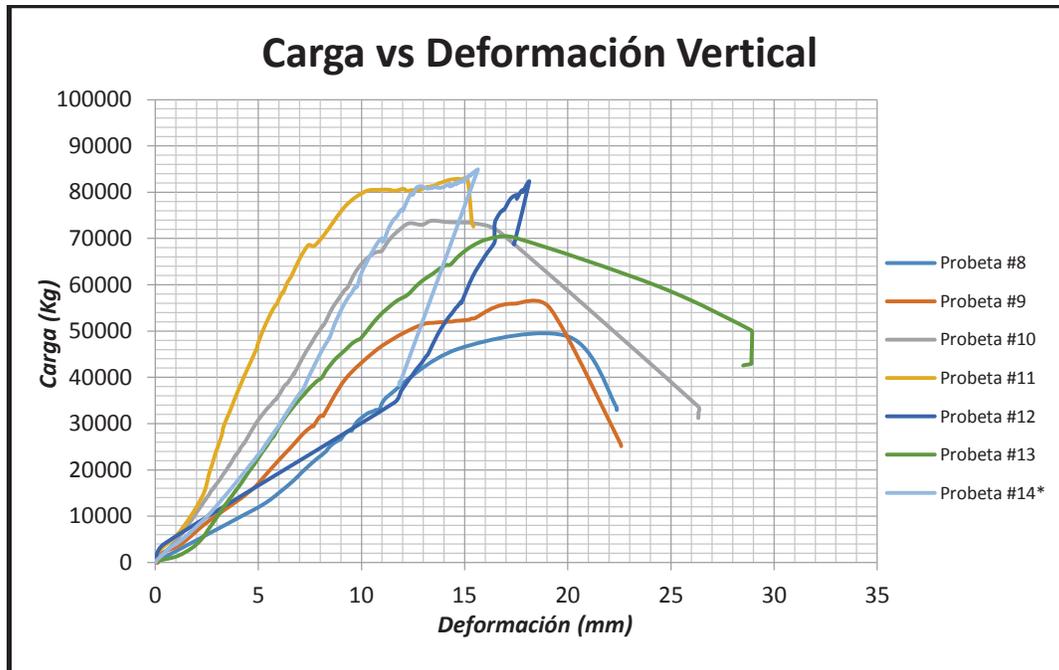


FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En la gráfica se pueden apreciar las curvas correspondientes a cada uno de los ensayos para las columnas huecas. Las dos curvas con mayores valores de carga son las probetas de 3mm de espesor (Probetas #3 y #7), llegando a 29 y 25 Ton de carga máxima respectivamente, viéndose mayormente afectada la capacidad de la última por los efectos de segundo orden. Mientras que para las demás probetas con 2mm de espesor, sus curvas oscilan en cargas máximas de 10 a 16 Ton.

Es importante también recalcar las formas de falla de la curva Carga vs Deformación Vertical, ya que debido a su esbeltez la capacidad de las secciones disminuye, por la presencia del pandeo local a lo largo del elemento.

FIGURA 6.16 COMPARACION DE LAS CURVAS CARGA VS DEFORMACIÓN PARA LAS COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En la gráfica se pueden apreciar las curvas correspondientes a cada uno de los ensayos para las columnas rellenas. Es evidente que la capacidad es mucho mayor que la de las columnas huecas, inclusive se puede observar que las curvas para las probetas #12 y #14 no alcanzan su resistencia máxima, esto debido a que no se esperaba que la carga aplicada sobrepase la capacidad máxima de la celda de carga y de los equipos utilizados para el ensayo.

El comportamiento de las secciones frente a la falla es similar al de las secciones huecas, sin embargo se presenta a partir de la falla localizada del hormigón y el acero sufre la abolladura hacia afuera.

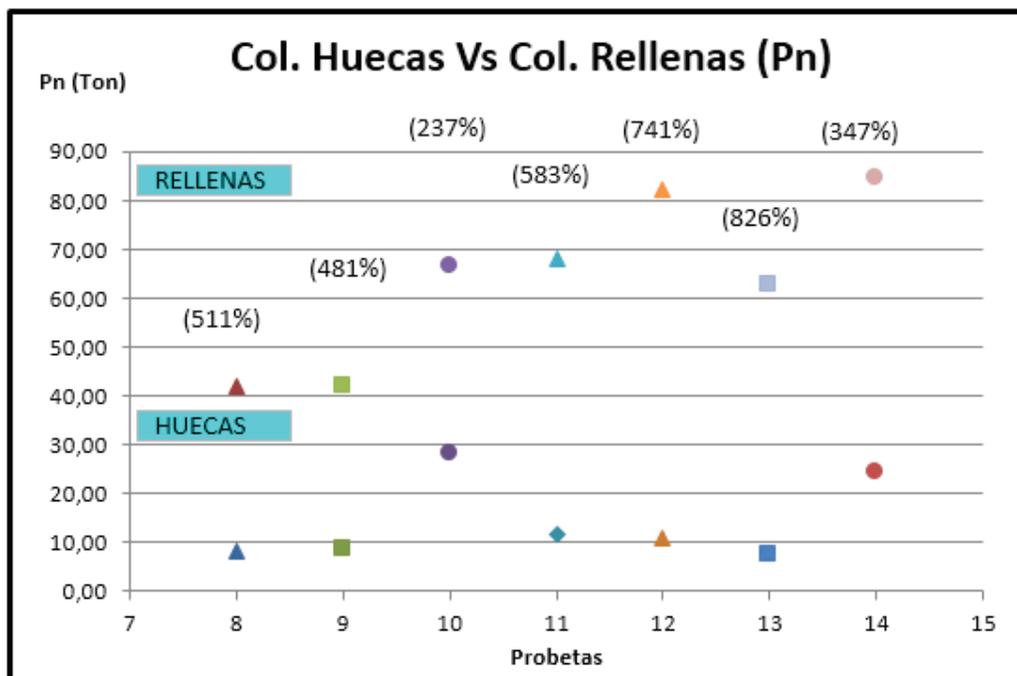
CUADRO 6.1 RESUMEN DE RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

		Capacidad Teórica			Capacidad Experimental	Ductilidad (Vertical)	Ductilidad (Horizontal)	
		AISI	AISC	Modelo(AISC)				
Secciones Huecas	<i>Ensayo 1</i>	16,57	15,19	15,77	8,20	2,19	3,03	
	<i>Ensayo 2</i>	16,99	15,76	16,37	8,75	3,52	4,29	
	<i>Ensayo 3</i>	29,72	30,69	31,34	28,10	1,41	8,80	
	<i>Ensayo 4</i>	17,28	16,17	16,80	11,70	2,45	3,83	
	<i>Ensayo 5</i>	17,49	16,48	17,12	11,10	5,25	11,20	
	<i>Ensayo 6</i>	16,61	15,05	17,38	7,60	2,15	N/A	
	<i>Ensayo 7</i>	30,95	32,74	33,46	24,40	1,58	2,71	
		Capacidad Teórica				Capacidad Experimental	Ductilidad (Vertical)	Ductilidad (Horizontal)
		EC4	AISC	AST 5100	NBR 8800			
Secciones Rellenas	<i>Ensayo 8</i>	39,72	41,76	34,65	43,4	41,90	1,78	5,52
	<i>Ensayo 9</i>	48,26	46,09	42,16	52,9	42,05	2,22	3,73
	<i>Ensayo 10</i>	71,86	71,78	62,22	77,1	66,50	1,82	3,04
	<i>Ensayo 11</i>	56,79	51,76	49,67	62,5	68,20	2,11	5,23
	<i>Ensayo 12</i>	65,32	58,18	57,18	72	82,26	N/A	N/A
	<i>Ensayo 13</i>	73,85	65,03	64,69	81,6	62,80	1,72	1,94
	<i>Ensayo 14</i>	103,6	83,85	89,88	111,7	84,67	N/A	N/A

FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

Para el caso de las columnas huecas la ductilidad tiene valores mayores a la ductilidad de las columnas rellenas de hormigón, determinándose que son de baja y mediana ductilidad. Para las columnas rellenas de hormigón se obtuvo que la ductilidad para el ensayo 8,10 y 13 es menor a 2 lo que indica que son de baja ductilidad y no disipan energía. Para el ensayo 9 y 11 la ductilidad está entre 2 y 4 lo que la clasifica como de media ductilidad y capaz de disipar energía, esto en referencia al Cuadro 1.4. Para el ensayo 12 y 14 la ductilidad no se la pudo determinar ya que como se había mencionado anteriormente estas columnas no llegaron a fallar, debido a que la capacidad de la celda de carga fue menor a la que fue diseñada.

FIGURA 6.17 CUADRO COMPARATIVO DE P_n PARA COLUMNAS HUECAS CON EL P_n DE LAS COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

En la Figura 6.17 se presentan los valores de (P_n) experimentales para cada tipo de sección, clasificadas en secciones huecas y rellenas, ubicadas en la parte inferior y superior respectivamente. Además de la relación en porcentaje de sus capacidades nominales a compresión.

Es evidente el aporte que brinda el hormigón a la sección de acero, tanto así que se tienen valores de 237% hasta 826% más de capacidad de carga a compresión. Es decir que se puede atribuir el aumento de la resistencia axial de la sección al confinamiento que produce el tubo de acero, evitando de igual forma la disgregación del hormigón.

6.3 VALORACIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO FRENTE A LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES

6.3.1 COLUMNAS HUECAS CARGADAS AXIALMENTE

En las figuras que se presentan a continuación se puede apreciar de forma ilustrativa los resultados de la carga nominal experimental con respecto a la calculada por los diferentes códigos o normas, esto para los diferentes tipos de columnas huecas.

FIGURA 6.18 CUADROS VALORATIVOS DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO FRENTE A LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES

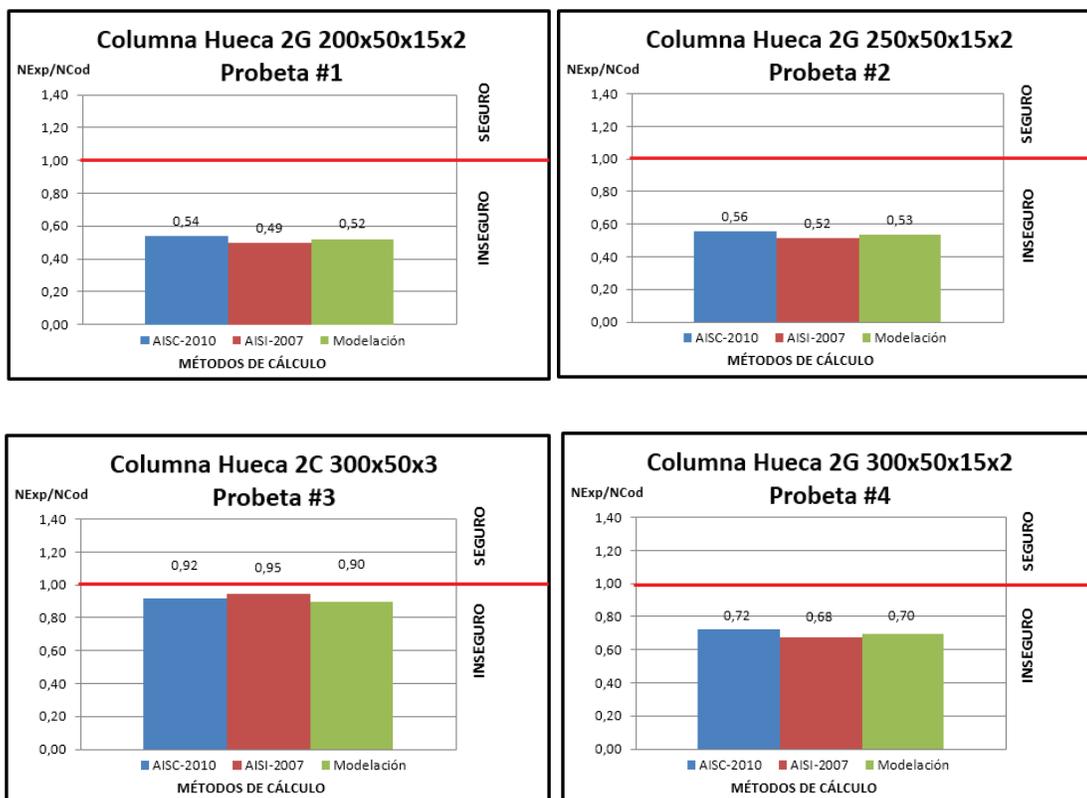
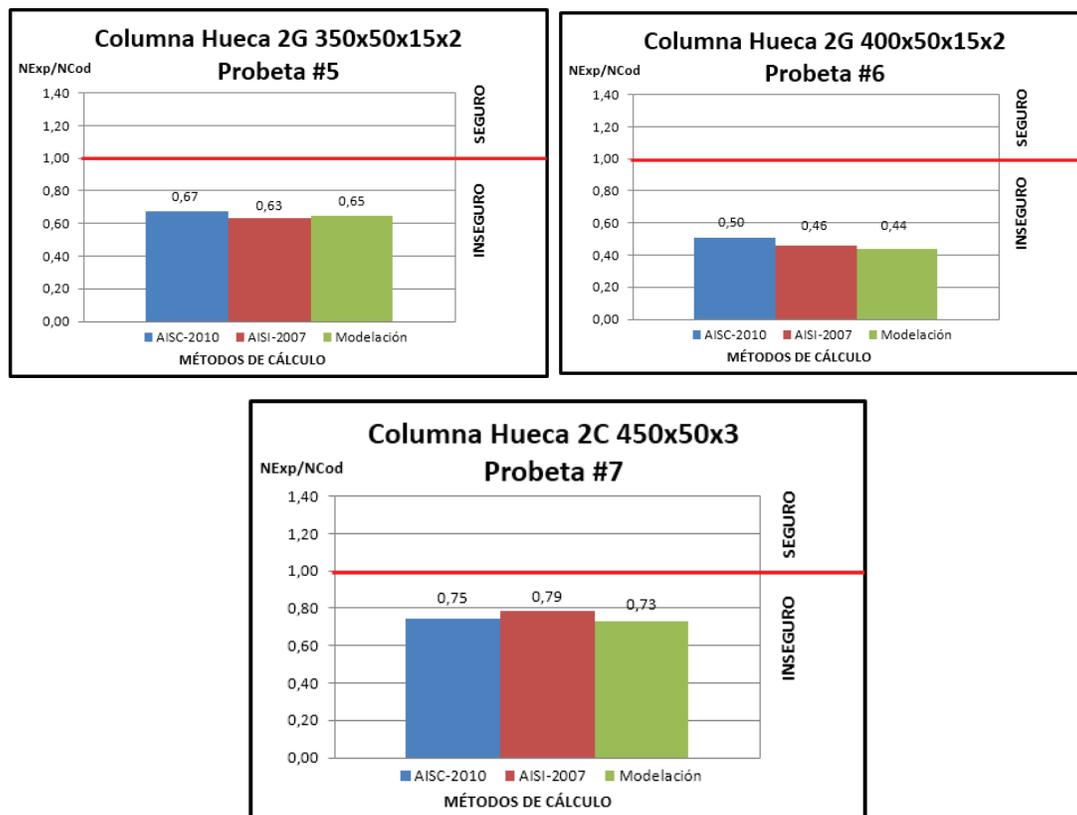


FIGURA 6.18 CONTINUACIÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

Las normas utilizadas resultan ser inseguras para todas las probetas huecas ensayadas como se presenta en la Figura 6.16, esto quiere decir que la carga nominal que determinan estos códigos está sobrevalorada con respecto a la carga determinada experimentalmente.

6.3.2 COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN CARGADAS AXIALMENTE

En las figuras que se presentan a continuación se puede apreciar de forma ilustrativa los resultados de la carga nominal experimental con respecto a la calculada por los diferentes códigos o normas, esto para los diferentes tipos de columnas rellenas de hormigón.

FIGURA 6.19 CUADROS VALORATIVOS DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO FRENTE A LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES

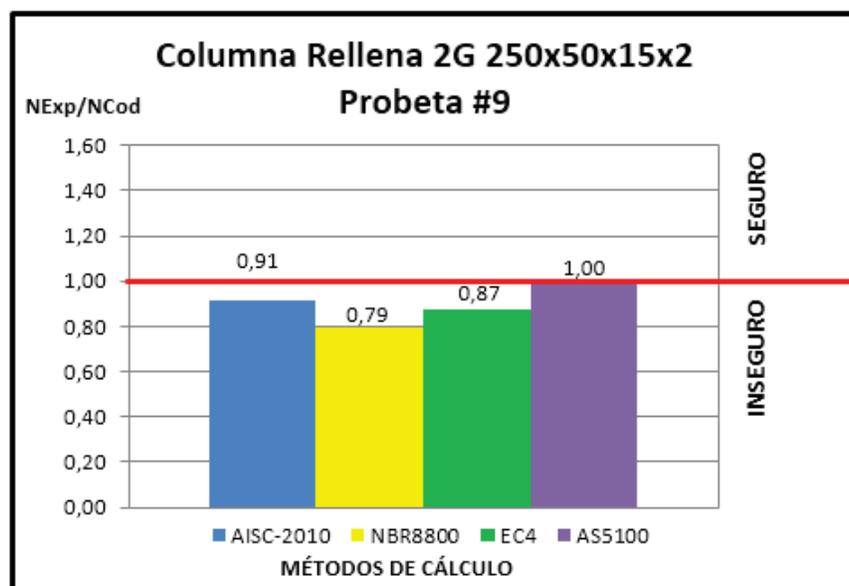
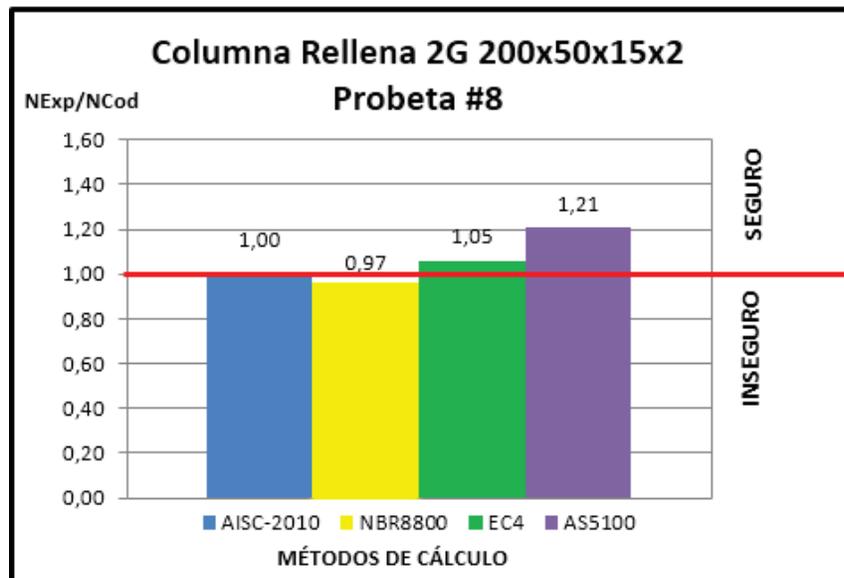


FIGURA 6.19 CONTINUACIÓN

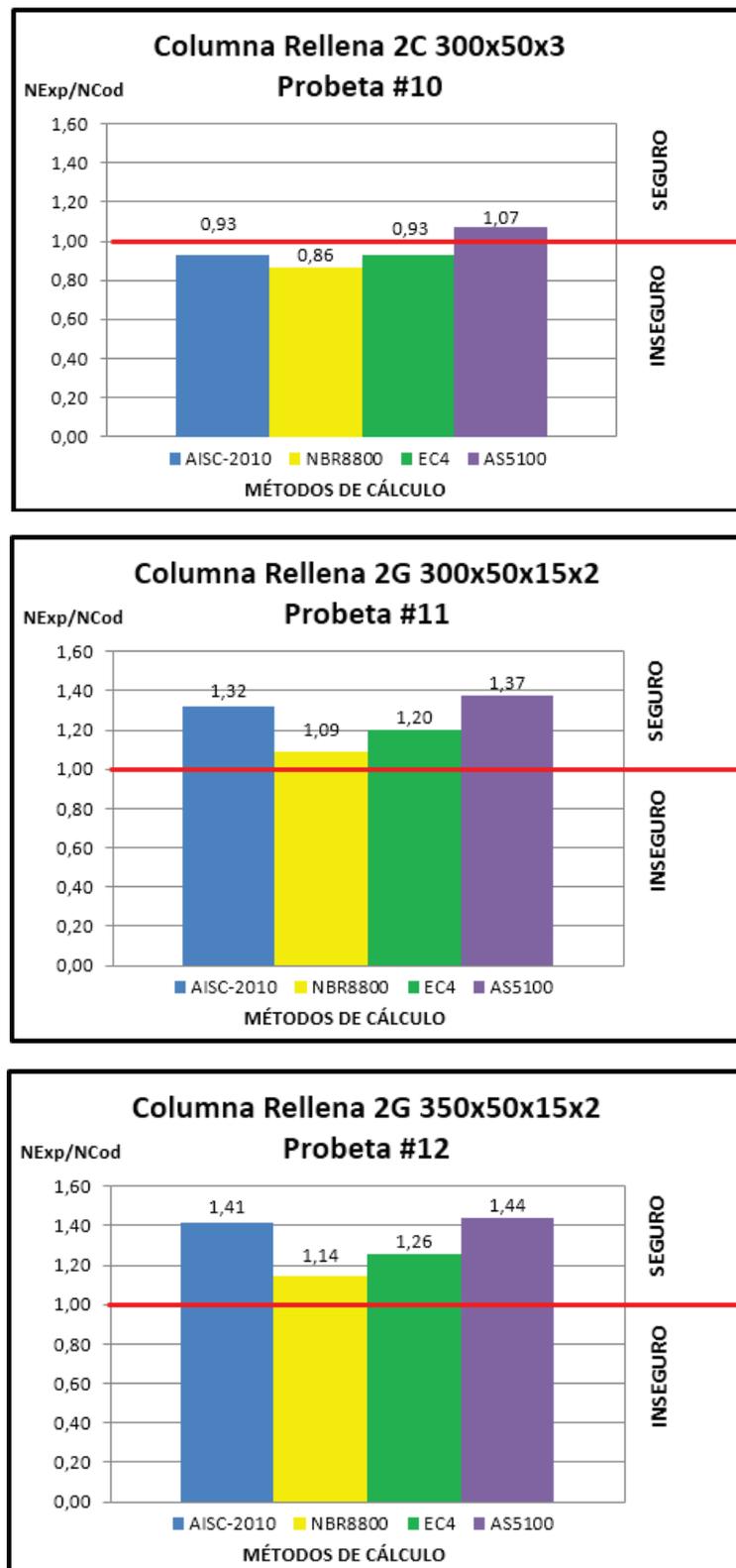
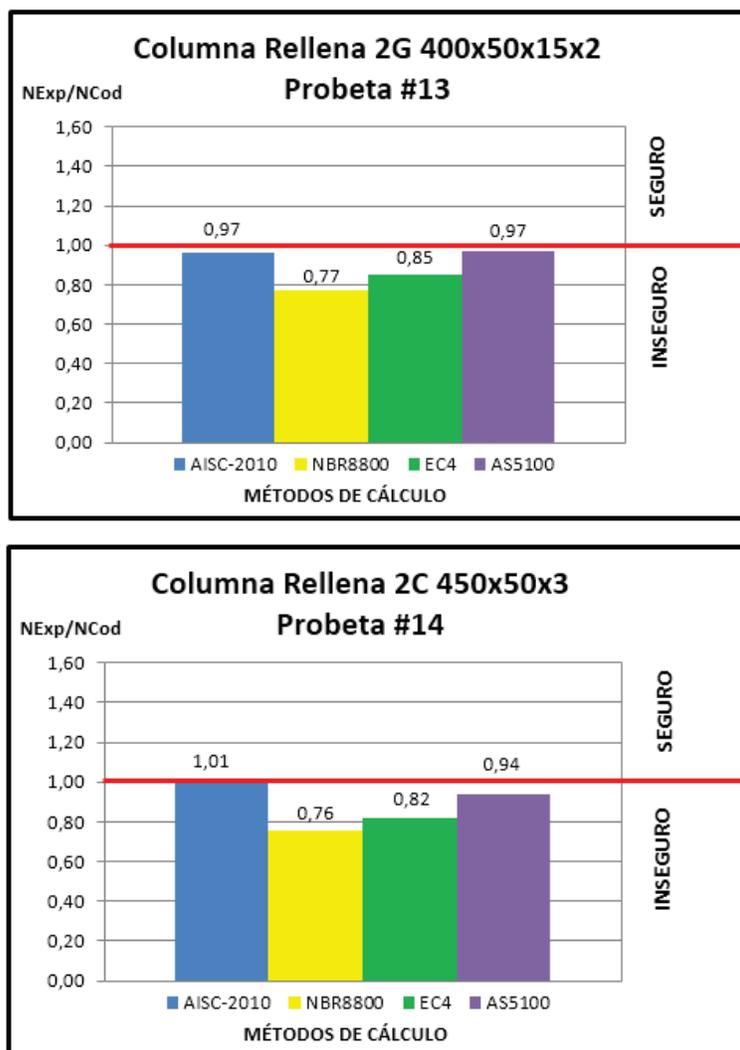


FIGURA 6.19 CONTINUACIÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis*

* En el ensayo de la probeta #12 y 14 la celda de carga llegó a su máxima capacidad, no así la columna rellena de hormigón que todavía tenía la capacidad de soportar carga axial.

Las normas utilizadas resultan ser seguras en algunas de las probetas rellenas ensayadas (Probeta #8, 11, 12), como se presenta en la Figura 6.17, esto quiere decir que la carga nominal que determinan estos códigos está subvalorada con

respecto a la carga determinada experimentalmente, lo que nos indica que las normativas son válidas y están del lado de la seguridad.

La Probeta #9 y #10 resulta ser segura en el código AISC y en la norma Australiana, no así para el EC4 y la norma Brasileña donde es inseguro. La Probeta #13 resultó insegura en todas las normas, pero no está tan lejos de la seguridad ya que los valores experimentales se acercan mucho a los de las normas de diseño. La Probeta #14 resulta ser segura en el código AISC pero no así en la norma Australiana, el EC4 y la norma Brasileña donde es inseguro aunque cabe recalcar que la celda de carga llegó a su límite de capacidad y no se pudo llegar al falló total del elemento.

La capacidad seccional de las columnas rellenas de hormigón resulta de la suma de las capacidades resistentes de los materiales que forman la columna. La diferencia entre las normativas radica en el tratamiento del confinamiento del núcleo de hormigón por parte del tubo metálico y la reducción de la capacidad del acero por estar sometido a un estado triaxial de tensiones²⁷.

6.4 RELACIÓN DE LA CARGA EXPERIMENTAL CON LA CARGA DEL EC4 EN FUNCIÓN DE LA ESBELTEZ SECCIONAL DEL ELEMENTO Y LA CONTRIBUCIÓN DEL ACERO DEL ELEMENTO

El Eurocódigo 4 emplea las curvas europeas de pandeo, que se presentan en el gráfico de la Figura 2.1. Para el caso de secciones tubulares, la curva de aplicación es la curva tipo (a). Entonces los resultados de los ensayos que se encuentren por

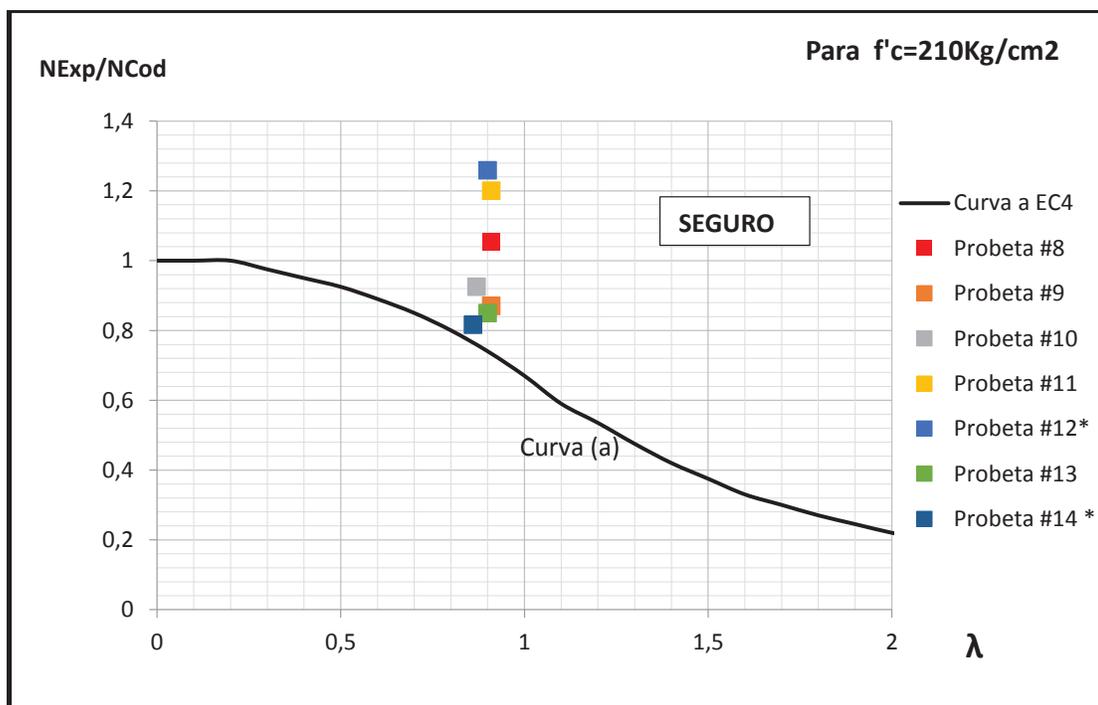
²⁷, Hernández D, Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variable (Tesis Doctoral), 2012

debajo de dicha curva, resultarían inseguros por fallar antes de la carga máxima, prevista por el código EC4.

En las gráficas se representan las medias del error cometido entre la capacidad máxima obtenida de forma experimental y la capacidad máxima por la normativa del EC4.

$$Error = \frac{N_{Exp}}{N_{Cod}} \quad (6.1)$$

FIGURA 6.20 RELACIÓN DE LA CARGA EXPERIMENTAL CON LA DEL EUROCÓDIGO 4 EN FUNCIÓN DE LA ESBELTES (INCLUIDO LA CURVA A DEL EC4)



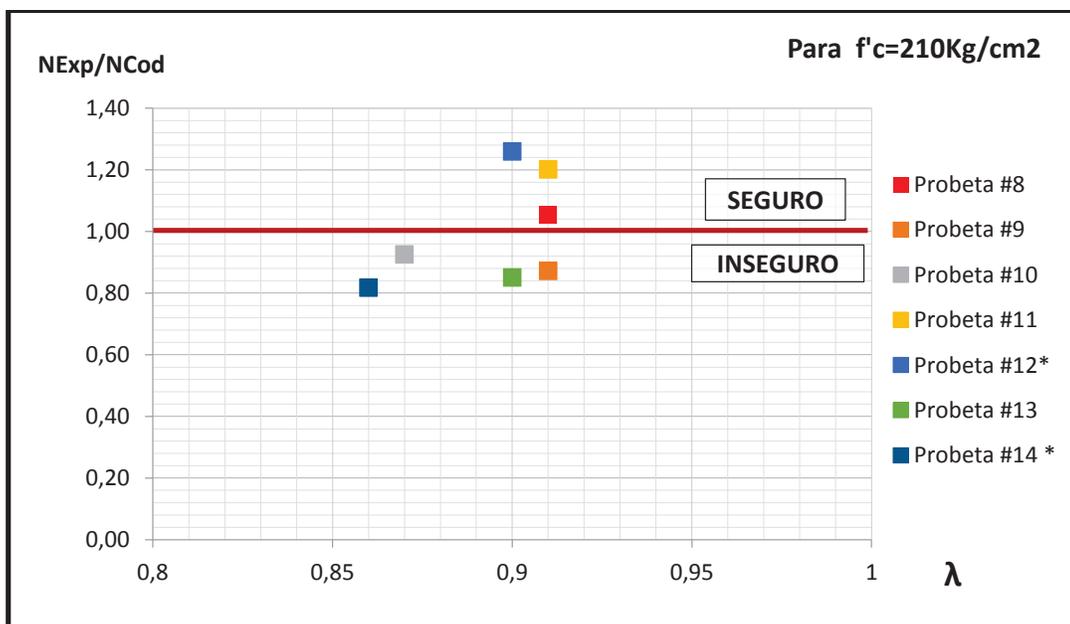
FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

Todos los puntos de la gráfica se encuentran por encima de la curva tipo *a*, es decir, los resultados obtenidos se mantienen en el rango de la seguridad. Se puede observar que a medida que aumenta la esbeltez seccional del elemento, la capacidad a compresión se ve poco afectada por los efectos de segundo orden, e

inclusive en algunos casos aumenta, como es el caso de las Probetas #11 y #12. Para las dos últimas muestras ya se observa una disminución de capacidad debido a la esbeltez, sin embargo los resultados de la probeta #14 no son fiables ya que esta no fue ensayada a su máxima capacidad.

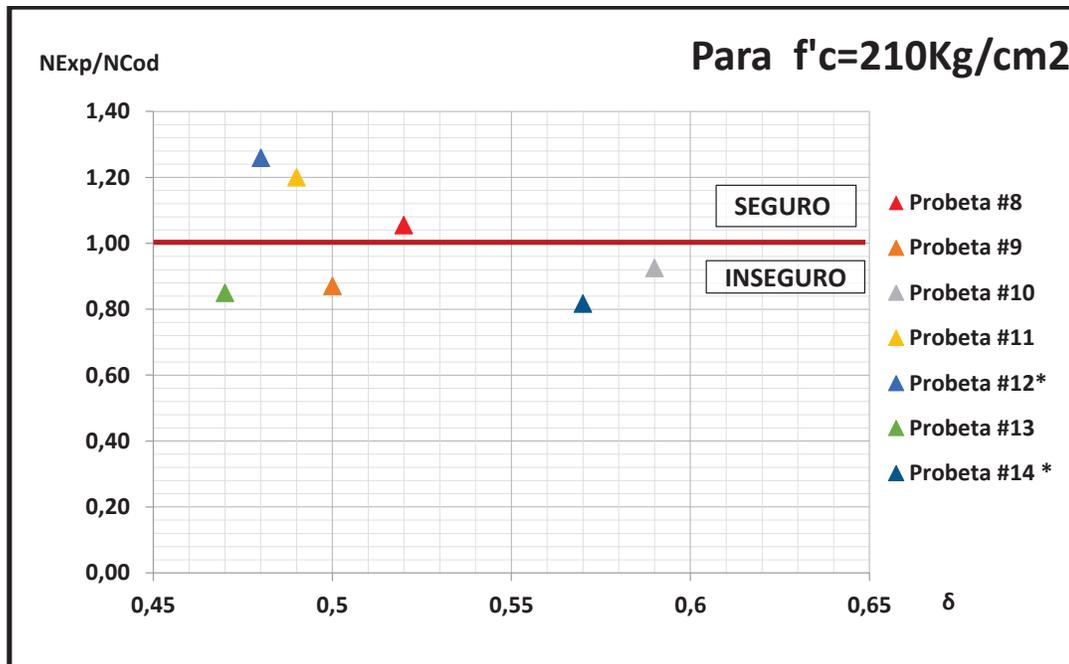
Se puede decir entonces que el Eurocódigo 4 es un método de cálculo adecuado, ya que resulta seguro y poco conservador para secciones a medida que aumenta su esbeltez.

FIGURA 6.21 RELACIÓN DE LA CARGA EXPERIMENTAL CON LA DEL EUROCÓDIGO 4 EN FUNCIÓN DE LA ESBELTES SECCIONAL



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

FIGURA 6.22 RELACIÓN DE LA CARGA EXPERIMENTAL CON LA DEL EUROCÓDIGO 4 EN FUNCIÓN DE LA CONTRIBUCIÓN DEL ACERO



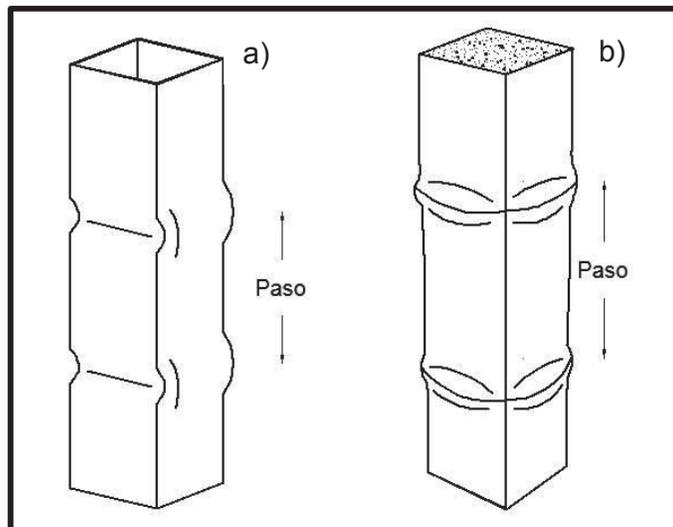
FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

Se puede observar que a medida que aumenta la esbeltez seccional del elemento, la contribución del acero aumenta, para secciones del mismo espesor. Los dos puntos con mayor contribución del acero son las secciones con 3mm de espesor.

6.5 LONGITUD DE ONDA DE PANDEO “PASO”

La longitud de onda de pandeo “Paso” es la distancia que existe entre las abolladuras presentadas en el elemento a lo largo de toda su longitud, como se puede apreciar en la Figura 6.21.

FIGURA 6.23 LONGITUD DE ONDA DE PANDEO a) PANDEO LOCAL DE COLUMNAS HUECAS, b) PANDEO LOCAL DE COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

Una vez terminados los ensayos se midió la longitud de onda de pandeo “Paso” tanto en las columnas huecas como en las rellenas de hormigón, se procedió a medir el número de abolladuras presentadas a lo largo del elemento y la distancia que existía entre las mismas. Se puede visualizar un resumen en el Cuadro 6.2 y 6.3 para columnas huecas y rellenas de hormigón respectivamente.

CUADRO 6.2 NÚMERO DE ABOLLADURAS Y PASO PROMEDIO DE LAS COLUMNAS HUECAS

Columnas Huecas		
Sección	Número de Abolladuras	Paso Promedio (cm)
2G 200x50x15x2	10	25,7
2G 250x50x15x2	7	38,3
2C 300x50x3	5	53,0
2G 300x50x15x2	5	45,8
2G 350x50x15x2	5	52,5
2C 400x50x2	4	60,3
2C 450x50x3	3	61,5

FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

CUADRO 6.3 NÚMERO DE ABOLLADURAS Y PASO PROMEDIO DE LAS COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN

Columnas Rellenas		
Sección	Número de Abolladuras	Paso Promedio (cm)
2G 200x50x15x2	4	28,7
2G 250x50x15x2	3	69,0
2C 300x50x3	3	30,8
2G 300x50x15x2	3	20,3
2G 350x50x15x2	3	55,5
2C 400x50x2	0	0,0
2C 450x50x3	0	0,0

FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

Como se puede observar en el Cuadro 6.1 en las columnas huecas el número de abolladuras presentadas a lo largo de la sección se van reduciendo a medida que la esbeltez seccional aumenta, así mismo la longitud de onda de pandeo es más grande a medida que la esbeltez seccional aumenta.

En las columnas rellenas de hormigón Cuadro 6.2 se observa que el número de abolladuras son mucho menores a la de las columnas huecas.

FOTOGRAFÍA 6.1 MEDICIÓN DEL PASO EN LAS DIFERENTES COLUMNAS ENSAYADAS



FUENTE Y ELABORACIÓN: Carapaz Daniel, Escudero Elvis

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- La carga nominal obtenida experimentalmente en las columnas huecas resultó ser menor que la estudiada teóricamente. Lo que nos indica que los efectos del pandeo local son mucho más influyentes para secciones esbeltas de lo que estipulan los códigos.
- La carga nominal obtenida experimentalmente en las columnas rellenas de hormigón resultó ser en algunos casos mayor y en otros menor, a la estudiada teóricamente por los diferentes códigos. Lo que nos indica que las normativas tienen una predicción moderadamente similar a la encontrada experimentalmente.
- Para el caso del diseño de columnas rellenas de hormigón por el código AISC 360-2010, los resultados experimentales en función de los resultados teóricos nos indican que la norma es la más precisa al momento de predecir la capacidad nominal de las secciones, los errores del cálculo varían en un 9% al sobrevalorar la capacidad de la sección, y en un 41% al subvalorar la misma, es decir, se encuentra por el lado de la seguridad de la resistencia obtenida en los ensayos, para los diferentes tipos de secciones.
- Para el caso del diseño de columnas rellenas de hormigón por el Eurocódigo 4 (EC4), los resultados experimentales en función de los resultados teóricos nos indican que la norma no es del todo precisa al momento de predecir la capacidad nominal de las secciones, los errores del cálculo varían en un 15% al sobrevalorar la capacidad de la sección, y en un 26% al subvalorar la misma, es decir, que a medida que aumenta la esbeltez de la sección, la capacidad aumenta, sin embargo se puede decir que los resultados aún se encuentran

por el lado de la seguridad de la resistencia obtenida en los ensayos, para los diferentes tipos de secciones.

- Para el Eurocódigo 4 (EC4) se determinó que los resultados experimentales se encuentran por encima de la curva tipo (a) estipuladas en el Eurocódigo 3, lo que quiere decir que los resultados obtenidos se encuentran por el lado de la seguridad definiendo al (EC4) como un método de cálculo adecuado ya que resulta poco conservador para secciones a medida que aumenta su esbeltez.
- Para el Eurocódigo 4 (EC4) se determinó que la contribución del acero fue aumentando a medida que aumenta la esbeltez seccional del elemento para secciones con el mismo espesor.
- Para el caso del diseño de columnas rellenas de hormigón por la norma Brasileña NBR8800-2008, los resultados experimentales en función de los resultados teóricos nos indican que la norma no es la más precisa al momento de predecir la capacidad nominal de las secciones, los errores del cálculo varían en un 23% al sobrevalorar la capacidad de la sección, y en un 14% al subvalorar la misma, es decir, los resultados no se encuentra del todo del lado de la seguridad de la resistencia obtenida en los ensayos, para los diferentes tipos de secciones.
- Para el caso del diseño de columnas rellenas de hormigón por la norma Australiana AS5100, los resultados experimentales en función de los resultados teóricos nos indican que la norma es bastante conservadora al predecir la capacidad nominal de las secciones, los errores del cálculo varían en un 3% al sobrevalorar la capacidad de la sección, y en un 44% al subvalorar la misma, es decir, los resultados se encuentra del lado de la seguridad de la resistencia obtenida en los ensayos, para los diferentes tipos de secciones.
- En base al margen de error en las diferentes normativas se concluye que la Norma AISC 360-2010, es la que más se ajusta a los resultados obtenidos experimentalmente, esto debido a que es la única norma que considera la geometría de la sección, clasificándolas en secciones compactas, no compactas y esbeltas, y en base a esto se realiza un diferente método de cálculo para cada una de ellas.

- Se determinó que la capacidad nominal a compresión de las columnas rellenas de hormigón respecto a las columnas huecas fue bastante mayor en un rango que varía de un 237% hasta un 826% más de capacidad; evidenciando que al rellenar la sección de acero con hormigón se obtiene una capacidad mucho mayor respecto a la sección hueca de acero.
- La capacidad nominal de las columnas rellenas de hormigón no solo se determina por la suma de las capacidades individuales de cada uno de los materiales (acero y hormigón), sino que ambos materiales actúan conjuntamente, el núcleo de hormigón evitando el pandeo local de la sección de acero y este a su vez evita la disgregación del hormigón confinándolo de una manera más eficiente. Esto en referencia a las normativas y los ensayos experimentales efectuados.
- Los elementos esbeltos no tienen gran capacidad a ser dúctiles ya que es propenso a que su falla se presente dentro del rango elástico.
- La forma de pandeo local de las columnas huecas y rellenas de hormigón difieren en la dirección en la que se presentan, ya que las columnas huecas tienden a sufrir la abolladura hacia el interior de la sección, mientras que las secciones rellenas de hormigón sufren la abolladura hacia el exterior, esto debido a que el núcleo de hormigón impide que el acero pandee hacia el interior. Se esperó que la falla se produzca de esa manera según las referencias bibliográficas, y se comprobó en los ensayos experimentales que el pandeo local se presentó como se estimaba.
- Para el caso de las columnas huecas la ductilidad tiene valores mayores a la ductilidad de las columnas rellenas de hormigón, determinándose que se las puede clasificar como DCL (Ductility Class Low) y como DLM (Ductility Class Medium) según el Eurocodigo 8.
- La ductilidad en las columnas rellenas de hormigón, para las probetas 8, 10 y 13 se las puede clasificar como DCL (Ductility Class Low) según el Eurocodigo 8. Esto quiere decir que este tipo de elementos esbeltos de lámina delgada no tienen la capacidad de disipar energía por medio de la deformación.
- La ductilidad en las columnas rellenas de hormigón, para la probeta 9 y 11 se las puede clasificar como DLM (Ductility Class Medium) según el Eurocodigo 8.

Esto quiere decir que este tipo de elementos esbeltos de lámina delgada tienen la capacidad de disipar energía por medio de la deformación. Y nos da a entender que a medida que aumenta el área de hormigón de la sección, la ductilidad del elemento aumenta.

7.2 RECOMENDACIONES

- En la conformación de las columnas se recomienda en lo posible que la soldadura sea continua a lo largo del elemento tanto para la unión de 2 secciones tipo C y G. Esto para las columnas huecas y las columnas rellenas de hormigón. Adicionalmente se debe tomar en cuenta las recomendaciones del código de Soldadura AWS (American Welding Society) D1.1/D1.1M:2010 Structural Welding Code – Steel.
- Se debe tener cuidado en la manipulación de las secciones en la fase de construcción, transporte y montaje ya que esto puede conllevar a problemas de concentración de esfuerzos en puntos localizados los mismos que afectan directamente a la capacidad del elemento.
- Se debe tener en cuenta que para secciones conformadas con perfiles de lámina delgada la presión hidrostática en el momento de la fundición puede afectar la geometría de la sección. Por lo que es recomendable arriostrar debidamente las columnas a lo largo de su altura.
- Para evitar inconvenientes en la toma de datos por medio de los LVDTs se recomienda que los mismos sean adheridos a la probeta mediante adhesivos, más no con pegamento rígido ya que este podría ocasionar un doblez e incluso una rotura del LVDT conllevando a lecturas erróneas en el momento que pandea la sección.
- En lo posible se debería utilizar LDVTs con mayores alcances de lecturas, al menos en las partes más críticas.
- Para este tipo de ensayos se debe usar un mayor número de LVDTs a lo largo del perfil longitudinal para tener una mejor visualización de los desplazamientos horizontales.

- Se debe evitar el cálculo de columnas esbeltas rellenas de hormigón mediante los programas computacionales, ya que estos no tienen la capacidad de diseñar este tipo de elementos.
- Se debe tomar en cuenta la verdadera capacidad de los equipos de laboratorio ya que en estos ensayos la capacidad real fue menor a la capacidad a la que fueron diseñadas.
- Para construcciones con columnas de acero es recomendable rellenarlas de hormigón aun cuando no están consideradas en el cálculo, ya que esto representa un costo mínimo en función de todas las ventajas que se han presentado en esta investigación.
- Para el diseño de este tipo de elementos se recomienda el uso de cualquiera de los códigos estipulados en este documento ya que los mismos están del lado de la seguridad.
- Se recomienda que para futuras investigaciones sobre este tema se complemente con el estudio de columnas rellenas de hormigón sujetas a flexocompresión.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Institute of Steel Construction, (2010), Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, Illinois, USA
- Arthur H. Nilson, (1997), Diseño de Estructuras de Concreto, Santa Fe de Bogotá, McGraw-Hill
- ASTM A36 / A36M-14, (2014), Standard Specification for Carbon Structural Steel, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Crisafulli F, Diseño Sismorresistente De Construcciones De Acero, (2013), 3ra Edición
- Eurocódigo 3 (2008), Proyectos de Estructuras de Acero, España, Asociación Española de Normalización y Certificación – AENOR
- Eurocódigo 4 (2011), Proyectos de Estructuras Mixtas de Acero y Hormigón, España, Asociación Española de Normalización y Certificación – AENOR
- Gourley B, Tort C, Denavit M, Schiller P, y Hajjar J, A Synopsis of Studies of the Monotonic And Cyclic Behavior of Concrete-Filled Steel Tube Members, Connections, and Frames, (2008), Report No. NSEL-008, Department of Civil and Environmental Engineering University of Illinois at Urbana – Champaign.
- Hernández - Gil, (2007), Hormigón Armado y Pretensado, Grupo de Investigación TEP-190 Ingeniería e Infraestructuras, Graficas Alhambra
- Hernández D, (2012), Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga

axial y diagrama de momentos variable, España, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia

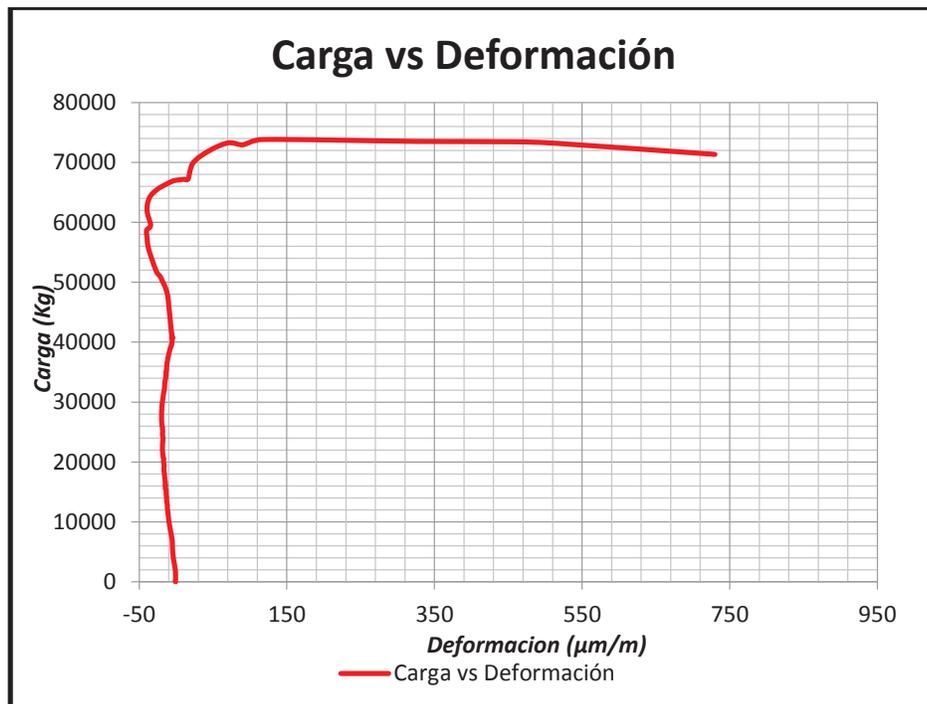
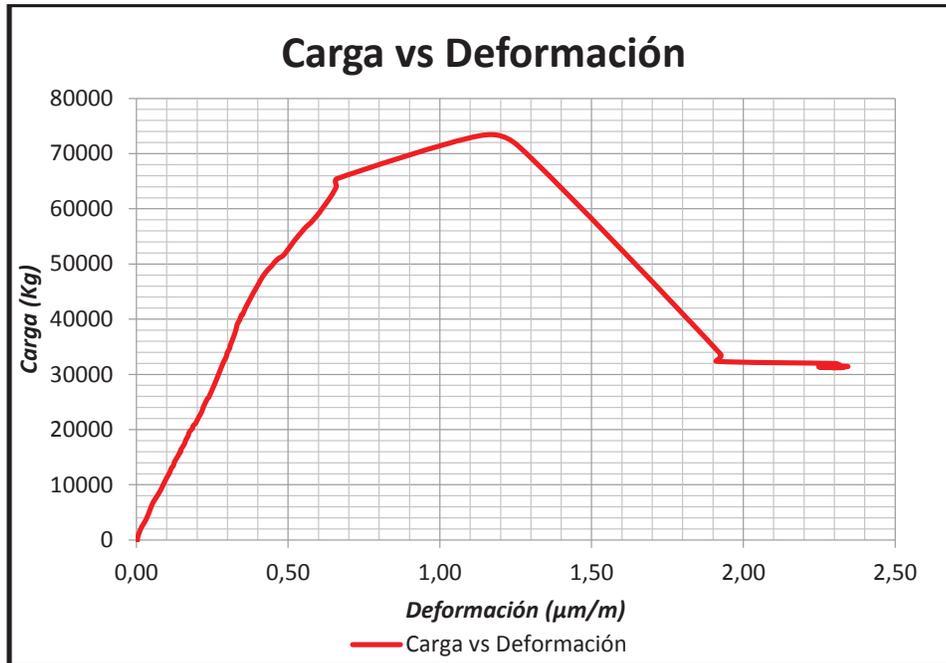
- McCormac J y Csernak S, (1996), Diseño De Estructuras De Acero, 5ta Edición.
- NBR 8800, (2008), Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edificios, Comitê Brasileiro de Construção Civil.
- Standards Australia, (2004), AS5100: Bridge design-steel and composite construction, Australian Standard.
- Tesis Chávez J, (2014), Ensayo Experimental a momento negativo de losas tipo Deck en dirección perpendicular a los valles con diferente cuantía de refuerzo.
- Vintimilla J, (2013), Ingeniería Sismorresistente de Edificios de Acero, Quito.

ANEXOS

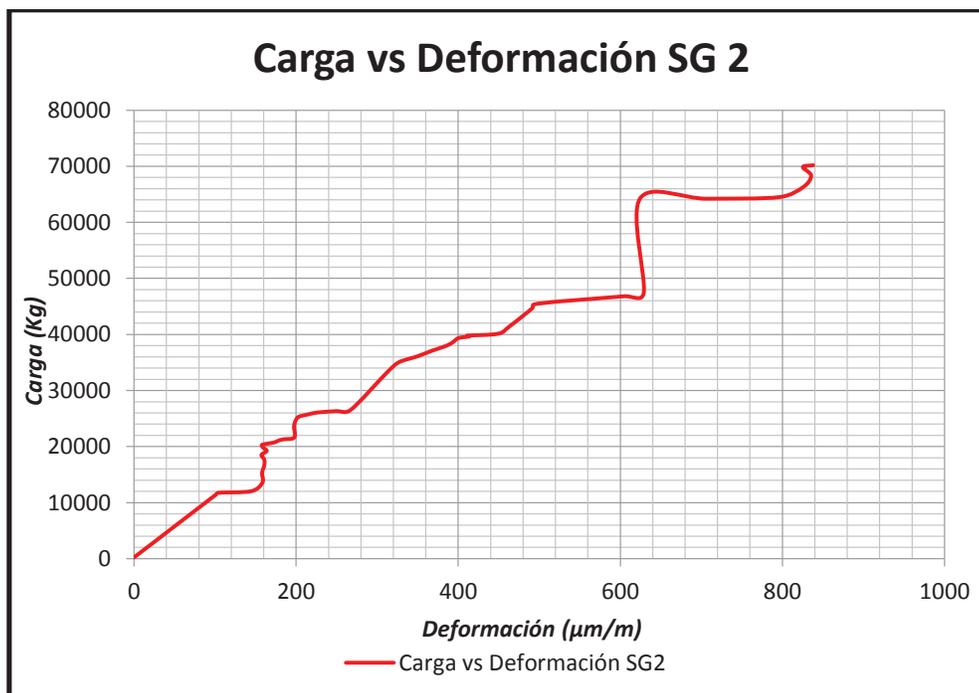
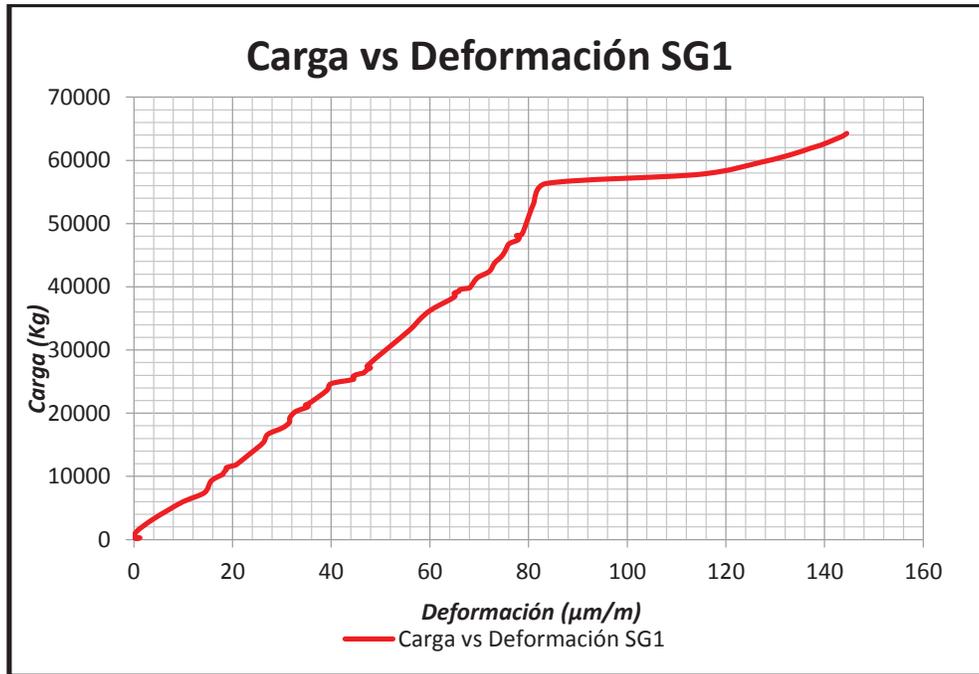
ANEXO N°1
FICHA TÉCNICA STRAIN GAGES

ANEXO N°2
GRÁFICAS DE LAS CURVAS CARGA vs DEFORMACIÓN DE LOS STRAIN
GAGES

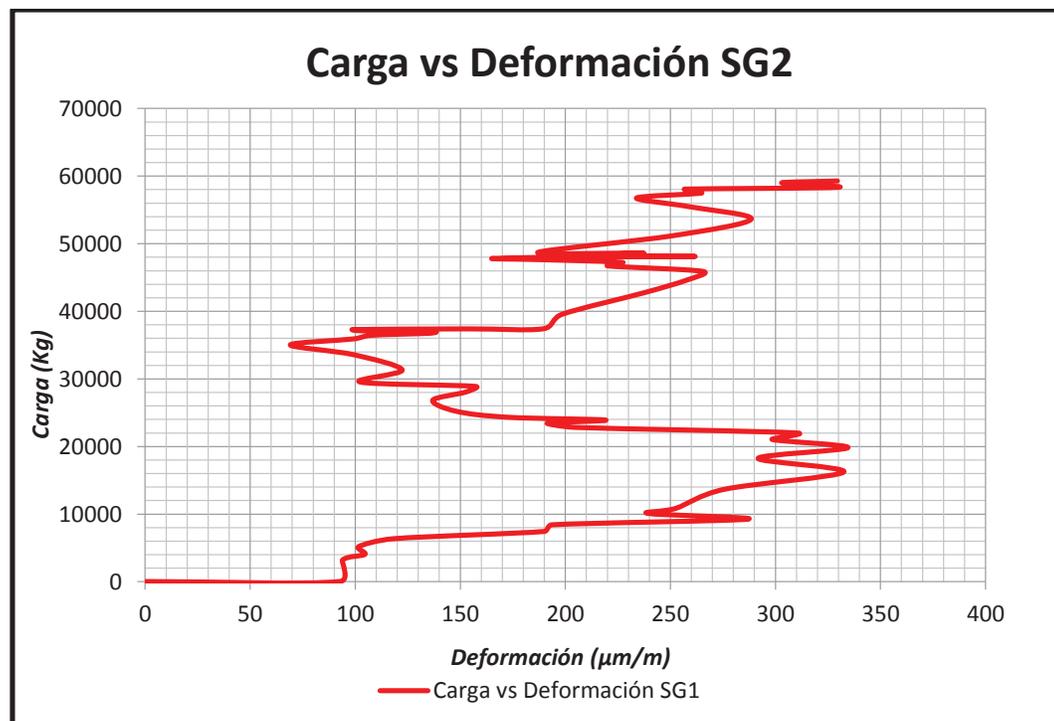
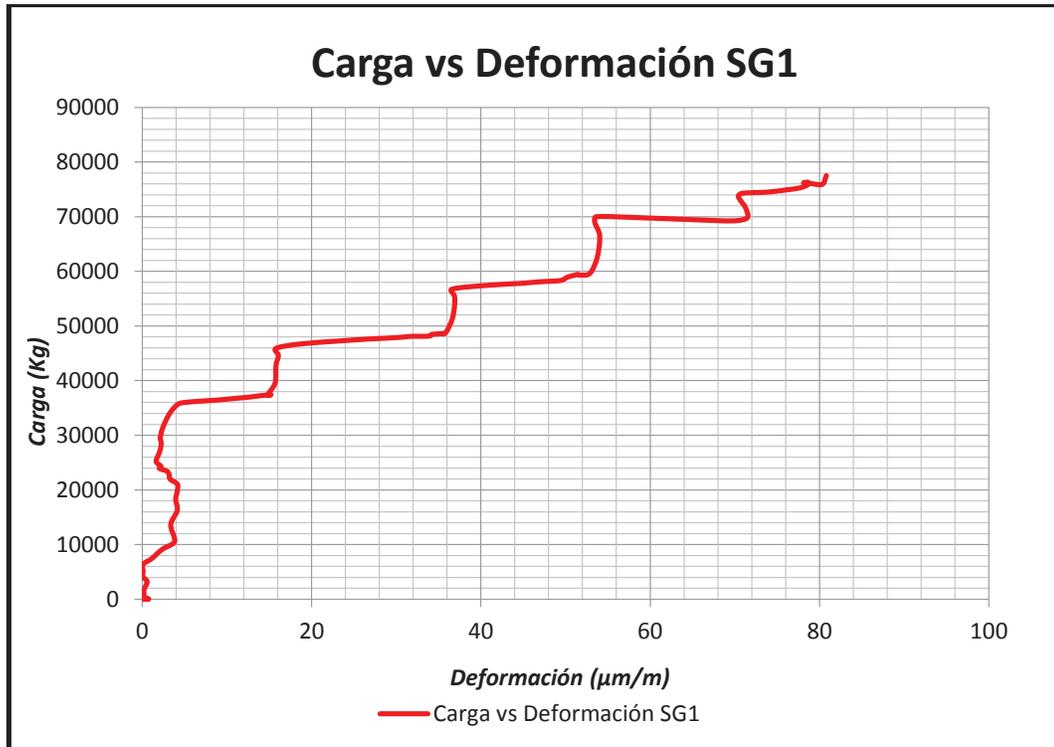
- PROBETA #10



- PROBETA #13



• PROBETA #14



ANEXO N°3
RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL HORMIGÓN



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES

COMPRESIÓN EN CILINDROS DE HORMIGÓN

INF. No. 15 - 0202
Hoja 1 de 1

Quito, 27 de Febrero de 2015

SOLICITA: ING. JORGE VINTIMILLA
CONTRATISTA: *****
PROYECTO: PROYECTO DE TITULACIÓN
FISCALIZADOR: *****
ELEMENTO: INDICADOS
NORMA: ASTM C39/C39M - 14a

No.	FECHA FABRICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FECHA ROTURA	EDAD (días)	D (mm)	ÁREA TRANSV. (mm ²)	P. ESPEC. (kg/m ³)	CARGA		RESISTENCIA	
								(KN)	(ton)	(MPa)	(Kg/cm ²)
1	05-ago-14	CILINDRO 1	12-ago-14	7	152	18027	2220	186.53	19.02	10.3	106
2	05-ago-14	CILINDRO 2	19-ago-14	14	152	18027	2190	300.54	30.65	16.7	170
3	05-ago-14	CILINDRO 3	19-ago-14	14	153	18265	2190	301.61	30.76	16.5	168
4	05-ago-14	CILINDRO 4	03-sep-14	29	153	18265	2200	356.42	36.35	19.5	199
5	05-ago-14	CILINDRO 5	20-nov-14	107	153	18265	2220	379.34	38.68	20.8	212

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


 ING. MERCEDES VILLACIS
 JEFE DEL LABORATORIO

ANEXO N°4
PLANOS DEL DISEÑO DE LAS PLACAS DE SUJECIÓN A UTILIZAR EN EL
ENSAYO (VER EL ACHIVO DIGITAL)

ANEXO N°5

TABLAS PARA DETERMINAR LA DUCTILIDAD SEGÚN EL CÓDIGO AISC

341-10

TABLE D1.1
Limiting Width-to-Thickness Ratios for
Compression Elements For Moderately Ductile
and Highly Ductile Members

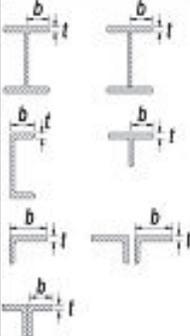
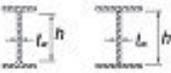
	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements	Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
	Flanges of H-pile sections per Section D4	b/t	$0.45\sqrt{E/F_y}$	not applicable	
	Stems of tees	d/t	$0.30\sqrt{E/F_y}^{(a)}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
Stiffened Elements	Walls of rectangular HSS	b/t	$0.55\sqrt{E/F_y}^{(b)}$	$0.64\sqrt{E/F_y}^{(c)}$	
	Flanges of boxed I-shaped sections and built-up box sections	b/t			
	Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces	h/t			
	Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as diagonal braces	h/t_w	$1.49\sqrt{E/F_y}$	$1.49\sqrt{E/F_y}$	

TABLE D1.1 (CONTINUED)
Limiting Width-to-Thickness Ratios for
Compression Elements For Moderately Ductile
and Highly Ductile Members

	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Saffened Elements	Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as beams or columns ^M	h/t_w	For $C_a \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93C_a)$	For $C_a \leq 0.125$ $3.76 \sqrt{E/F_y} (1 - 2.75C_a)$	
	Side plates of boxed I-shaped sections used as beams or columns	h/t	For $C_a > 0.125$ $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$ where	For $C_a > 0.125$ $1.12 \sqrt{E/F_y} (2.33 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$ where	
	Webs of built-up box sections used as beams or columns	h/t	$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{U_x P_u}{P_y}$ (ASD)	$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{U_x P_u}{P_y}$ (ASD)	
	Webs of H-PILE sections	h/t_w	$0.94 \sqrt{E/F_y}$	not applicable	
	Walls of round HSS	D/t	$0.038 E/F_y$	$0.044 E/F_y$ [*]	
Composite Elements	Walls of rectangular filled composite members	b/t	$1.4 \sqrt{E/F_y}$	$2.26 \sqrt{E/F_y}$	
	Walls of round filled composite members	D/t	$0.076 E/F_y$	$0.15 E/F_y$	

^M For tee shaped compression members, the limiting width-to-thickness ratio for highly ductile members for the stem of the tee can be increased to $0.38 \sqrt{E/F_y}$ if either of the following conditions are satisfied:
(1) Buckling of the compression member occurs about the plane of the stem.
(2) The axial compression load is transferred at end connections to only the outside face of the flange of the tee resulting in an eccentric connection that reduces the compression stresses at the tip of the stem.

^N The limiting width-to-thickness ratio of flanges of boxed I-shaped sections and built-up box sections of columns in SMF systems shall not exceed $0.6 \sqrt{E/F_y}$.

^K The limiting width-to-thickness ratio of walls of rectangular HSS members, flanges of boxed I-shaped sections and flanges of built-up box sections used as beams or columns shall not exceed $1.12 \sqrt{E/F_y}$.

^L For I-shaped beams in SMF systems, where C_a is less than or equal to 0.125, the limiting ratio h/t_w shall not exceed $2.45 \sqrt{E/F_y}$. For I-shaped beams in IMF systems, where C_a is less than or equal to 0.125, the limiting width-to-thickness ratio shall not exceed $3.76 \sqrt{E/F_y}$.

^H The limiting diameter-to-thickness ratio of round HSS members used as beams or columns shall not exceed $0.07 E/F_y$.