
ANALISIS COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS CON MIEMBROS DE SECCION RECTA COMBINADA Y ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO SIGUIENDO LOS PARAMETROS DE DISEÑO DEL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCION SISMO RESISTENTE (NSR-10)

**JESÚS EVELIO SÁNCHEZ SÁNCHEZ
MARCO ANTONIO SANDOVAL MORANTES**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA
2011**

ANALISIS COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS CON
MIEMBROS DE SECCION RECTA COMBINADA Y ESTRUCTURAS DE
CONCRETO REFORZADO SIGUIENDO LOS PARAMETROS DE DISEÑO DEL
REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCION SISMO RESISTENTE
(NSR-10)

JESÚS EVELIO SÁNCHEZ SÁNCHEZ
MARCO ANTONIO SANDOVAL MORANTES

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECHANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA

2011

ANALISIS COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS CON
MIEMBROS DE SECCION RECTA COMBINADA Y ESTRUCTURAS DE
CONCRETO REFORZADO SIGUIENDO LOS PARAMETROS DE DISEÑO DEL
REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCION SISMO RESISTENTE
(NSR-10)

JESÚS EVELIO SÁNCHEZ SÁNCHEZ
MARCO ANTONIO SANDOVAL MORANTES

TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR POR EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

DIRECTOR
ALVARO REY SOTO
Ingeniero civil

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECHANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA

2011

*A Dios por darme la sabiduría y la fortaleza de
haber sacado esta carrera adelante.*

*A la memoria de mi padre José Ítalo, por su apoyo,
Confianza y enseñanzas.*

*A mi madre Victa Emilia, por su cariño, su apoyo,
Su paciencia y su fortaleza para ayudarme
a culminar con esta etapa de mi vida.*

A mi hermanita Edy Yamile, por su cariño y apoyo constante.

A mi hermano Ángel, por creer siempre en mí.

*A mi tío Julio y a mis primos Alex y Camilo, por estar siempre en los
buenos y malos momentos.*

*A mi amigo Germán Orlando, por su lealtad, confianza y apoyo
constante.*

*A mis amigos y compañeros por los buenos momentos, su paciencia,
confianza y credibilidad.*

J. E. S. S.

A Dios luz divina que ilumina mi camino

A mis padres Marco Antonio y Olga en reconocimiento a sus sacrificios, apoyo incondicional y amor que me han brindado toda mi vida

A mi hermana Deyanira por apoyarme siempre

*A mis abuelos Con cariño y respeto en especial a Carmen López,
Eterno
Descanso en la mansión celestial.*

A mis primos y tíos.

A mis Amigos por el apoyo que me han brindado, por su lealtad, por los gratos momentos que hemos pasado.

A mis compañeros Universitarios por los años compartidos en esta gran casa de estudios

M. A. S. M.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Industrial de Santander por abrirnos sus puertas, brindarnos el conocimiento y una formación integral.

A la Escuela de Ingeniería Civil, al Claustro de Profesores por su paciencia, dedicación, y sus grandes aportes a nuestro conocimiento.

Nuestros sinceros agradecimientos al Ingeniero Álvaro Rey Soto, por ser un guía para la ejecución del presente proyecto, por su paciencia y por los conocimientos brindados.

A los Ingenieros Ricardo Cruz, Oscar Begambre y Jorge Gélvez, por sus valiosos aportes para que este proyecto fuera una realidad.

A Jairo Hernández Salazar y Jaime Alberto Cadena, por habernos brindado su colaboración y disposición en el manejo de los dispositivos y máquinas para la realización de los ensayos y pruebas necesarias en esta investigación.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCION	29
OBJETIVOS.....	31
OBJETIVO GENERAL	31
OBJETIVOS ESPECIFICOS:.....	31
1. DISEÑO ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO	33
1.1 CONCRETO	34
1.2 REFUERZO (ACERO	35
1.3 CARGAS APLICADAS A LA ESTRUCTURA.....	37
1.4 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA (Método matricial)	38
1.5 DISEÑO A FLEXION	45
1.5.1 Método de resistencia última.	45
1.5.2 Comportamiento de una viga cuando se aplican sobre ella cargas	47
1.5.3 Cuantía balanceada del acero	50
1.5.4 Vigas subreforzadas.	51
1.5.5 Cuantía mínima del acero.	53
1.6 CORTANTE	56
1.7 TORSION.....	62
1.8 CONSIDERACIONES DE RESISTENCIA, LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES:.....	65
1.9 COLUMNAS.....	69
1.9.1 Refuerzo longitudinal en columnas. El.....	70
1.9.2 Empalmes de refuerzo.	70

1.9.3 Refuerzo transversal.....	71
1.9.4 Columnas bajo carga axial.....	72
1.9.5 Columnas bajo carga axial y momento	74
1.9.6 Efectos de esbeltez en columnas	77
1.9.7 Índice de estabilidad en columnas.....	81
1.9.8 Flexión biaxial en columnas.....	81
1.10 CALCULOS Y RESULTADOS DEL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO	84
1.10.1 Análisis sísmico de la estructura.....	84
1.10.2 Carga por consideración muerta y viva.....	86
1.10.3 Aplicación del análisis matricial en la dirección X	87
1.10.4 Aplicación del análisis matricial en la dirección Y	91
1.10.5 Diseño de la placa aligerada.....	96
1.10.6 Diseño de la viga de carga (viga en dirección X).....	100
1.10.7 Diseño de la viga no carguera (viga en dirección Y).....	103
1.10. 8 Diseño de la columna.....	105
1.10.9 Longitud de desarrollo, empalmes y ganchos.....	110
1.10.10 Diseño de la cimetaion	110
2. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE SECCION COMPUESTA.....	113
2.1 CONSTRUCCIÓN COMPUESTA.....	113
2.2 TEORIA DE DISEÑO DE PLACA.....	114
2.2.1 Esfuerzos cortantes en la sección compuesta.....	118
2.1.2.1. Conectores de cortante para alcance de la resistencia última.....	118
2.2. FUERZA AXIAL	119

2.3 RESISTENCIA A LA TENSIÓN	120
2.4 DISEÑO A FLEXIÓN	121
2.5 CONCEPTO DEL AREA TRANSFORMADA	121
2.6 DISEÑO A CORTANTE	123
2.7 DISEÑO A TORSIÓN	124
2.7.1 Torsión de piezas de pared delgada donde algunas secciones no pueden alabear libremente	124
2.8 CONEXIONES	127
2.9 CÁLCULO Y RESULTADOS DEL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE SECCION RECTA COMBINADA.....	129
2.9.1 Análisis Estructural Del Pórtico de Sección Recta Combinada.....	129
2.9.2 Diseño de la placa	132
2.9.2.1 Diseño como formaleta	132
2.9.2.2 Análisis de cargas.....	133
2.9.3 Diseño de la columna	138
2.9.3.1 Diseño a compresión.	138
2.9.3.2 Diseño a flexión	140
2.9.3.3 Diseño a cortante.....	143
2.9.3.4 Chequeo de elementos sometidos a flexión y fuerza axial.	144
2.9.4 Diseño de la viga	145
2.9.4.1 Diseño a flexión.	146
2.9.4.2 Diseño a cortante.....	147
2.9.4.3 Diseño a torsión	148
2.9.5 Diseño de las conexiones	150
2.9.5.1 Diseño del PTE	150

2.9.5.2 Conexión entre perfil I y la columna.....	151
2.9.6 Diseño de la placa de base.....	152
2.9.6.1 Diseño de los rigidizadores.....	153
2.9.6.2 Diseño de las anclas.....	154
3. ANALISIS DIMENSIONAL.....	156
3.1 RELACIÓN ENTRE EL MODELO Y EL PROTOTIPO.....	156
3.2 PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS DIMENSIONAL.....	158
3.3 DISEÑO DEL MODELO.....	160
4. ANALISIS DE COSTOS.....	175
4.1 CANTIDADES DE OBRA ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO:..	176
4.2 COSTOS UNITARIOS ESTRUCTURA DE CONCRETO:.....	180
4.3 CANTIDADES DE OBRA ESTRUCTURA DE SECCION RECTA COMBINADA:	187
4.4 COMPARACION DE COSTOS:.....	195
5. MODELAMIENTO COMPUTACIONAL.....	196
5.1 ANÁLISIS SÍSMICO INELÁSTICOS.....	196
5.1.1 Análisis de Pushover.....	197
5.2 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD.....	197
5.3 EVALUACIÓN DE LA DEMANDA.....	197
5.4 DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE COMPORTAMIENTO.....	198
5.5 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA.....	198
5.6 APLICACIÓN DEL SOFTWARE.....	199
5.6.1 Asignación de las propiedades de los materiales.....	199
5.6.2 Asignación de las propiedades de las secciones transversales.....	200

5.6.3	Asignación de las rotulas plásticas	200
5.6.4	Asignación del espectro de diseño.	202
5.6.5	Definición de los estados de carga:	203
5.7	RESULTADOS DEL MODELAMIENTO.....	205
6.CONSTRUCCION Y PRUEBA DE ENSAYO DEL PORTICO DE SECCION RECTA COMBINADA ESCALA 1:2		
		212
6.1	MODELAMIENTO.....	212
6.2	CONSTRUCCIÓN DEL PROTOTIPO.....	216
6.2.1	Construcción de la parte metálica. La.....	216
6.2.1.1	Parte metálica de la viga y las columnas.	216
6.2.1.2.	Barras de refuerzo	216
6.2.2	Construcción de la parte en concreto.	218
6.2.2.1	Diseño de mezclas.....	218
6.2.2.2	Montaje de la formaleta.....	218
6.2.2.3	Preparación del concreto.	219
6.2.2.4	Vaciado del concreto en la viga y las columnas.....	220
6.2.2.5	Actividades post-fundición del concreto.....	221
6.2.3	Equipo disponible en el laboratorio.	221
6.2.3.1	Actuador MTS	222
6.3	PRUEBA DE LABORATORIO	226
6.3.1	Definición del protocolo.....	226
6.3.2	Programación en el software del equipo MTS.	229
6.3.3	Prueba de el modelo a escala.....	229
6.3.4	Seguimiento a la falla en el modelo.	231

CONCLUSIONES	247
RECOMENDACIONES	249
BIBLIOGRAFÍA.....	250
ANEXOS	252

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1.: Algunas características del concreto reforzado de acuerdo a sus características de compresión, esfuerzo máximo admisible, módulo de elasticidad de acuerdo a la NSR-10 (C.8.5.1) y la relación de módulos de elasticidad	35
Tabla 1.2. Dimensiones nominales de las barras de refuerzo expresadas en milímetros	36
Tabla 1.3.: Dimensiones nominales de las barras de refuerzo expresadas en	37
Tabla 1.4: parámetro del bloque de esfuerzos en el concreto	49
Tabla 1.5: Algunos factores de reducción de resistencia.	52
Tabla 1.6: Alturas mínimas para vigas no presforzadas y placas reforzadas en una dirección, con muros y particiones susceptibles a dañarse ´por deflexiones altas	66
Tabla 1.7: Diámetros mínimos de doblado	67
Tabla 1.8: Longitud de desarrollo para barras corrugadas o alambres corrugados a tracción	68
Tabla 1.9: Resumen de cargas de diseño	95
Tabla 2.2 .Especificaciones Para el Control de Deflexiones en el Diseño a Flexion, Deflexiones Minimadas	117
Tabla 2.3: Valores Límite de Relación Ancho Espesor para Elementos de Acero a Compresión en Miembros de Sección Compuesta Solicitados por Carga Axial ..	119
Tabla 2.4 Valores Limites de la relacion ancho espesor para elementos de acero a Compresion.....	139
Tabla 3.1 Cantidades físicas típicas en el análisis adimensional	157
Tabla 3.2 Factores de Escala Usuales usados en el análisis dimensional.....	157
Tabla 3.3 factores de escala usuales para modelos.....	159
Tabla 3.4 Factores de Escalas Calculadas y Usadas en la Presente Investigación	161
Tabla 3.5. Dimensiones finales del modelo de la viga de carga escaladas 1:2...	162
Tabla 3.6.: Dimensiones finales del modelo de la Columna y zapata de carga escaladas 1:2.....	165

Tabla4.1.: Cantidades de Obra para Cimientos.	176
Tabla4.2.: Cantidades de Obra para Columnas:	176
Tabla4.3.: Cantidades de Obra para Viga de Carga:	177
Tabla4.4.: Cantidades de Obra para Viga de Enlace:	177
Tabla4.5.: Cantidades de Obra para Vigüeta de Riostra:.....	178
Tabla4.6.: Cantidades de Obra para Vigüeta:	178
Tabla 4.7.: Cantidades de Obra Torta Superior:.....	179
Tabla 4.8.: Resumen de Cantidades de Obra, Concreto:.....	179
Tabla 4.9.: Resumen de Cantidades de Obra, Acero:.....	180
Tabla4.10.: Análisis de Precios Unitarios y Totales Cimientos.....	180
Tabla 4.11.: Análisis de Precios Unitarios y Totales Columnas.....	181
Tabla 4.12.: Análisis de Precios Unitarios y Totales Viga de Enlace.....	182
Tabla4.13.: Análisis de Precios Unitarios y Totales Viga de Carga.....	183
Tabla4.14.: Análisis de Precios Unitarios y Totales Torta Superior.....	184
Tabla4.15.: Análisis de Precios Unitarios y Totales Vigüeta Riostra.	184
Tabla 4.16.: Análisis de Precios Unitarios y Totales Vigüeta.	185
Tabla4.17.: Resumen Análisis de Precios Unitarios y Totales Concreto	185
Tabla4.18.: Resumen Análisis de Precios Unitarios y Totales Acero	186
Tabla4.19.: Cantidades de Obra para las Vigas de Sección Compuesta.....	187
Tabla4.20.: Cantidades de Obra para las Vigas Auxiliares de Sección Tubular	187
Tabla4.21.: Cantidades de Obra para las Columnas de PTE Relleno.....	188
Tabla4.22.: Cantidades de Obra para La Placa de Entrepiso de Sección Compuesta	188
Tabla4.23.: Cantidades de la Conexión Soldada Viga Columna.....	189
Tabla4.24.: Resumen de Las Cantidades de Obra por Concepto Realizado	190
Tabla 4.25.: Análisis de Costos Unitarios y Totales para Las columnas de PTE Rellenas:	191
Tabla4.26.: Análisis de Costos Unitarios y Totales para Las Vigas de Sección Recta Combinada:	192

Tabla4.27.: Análisis de Costos Unitarios y Totales para Las Vigas Auxiliares de Sección Tubular:	192
Tabla4.28.: Análisis de Costos Unitarios y Totales para La Placa de Entrepiso de Sección Compuesta	193
Tabla 4.29.: Análisis de Costos Unitarios y Totales para La Conexión Soldada Viga Columna:	194
Tabla4.30.: Resumen del Análisis de Costos Unitarios y Totales para La Estructura de Sección Recta Combinada:	195
Tabla 5.1 Características principales de los materiales ensayos	199
Tabla 5.2: Valores para el Análisis Sísmico y la Obtención del Espectro de Diseño	203
Tabla 5.3: Resultados Modelo Real	208
Tabla 5.4: Comparación Modelo real, parámetros analizados dimensionalmente y parámetros obtenidos bajo modelación	211
TABLA 6.1 Especificaciones técnicas del actuador MTS	222
Tabla 6.2 Valores de la funcion de carga en caso dinamico según SAC	227
Tabla 6.3 Valores de la funcion de carga usando la funcion estatica incremental.	228
Tabla 6.4 Resultados Modelo real.	241
Tabla 6.5: Resultados Prototipo de Laboratorio y Modelo Computacional escala 1:2.....	243

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Compuestos del Concreto.....	33
Figura 1.2. Grafica esfuerzo deformación del concreto.....	34
Figura 1.3. Grafica esfuerzo deformación del acero.	36
Figura 1.4. Esquema de las cargas aplicas en un pórtico plano	38
Figura 1.5. Sistema Ortogonal	41
Figura 1.6. Descomposición de un sistema ortogonal.....	42
Figura 1.7. Grafica esfuerzo deformación en el concreto.....	45
Figura 1.8. Comportamiento lineal de esfuerzos.....	46
Figura 1.9. Comportamiento inelástico de esfuerzos	46
Figura 1.10. Viga rectangular soportando una serie de cargas P	47
Figura 1.11. Distribución de esfuerzos y deformaciones.....	47
Figura 1.12. Agrietamiento del concreto por tensión en las fibras inferiores.....	48
Figura 1.13 esfuerzos y deformaciones después del agrietamiento	48
Figura 1.14. Distribución de esfuerzos antes de la fluencia de sus materiales	49
Figura 1.15. Distribución equivalente de esfuerzos por Whitney.....	50
Figura 1.16. Componentes de una viga T	54
Figura 1.17. Esquema de esfuerzos y deformación para una viga T	54
Figura 1.18. Acción del cortante en una sección transversal	57
Figura 1.19. Esfuerzos producidos por cortante.....	58
Figura 1.20. Fallas generadas cuando se aplica un esfuerzo cortante	61
Figura 1.21. Tipos de torsión, determinada e indeterminada	62
Figura 1.22. Esfuerzos generados por torsión	63
Figura 1.23. Acortamiento producido bajo carga axial	73
Figura 1.24. Intervención del momento y la carga axial	74
Figura 1.25. Esquema de esfuerzos y fuerzas que intervienen en una columna ..	75
Figura 1.26 diagrama de iteración de una columna ubicando cuatro puntos de observación.....	76
Figura 1.27 Tipos de curvatura, (a) Curvatura doble y (b) Curvatura sencilla	78

Figura 1.28. Ábacos para la obtención del parámetro K	79
Figura 1.29 Diagrama de Iteración para Compresión y Flexión Biaxial.....	82
Figura 2.1 secciones típicas usadas para construcción compuesta.....	114
Figura 2.2 .Esquema del entrepiso con el uso de Lámina Colaborante	115
Tabla 2.1. Calibres y espesores de tablero Metálico más usados en Colombia..	115
Figura 2.3 .Dimensiones en mm de los tableros metálicos de altura 2 (a) y 3 (b) pulgadas	116
Figura 2.4. Área transformada cuando está presente la tensión.....	122
Figura. 2.5. Viga en I solicitada a un par en su sección central	125
Figura 2.6 Torsión de una Viga en I solicitada a un par en su sección central ...	125
Figura 2.7 Esquema tridimensional del pórtico y tipos de secciones que lo conforman	129
Figura 2.8 Diagramas de fuerza Axial (a), Cortante (b) y Momento (c) en el sentido	130
Figura 2.9 Diagramas de fuerza Axial (a), Cortante (b) y Momento (c) en el sentido	131
Figura 2.10. Diagrama de cuerpo libre idealizado para la losa	134
Figura 2.11. Detalle de la sección de la placa.....	138
Figura 2.12. Sección de la columna a emplear	139
Figura 2.13 Ilustración del método de la sección transformada para la Sección de la columna	141
Figura 2.14 Momento Plástico.....	142
Figura 2.15 Sección de la Viga	146
Figura 2.16 Momento Plástico para el perfil IPN	146
Figura 2.17 Efecto de las vigas centrales sobre las laterales.	148
Figura 2.18 diagrama de momento torsor actuando sobre una de las vigas laterales	149
Figura 2.19 Acción de la fuerza cortante en la columna y descripción de la soldadura intermitente	151
Figura 2.20 Esquema representativo de la conexión entre viga y la columna	152

Figura 2.21 detalle constructivo de la conexión entre la viga y la columna.....	153
Figura 2.22. Detalle de las secciones pi.....	154
Figura 2.23 Detalle de la conexión entre la columna y la placa de base.....	155
Figura 3.1. Despiece Longitudinal de la viga de carga para el modelo reducido escala 1:2	163
Figura 3.2. Sección Transversal en el centro de la luz y en los apoyos de la viga de carga para el modelo reducido escala 1:2	163
Figura 3.3. Sección del estribo de la viga de carga para el modelo reducido escala 1:2.....	164
Figura 3.4. Sección Transversal y detalle de estribos de la columna para el modelo reducido escala 1:2	166
Figura 3.5. Sección Transversal de la cimentación para el modelo reducido escala	166
Figura 3.6. Despiece Longitudinal de la Columna para el modelo reducido escala 1:2.....	167
Figura 3.7. Vista en Planta de la cimentación para el modelo reducido escala 1:2	167
Figura 3.8 Esquema que ilustra la composición estructural y las dimensiones generales del pórtico escalado para su construcción en el laboratorio.....	168
Figura 3.9 Vista en planta de la conexión plantea para la viga y la columna	169
Figura 3.10 Vista en perfil de la conexión plantea para la viga y la columna	169
Figura 3.11 Vista frontal de la conexión plantea para la viga y la columna.....	170
Figura 3.12 Vista en 3D de la conexión plantea para la viga y la columna	170
Figura 3.13 Vista en planta de la conexión plantea para la columna y la placa de apoyo	171
Figura 3.15 Vista en 3D de la conexión plantea para la viga y la columna	172
Figura 3.16 Vista de las dimensiones de la columna.	172
Figura 3.17 Vista en 3D del pórtico escalado1:2 . En su estructura metálica	173
Figura 3.18 vista general del Pórtico a construir el laboratorio de estructuras de la Universidad del Industrial de Santander	174

Figura 5.1 Definición de los materiales en rango inelástico	200
Figura 5.2 Definición de las secciones rectas de concreto.	201
Figura 5.3 Asignación de las rotulas plásticas en el modelo	201
Figura 5.4 Definición del espectro de diseño.	202
Figura 5.5 Definición del primer caso de carga para el análisis estático no lineal.	204
Figura 5.6 Definición del segundo caso de carga para el análisis estático no lineal.	204
Figura 5.7. Curva de Capacidad de la estructura de Concreto Reforzado a escala	205
Figura 5.8. Curva de Capacidad y rigidez zona elástica de la estructura de Concreto Reforzado a escala 1:2.....	206
Figura 5.9. Espectro de Capacidad y Demanda de la estructura de Concreto Reforzado a escala 1:2	207
Figura 5.10. Ampliación Punto de Comportamiento, estructura escalada de concreto reforzado visto en la figura 5.9.	207
Figura 5.11. Curva de Capacidad de la estructura de Concreto Reforzado a escala real.....	209
Figura 5.12. Curva de Capacidad y rigidez zona elástica de la estructura de Concreto Reforzado real, rigidez obtenida K= 18.843 kN/mm	209
Figura 5.13. Espectro de Capacidad y Demanda de la estructura de Concreto Reforzado real, Energía de deformación de 2695 kN-mm	210
Figura 5.14. Ampliación Punto de Comportamiento (PC), estructura de concreto reforzado visto en la figura 5.13. PC= 3.6612 mm	210
Figura 6.1 Plataforma de ingreso para crear las secciones compuestas	213
Figura 6.2 Plataforma donde se observa la seccion compuesta para la viga del portico	213
Figura 6.3 Plataforma donde se observa la seccion compuesta para la columna del portico	214

Figura 6.4 Grafica de capacidad generada por el pushover para el portico de seccion compuesta.	215
Figura 6.5 Esquema del Actuador MTS	222
Figura 6.6 Esquema del modelo a escala con el actuador.....	225
Figura 6.7 Esquema en planta de la plataforma de anclajes y ubicación del lugar donde se realizo la prueba.....	225
Figura 6.8 Incremento de carga recomendado por la SAC en su apendice.....	226
Figura 6.9. Grafica que recomienda la SAC para el portico en caso de ser un ensayo dinamico.	227
Figura 6.10 Función de carga usada en el experimento (color rojo)	228
Figura 6.11. Resultado arrojado por el Actuador.....	237
Figura 6.12. Ajuste lineal a los datos arrojados por el actuador.....	238
Figura 6.13. Grafica en formato ADRS donde se ven las gráficas de capacidad y demanda, cuya intercepción es el punto de comportamiento	239
Figura 6.14. El punto de comportamiento de la estructura de sección recta combinada es de 16.8879 mm.....	240
Figura 6.15. Gráfica del Pushover realizado a la estructura de sección recta combinada, la rigidez en la parte lineal es de k= 26.019 kN/mm	241
Figura 6.16 Espectro de Capacidad yDemanda de la estructura de sección recta combinada, Energía de deformación de 1296.1 kN-mm	242
Figura 6.17. Ampliación Punto de Comportamiento (PC), estructura de sección recta combinada visto en la figura 6.16. PC= 0.3182 mm	242
Figura 6.18 Espectros de Capacidad y Demanda de la estructura de sección recta combinada, concreto reforzado y prototipo construido en el laboratorio.....	243
Figura 6.19 Espectros de Capacidad y Demanda de la estructura de concreto reforzado y sección recta combinada obtenidos del modelamiento en SAP 2000,	245

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografía 6.1: Construcción de la parte Metálica del pórtico.....	217
Fotografía 6.2: Colocación de las barras longitudinales y transversales en la viga	217
Fotografía 6.3. Ilustración de la construcción de la formaleta para la Viga de sección combinada	219
Fotografía 6.4. Fotografía que ilustra la preparación del concreto.....	219
Fotografía 6.5. Colocación y vibrado del concreto en la viga (derecha) y columnas (izquierda).....	220
Fotografía 6.6 Vista del Pórtico transcurrido los 28 días.	221
Fotografía 6.7. Fotografía en la que se muestra el Actuador.....	223
Fotografía 6.8. Detalle de la distribución de las placas en el laboratorio(pared de reacción).	224
Fotografía 6.9 Ejecución de la programación en el actuador MTS	229
Fotografía 6.10 Instalación de un deformímetros en la parte superior del pórtico	230
Fotografía 6.11 Fotografía en la que se ilustra el Actuador MTS aplicando carga estática incremental en el modelo a escala.	230
Fotografía 6.12. Aparición de grieta en la parte superior del nodo 1	231
Fotografía 6.13. Vista superior del nodo 1 después de aplicada la carga	232
Fotografía 6.14. Detalle final del nodo número	233
Fotografía 6.16. Vista lateral donde se observa la separación de la viga y la columna por falta de adherencia.....	233
Fotografía 6.16. Inicio de la falla en el nodo 2	234
Fotografía 6.17. Vista del nodo número 2 en el que se aprecia aparición de grietas	235
Fotografía 6.18 vista lateral de la parte inferior del nodo 2.....	235
Fotografía 6.19 vista de la parte inferior del nodo 2.....	236

Fotografía 6.20 Estado final del gato hidráulico durante la aplicación de carga.

.....237

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1: Ensayos de Laboratorio	252
Anexo 2: Planos de diseño de estructuras de concreto	261
Anexo 3: Planos de diseño de estructuras de sección recta combinada	268

RESUMEN

TITULO: “ANALISIS COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS CON MIEMBROS DE SECCIÓN RECTA COMBINADA Y ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO SEGÚN LOS PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA NSR-10”*

AUTORES: JESÚS EVELIO SÁNCHEZ SÁNCHEZ.

MARCO ANTONIO SANDOVAL MORANTES**

PALABRAS CLAVES: Concreto Reforzado, Sección Combinada, Comparación, Espectro de Demanda, Espectro de Aceleración, Pushover, Rigidez, Punto de Comportamiento, Energía de Deformación, Rotulas Plásticas.

DESCRIPCION:

Desde hace muchos años el material más usado en la construcción ha sido el concreto reforzado por sus propiedades y características de manejabilidad las cuales permiten crear cualquier forma. Como consecuencia de la preferencia del concreto reforzada se ha dejado de lado otros tipos de sistemas estructurales entre estos las secciones rectas combinadas que actualmente en su mayoría solo son utilizadas en la construcción de puentes peatonales desaprovechando sus cualidades de resistencia y durabilidad.

El objetivo de esta investigación radica en comparar estructuralmente el comportamiento de estos dos sistemas constructivos de un piso. Para esto es necesario iniciar por la realización de los diseños de ambas estructuras de acuerdo al Reglamento de Construcción Sismo Resistente de Colombia NSR-10, en donde se contempla los parámetros mínimos de diseño de estructuras de concreto en el Título C y de estructura de sección recta combinada Título F. Sección F2.9. Se usó la metodología del análisis dimensional para la construcción de un modelo a escala de la estructura de sección recta combinada en el laboratorio de Estructuras de la Universidad Industrial Santander con el objetivo de conocer de primera mano el comportamiento estructural para compararlo con lo ya conocido del concreto reforzado. Esta comparación se pretende realizar en cuanto a curvas de capacidad de las estructuras, rigidez, capacidad de ductilidad, energía de deformación, punto de comportamiento y Fuerza de Fluencia como parámetros esenciales.

* Proyecto de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil,

Director: Álvaro Rey Soto

ABSTRACT

TITLE: "COMPARATIVE ANALYSIS STRUCTURES BUILT STRAIGHT SECTION MEMBERS OF COMBINED AND REINFORCED CONCRETE STRUCTURES UNDER DESIGN PARAMETERS OF THE NSR-10" *

AUTHOR: JESÚS EVELIO SÁNCHEZ SÁNCHEZ.

MARCO ANTONIO SANDOVAL MORANTES**

KEY WORDS: Reinforced Concrete, Section Combined Comparison, Demand Spectrum, Spectrum Acceleration, Pushover, Rigidity, Performance Point, strain energy, hinge joint

DESCRIPTION:

For many years the most widely used material in construction has been reinforced concrete given their properties and handling characteristics that allow the creation of any shape. As a result of the preference of reinforced concrete has set aside other types of structural systems between these combined straight sections now are mostly only used in the construction of pedestrian bridges nowadays wasting his attributes of resistance and durability.

The objective of this research is to compare structural behavior of these two one-story building systems. For this, it is needed to start making the designs of both structures according to Colombia Seismic Resistant Construction Regulations NSR-10, where it provides minimum design parameters of concrete structures in Part C and combined cross-sectional structure of Title F. Section f2.9. They use dimensional analysis methodology for the construction of a scale model of the structure of a straight section Structures combined in the laboratory at Universidad Industrial de Santander; in order to see firsthand the structural performance to compare with what is already known from reinforced concrete. This comparison is intended to be made in terms of capacity curves of the structures, stiffness, ductility, and strain, energy among, Performance Point and Yield Strength like essential parameters.

*Project of grade

**Faculty of Engineering's Physical Mechanics, School of Civil Engineering, Director: Álvaro Rey Soto

INTRODUCCION

En el país la mayoría de las construcciones se realizan en concreto reforzado, esto ha hecho que muchos de los demás sistemas constructivos se dejen de lado o sencillamente se utilicen porque es estrictamente necesario; por otra parte las estructuras construidas con miembros de sección recta combinada se usa en estos momentos para la construcción de puentes peatonales y algunos vehiculares, desaprovechando sus cualidades, no han podido hacerle frente al concreto reforzado para la construcción de edificaciones cuando este último hace parte importante de este tipo de secciones sobre todo en lo referente a las estructuras de resistencia sísmica (vigas y columnas).

El concreto reforzado es un material compuesto que ha resultado muy útil y eficiente ya que aprovecha cada característica física de los materiales que lo conforman, pero en algunos casos es muy caro con respecto a otros materiales o aumenta el tiempo de ejecución generando problemas de optimización en lo referente a costos o duración del proyecto, su utilización frecuente ha hecho que en la construcción de estructuras no se den a conocer otros sistemas que podrían generar beneficios o menores costos.

Las secciones combinadas generan un resultado igual o mejor además de la reducción de las secciones en comparación con las estructuras en concreto reforzado, entonces ¿Por qué no se da paso a nuevas estructuras en la construcción del país?, ¿por qué se subestima a las secciones combinadas en las estructuras usándolas solo para la realización de puentes peatonales y no en estructuras de edificaciones, si se reconoce que el concreto reforzado es un material combinado y además que forma parte de este tipo de secciones?, ¿Cuáles son las diferencias que tiene el concreto reforzado con la estructura de sección combinada?, ¿hasta qué punto resulta viable la realización de una

estructura de sección combinada en comparación con una estructura de concreto reforzado?.

Si la norma sismo resistente de 2010 y su anterior mencionan otra serie de elementos para la realización de estructuras, no solo reglamenta las estructuras en concreto reforzado (título C) y acero estructural (título F) sino que también permite la combinación de estos mediante el capítulo F.2.9 y otra serie de materiales, entonces ¿por qué no se muestran los beneficios que las diversas estructuras tienen sobre otras? y de esta manera comparar hasta qué punto se puede utilizar una estructura o no, la construcción tiene que ser variable y no se tiene que enfocar solo en una clase de material para la realización de proyectos de diferente índole, Se deben generar parámetros que permitan demostrar la eficiencia de los diferentes tipos de materiales y sus combinaciones para la construcción y de esta manera poder realizar una verdadera evaluación que nos indique las ventajas y la viabilidad de cada uno de estos frente a los demás y de esta forma optimizar el diseño estructural y mejorar los sistemas constructivos.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Analizar y comparar el comportamiento estructural de una estructura de un piso construida con miembros de sección recta combinada con otra de las mismas características de carga diseñada en concreto reforzado, siguiendo los parámetros de diseño prescritos en la norma NSR-10.

OBJETIVOS ESPECIFICOS:

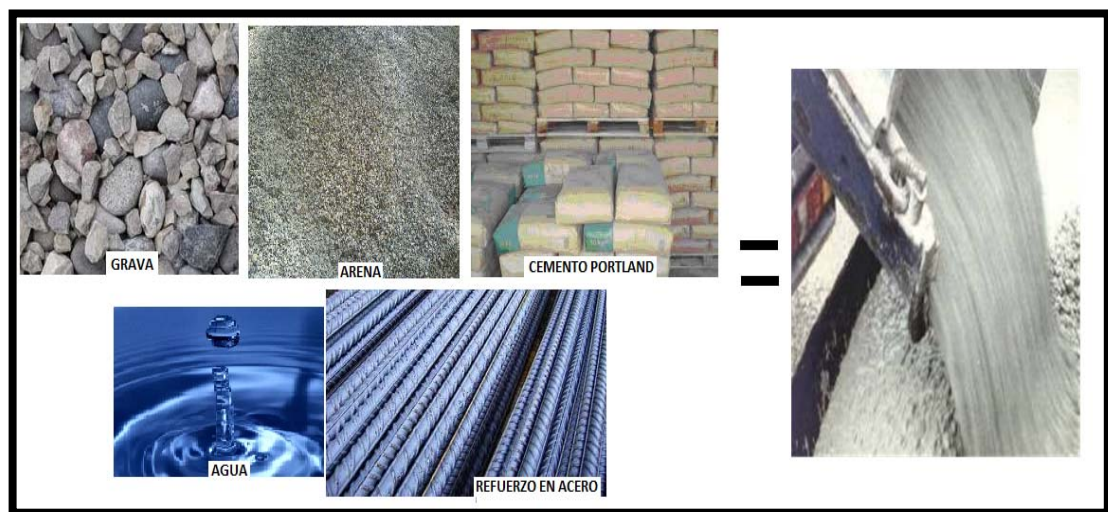
- Diseñar vigas, columnas y placas de concreto reforzado de acuerdo a la NSR-10 (título C).
- Diseñar columnas de concreto reforzado combinadas con perfiles de acero estructural tipo tubular, de acuerdo a la norma NSR-10 (título C y título F (capítulo f.2.9)).
- Diseñar vigas de concreto reforzado combinadas con perfiles de acero estructural tipo I, C o Cajón, de acuerdo a la norma NSR-10 (título C y título F (capítulo f.2.9)).
- Diseñar placas de concreto reforzado combinadas con láminas de acero (placa colaborante), de acuerdo a la norma NSR-10 (título C y título F (capítulo f.2.9)).
- Construir un pórtico plano correspondiente a los diseños de dos columnas y una viga de sección recta combinada contemplados en los objetivos que en su orden corresponden a las viñetas dos y tres anteriormente mencionados.
- Realizar ensayos por medio de un protocolo de carga al pórtico plano construido en el anterior objetivo usando las máquinas que el laboratorio de estructuras de la Universidad Industrial de Santander proporcione para tal fin.

- Realizar un modelamiento de un pórtico plano con las características de diseño presentadas en el primer objetivo anteriormente mencionado en cualquier programa de modelación que arroje los mismo parámetros que se obtienen en el laboratorio
- Comparar los ensayos realizados en el laboratorio con la modelación obtenida.
- Estimar costos para los dos diseños realizados y de esta manera proporcionar un criterio de viabilidad económica para su construcción.

1. DISEÑO ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO.

El concreto reforzado es un elemento útil muy parecido a la roca; es un material compuesto por elementos pétreos (agregado fino y grueso) unidos con un cementante (cemento portland o cualquier cemento hidráulico) como se ve en la figura 1.1 y que al fraguar, tiene alta resistencia a la compresión. Se combina con el acero (reforzamiento mínimo que depende de las características de sección transversal de la estructura y la carga) para absorber los esfuerzos que el concreto por su propia condición no lo puede hacer, siendo el más utilizado en el medio de la construcción debido a su fácil manejabilidad.

Figura 1.1. Compuestos del Concreto

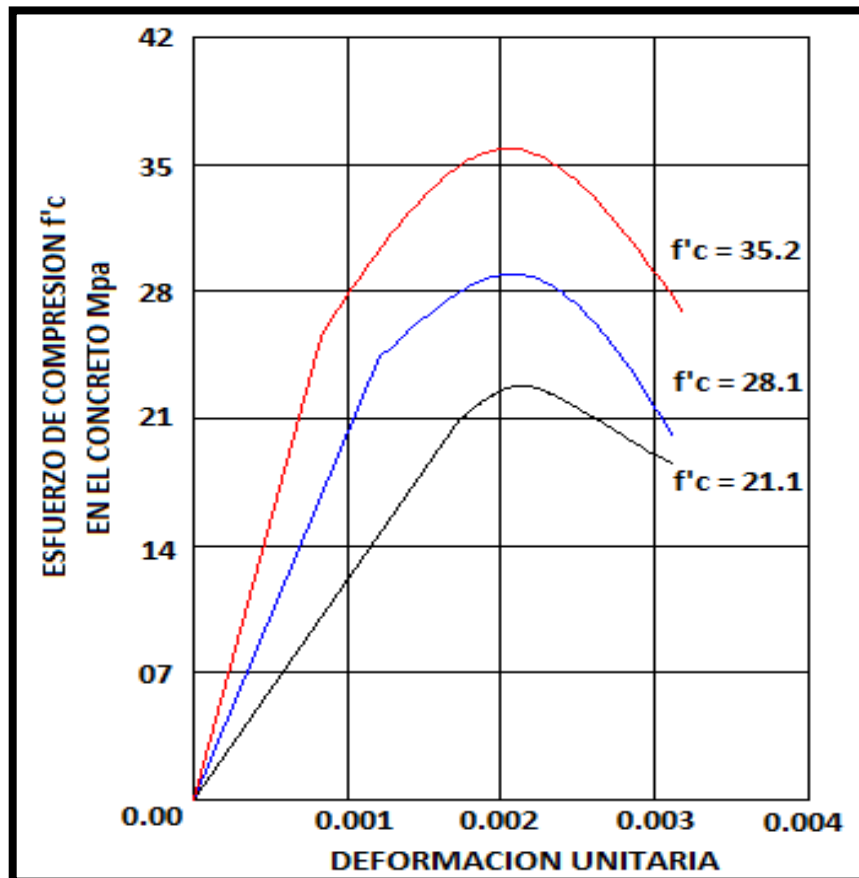


(Fuente: Autores)

1.1 CONCRETO

La resistencia nominal del concreto a la compresión (f'_c) define la calidad del material y corresponde a la resistencia que tienen a la compresión, esta resistencia es comprobada a los 28 días (ver figura 2) realizada por medio de probetas de 0.15 m de diámetro por 0.30 m de alto, no es útil a tracción ya que es una fracción muy pequeña en comparación con la compresión; la dilación térmica del concreto es parecida a la del acero $\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}$; las deformación son de $0.01 \text{ mm/m } ^\circ\text{C}$, el peso específico de acuerdo a la NSR-10 (B.3.2.- Tabla B.3.2-1) es de 2300 kg/m^3 para concreto simple y de 2400 kg/m^3 para concreto reforzado

Figura 1.2. Grafica esfuerzo deformación del concreto



(Fuente: Autores)

El módulo de elasticidad del concreto es la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria que este produce, desde el punto donde el esfuerzo es nulo hasta $0.45 f'_c$, en la norma NSR-10 (C.8.5.1), este tiene que ser hallado de manera experimental obtenido de una gráfica como la de la figura 1.2., y que para nuestro caso se puede tomar como $E_c = 4700 * \sqrt{f'_c}$ Mpa (Ec. 1.1-1). Para concreto de densidad normal.

Tabla 1.1.: Algunas características del concreto reforzado de acuerdo a sus características de compresión, esfuerzo máximo admisible, módulo de elasticidad de acuerdo a la NSR-10 (C.8.5.1) y la relación de módulos de elasticidad

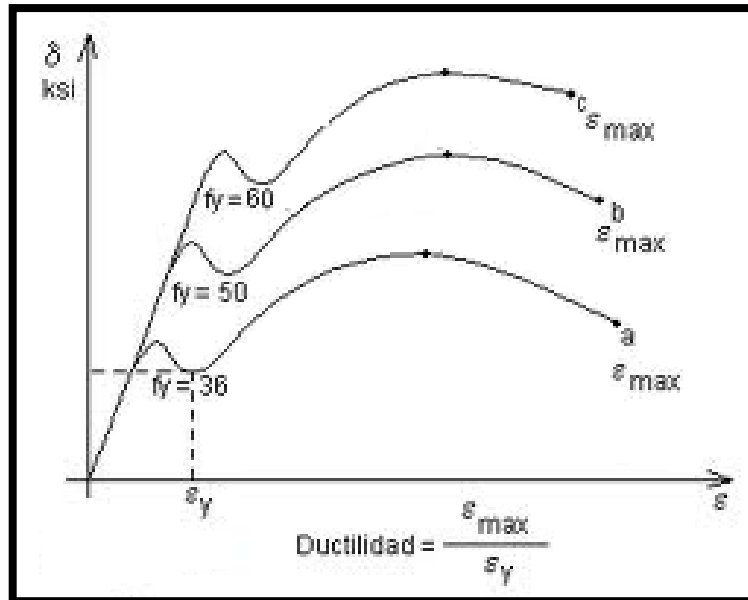
RESISTENCIA A LA COMPRESION f'_c			ESFUERZO MAX. ADM. 0.45 f'_c		MODULO DE ELASTICIDAD E_c		n= E_s/E_c
Mpa	P.s.i	Kgf/cm ²	Mpa	Kgf/cm ²	Mpa	Kgf/cm ²	
14.1	2000	141	6.3	63	17648.48	178115.13	11.33
17.6	2500	176	7.9	79	19717.61	198997.49	10.14
21.1	3000	211	9.5	95	21589.33	217887.59	9.26
24.6	3500	246	11.1	111	23311.24	235265.81	8.58
28.1	4000	281	12.6	126	24914.43	251445.82	8.03
31.6	4500	316	14.2	142	26420.52	266645.83	7.57
35.2	5000	352	15.8	158	27884.91	281424.95	7.17

(Fuente: Autores)

1.2 REFUERZO (ACERO)

La resistencia nominal del acero (f_y) define la calidad del material a usar, la cual corresponde a los esfuerzos a la tracción y compresión resistidos por el material en el límite de fluencia (ver figura 1.3.), en Colombia el acero más usado es el de un límite de fluencia (f_y) de 420 Mpa (60000 Psi), el cual es un acero de alta resistencia y que según la norma NSR-10 (C.8.5.2) el módulo de elasticidad se puede tomar como 200000 Mpa, las barras comerciales se muestran en las tablas 1.2 y 1.3 respectivamente.

Figura 1.3. Grafica esfuerzo deformación del acero.



(Fuente: Autores)

Tabla 1.2. Dimensiones nominales de las barras de refuerzo expresadas en milímetros.

Designación de la barra (véase la nota)	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
	Diámetro mm	Área mm ²	Perímetro mm	
6M	6.0	28.3	18.85	0.222
8M	8.0	50.3	25.14	0.394
10M	10.0	78.5	31.42	0.616
12M	12.0	113.1	37.70	0.887
16M	16.0	201.1	50.27	1.577
18M	18.0	254.5	56.55	1.996
20M	20.0	314.2	62.83	2.465
22M	22.0	380.1	69.12	2.982
25M	25.0	490.9	78.54	3.851
30M	30.0	706.9	94.25	5.544
32M	32.0	804.2	100.53	6.309
36M	36.0	1017.9	113.10	7.985
45M	45.0	1590.4	141.37	12.477
55M	55.0	2375.8	172.79	18.638

(Fuente: NSR-10- C.3.5.3.)

Tabla1.3.: Dimensiones nominales de las barras de refuerzo expresadas en Octavos de pulgada.

Designación de la barra (véase la nota)	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
		Diámetro mm	Area mm ²	Perímetro mm	
No. 2	1/4"	6.4	32	20.0	0.250
No. 3	3/8"	9.5	71	30.0	0.560
No. 4	1/2"	12.7	129	40.0	0.994
No. 5	5/8"	15.9	199	50.0	1.552
No. 6	3/4"	19.1	284	60.0	2.235
No. 7	7/8"	22.2	387	70.0	3.042
No. 8	1"	25.4	510	80.0	3.973
No. 9	1-1/8"	28.7	645	90.0	5.060
No. 10	1-1/4"	32.3	819	101.3	6.404
No. 11	1-3/8"	35.8	1006	112.5	7.907
No. 14	1-3/4"	43.0	1452	135.1	11.380
No. 18	2-1/4"	57.3	2581	180.1	20.240

(Fuente: NSR-10- C.3.5.3.)

1.3 CARGAS APLICADAS A LA ESTRUCTURA

Las cargas de diseño serán combinaciones entre las solicitaciones vivas y muerta propias de la estructura de acuerdo a la NSR-10 B.2.4.2

$$W_U = 1.2 * D + 1.6L(\text{Ec.1.3-1})$$

Esta carga que soportara la estructura se refiere a una carga permanente vertical donde D y L son las cargas muerta y viva respectivamente.

Para hallar el momento y las reacciones en los apoyos de manera aproximadas antes de aplicar cualquier método de análisis estructural está dada por:

$$V = \frac{W_u l}{2}(\text{Ec.1.3-2})$$

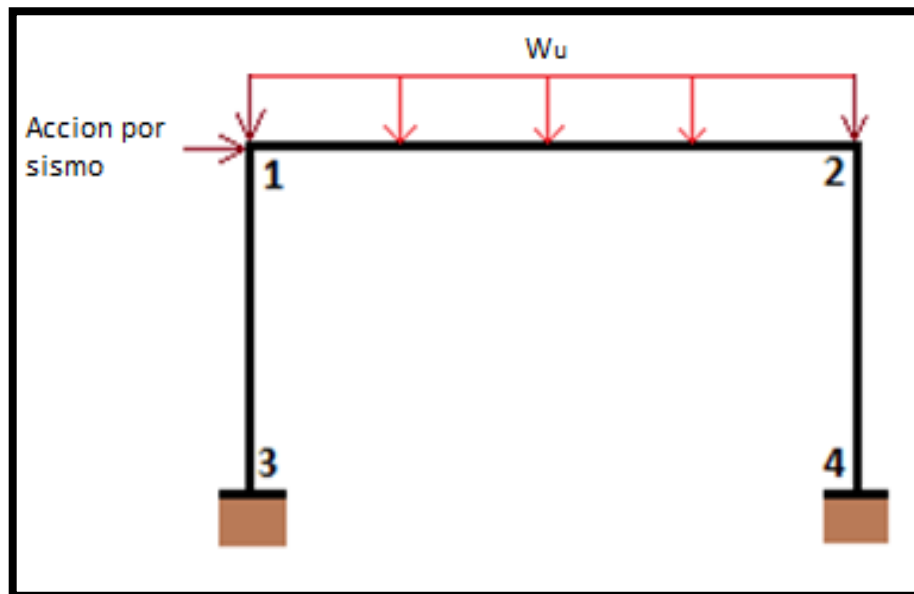
$$M = \frac{W_u l^2}{12}(\text{Ec.1.3-3})$$

A la estructura se le aplicara una carga horizontal que para efectos prácticos correspondería al efecto del sismo sobre la estructura.

Para ello se tomara en cuenta el método de la fuerza horizontal equivalente (NSR-10 A.4) donde se tiene que tomar la zona de localización de la estructura

Para conocer los coeficientes de aceleración pico efectiva (A_a) y velocidad pico efectiva (A_v) (NSR-10 Título A, Apéndice A-4); se tienen que conocer los efectos locales obteniéndose los coeficientes de amplificación F_a y F_v respectivamente (NSR-10 A.2.4), un coeficiente de importancia (NSR-10 A.2.5) y se obtiene el espectro de diseño de la zona donde se ubica la estructura (NSR-10 A.2.6.1) y de esta manera adquirir la carga horizontal que actúa sobre la misma.

Figura 1.4. Esquema de las cargas aplicas en un pórtico plano.



(Fuente: Autores)

1.4 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA (Método matricial)

Para el análisis estructural se deben tener en cuenta las características propias de la estructura tales como la geometría y la carga.

El método de análisis de la estructura se basa en un modelo matemático, que remplazara la estructura real, tomando para su análisis las propiedades elásticas de cada elemento que la conforma, mediante la teoría de un medio elástico continuo, los elementos se ensamblan y se resuelve la estructura.

El análisis para resolver la estructura considera la acción sobre la estructura y sobre cada elemento para obtener sus respectivas respuestas

El método matricial requiere asignar a cada barra elástica de la estructura una matriz de rigidez (matriz elemental) $[K]$ que dependerá de las condiciones de enlace entre elementos (articulación, nudo rígido, etc.), la forma de la barra (recta, curvada, etc.) y las constantes elásticas del material (módulo de elasticidad).

Apartir del conjunto de matrices elementales, estas se acoplan obteniéndose una matriz de rigidez global $[K_e]$, que relaciona los desplazamientos $[\delta]$ de los nudos con las fuerzas equivalentes $[F]$ sobre los mismos.

$$[K_e] = \begin{bmatrix} K_{11} & \dots & K_{1N} \\ K_{M1} & \dots & K_{MN} \end{bmatrix} \text{ (Ec.1.4-1)}$$

Igualmente a partir de las fuerzas aplicadas sobre cada barra que compone el elemento de análisis se construye el llamado vector de fuerzas nodales equivalentes $[F]$ que dependen de las acciones exteriores sobre la estructura. Junto con estas fuerzas anteriores deben considerarse las posibles reacciones sobre la estructura en sus apoyos o enlaces exteriores $[\bar{F}]$ (cuyos valores no son conocidos).

Finalmente se construye un sistema lineal de ecuaciones, para los desplazamientos y las incógnitas. El número de reacciones-incógnita y desplazamientos-incógnita depende del número de nodos: es igual a $3N$ para problemas bidimensionales, e igual a $6N$ para un problema tridimensional. Este sistema siempre puede ser dividido en dos subsistemas de ecuaciones desacoplados que cumplen:

- Subsistema 1. Que agrupa todas las ecuaciones lineales del sistema original que sólo contienen desplazamientos incógnita.

$$[C] = [Ke]^{-1} \quad (\text{Ec. 1.4 - 2}) \quad [\delta] = [C][F]_G \quad (\text{Ec. 1.4 - 3})$$

- Subsistema 2. Que agrupa al resto de ecuaciones, y que una vez resuelto el subsistema 1 y substituido sus valores en el subsistema 2 permite encontrar los valores de las reacciones incógnita.

$$[F] = [K][\delta] (\text{Ec. 1.4-4})$$

Una vez resuelto el subsistema 1 que da los desplazamientos, se substituye el valor de estos en el subsistema 2 que es trivial de resolver. Finalmente a partir de las reacciones, fuerzas nodales equivalentes y desplazamientos se encuentran losen los nudos o uniones de las barras a partir de los cuales pueden conocerse los esfuerzos en cualquier punto de la estructura y por tanto sus tensiones máximas, que permiten dimensionar adecuadamente todas las secciones que la conforman.

Para un pórtico plano ortogonal se obtiene las siguientes matrices de rigidez:

Para los elementos horizontales la matriz de rigidez es:

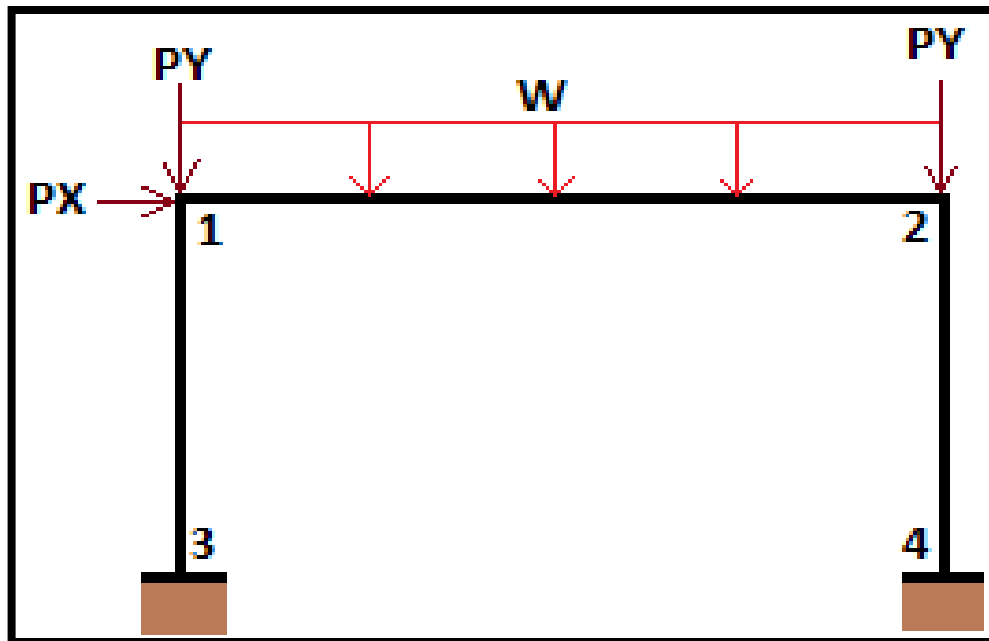
$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 1.4-5})$$

Para elementos verticales la matriz obtenida es:

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 \\ -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{4EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{12EI}{L^3} & 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & 0 & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 \\ -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{2EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 1.4-6})$$

Si tenemos el siguiente sistema ortogonal:

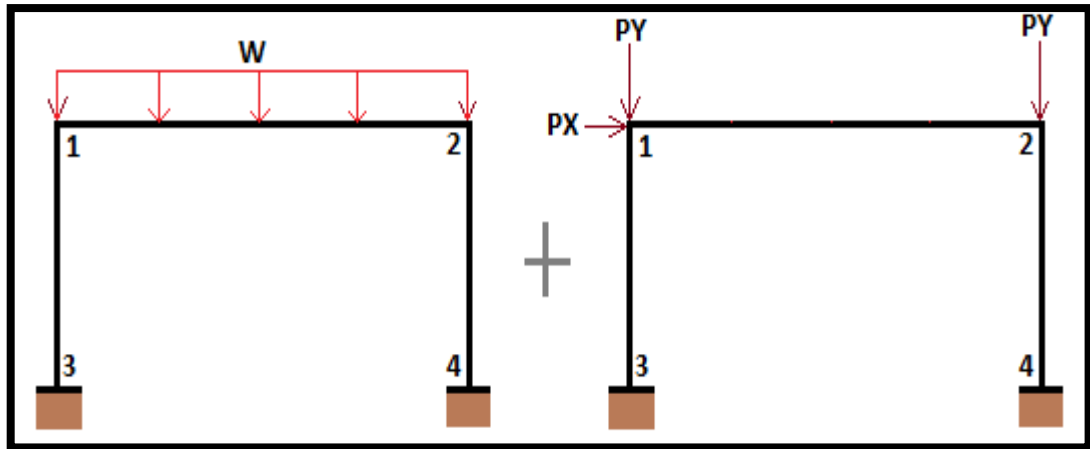
Figura 1.5. Sistema Ortogonal



(Fuente: Autores)

La figura 1.5 se puede tomar como la suma de:

Figura 1.6. Descomposición de un sistema ortogonal



(Fuente: Autores)

En la figura 1.6 se observa el pórtico cargado con las fuerzas que intervienen en el elemento y las fuerzas que intervienen en los nodos.

El elemento 1-2 tiene como matriz de rigidez la que corresponde para elementos horizontales (Ec.1.4-5) y los elementos 1-3 y 2-4 corresponde a la matriz de rigidez para elementos verticales (Ec. 1.4-6). La configuración del sistema de ecuaciones por elemento es:

Elemento 1-2 $[F] = [K][\delta] + [\bar{F}]$ (Ec. 1.4-7)

$$\begin{bmatrix} Fx_{12} \\ Fy_{12} \\ M_{12} \\ Fx_{21} \\ Fy_{21} \\ M_{21} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u1 \\ v1 \\ \theta1 \\ u2 \\ v2 \\ \theta2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \bar{F}x_{12} \\ \bar{F}y_{12} \\ \bar{M}_{12} \\ \bar{F}x_{21} \\ \bar{F}y_{21} \\ \bar{M}_{21} \end{bmatrix}$$

Elemento 1-3 $[F] = [K][\delta]$

$$\begin{bmatrix} Fx\ 31 \\ Fy\ 31 \\ M\ 31 \\ Fx\ 13 \\ Fy\ 13 \\ M\ 13 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 \\ -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{4EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{12EI}{L^3} & 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & 0 & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 \\ -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{2EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u3 \\ v3 \\ \theta3 \\ u1 \\ v1 \\ \theta1 \end{bmatrix}$$

Elemento 2-4 $[F] = [K][\delta]$

$$\begin{bmatrix} Fx\ 42 \\ Fy\ 42 \\ M\ 42 \\ Fx\ 24 \\ Fy\ 24 \\ M\ 24 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 \\ -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{4EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{12EI}{L^3} & 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & 0 & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 \\ -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{2EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u4 \\ v4 \\ \theta4 \\ u2 \\ v2 \\ \theta2 \end{bmatrix}$$

Suponiendo los nodos 3 y 4 como empotrados por consiguiente cualquier desplazamiento en estos es nulo es decir $u3, u4, v3, v4, \theta3$ y $\theta4$ son cero, por consiguiente $K33, K13, K31, K44, K42$ y $K24$ son cero.

P_y y P_x son cargas que se encuentran en los nodos 1 y 2 por consiguiente son cargas externas a los elementos, $F_{x12}=P_x$ y $F_{y12}=F_{y21}=P_y$, la carga horizontal para este caso será la fuerza de sismo y la carga vertical corresponde a las vigas que se encuentran en la otra dirección y que transmiten carga a la columna.

Por análisis aproximado se pueden hallar la fuerza que interviene debido a la carga del elemento 1-2 así:

$$\bar{F}_{y12} = \frac{W*L}{2} = \bar{F}_{y21} \text{ (Ec. 1.4-11)}$$

$$\bar{M}_{12} = \frac{WL^2}{12} = -\bar{M}_{21} \text{ (Ec. 1.4-12)}$$

La matriz de rigidez que se ensambla será:

$$[Ke] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \text{ (Ec. 1.4-13)}$$

Luego el sistema global de la estructura es.

$$[F] = [Ke][\delta] + [\bar{F}]$$

$$\begin{bmatrix} F_{x12} \\ F_{y12} \\ M_{12} \\ F_{x21} \\ F_{y21} \\ M_{21} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} + \frac{12EI}{Lc^3} & 0 & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} + \frac{AE}{Lc} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} + \frac{4EI}{Lc} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} + \frac{12EI}{Lc^3} & 0 & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} + \frac{AE}{Lc} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} + \frac{4EI}{Lc} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u1 \\ v1 \\ \theta1 \\ u2 \\ v2 \\ \theta2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \bar{F}_{x12} \\ \bar{F}_{y12} \\ \bar{M}_{12} \\ \bar{F}_{x21} \\ \bar{F}_{y21} \\ \bar{M}_{21} \end{bmatrix}$$

Del anterior sistema se despeja los desplazamientos, los cuales son remplazados en los sistemas individuales de cada elemento para hallar las fuerzas internas por nodo de la estructura y de allí se obtiene las fuerzas de diseño con los correspondientes diagramas de desplazamiento, cortante y momento.

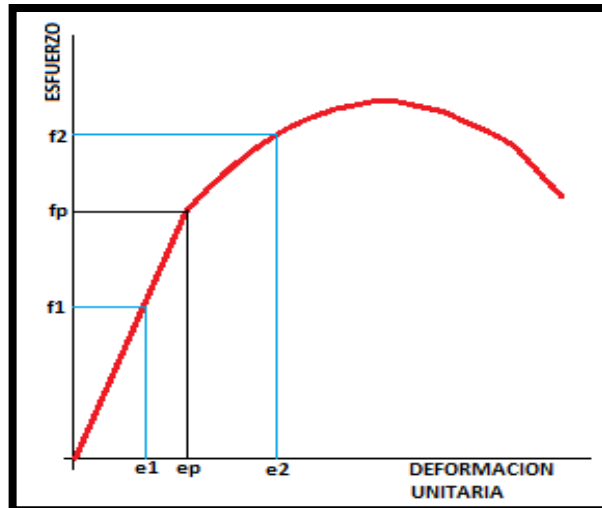
1.5 DISEÑO A FLEXIÓN

1.5.1 Método de resistencia última. Este método solo estudia el comportamiento de la estructura en el instante de falla, por consiguiente si el instante de falla se hace mayor al que requiere por servicio, se tendrá un diseño con factores de carga apropiados.

Supuestos fundamentales:

- Las deformaciones unitarias de las vigas son proporcionales a la distancia del eje neutro a ellas.
- El esfuerzo a flexión depende de la deformación unitaria y del diagrama de esfuerzo – deformación unitaria del material.

Figura 1.7. Grafica esfuerzo deformación en el concreto

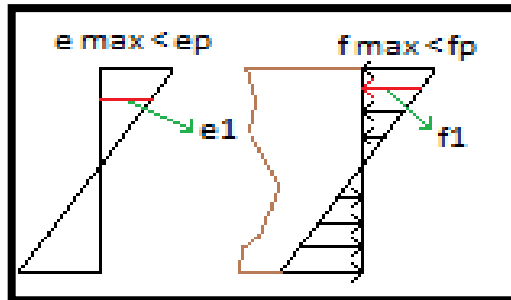


(Fuente: Autores)

De acuerdo a la figura 1.7, si cualquier esfuerzo es menor a f_p como es el caso de f_1 , los esfuerzos se comportarían elásticamente y de manera lineal (figura 1.8), se puede afirmar que el eje neutro pasa por el centro de gravedad de la sección, el

esfuerzo se expresa como $f = \frac{My}{I}$ y para las fibras exteriores $f = \frac{Mc}{I}$ donde c es la distancia del eje neutro hasta la fibra externa más alejada.

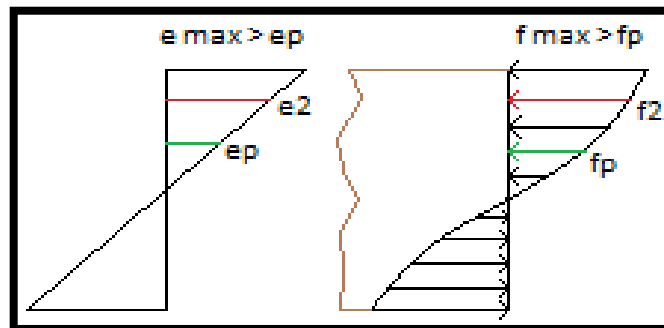
Figura 1.8. Comportamiento lineal de esfuerzos



(Fuente: Autores)

Si ocurre lo contrario, los esfuerzos y deformaciones no son proporcionales luego el material trabaja en un rango inelástico como es el caso de f_2 (ver figura 1.7.).

Figura 1.9. Comportamiento inelástico de esfuerzos

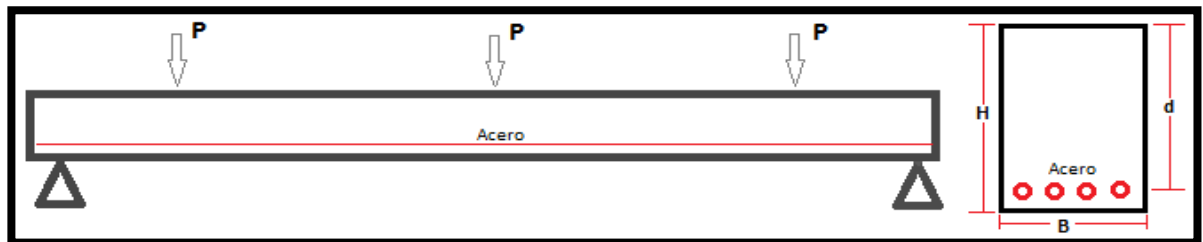


(Fuente: Autores)

- Los esfuerzos cortantes en la altura de la sección, depende de la forma de la sección y del diagrama de esfuerzo – deformación, los cuales son máximos si se encuentran en el eje neutro, y nulos si están en las fibras exteriores.

1.5.2 Comportamiento de una viga cuando se aplican sobre ella cargas.
 Supongamos una viga ala que se le aplican una serie de cargas P y tiene un sección rectangular en la que se aprecia la distribución de aceros en la parte inferior de la misma, los cuales soportaran la tensión que las cargas producirán sobre el elemento.

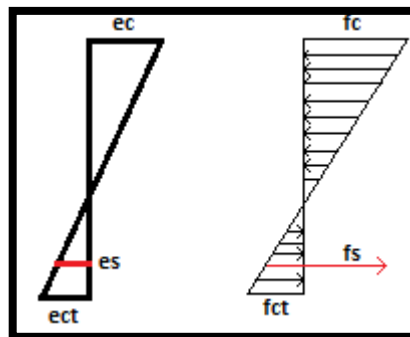
Figura 1.10. Viga rectangular soportando una serie de cargas P



(Fuente: Autores)

Con la carga la distribución de deformación y esfuerzos se muestra en la figura 1.11:

Figura 1.11. Distribución de esfuerzos y deformaciones



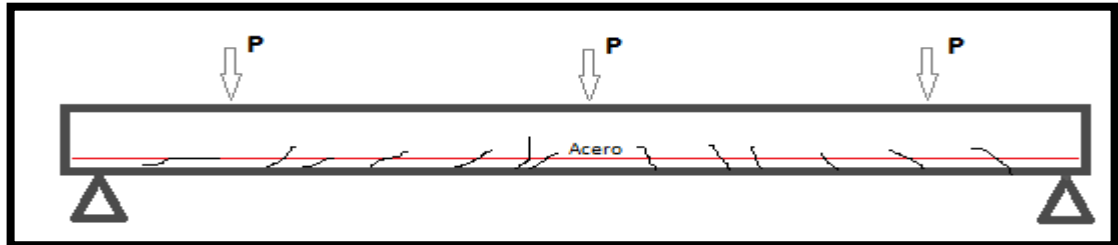
(Fuente: Autores)

En esta condición el concreto está contribuyendo a que el solo soporte tanto la compresión como la tensión.

Si se aumenta la carga que está siendo aplicada, causa fisuras capilares en la parte que soporta la tensión en la viga, a medida que aumenta la sollicitación de

carga, las grietas aumentan hasta que son visibles, en este momento el acero es el único que está soportando dicha tensión.

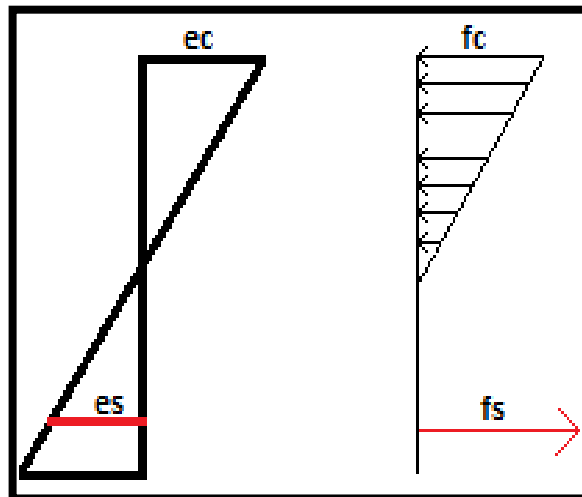
Figura 1.12. Agrietamiento del concreto por tensión en las fibras inferiores



(Fuente: Autores)

Las fisuras se han producido de tal forma que el concreto ha sobrepasado el máximo esfuerzo de tensión que soporta, haciendo que sea el acero el que soporte toda la condición de carga. Para esta distribución la deformación y los esfuerzos que dan de la siguiente forma.

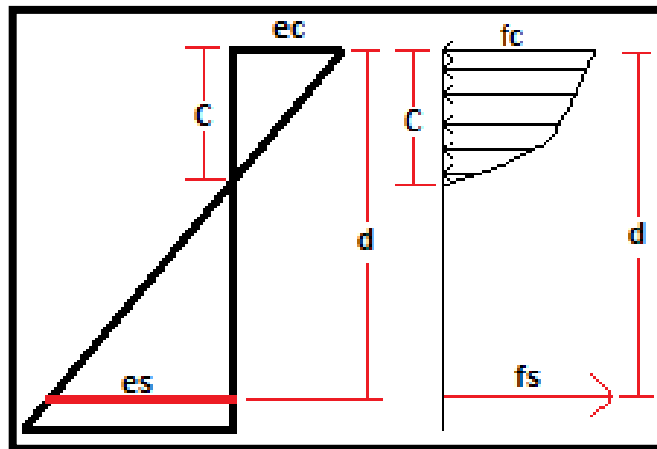
Figura 1.13 esfuerzos y deformaciones después del agrietamiento



(Fuente: Autores)

Si se aumenta más la carga (cerca de la carga última) sobre la estructura, llega el caso en que la distribución de esfuerzos deja de ser lineal para asemejarse a la curva de esfuerzo – deformación, obteniéndose la siguiente distribución:

Figura 1.14. Distribución de esfuerzos antes de la fluencia de sus materiales



(Fuente: Autores)

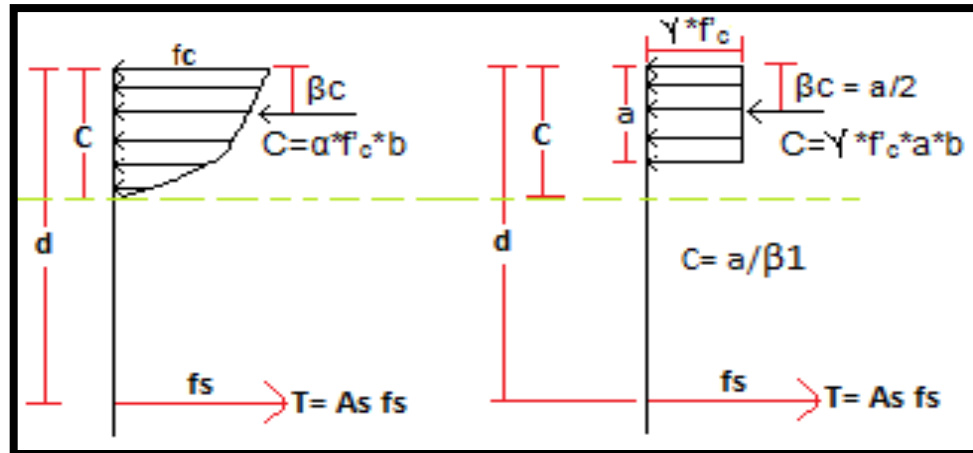
En la figura 1.14 el esfuerzo a tensión es soportado por el acero que para el caso debe alcanzar su estado límite de fluencia antes de que fluya el concreto, este es el comportamiento real que tiene el concreto, no es de forma lineal por consiguiente la anterior distribución por el método de Whitney, se supone como una distribución equivalente de esfuerzos de forma rectangular (figura 1.15.).

Tabla 1.4: parámetro del bloque de esfuerzos en el concreto

	f'c PSI				
	≤ 4000	5000	6000	7000	≥ 8000
α	0.72	0.68	0.64	0.6	0.56
β	0.425	0.4	0.375	0.35	0.325
$\beta_1 = 2 * \beta$	0.85	0.8	0.75	0.7	0.65
$\lambda = \alpha / \beta_1$	0.85	0.85	0.85	0.86	0.86

(Fuente: Autores)

Figura 1.15. Distribución equivalente de esfuerzos por Whitney



(Fuente: Autores)

Para nuestro caso de acuerdo a la tabla 4:

$$C = 0.85 * f'c * a * b \text{ (Ec. 1.5-1)}$$

$$c = \frac{a}{0.85} \text{ (Ec. 1.5-2)}$$

1.5.3 Cuantía balanceada del acero

Se toma cuando la deformación del acero se asume como $\epsilon_y = f_y / E_s$ y la deformación del concreto alcanza su valor máximo $\epsilon_u = 0.003$ entonces se tiene:

$$c = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} * d = \frac{600}{600 + f_y} * d \text{ (Ec. 1.5-3)}$$

De la figura 14 al igualar $T=C$ para $f'c < 4000$ Psi y tomando $f_s = f_y$ tenemos:

$$A_s * f_y = 0.85 * f'c * a * b \text{ (Ec. 1.5-4)}$$

$$\rho * b * d * f_y = 0.7225 * f'c * c * b \text{ (Ec. 1.5-5)}$$

$$\rho = \rho_b = 0.7225 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{600}{600 + f_y} \text{ (Ec. 1.5-6)}$$

Lo anterior es la cuantía balanceada, la cual nos indica la cantidad de acero para la cual ambos materiales tanto el acero como el concreto ingresan al estado de

fluencia y se tiene la máxima deformación unitaria por compresión respectivamente. Paragarantizar que fluya primero el acero antes que se deforme el concreto, la cuantía máxima será el 75% de la cuantía balanceada ($\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$).

1.5.4 Vigas sub-reforzadas.

En este caso se tiene que prevenir la falla y el colapso de la estructura, por consiguiente se requiere que la viga diseñada falle primero por fluencia del acero y no por aplastamiento del concreto

De la figura 14 haciendo momentos alrededor del centro de distribución de la carga a compresión tenemos que:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{(Ec. 1.5-7)}$$

En donde:

$$A_s = \rho * d * b \text{(Ec. 1.5-8)}$$

$$T = C \rightarrow 0.85 * f'_c * a * b = A_s * f_y \text{(Ec. 1.5-9)}$$

$$\rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{\rho * f_y * d}{0.85 * f'_c} \text{(Ec. 1.5-10)}$$

Remplazando tenemos:

$$M_n = \rho * d * b * f_y \left(d - \frac{\rho * f_y * d}{1.7 * f'_c} \right) = \rho * d^2 * b * f_y \left(1 - \frac{\rho * f_y}{1.7 * f'_c} \right) \text{(Ec. 1.5-11)}$$

Tabla 1.5: Algunos factores de reducción de resistencia.

FACTORES DE REDUCCION ϕ DE RESISTENCIA	
SECCIONES CONTROLADAS POR TRACCION	0.9
SECCIONES CONTROLADAS POR COMPRESION CON REFUERZO ESPIRAL	0.75
SECCIONES CONTROLADAS POR OTROS ELEMENTOS REFORZADOS	0.65
CORTANTE Y TORSION	0.75
APLASTAMIENTO EN EL CONCRETO	0.65
ZONAS DE ANCLAJE POSTENSADO	0.85
CARGA AXIAL Y CARGA AXIAL CON FLEXION	0.9

(Fuente: NSR-10 C.9.3)

Con la anterior ecuación tenemos que para cualquier elemento de sección rectangular que este solicitado a flexión en el cual se conozca los momentos de diseño y las características geométricas, se puede hallar el requerimiento de acero que debe ser suministrado. Por seguridad se tiene que aplicar un factor de reducción ϕ que para flexión tiene un valor de 0.9 (ver tabla 5) quedando de la siguiente manera:

$$\phi M_n = M_u \text{ (Ec. 1.5-12)}$$

$$M_u = \phi * \rho * d^2 * b * f_y \left(1 - \frac{\rho * f_y}{1.7 * f'_c} \right) \text{ (Ec. 1.5-13)}$$

La anterior ecuación es empleada para el diseño a flexión de las vigas sub-reforzadas rectangulares en las cuales se tiene como limitante las características geométricas de la sección transversal.

1.5.5 Cuantía mínima del acero.

Cuando a una estructura se le coloca acero, y para esto el momento flector es menor que el momento de agrietamiento, puede ocurrir una falla por aplastamiento del concreto ya que el fallara primero antes de que entre en fluencia el acero por consiguiente se le tiene que suministrar a la estructura un valor mínimo que prevenga la falla (NSR-10 C.10.5) se tiene:

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b_w d \geq \frac{1.4b_w d}{f_y} \text{ (Ec. 1.5-14)}$$

Es decir que la cuantía mínima que requiere una viga diseñada a flexión es:

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} \geq \frac{1.4}{f_y} \text{ (Ec. 1.5-15)}$$

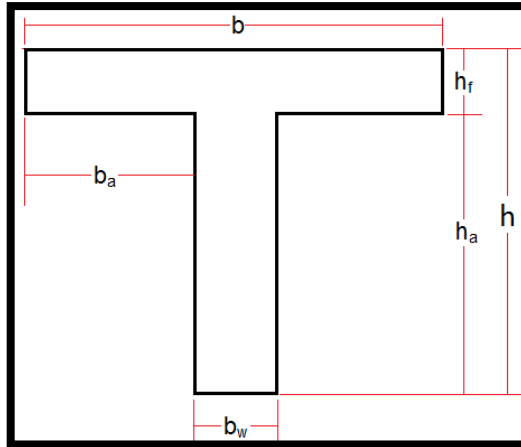
Que para $f_y = 420$ $\rho_{min} = 0.00272$

1.1.1. Vigas T.

Consideraciones:

- El ancho efectivo $b \leq \frac{1}{4}$ de la luz de la viga
- El ancho de la losa que está a lado y lado del alma $b_a \leq 8$ el espesor de la losa (h_f)
- Si la viga es una L invertida, el ancho efectivo $b \leq \frac{1}{12}$ de la luz de la viga, $b \leq 6$ el espesor de la losa (h_f) ó $\frac{1}{2}$ de la distancia libre entre vigas.
- El ancho del alma $b_w \geq 10$ cm
- En vigas T aisladas $h_f \geq \frac{1}{2} b_w$ y $b \leq 4b_w$

Figura 1.16. Componentes de una viga T

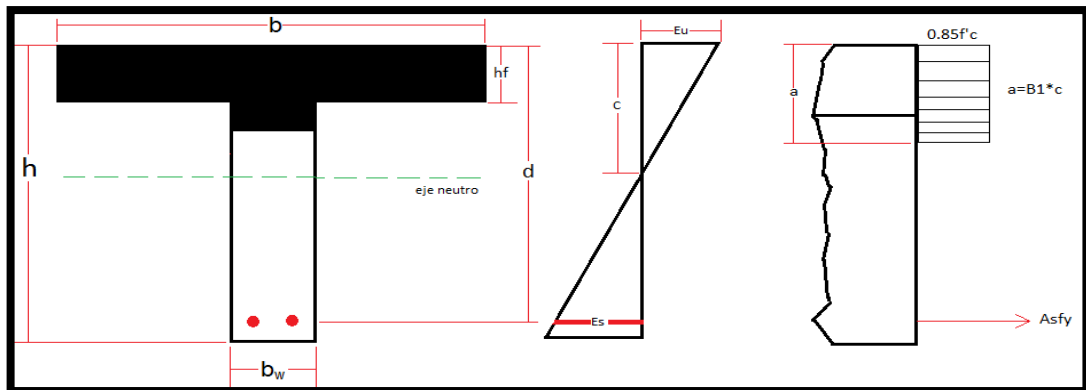


(Fuente: Autores)

- Si el eje neutro es igual o menor que h_f , la viga T se analiza como viga rectangular de ancho b_w y altura h .

Resistencia de la viga T:

Figura 1.17. Esquema de esfuerzos y deformación para una viga T



(Fuente: autores)

De la figura 1.17 tenemos:

Suponiendo que los esfuerzos los soporta totalmente el ala $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c}$ Si este valor es menor o igual a h_f desprecie la viga T y tómla rectangular.

Para el diseño de viga T, separe el alma y las aletas; tome en cuenta el acero que equilibra la compresión de las alas de la viga:

$$A_{sf} = \frac{0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{f_y} \text{ (Ec. 1.5-16)}$$

Si se genera un momento para la acción de las alas:

$$m_{n1} = A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \text{ (Ec. 1.5-17)}$$

Tome el acero del alma

$$A_{sw} = A_s - A_{sf} \text{ (Ec. 1.5-18)}$$

El momento resistente de este acero se toma como:

$$m_{n1} = (A_s - A_{sf}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ (Ec. 1.5-19)}$$

El momento total de la viga será:

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \text{ (Ec. 1.5-20)}$$

Este valor de momento se multiplica por el factor $\phi = 0.90$ para obtener la resistencia de diseño. Si las fuerzas de la figura 1.17 se igualan a cero tenemos:

$$A_s f_y = 0.85 \beta_1 f'_c b_w c + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f \text{ (Ec. 1.5-21)}$$

Ó

$$A_s f_y = 0.85 \beta_1 f'_c b_w c + A_s f_y \text{ (Ec. 1.5-22)}$$

Para estas vigas la cuantía balanceada resulta:

$$\rho = \rho_{wb} = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{600}{600+f_y} + \frac{A_s f}{b_w d} \text{ (Ec. 1.5-23)}$$

Para la cuantía máxima se aplica $\rho_{w \max} = 0.75 \rho_{wb}$

1.6 CORTANTE:

Supuestos fundamentales:

- El esfuerzo cortante está dado por la ecuación:

$$v = \frac{V * Q}{I b} \text{ (Ec. 1.6-1)}$$

Dónde:

V= cortante de la sección.

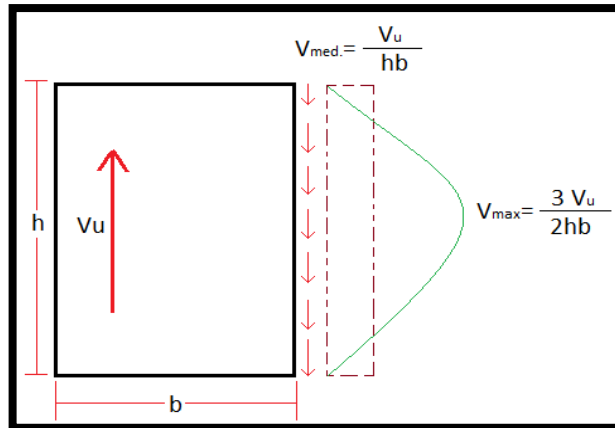
Q= momento estático respecto al eje neutro.

I= momento de inercia de la sección transversal.

b= ancho de la viga en determinado punto.

- La intensidad del refuerzo transversal varía como la forma de una parábola, en la que la intensidad es cero en las fibras exteriores y máxima en el eje neutro (figura 1.18).

Figura 1.18. Acción del cortante en una sección transversal



(Fuente: Autores)

- El valor máximo del esfuerzo cortante se expresa como:

$$v_{max} = \frac{3 V_u}{2 h b} \text{ (Ec. 1.6-2)}$$

El valor promedio asociado al esfuerzo cortante está dado por:

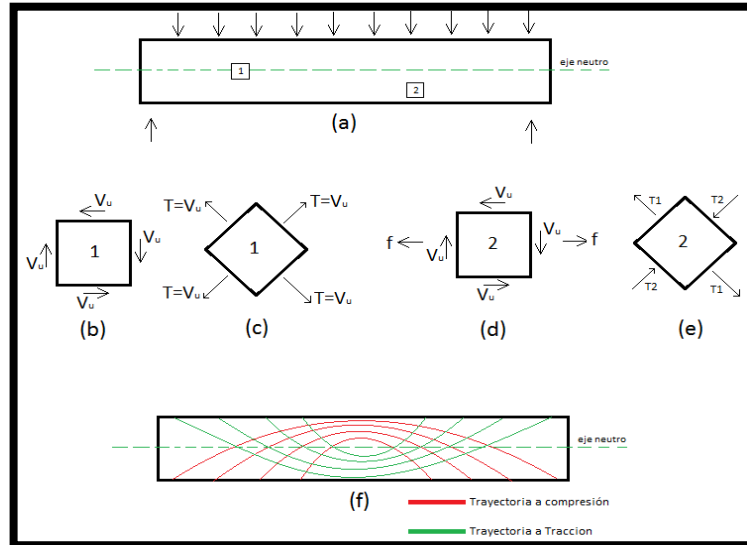
$$v_{med} = \frac{V_u}{h b} \text{ (Ec. 1.6-3)}$$

- Las tensiones cortantes verticales que actúan sobre una porción de elemento de una viga no son las únicas que actúan ya que estas no están en equilibrio, existen otras tensiones las cuales son horizontales y que son de la misma magnitud

Al observar la figura 1.19, en la que a una viga se le aplica cargas las cuales producen una serie de esfuerzos, las tensiones cortantes horizontales de la figura 1.19 (b) son iguales en magnitud a las tensiones cortantes de la figura 1.19 (d), las tensiones anteriores se combinan cuando la porción del elemento de la viga que

se encuentra en el eje neutro esta inclinada 45° como se indica en la figura 1.19 (c).

Figura 1.19. Esfuerzos producidos por cortante¹



(Fuente: Autores)

Si la porción del elemento de la viga está fuera del eje neutro, las caras exteriores del elemento están sometidas a tensiones cortantes y tensiones a flexión ($f=My/I$) y las cuales se combinan con pares de tensiones a tracción y pares de tensiones a compresión, que forman entre sí ángulo recto, siendo estas las tensiones principales (figura 1.19 (d) y (e)).

Se puede deducir que en todos los puntos de la viga, existen tensiones de tracción de diversas inclinaciones y magnitudes debidas solamente al esfuerzo cortante (eje neutro) o a la acción combinada de corte y flexión a lo que se le conoce como Tracción diagonal la cual produce grietas diagonales en la estructura las cuales se evitan mediante la armadura transversal.

¹ NILSON H. Artur; Diseño de Estructuras de Concreto: Edición 11;Capitulo 4; Pagina 108

Resistencia al esfuerzo cortante:

$$v_u \leq \phi v_n \text{ (Ec. 1.6-4)}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_w d} \text{ (Ec. 1.6-5)}$$

El esfuerzo nominal de la sección V_n se define como:

$$v_n = v_c + v_s \text{ (Ec. 1.6-6)}$$

Dónde:

- v_c = resistencia del concreto, está dada por la fórmula:

$$v_c = \frac{1}{6} * \lambda \sqrt{f'c} \text{ (Ec. 1.6-7)}$$

O mediante un análisis más detallado:

$$v_c = 0.16 * \lambda * \sqrt{f'c} + 17 * \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \leq 0.29 * \lambda * \sqrt{f'c} \text{ (Ec. 1.6-8)}$$

$$\lambda = 1 \text{ (NSR-10 c.8.6)}$$

$$\sqrt{f'c} \leq 8.3 \text{ Mpa (NSR-10 C.11.1.2.1).}$$

M_u es el momento flector factorizado que actúa con V_u a una distancia d del borde del apoyo, $\frac{V_u d}{M_u}$ es menor que 1 y ρ_w es la cuantía del refuerzo longitudinal.

- V_s = resistencia del acero y consiste en.
- Estribos perpendiculares
- Malla soldada de alambre, localizada perpendicularmente al eje del elemento.
- Estribos que forman un ángulo de 45°

- Refuerzo longitudinal cuya parte doblada forma un ángulo de 30° o más con el refuerzo a tracción.

- Espirales

Cuando la v_u supera la resistencia a cortante del concreto, se requiere refuerzo a cortante en la sección en estudio.

Para el caso de estribos perpendiculares: $v_s = \frac{A_v f_y}{b_w s}$ (Ec. 1.6-9)

Límite del espaciamiento para el refuerzo a cortante:

- El espaciamiento debe ser menor que $d/2$ o 60 cm.
- Si v_s supere $0.33\sqrt{f'_c}$ el anterior punto se reduce a la mitad.

Refuerzo mínimo a cortante (NSR-10 C.11.4.6.3):

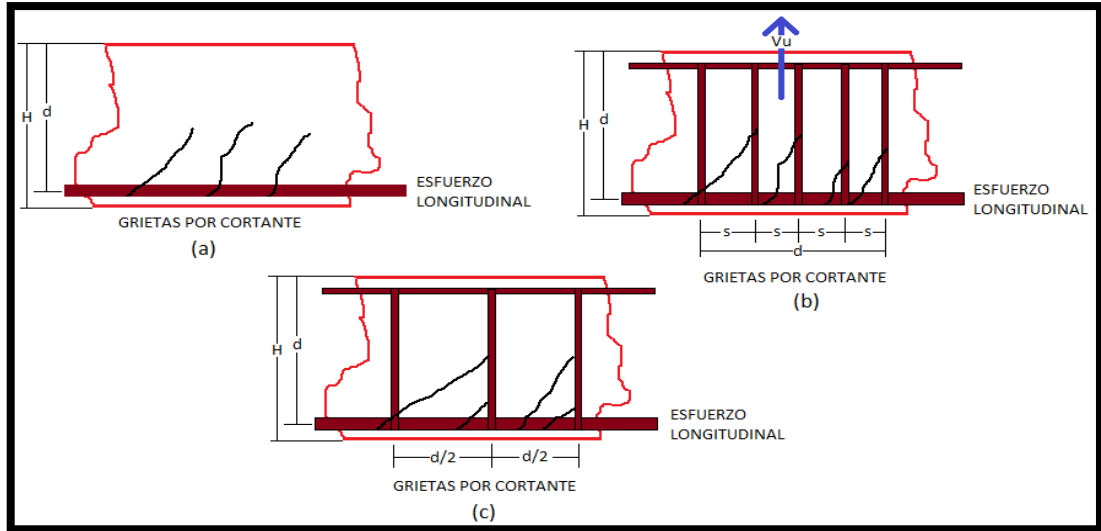
$$A_{v \min} = 0.062 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w d}{f_y} \geq \frac{0.35 * b_w * s}{f_y} \text{ (Ec. 1.6-10)}$$

Siempre que se desprece la torsión.

Se supone una porción de viga que está sometida a una esfuerzo cortante V_u , sin refuerzo transversal las grietas causarían la falla de la sección figura 1.20 (a), para contener la falla, esta debe ser soportada por la armadura a tracción A_s , de allí que la grieta comience por encima de este refuerzo.

Para contener el corte que producirá la grieta en la sección, se le adiciona n refuerzo transversal de área A_v (figura 1.20 (b)) planteándose que:

Figura 1.20. Fallas generadas cuando se aplica un esfuerzo cortante



(Fuente: Autores)

$$V_u = V_c + nA_v f_y \text{ (Ec. 1.6-11)}$$

Donde n se puede expresar como d/s. si aplicamos que $v_u = \frac{V_u}{b_w d}$ y se le agrega el factor de amplificación de resistencia ϕ tenemos:

$$\frac{V_u}{\phi b_w d} = \frac{V_c}{b_w d} + \frac{d}{s} \frac{A_v f_y}{b_w d} \text{ (Ec. 1.6-12)}$$

$$v_n = v_c + \frac{A_v f_y}{s * b_w} \text{ (Ec. 1.6-13)}$$

$$v_n - v_c = v_s \text{ (Ec. 1.6-14)}$$

$$s = \frac{A_v f_y}{v_s b_w} \text{ (Ec. 1.6-15)}$$

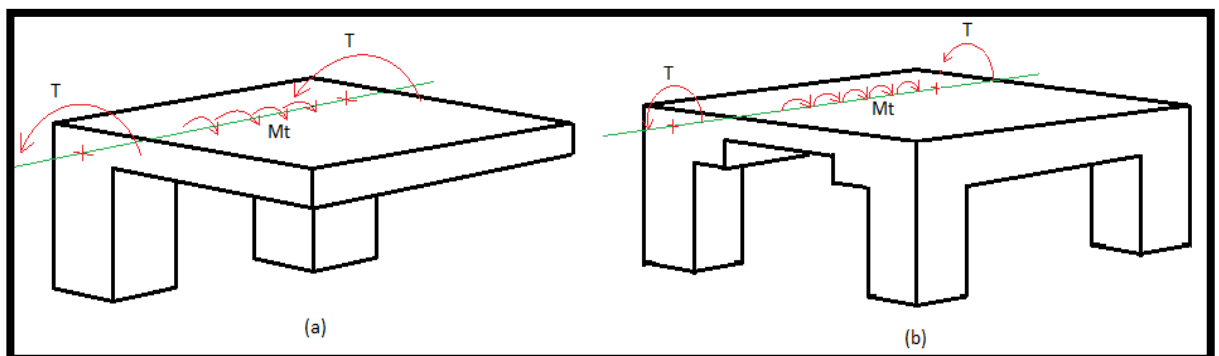
La separación de estribos está en función del esfuerzo cortante excedente sobre la resistencia a cortante del concreto, la separación de los estribos debe garantizar

la formación de grietas con ángulo de 45° con la horizontal las cuales deben ser contenidas antes de que llegue a una altura efectiva e ingrese a la zona de compresión (figura 1.20 (c)), de allí que la separación máxima $S_{max} = d/2$

1.7 TORSION

Fuerzas exteriores que tienden a retorcer a un elemento con respecto a su eje longitudinal.

Figura 1.21. Tipos de torsión, determinada e indeterminada



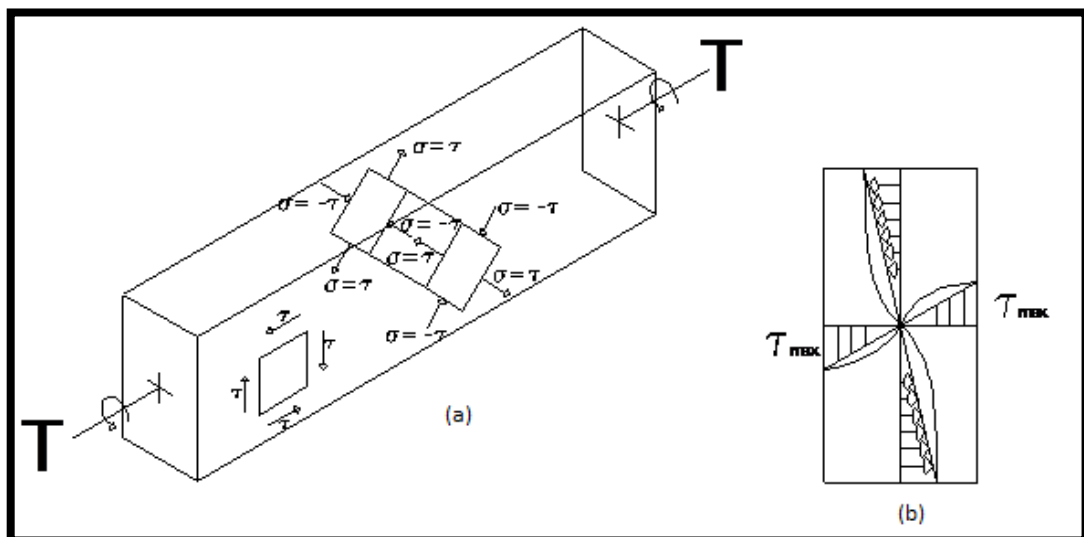
(Fuente: Autores)

La NSR-10 considera dos tipos, La Torsión primaria (figura 1.21 (a)), la cual es estáticamente determinada como la viga que soporta una carga en voladizo y La torsión secundaria (figura 1.21 (b)) que es estáticamente indeterminada como la viga perimetral que soporta una placa aligerada armada en una dirección.

Los esfuerzos causados por la torsión, se distribuyen en la sección transversal (figura 1.22 (b)), los mayores esfuerzos se presentan en las caras más anchas de la sección; ya que para el concreto se considera deformación inelástica, la distribución de esfuerzos se da de forma lineal.

Por resistencia de materiales, los esfuerzos cortantes actúan en pares, si se rotan 45 grados, los esfuerzos equivalentes están a tensión y a compresión, los cuales son iguales a la tensión transversal, los esfuerzos diagonales se producen por la torsión de la viga, que al sobrepasar la resistencia propia del concreto, formaran una grieta que se propagara a través de la viga. El valor del momento torsor que produce la formación esta grieta se conoce como torsor crítico.

Figura 1.22. Esfuerzos generados por torsión¹



(Fuente: Autores)

Según la teoría y la NSR-10, no se considera torsión en elementos presforzados si:

$$T_u < 0.83\lambda\phi\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ (Ec. 1.7-1)}$$

Dónde:

T_u = Momento torsional mayorado de la sección.

A_{cp} = Área limitada por el perímetro exterior de la sección de concreto.

P_{cp} = Perímetro de la sección de concreto.

¹ NILSON H. Artur; Diseño de Estructuras de Concreto: Edición 11; Capítulo 7; Página 224

Φ = factor de reducción que se puede tomar como 0.75 (tabla 5) pero que se tomara como 0.85 de acuerdo al Apéndice C-C.9.3.2.3 (NSR-10).

La sección debe ser resistente a la torsión, por consiguiente se puede comprobar si:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}}\right)^2} \leq \phi \left(v_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \right) \text{(Ec. 1.7-2)}$$

Dónde:

V_u = Cortante mayorada de la sección.

A_{oh} = Área limitada por el perímetro definido por el eje del refuerzo a torsión en la sección de concreto.

P_h = Perímetro de la sección de concreto definido por el refuerzo a torsión.

v_c = Resistencia nominal del concreto.

Conocidos los anteriores parámetros, para evitar la formación de grietas sobre la sección de la viga de concreto, se tiene que analizar cuanto refuerzo es requerido, de acuerdo a esto se tiene:

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \geq \frac{T_u}{\phi} \text{(Ec. 1.7-3)}$$

T_n = Resistencia nominal a la torsión.

A_o = Área bruta definida por la trayectoria del flujo de cortante.

A_t = Área de estribos requerida por la resistencia a la torsión.

f_{yt} = Resistencia a la fluencia del refuerzo transversal para torsión.

θ = ángulo de las diagonales de compresión en la analogía de celosía para torsión.

s = espaciamiento del refuerzo a cortante o torsión paralela al refuerzo longitudinal. El espaciamiento para torsión, no debe ser mayor de $P_h/8$ o 30 cm.

La combinación entre el área de estribos para torsión y cortante debe cumplir que:

$$(A_v + 2A_t) = 0.062\sqrt{f'c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq \frac{0.35b_w s}{f_{yt}} \text{ (Ec. 1.7-4)}$$

A_v = Área del refuerzo a cortante.

La torsión se hace a lo largo del eje de la viga por ello requiere además de un refuerzo transversal, un refuerzo longitudinal que se calcula como:

$$A_l = \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cot \theta \text{ (Ec. 1.7.5)}$$

$$A_{lmin} = \frac{0.42\sqrt{f'c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \frac{f_{yt}}{f_y} \text{ (Ec. 1.7-6)}$$

$$\frac{A_t}{s} \geq \frac{0.175b_w}{f_{yt}} \text{ (Ec. 1.7-7)}$$

f_{yt} = fluencia del refuerzo transversal

f_y = fluencia del acero longitudinal.

Para el refuerzo longitudinal, este se debe distribuir alrededor de los estribos cerrados, con una separación máxima de 30 cm, las barras que conforman dicho refuerzo, no deben ser menores a 3/8 o 10M, el refuerzo a torsión se debe llevar una distancia (b_t+d) más allá de donde se requiere.

1.8 CONSIDERACIONES DE RESISTENCIA, LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES:

Espaciamiento del refuerzo (NSR-10 C.7.6):

- Distancia mínima libre entre barras igual a d_b pero no menor a 2.54 cm

Protección del refuerzo (NSR-10 C.7.7):

- Vigas y columnas recubrimiento de 4 cm.
- Losas, muros y viguetas para barras N° 11 y menores recubrimiento de 2 cm
- Para el control de deflexiones, se tiene que basar en la tabla 1.6 referentes a alturas de los elementos para evitar el cálculo de las deflexiones (Tabla 1.6).

Tabla 1.6: Alturas mínimas para vigas no presforzadas y placas reforzadas en una dirección, con muros y particiones susceptibles a dañarse por deflexiones altas

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{14}$	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{19}$	$\frac{\ell}{7}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{11}$	$\frac{\ell}{12}$	$\frac{\ell}{14}$	$\frac{\ell}{5}$

(Fuente: NSR-10 C.9.5)

- Para el control de deflexiones se toman en cuenta las siguientes definiciones:

- La deflexión instantánea (Y_i) se presenta al aplicarse la carga.

- Deflexión a largo plazo

$$(d_{lp} = \lambda_{\Delta} \delta_{iL})(\text{Ec. 1.8-1})$$

$$\text{Dónde: } \lambda_{\Delta} = \frac{\varepsilon}{1+50\rho'}(\text{Ec. 1.8-2})$$

Siendo $\varepsilon=2$ para 5 o más años

ρ' : Cuantía de la viga o placa del lado de la compresión.

- Momento de inercia efectivo (I_e):

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \text{ (Ec. 1.8-3)}$$

I_g : Inercia de la sección bruta:

$$I_g = \frac{1}{12} B * H^3 \text{ (Ec. 1.8-4)}$$

I_{cr} : Inercia de la sección fisurada:

$$I_{cr} = \frac{1}{3} B * a^3 + (2n - 1) A'_s (a - d')^2 + n A_s (d - a)^2 \text{ (Ec. 1.8-5)}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_t} \text{ (Ec. 1.8-6)}$$

$$f_r = 0.62 \lambda \sqrt{f'_c} \text{ Mpa (Ec. 1.8-7)}$$

Y_t : Longitud entre el eje neutro y al fibra más alejada a tensión

M_a : Momento flector generado por el estado de carga para la cual se está generando el cálculo de la deflexión.

- Deflexión Instantánea:

$$Y = \frac{L^2}{48 * E_c * I_e} [M_m + 0.1(M_1 + M_2)] \text{ (Ec. 1.8-8)}$$

- Deflexión máxima admisible:

-

$$Y_{ad} = \frac{l}{480} \text{ (Ec. 1.8-9)}$$

Doblado del refuerzo:

Tabla 1.7: Diámetros mínimos de doblado

DIÁMETRO DE LAS BARRAS	DIÁMETRO MÍNIMO DE DOBLADO
N°3(3/8") Ó 10M (10mm) A N°8(1") Ó 25M (25mm)	6Db
N°9 (1-1/8") Ó 30M (30mm), N°10 (1-1/4") Ó 32M (32mm) Y N°11 (1-3/8") Ó 36M (36mm)	8Db
N°14 (1-3/4") Ó 45M (45mm) Y N°18 (2-1/4") Ó 55M (55mm)	10Db

(Fuente: NSR-10 C.7.2)

Refuerzo transversal para elementos a compresión (NSR-10 C.7.10):

- Se deben usar estribos N°3 (3/8”) ‘o 10M (10mm) para barras longitudinales N°10 (1-1/4”) o 32M (32mm) y menores
- Se deben usar estribos N°4 (1/2”) ‘o 12M (12mm) para barras longitudinales N°11 (1-3/8”) o 36M (36 mm) y mayores incluido paquetes de barras.

Longitudes de desarrollo y empalmes:

- Las barras se deben desarrollar más allá del punto de inflexión
- Para barras corrugadas la longitud de desarrollo se obtiene mediante la tabla 1.8
- De la tabla 1.8 $\varphi_t=1.3$ cuando hay 30 cm de concreto por debajo de la longitud de desarrollo en otros casos $\varphi_t=1$.
- Para barras corrugadas sin recubrimiento $\varphi_e=1$.
- Para la operación $\varphi_t*\varphi_e$ no debe ser mayor a 1.7

Tabla 1.8: Longitud de desarrollo para barras corrugadas o alambres corrugados a tracción

Espaciamiento y recubrimiento	Barras No. 6 (3/4”) ó 20M (20 mm) o menores y alambres corrugados	Barras No. 7 (7/8”) ó 22M (22 mm) y mayores
Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrolladas no menor que d_b , recubrimiento libre no menor que d_b , y estribos a lo largo de ℓ_d no menos que el mínimo del Título C del Reglamento NSR-10 o espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrolladas o empalmadas no menor a $2d_b$ y recubrimiento libre no menor a d_b	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{2.1\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1.7\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
Otros casos	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1.4\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \lambda}{1.1\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

(Fuente: NSR-10 C.12.2.2)

- Para concreto liviano $\lambda \leq 0.75$, para concreto normal $\lambda = 1$.
- Para barras corrugadas a compresión la longitud de desarrollo se debe tomar como.

$$\left(\frac{0.24f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right) d_b \text{ ó } (0.043f_y)d_b \text{ (Ec. 1.8-10)}$$
- La anterior ecuación puede ser multiplicada por el exceso de acero suministrado en relación con el acero requerido $\left(\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ suministrado}}\right)$.
- La longitud mínima para realizar traslapos, depende de la clase de empalme, la clase A (l_d) y la clase B ($1.3 l_d$), los cuales no pueden ser menores de 30 cm
- En las barras corrugadas a compresión, la longitud de empalme es $0.071f_y d_b$ para $f_y \leq 420 \text{ Mpa}$ y $(0.13f_y - 24)d_b$ para $f_y > 420 \text{ Mpa}$

1.9 COLUMNAS:

Las columnas son elementos estructurales sometidos a compresión o a compresión y flexión generadas por una carga axial o cargas ajenas a la estructura.

De acuerdo con la NSR-10 en el capítulo C.21-requisitos de diseño sismo resistente, da unas dimensiones y áreas mínimas que deben tener las columnas para que disipen energía en el momento en que se produzca un sismo.

Para el caso de estudio en el presente proyecto solo se mencionará las estructuras de capacidad de disipación de energía especial (DES), para este caso

el área mínima es de 0.09 m^2 o longitud de sección cuadrada de 0.3 m , este último valor puede bajar siempre y cuando se cumpla el área mínima.

Para que el comportamiento del presente elemento se dé, la carga axial que soporta debe ser mayor a:

$$0.1f'_c A_g \text{ (Ec. 1.9-1)}$$

1.9.1 Refuerzo longitudinal en columnas.

El refuerzo mínimo que requiere una columna sin importar el grado de disipación de energía es de $0.01A_g$ y el máximo de $0.04A_g$

El valor mínimo de barras es de cuatro para elementos rectangulares las cuales deben tener un diámetro no menor a la barras N° 5.

El refuerzo debe estar separado alrededor de $1.5d_b$, 4 cm o 1.33 veces el tamaño del valor máximo de agregado grueso, el recubrimiento de dicho refuerzo será de 4 cm y de 3 cm hasta el refuerzo transversal.

1.9.2 Empalmes de refuerzo.

Para los empalmes por traslapo que son los más usados la NSR-10 tiene las siguientes consideraciones:

- Para esfuerzos producidos por compresión el empalme mínimo debe ser de $0.07f_y d_b$ pero no menor a 30 cm .

- Cuando se traslapan barras de diferente diámetro, la longitud de empalme se toma como la longitud de desarrollo de la barra de mayor diámetro.
- Cuando los esfuerzos a tensión para las diferentes barras no exceden $0.5f_y$, el empalme es clase B cuando se empalman más de la mitad de las barras, o clase A cuando se empalman menos o la mitad de barras y están escalonados entre barras a una distancia de l_d
- Si los esfuerzos son mayores a $0.5f_y$, los empalmes deben ser clase B
- Para elementos de disipación especial de energía, los empalmes se deben hacer en la mitad de la longitud y se diseñan como elementos a tracción

1.9.3 Refuerzo transversal.

Para estribos La NSR-10 contempla:

- Si las barras son menores o iguales a la N° 10 ó 32M, los estribos serán formados con barras N° 3 ó 10M y para barras mayores o iguales a N° 11 serán mínimo de N° 4 ó 12M.
- El espaciamiento entre estribos será $16 d_{bl}$ (barra longitudinal) ó $48 d_{be}$ (barra del estribo) o la menor dimensión de la columna pero no menor que $6d_b$ (barras longitudinales) o 15 cm.
- Deben colocarse estribos en la unión entre columnas y vigas para confinar el concreto, el área de refuerzo transversal para este caso debe ser mínimo de:

$$A_v = \frac{b_w s}{3f_y} \text{ (Ec. 1.9-2)}$$

- Para estribos N° 3 ó 10M, el área requerida no puede ser menor que :

$$A_{sh} = 0.20 \frac{sh_c f'_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} \right] \text{(Ec. 1.9-3)}$$

ó

$$A_{sh} = 0.06 \frac{sh_c f'_c}{f_{yh}} \text{(Ec. 1.9-4)}$$

- En la zona de confinamiento, la separación máxima debe ser $\frac{1}{4}$ de la dimensión mínima del elemento o 10 cm
- La zona de confinamiento se mide en los nodos de la estructura y será mayor que la máxima longitud de la sección en la cara del nudo, $\frac{1}{6}$ de la longitud libre del elemento ó 50 cm
- Si no es necesario refuerzo transversal por confinamiento, la separación para dicho refuerzo debe ser de 6 veces el diámetro de la barra o 15 cm.

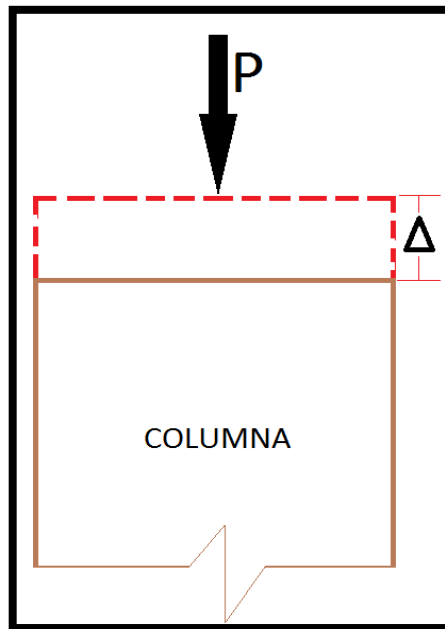
1.9.4 Columnas bajo carga axial.

Para este caso la columna tendrá que acortarse Δ veces, luego se tiene que:

$$\Delta = f_s = n f_c \text{(Ec. 1.9-5)}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \text{(Ec. 1.9-6)}$$

Figura 1.23. Acortamiento producido bajo carga axial



(Fuente: Autores)

La columna bajo una carga axial y estribos tiene como expresión:

$$P_{n\max} = 0.75[0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y] \text{ (Ec. 1.9-7)}$$

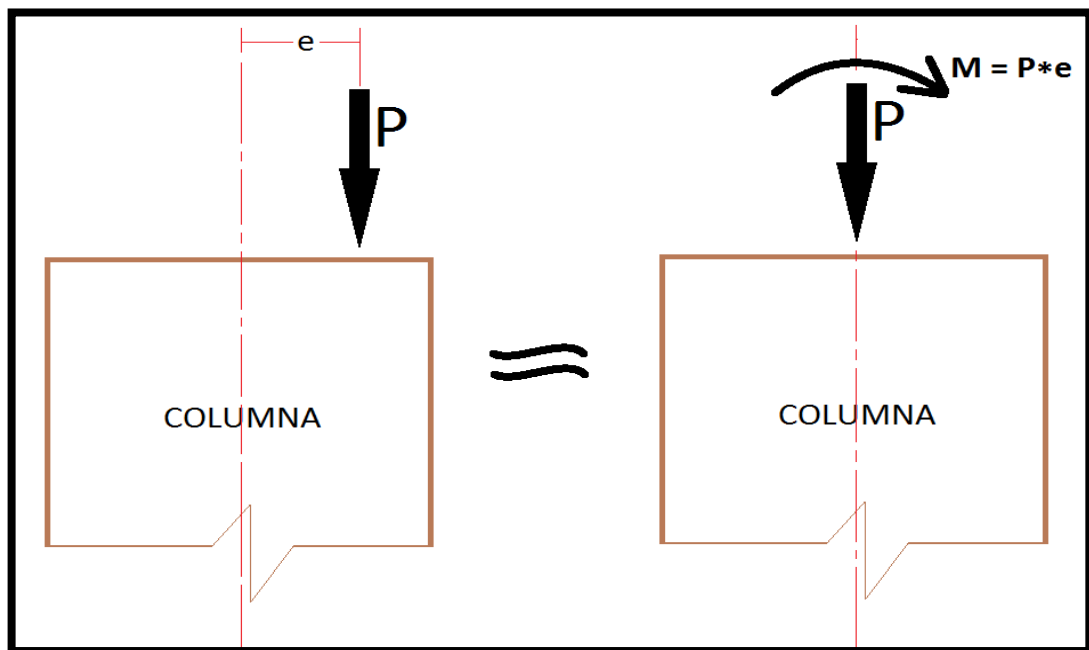
Con esta ecuación se puede predimensionar la estructura y en algunos casos verificar dimensiones mínimas que puede soportar.

Con la anterior ecuación se da a conocer la importancia del concreto en la resistencia de las columnas a compresión.

1.9.5 Columnas bajo carga axial y momento.

El fenómeno combinatorio entre carga axial y momento se conoce como flexo-compresión, este fenómeno aparece cuando la carga está ubicada de manera excéntrica a la columna.

Figura 1.24. Intervención del momento y la carga axial

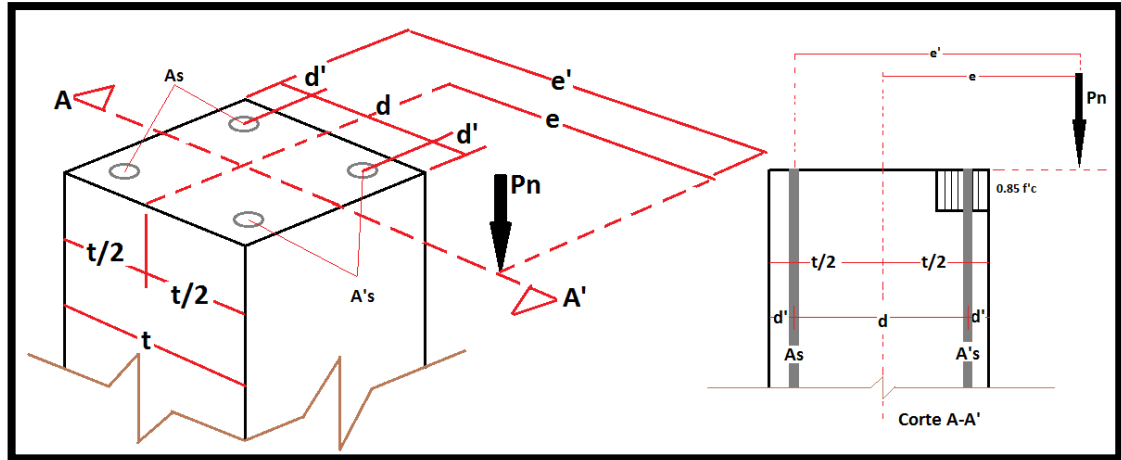


(Fuente: Autores)

Teniendo en cuenta la máxima deformación del concreto que según la NSR-10 es de 0.003, que el valor del esfuerzo a compresión equivalente a una distribución rectangular del concreto y es de $0.85f'_c$, es posible plantear para una columna de sección rectangular los esfuerzos y fuerzas que intervienen así:

$$P_n = 0.85f'_c * ab + A'_s f_y - A_s f_s \text{ (Ec. 1.9-8)}$$

Figura 1.25. Esquema de esfuerzos y fuerzas que intervienen en una columna



(Fuente: Autores)

Si $f_y = f_s$ entonces se tendrá una carga nominal balanceada de:

$$P_{nb} = 0.85f'_c * ab + f_y(A'_s - A_s) \text{ (Ec. 1.9-9)}$$

Esta carga nominal balanceada tiene su excentricidad balanceada a partir de la cual pueden ocurrir dos casos:

1. Si $P_n > P_{nb}$ con excentricidades $e < e_b$, la falla será por compresión.
2. Si $P_n < P_{nb}$ con excentricidades $e > e_b$, la falla será por tensión.

Para hallar la carga balanceada tenemos:

$$c = \frac{600}{600 + f_y} d \text{ (Ec. 1.9-10)}$$

$$a = \beta_1 * c \text{ (Ec. 1.9-11)}$$

Para el diseño de una columna se establece el diagrama de iteración el cual indica la resistencia nominal a flexión y a compresión; cada punto de este diagrama

establece el funcionamiento de una sección para diferentes condiciones de carga y momento se puede obtener conociendo algunos puntos así:

1. $P_n = 0.85f'_c * A_g + A_{st}f_y \quad M_n = 0$ (Ec. 1.9-12)

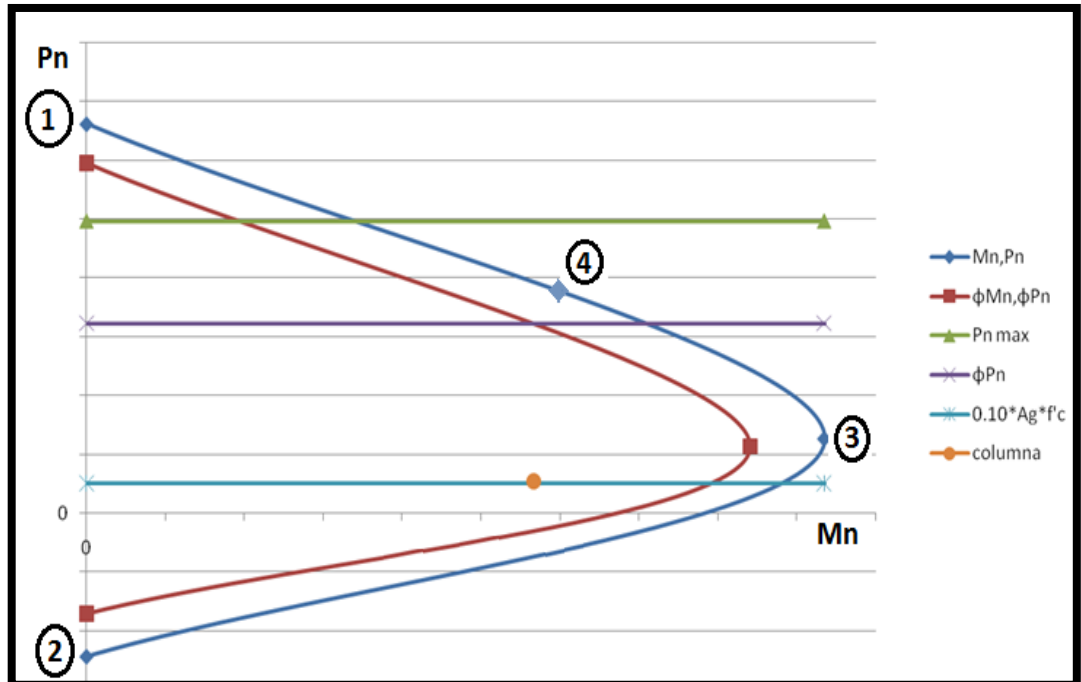
2. $P_n = -A_{st}f_y \quad M_n = 0$ (Ec. 1.9-13)

3. Condición balanceada

$$P_n = 0.85f'_c * a * b + A'_{st}f_s - A_{st}f_y \text{ (Ec. 1.9-14)}$$

$$M_n = 0.85f'_c * a * b \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_{st}f_s \left(\frac{h}{2} - d_i \right) - A_{st}f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \text{ (Ec. 1.9-15)}$$

Figura 1.26 diagrama de iteración de una columna ubicando cuatro puntos de observación.



(Fuente: Autores)

4. $e < e_b$ y $c > c_b$,

$$P_n = 0.85 f'_c * b * (\beta_1 * c) + \sum A_{si} \left[\frac{(c-d_i)}{c} * 60 \right] \text{(Ec. 1.9-16)}$$

$$M_n = 0.85 f'_c * b * (\beta_1 * c) \left(\frac{h}{2} - \frac{(\beta_1 * c)}{2} \right) + \sum A_{si} \left[\frac{(c-d_i)}{c} * 60 \right] \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \text{(Ec. 1.9-17)}$$

1.9.6 Efectos de esbeltez en columnas. Estos efectos se mencionan en la NSR-10 C.10.10 los cuales pueden ser ignorados si:

i) Elementos no arriostrados contra desplazamiento lateral:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \text{(Ec. 1.9-18)}$$

ii) Elementos arriostrados contra desplazamiento lateral

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40 \text{(Ec. 1.9-19)}$$

$$|M_1| \leq |M_2| \frac{M_1}{M_2} = + \text{curvatura simple figura 1.27 (b)}$$

$$\frac{M_1}{M_2} = - \text{curvatura doble figura 1.27 (a)}$$

$$\frac{M_1}{M_2} \geq -0.5$$

Los valores de K para los parámetros anteriores se pueden hallar por un monograma como se muestra en la figura 1.27 o de la siguiente manera:

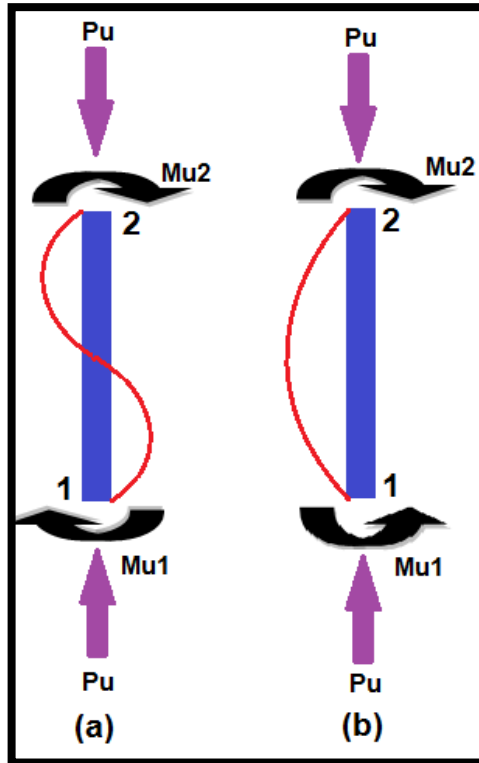
i) Elementos arriostrado contra el desplazamiento lateral¹:

¹ MAC CORMAC Jack; Diseño de Concreto Reforzado; Cuarta Edición; Capítulo 10; Páginas 361-362.

$$k = 0.7 + 0.05(\varphi_A + \varphi_B) \leq 1 \text{ (Ec. 1.9-20)}$$

$$k = 0.85 + 0.05\varphi_{min} \leq 1 \text{ (Ec. 1.9-21)}$$

Figura 1.27 Tipos de curvatura, (a) Curvatura doble y (b) Curvatura sencilla



(Fuente: Autores)

ii) Elementos no arriostrados contra desplazamiento lateral restringido en ambos extremos:

$$\text{si } \varphi_m < 2 \quad k = \frac{20 - \varphi_m}{20} \sqrt{1 + \varphi_m} \text{ (Ec. 1.9-22)}$$

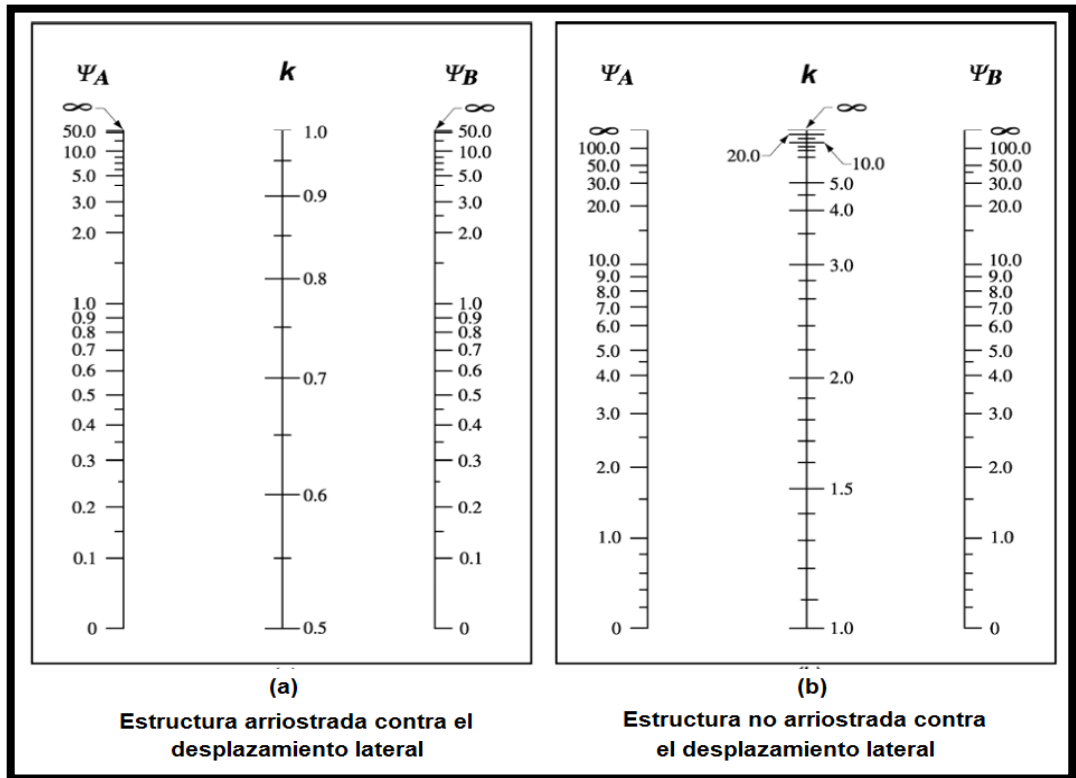
$$\text{si } \varphi_m \geq 2 \quad k = 0.9 \sqrt{1 + \varphi_m} \text{ (Ec. 1.9-23)}$$

iii) Elementos no arriostrados contra desplazamiento lateral articulado en un extremo:

$$k = 2.0 + 0.3\varphi(\text{Ec. 1.9-24})$$

$$\text{Rigidez relativa: } R_i = \frac{l_i}{l} \varphi = \frac{\sum R_{iC}}{\sum R_{iV}}$$

Figura 1.28. Ábacos para la obtención del parámetro K



(Fuente: NSR-10, Fig.: CR 10.10.1)

Para los efectos Locales de esbeltez se tiene que amplificar el momento de diseño para pórticos arriostrados:

$$M_c = \delta M_2(\text{Ec. 1.9-25})$$

Donde: $\delta = \frac{c_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}}$ (Ec. 1.9-26)

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} \text{ (Ec. 1.9-27)}$$

El se toma como $EI = \frac{0.4EcI_g}{1 + \beta_d}$ (Ec. 1.9-28)

$$\beta_d = \frac{\text{cargamayoradamuerta}}{\text{cargamayoradatotal}} \text{ (Ec. 1.9-29)}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \text{ (Ec. 1.9-30)}$$

M_2 no debe ser menor que $M_{2,min} = P_u(15 + 0.03h)$, si es mayor $C_m=1$

Efectos Locales de esbeltez para pórticos no arriostrados:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \text{ (Ec. 1.9-31)}$$

$$M_c = M_{2ns} \delta_s M_{2s} \text{ (Ec. 1.9-32)}$$

Donde: $\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}}$ (Ec. 1.9-33)

ó

$$\delta_s = \frac{1}{1 - Q} \geq 1 \text{ (Ec. 1.9-34)}$$

Los valores de P_c , EI y β_d se calcular de la misma forma que las ecuaciones anteriores.

1.9.7 Índice de estabilidad en columnas.

Se calcula como sigue:

$$Q = \frac{\sum P \Delta_o}{V l_c} \text{ (Ec. 1.9-35)}$$

$\sum P$: Suma de todas las cargas verticales de las columnas que se encuentran en un mismo piso

Δ_o : Deriva del piso

V: Cortante basal del piso en consideración.

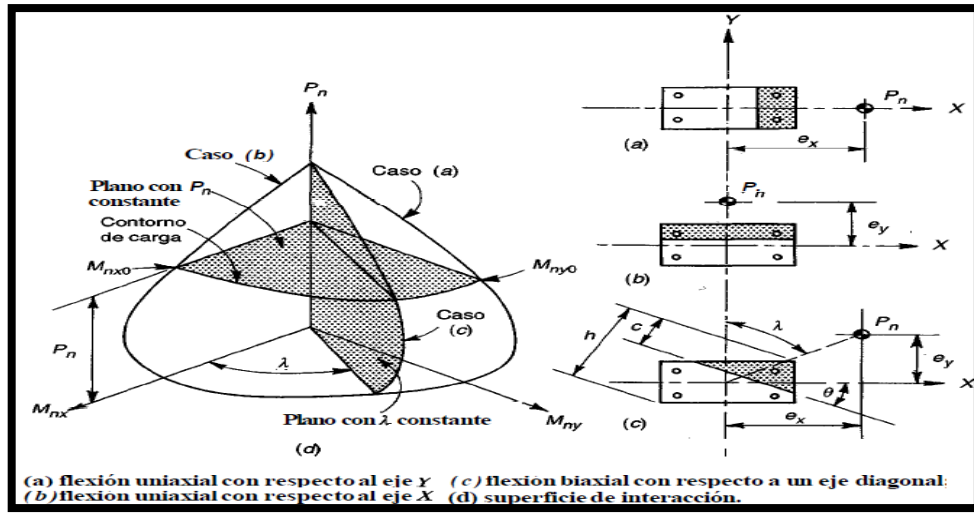
l_c : Altura del piso entre ejes de los nodos

Si $Q \leq 0.05$, el piso se considera arriostrado.

1.9.8 Flexión biaxial en columnas.

Si observamos la figura 1.26 allí se representa solo en una dirección el comportamiento de la flexión axial, pero por lo general, la estructura trabaja a flexión biaxial. En la figura 1.29 se observa el diagrama de iteración de la flexión biaxial, allí se observa cada una de las flexiones uniaxiales y su respectiva proyección para general la biaxialidad.

Figura 1.29 Diagrama de Iteración para Compresión y Flexión Biaxial¹



(Fuente: Nilson H. Artur)

Existen muchos métodos para revisar el diseño a flexión biaxial, en los cuales se parte del conocimiento de la excentricidad en cada dirección, realizar el diseño de la armadura que se requiere.

La revisión se hace en una ecuación iterativa, para nuestro caso se usara la ecuación realizada por Cheng-Tzu Thomas Hisu, publicada por el ACI 1988 y que describe lo siguiente:

$$\left(\frac{P_n - P_{nb}}{P_o - P_{nb}}\right) + \left(\frac{M_{nx}}{M_{nbx}}\right)^{1.5} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{nby}}\right)^{1.5} \leq 1.0 \text{ (Ec. 1.9-36)}$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} \quad M_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi} \quad M_{ny} = \frac{M_{uy}}{\phi}$$

$$P_o = 0.75(0.85(A_g - A_t) + A_t f_y) \text{ (Ec. 1.9-37)}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{M_{ny}}{M_{nx}} \text{ (Ec. 1.9-38)}$$

¹ NILSON H. Artur; Diseño de Estructuras de Concreto: Edición 11; Capitulo 8; Pagina 264

$$\Delta = \frac{\alpha(Pnby - Pnbx)}{90^\circ} \text{(Ec. 1.9-39)}$$

$$Pnb = Pnbx + \Delta \text{(Ec. 1.9-40)}$$

$$\text{Si } Pn < Pnb \rightarrow Po = -A_t f_y \text{(Ec. 1.9-41)}$$

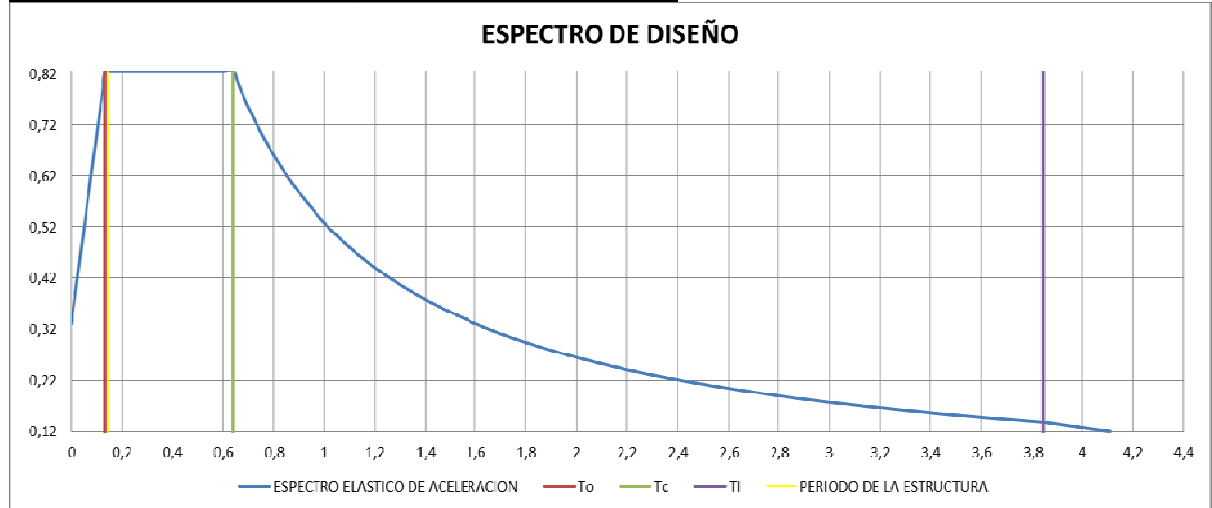
Los valores de acero obtenidos para la columna y los diagramas de iteración en cada dirección deben satisfacer la ecuación anterior para que la sección diseñada sea apta, se recomienda que el valor sea lo más cercano a 1.0.

1.10 CALCULOS Y RESULTADOS DEL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO

1.10.1 Análisis sísmico de la estructura

DIRECCION DE LA ACCION SISMICA			
LOCALIZACION	BUCARAMANGA, ZONA DE SISMICIDAD ALTA		
COEFICIENTE Aa	0,25		
COEFICIENTE Av	0,25		
EFECTOS LOCALES			
PERFIL DEL SUELO C			
Fa	1.2	Fv	1.6
IMPORTANCIA DEL SUELO			
GRUPO	2	COEFICIENTE I	1.1
PERIODOS			
To	0.13333333	seg	
Tc	0.64	seg	
TL	3.84	seg	
ACELERACION ESPECTRAL			
T<Tc	Sa	0.825	
Tc<T<TL	Sa	0.528	
T>TL	Sa	2.02752 / T	

Tablas A.2.4-1 y A.2.4-2 NSR-10
Tablas A.2.4-3 y A.2.4-4 NSR-10
A.2.5 NSR-10
A.2.5.1.4; A.2.5.2 Y Tabla A.2.5-1
Ec. A.2.6-6 NSR-10
Ec. A.2.6-2 NSR-10
Ec. A.2.6-4 NSR-10
Ec. A.2.6-3 NSR-10
Ec. A.2.6-1 NSR-10
Ec. A.2.6-5 NSR-10



PESO DE LA ESTRUCTURA					DENSIDAD	24	kN/m ³		
COLUMNAS									
DIMENSIONES		AREA	N° COL	H	PESO				
0.3	0.4	0.12	4	2.85	32.832				
MEDIA COLUMNA									
0.3	0.4	0.12	4	1.1	12.672				
VIGAS CARGUERAS									
0.4	0.6	0.24	2	6	69.12				
VIGAS DE UNION									
0.3	0.45	0.135	2	5.2	33.696				
PLACA									
E	BW	BA	H	HW	e	ALIGERA	AREA	BT	
0.07	0.17	0.65	0.4	0.33	0.03	0.25	28.08	0.82	
TORTA SUPERIOR	VIGUETA	MORTERO INF	PESO POR M2	PESO					
1.68	1.64195122	0.49939024	4.07134146	114.323268					
PESO SISMO					PESO ESTRUCTURA				
229.8112683					249.9712683				
kN					kN				
PERIODO FUNDAMENTAL									
Ct	0.047								
α	0.9								
H	3.5								
Ta	0.14513064				seg				
FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE									
Cvs	1								
Vs	189.594296								
Fx	189.594296				Kn				
FUERZAS SISMICAS DE DISEÑO									
R	7								
E	27.0848995				KN				

Tabla A.4.2-1 NSR-10

Tabla A.4.2-1 NSR-10

A.4.2-2 NSR-10

Ec. A.4.3-3 NSR-10

Ec. A.4.3-1 NSR-10

Ec. A.4.3-2 NSR-10

Ec. A.3.3-1 NSR-10

Ec. A.3.3-2 NSR-10

1.10.2 Carga por consideración muerta y viva.

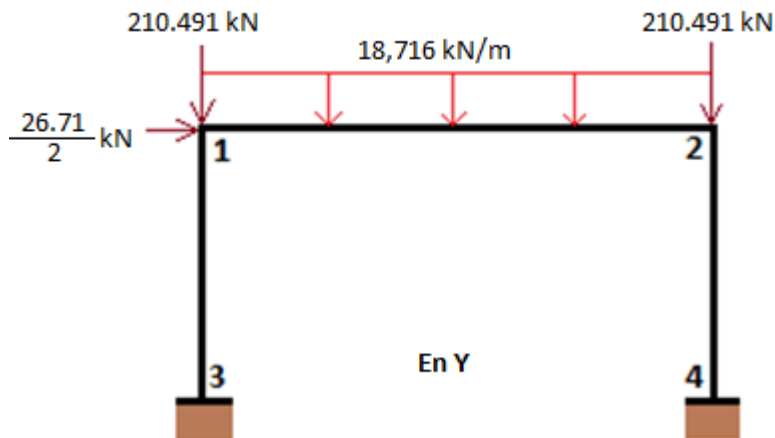
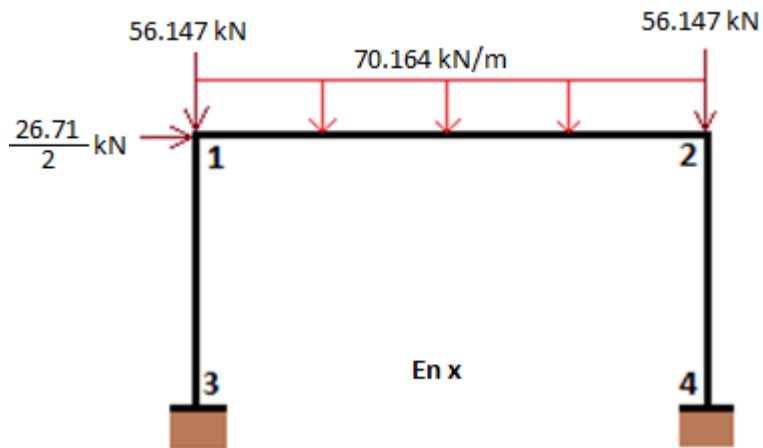
PORTICO X		
CARGA MUERTA	171.7178049	kN
CARGA VIVA	12	kN/m ²
	397.44	kN
MAYORADA	841.9653659	kN
por area	23.38792683	kN/m ²
lineal	70.16378049	kN/m
Y ₁₂ =Y ₂₁	210.4913415	kN
M ₁₂ =-M ₂₁	210.4913415	kN-m

Ec. 1.3-1

Ec. 1.3-2

Ec. 1.3-3

PORTICO EN Y		
CARGA MUERTA	47.4978476	kN
CARGA VIVA	12	kN/m ²
	34.56	kN
MAYORADA	112.293417	kN
por area	38.9907698	kN/m ²
lineal	18.7155695	kN/m
Y ₁₂ =Y ₂₁	56.1467085	kN
M ₁₂ =-M ₂₁	56.1467085	kN-m



1.10.3 Aplicación del análisis matricial en la dirección X

Propiedades de los elementos

VIGAS			
AREA	0.24		m ²
DIMENSION	0.4	X	0.6 m
INERCIA	0.0072		m ⁴

COLUMNAS			
AREA	0.12		m ²
DIMENSION	0.4	X	0.3 m
INERCIA	0.0016		m ⁴

MATERIAL	CONCRETO REFORZADO	
F'c	21	Mpa
E	21538105.76629240	Mpa
DENSIDAD	24	kN/m ³

ELEMENTOS DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ								
ELEMENTOS	E	L	I	AE/L	12EI/L ³	6EI/L ²	4EI/L	2EI/L
VIGA	21538105,77	6	0,0072	861524,2307	8615,242307	25845,72692	103382,9077	51691,45384
COLUMNA	21538105,77	3,5	0,0016	738449,3406	9645,052611	16878,84207	39383,96483	19691,98241

Matrices de rigidez para elementos horizontales y verticales.

VIGAS		Ec.1.4-5						
		k11			k12			
X12	=	861524.2307	0	0	-861524.231	0	0	U1
Y12		0	8615.242307	25845.72692	0	-8615.242307	25845.72692	V1
M12		0	25845.72692	103382.9077	0	-25845.72692	51691.45384	O1
X21		-861524.2307	0	0	861524.2307	0	0	U2
Y21		0	-8615.242307	-25845.72692	0	8615.242307	-25845.72692	V2
M21		0	25845.72692	51691.45384	0	-25845.72692	103382.9077	O2
		k21			k22			

COLUMNAS		Ec. 1.4-6						
		K44		K42				
		K33		K31				
X31=X42	=	9645.052611	0	-16878.8421	-9645.05261	0	-16878.8421	U1
Y31=Y42		0	738449.3406	0	0	-738449.341	0	V1
M31=M42		-16878.8421	0	39383.96483	16878.8421	0	19691.98241	O1
X13=X24		-9645.05261	0	16878.84207	9645.05261	0	16878.84207	U3
Y13=Y24		0	-738449.3406	0	0	738449.3406	0	V3
M13=M24		-16878.8421	0	19691.98241	16878.8421	0	39383.96483	O3
		K13		K11				
		K24		K22				

Ensamble de la matriz de rigidez:

ENSAMBLE		Ec. 1.4-1						Ec. 1.4-13					
u1	v1	O2	U2	V2	O2	U3	V3	O3	U4	V4	O4		
871169.2833	0	16878.84207	-861524.231	0	0	-9645.05261	0	16878.84207	0	0	0		
0	747064.5829	25845.72692	0	-8615.242307	25845.72692	0	-738449.341	0	0	0	0		
16878.84207	25845.72692	142766.8725	0	-25845.72692	51691.45384	-16878.8421	0	19691.98241	0	0	0		
-861524.2307	0	0	871169.2833	0	16878.84207	0	0	0	-9645	0	16878.84207		
0	-8615.242307	-25845.72692	0	747064.5829	-25845.72692	0	0	0	0	-738449.341	0		
0	25845.72692	51691.45384	16878.84207	-25845.72692	142766.8725	0	0	0	-16879	0	19691.98241		
-9645.052611	0	-16878.84207	0	0	0	9645.052611	0	-16878.8421	0	0	0		
0	-738449.3406	0	0	0	0	0	738449.3406	0	0	0	0		
16878.84207	0	19691.98241	0	0	0	-16878.8421	0	39383.96483	0	0	0		
0	0	0	-9645.05261	0	-16878.84207	0	0	0	9645	0	-16878.84207		
0	0	0	0	-738449.3406	0	0	0	0	0	738449.3406	0		
0	0	0	16878.84207	0	19691.98241	0	0	0	-16879	0	39383.96483		

Teniendo como restricción los apoyos, es decir $u_3, u_4, v_3, v_4, \theta_3$ y θ_4 son cero, por consiguiente $K_{33}, K_{13}, K_{31}, K_{44}, K_{42}$ y K_{24} son cero, la matriz de rigidez ensamblada queda:

$$\begin{bmatrix} 13.5424497 \\ -56.1467085 \\ 0 \\ 0 \\ -56.1467085 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 871169.2833 & 0 & 16878.84207 & -861524.231 & 0 & 0 \\ 0 & 747064.5829 & 25845.72692 & 0 & -8615.242307 & 25845.72692 \\ 16878.84207 & 25845.72692 & 142766.8725 & 0 & -25845.72692 & 51691.45384 \\ -861524.2307 & 0 & 0 & 871169.2833 & 0 & 16878.84207 \\ 0 & -8615.242307 & -25845.72692 & 0 & 747064.5829 & -25845.72692 \\ 0 & 25845.72692 & 51691.45384 & 16878.84207 & -25845.72692 & 142766.8725 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} U1 \\ V1 \\ O1 \\ U2 \\ V2 \\ O2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 210.5 \\ 210.5 \\ 0 \\ 210.5 \\ -210.5 \end{bmatrix}$$

Resolviendo tenemos

$$\begin{bmatrix} 13,5424497 \\ -266,63805 \\ -210,491341 \\ 0 \\ -266,63805 \\ 210,491341 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 871169,2833 & 0 & 16878,84207 & -861524,231 & 0 & 0 \\ 0 & 747064,5829 & 25845,72692 & 0 & -8615,242307 & 25845,72692 \\ 16878,84207 & 25845,72692 & 142766,8725 & 0 & -25845,72692 & 51691,45384 \\ -861524,2307 & 0 & 0 & 871169,2833 & 0 & 16878,84207 \\ 0 & -8615,242307 & -25845,72692 & 0 & 747064,5829 & -25845,72692 \\ 0 & 25845,72692 & 51691,45384 & 16878,84207 & -25845,72692 & 142766,8725 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} U1 \\ V1 \\ O1 \\ U2 \\ V2 \\ O2 \end{bmatrix}$$

Hallando los valores de desplazamiento y rotación en los nodos libres:

$$\begin{bmatrix} 13.5424497 \\ -266.63805 \\ -210.491341 \\ 0 \\ -266.63805 \\ 210.491341 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 6.16174E-05 & 3.70875E-07 & -5.47541E-06 & 6.10392E-05 & -3.70875E-07 & -5.36826E-06 \\ 3.70875E-07 & 1.35325E-06 & -2.11928E-07 & 3.70875E-07 & 9.41904E-10 & -2.11928E-07 \\ -5.47541E-06 & -2.11928E-07 & 8.59808E-06 & -5.3683E-06 & 2.11928E-07 & -2.40169E-06 \\ 6.10392E-05 & 3.70875E-07 & -5.36826E-06 & 6.16174E-05 & -3.70875E-07 & -5.47541E-06 \\ -3.70875E-07 & 9.41904E-10 & 2.11928E-07 & -3.7087E-07 & 1.35325E-06 & 2.11928E-07 \\ -5.36826E-06 & -2.11928E-07 & -2.40169E-06 & -5.4754E-06 & 2.11928E-07 & 8.59808E-06 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} U1 \\ V1 \\ O1 \\ U2 \\ V2 \\ O2 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} U1 \\ V1 \\ O1 \\ U2 \\ V2 \\ O2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.000857005 \\ -0.000356056 \\ -0.002389507 \\ 0.000804065 \\ -0.000366101 \\ 0.002242657 \end{bmatrix} \begin{matrix} m \\ m \\ rad \\ m \\ m \\ rad \end{matrix}$$

Los anteriores resultados remplazados en cada uno de los elementos para hallar las fuerzas internas:

Para la viga (1-2) (Ec. 1.4-7):

VIGA

X12	861524,2307	0	0	-861524,231	0	0	U1	0,000857005	0
Y12	0	8615,242307	25845,72692	0	-8615,242307	25845,72692	V1	-0,00035606	210,4913415
M12	0	25845,72692	103382,9077	0	-25845,72692	51691,45384	O1	-0,00238951	210,4913415
X21	-861524,2307	0	0	861524,2307	0	0	U2	0,000804065	0
Y21	0	-8615,242307	-25845,72692	0	8615,242307	-25845,72692	V2	-0,0003661	210,4913415
M21	0	25845,72692	51691,45384	0	-25845,72692	103382,9077	O2	0,002242657	-210,491341

X12	=	45,60870162	+	0,00
Y12		-3,708900744		210,49
M12		-130,8483382		210,49
X21	=	-45,60870162	+	0,00
Y21		3,708900744		210,49
M21		108,5949338		-210,49

X12	=	45,61	kN
Y12		206,78	kN
M12		79,64300	kN-m
X21	=	-45,61	kN
Y21		214,20	kN
M21		-101,90	kN-m

Para la columna (3-1)(Ec. 1.4-4):

COLUMNA 31

X31	9645,052611	0	-16878,84207	-9645,05261	0	-16878,84207	U3	0,00
Y31	0	738449,3406	0	0	-738449,3406	0	V3	0,00
M31	-16878,84207	0	39383,96483	16878,84207	0	19691,98241	O3	0
X13	-9645,052611	0	16878,84207	9645,052611	0	16878,84207	U1	0,0008570
Y13	0	-738449,3406	0	0	738449,3406	0	V1	-0,0003561
M13	-16878,84207	0	19691,98241	16878,84207	0	39383,96483	O1	-0,0023895

X31	=	32,07	kN
Y31		262,93	kN
M31		-32,59	kN-m
X13	=	-32,07	kN
Y13		-262,93	kN
M13		-79,64	kN-m

Para la viga (4-2)(Ec. 1.4-4):

COLUMNA 42

X42	9645,052611	0	-16878,84207	-9645,05261	0	-16878,84207
Y42	0	738449,3406	0	0	-738449,3406	0
M42	-16878,84207	0	39383,96483	16878,84207	0	19691,98241
X24	-9645,052611	0	16878,84207	9645,052611	0	16878,84207
Y24	0	-738449,3406	0	0	738449,3406	0
M24	-16878,84207	0	19691,98241	16878,84207	0	39383,96483

U4	0
V4	0
O4	0
U2	0,000804065
V2	-0,0003661
O2	0,002242657

X42	=	-45,61	kN
Y42		270,35	kN
M42		57,73	kN-m
X24	=	45,61	kN
Y24		-270,35	kN
M24		101,90	kN-m

Diagrama de cortante y cargas axiales:

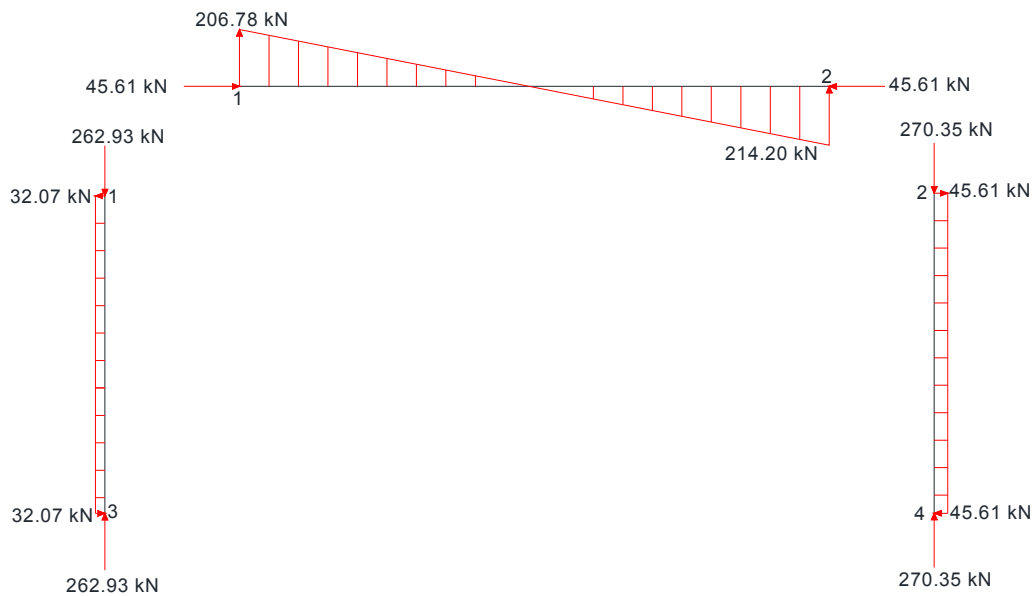
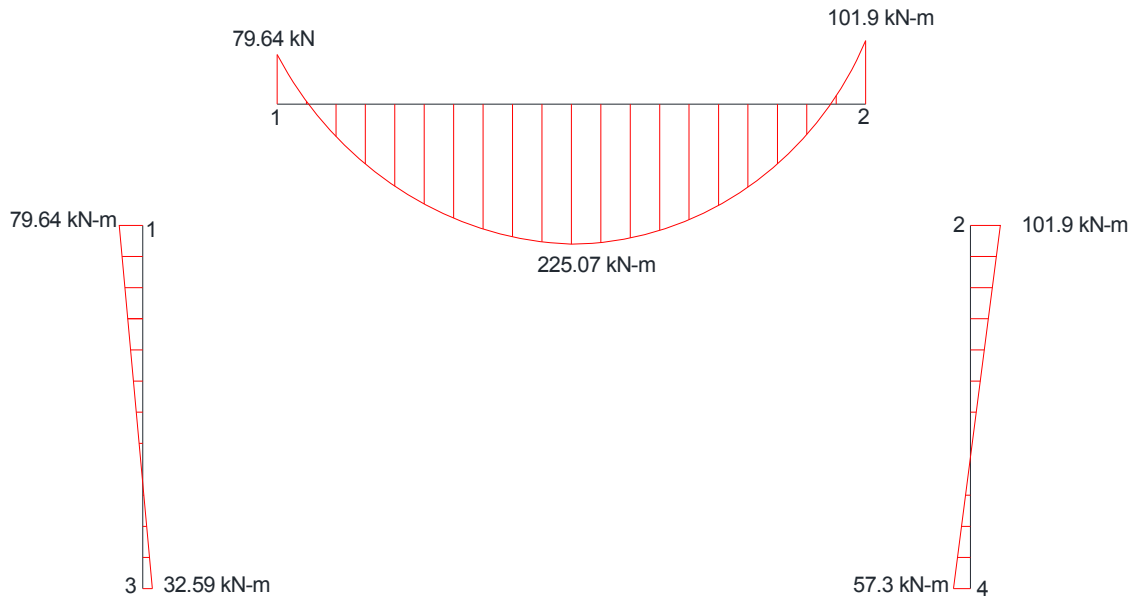


Diagrama de momentos:



1.10.4 Aplicación del análisis matricial en la dirección Y

Propiedades de los elementos:

VIGAS			
AREA	0.135		m ²
DIMENSION	0.3	X	0.45
INERCIA	0.002278125		m ⁴

m

COLUMNAS			
AREA	0.12		m ²
DIMENSION	0.3	X	0.4
INERCIA	0.0016		m ⁴

m

MATERIAL	CONCRETO REFORZADO	
F' _c	21	Mpa
E	21538105.77	
DENSIDAD	24	kN/m ³

ELEMENTOS DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ								
ELEMENTOS	E	L	I	AE/L	12EI/L ³	6EI/L ²	4EI/L	2EI/L
VIGA	21538105.77	6	0.002278125	484607.3797	2725.916511	8177.749533	32710.99813	16355.49907
COLUMNA	21538105.77	3.5	0.0016	738449.3406	9645.052611	16878.84207	39383.96483	19691.98241

Se siguen los pasos anteriormente señalados en el análisis en dirección X, a continuación se dan los resultados en la dirección Y:

Valores de desplazamiento para los nodos libres:

U1	=	0,001080612	m
V1		-0,000356629	m
O1		-0,001217074	rad
U2		0,001031783	m
V2		-0,000365528	m
O2		0,000812324	rad

Para la viga (1-2) (Ec. 1.4-7)

X12	=	23,66	kN
Y12		52,86	kN
M12		29,69	kN-m
X21		-23,66	kN
Y21		59,43	kN
M21		-49,41	kN-m

Para la columna (3-1) (Ec. 1.4-4)

X31	=	10,12	kN
Y31		263,35	kN
M31		-5,73	kN-m
X13		-10,12	kN
Y13		-263,35	kN
M13		-29,69	kN-m

Para la columna (4-2) (Ec. 1.4-4)

X42	=	-23,66	kN
Y42		269,92	kN
M42		33,41	kN-m
X24		23,66	kN
Y24		-269,92	kN
M24		49,41	kN-m

Diagrama de cortante y cargas axiales:

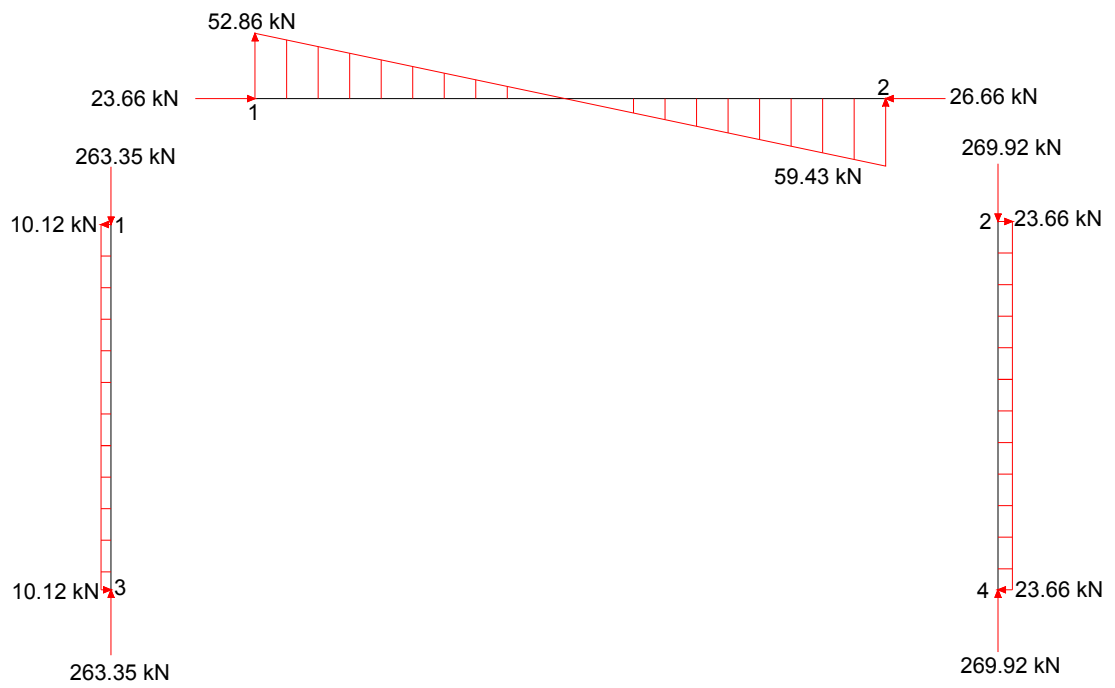
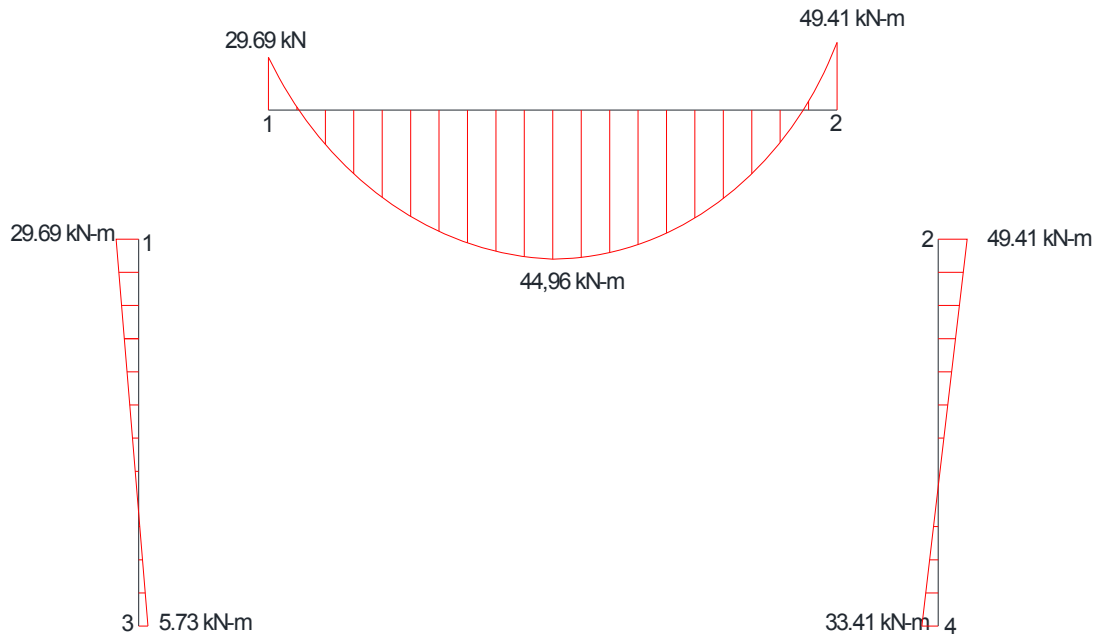


Diagrama de momento



La carga sísmica de diseño fue supuesta en una dirección, pero existe incertidumbre ya que puede ser aplicada en la dirección contraria, por consiguiente para el diseño de columnas, se tomara la máxima carga axial lo mismo que los mayores momentos, en el caso de las vigas, se toman las cortantes y momentos máximos en los extremos y en el centro de la luz el momento se calculó como:

$$M = \frac{Y_{21} * L}{2} - |M_{21}| + \frac{M_{12}}{2}$$

Para el caso de la placa se calcula las fuerzas interviniente por el método aproximado, donde:

$$V = \frac{W_u * L}{2}$$

$$M_{extremos} = \frac{W_u * L}{24}$$

$$M_{centro\ de\ la\ luz} = \frac{W_u * L}{4} - V$$

Por consiguiente se presenta un resumen de las fuerzas y momentos de diseño:

Tabla 1.9: Resumen de cargas de diseño

PLACA			
CORTANTE APOYO 1		CORTANTE APOYO 2	
59.2506		59.2506	kN
MOMENTO APOYO 1	MOMENTO EN EL CENTRO DE LUZ	MOMENTO APOYO 2	
29.6253	59.2506	29.6253	kN-m
VIGA DE CARGA (sentido X)			
CORTANTE APOYO 1		CORTANTE APOYO 2	
214.20		214.20	kN
MOMENTO APOYO 1	MOMENTO EN EL CENTRO DE LUZ	MOMENTO APOYO 2	
101.90	230.5306579	101.90	kN-m
TORSOR APOYO 1		TORSOR APOYO 2	
89.70		89.6994	kN-m
VIGA DE ENLACE (sentido y)			
CORTANTE APOYO 1		CORTANTE APOYO 2	
59.43		59.43	kN
MOMENTO APOYO 1	MOMENTO EN EL CENTRO DE LUZ	MOMENTO APOYO 2	
49.41	49.60	49.41	kN-m
COLUMNAS			
CORTANTE		CARGA AXIAL	
45.61		270.35	kN
MOMENTO EN EL APOYO		MOMENTO EN EL NODO	EN X
57.73		101.90	kN-m
MOMENTO EN EL APOYO		MOMENTO EN EL NODO	EN Y
33.41		49.41	kN-m

1.10.5 Diseño de la placa aligerada.

De acuerdo a los parámetros de diseño presentados durante el presente capítulo, se muestra la hoja de cálculo donde se observa el diseño de la placa aligerada propuesta.

PROPIEDADES DE ALGUNOS MATERIALES						
Densidad del mortero	21	kN/m ³	Tabla B.3.2-1 NSR-10 (Ec 1.1-1)			
Densidad del concreto	24	kN/m ³				
f'c	21	Mpa				
Elasticidad Concreto	21538.11	Mpa				
Elasticidad Acero	200000	Mpa				

DISEÑO DE LA PLACA ALIGERADA "parametros geometricos minimos y usados en el diseño"							
considerando una altura de placa					H	40	cm
hf	>=	50	mm	hf	7	cm	
bw	>=	100	mm	bw	17	cm	
e	=	3	cm	ba	65	cm	

Chequeo control de deflexiones			
Ln	5.4	m	
H= Ln/11	0.49090909	m	
H=	0.4	m	

hacer control de deflexiones

Chequeo "comportamiento de la viga como viga T"						
fy	420	Mpa				
f'c	21	Mpa				
d'	6	cm				
d	34	cm				
mu	59.2506	kN-m				
p	-	11.7647059	p ²	=	0.0016536	(Ec, 1.5-13)
p	=	0.00168708	0.08331292			
as	4.7035808	cm ²	(Ec, 1.5-8)			
as sum	5.06707479	cm ²				
a (Ec. 1.5-10)	>	hf	si cumple	la viga es una viga T		
1.349664504	<	7		la viga es rectangular		

ALIGERAMIENTO		
Caseton	=	0.25

kN/m²

CARGA DE DISEÑO			
	Peso placa superior	1.68	kN/m ²
	Peso vigueta	1.64195122	kN/m ²
	Mortero inferior	0.49939024	kN/m ²
	peso del aligeramiento	0.25	kN/m ²
	carga muerta	4.07134146	kN/m ²
	carga viva	12	kN/m ²
(Ec. 1.3-1)	Wu	24.0856098	kN/m ²
	Carga por Vigueta	19.7502	kN/m

b =	170	mm
d =	340	mm
d' =	60	mm

		19.7502		kN/m			
wl ² /24 = m		6		m = wl ² /24			
Cortante	kN	59.2506			59.2506		
Momento	kN-m	29.6253	59.2506	29.6253			
		0.00419513	0.008910182	0.00419513			
p		0.00419513	0.008910182	0.00419513			(Ec, 1.5-13)
As req.	cm ²	2.425	5.150	2.425			(Ec, 1.5-8)
As sum.	cm ²	2.534	5.700	2.534			
barras		2 N° 4	2 N° 6	2 N° 4			
V diseño	kN	49.57		49.57			
vu/φ	Mpa	1.00901693		1.00901693			(Ec, 1.6-5)
vc	Mpa		0.763762616				(Ec, 1.6-7)
			requiere refuerzo a cortante vu/φ > vc				
vs	Mpa	0.245		0.245			(Ec, 1.6-6)
Vc/2	kN		18.762				
Vc	kN	37.524		37.524			
a que distancia se requiere el							
refuerzo a cortante		1.100	2.050	1.100		m	
ramas	2	N°	4	ramas	2	N°	4
Av	cm ²	2.5335374		2.5335374			
s	mm	2552.17837		2552.17837			(Ec, 1.6-6)
s max	mm	170		170			
		14 e N° 4	/c 17 cm	14 e N° 4	/c 17 cm		

CHEQUEO DE LA DEFLEXION				
años	5	años		C.9.5.2.5 NSR-10
ξ	2			
CARGA MUERTA	3.3385	kN/m		
CARGA VIVA	9.84	kN/m		
CARGA MAYORADA	19.7502	kN/m		

19.7502

6 m

Momento Mayorado	29.63	59.25	29.63	kN-m
Momento por Carga Muerta	5.01	10.02	5.01	kN-m
Momento por Carga Viva	14.76	29.52	14.76	kN-m

SECCION RECTA APOYOS					SECCION TRANSFORMADA		
	N° Barras	Φ Barras	As sum		n	nAs	
Acero Superior	2	4	253.3537395	mm ²	9.29	2352.6093	mm ²
Acero Central	0	0	0	mm ²	9.29	(2n-1)As'	mm ²
Acero Inferior	2	6	570.045914	mm ²	9.29	10016.6959	mm ²

Momentos Estaticos Alrededor del Eje Neutro		
a	74.80344765	mm
I cr	191371025	mm ⁴

Ec 1.8-5

SECCION RECTA EN EL CENTRO DE LA LUZ					SECCION TRANSFORMADA		
	N° Barras	Φ Barras	As sum		n	nAs	
Acero Superior	2	6	570.045914	mm ²	9.29	5293.37092	mm ²
Acero Central	0	0	0	mm ²	9.29	(2n-1)As'	mm ²
Acero Inferior	0	4	0	mm ²	9.29	0	mm ²

Momentos Estaticos Alrededor del Eje Neutro		
a	89.92801419	mm
I cr	372237188.7	mm ⁴

Ec 1.8-5

MOMENTO DE LA SECCION BRUTA DE CONCRETO		
Ig	906666666.7	mm ⁴
λ	1	
fr	2.841196931	Mpa
Yt	200	mm
Mcr	12880092.75	N-mm

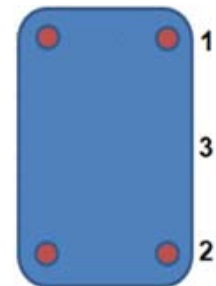
Ec 1.8-4
Ec 1.8.7
Ec 1.8-6

MOMENTO DE INERCIA EFECTIVO (mm ⁴)			
En los Apoyos			
le D	906666666.7	ok le<=lg	Ec 1.8-3
le L	727367959.5	ok le<=lg	Ec 1.8-3
En la Luz			
le D	906666666.7	ok le<=lg	Ec 1.8-3
le L	416628535.1	ok le<=lg	Ec 1.8-3
MOMENTO DE INERCIA EFECTIVO PROM			
CARGA MUERTA			
le	906666666.7	mm ⁴	Ec 1.8-3
CARGA VIVA			
le	623788151.3	mm ⁴	Ec 1.8-3
DEFLEXION INSTANTANEA			
POR CARGA MUERTA			
Yi D	0.423127673	mm	Ec 1.8-8
POR CARGA VIVA			
Yi L	1.812698917	mm	Ec 1.8-8
DEFLEXION A LARGO PLAZO POR CARGA VIVA			
λΔ	1.339477694	mm	Ec 1.8-2

DEFLEXION TOTAL		
Y total	2.851197437	mm

DEFLEXION MAXIMA ADMISIBLE		
Y ad	12.5	mm
Y total < Y ad OK		

1	As (-)	2.42	cm ²	2.42	cm ²
	As(sum)	2.53	cm ²	2.53	cm ²
		2 N° 4		2 N° 4	
2	As(+)	5.15	cm ²		
	As(sum)	5.70	cm ²		
		2 N° 6			
3	Al	0.00	cm ²		
	As(sum)	0.00	cm ²		
		0			



ESTRIBOS

14 E # 4 C/ 17cm + -----+ 14 E # 4 C/ 17cm

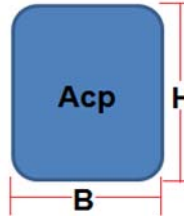
1.10.6 Diseño de la viga de carga (viga en dirección X)

MATERIALES		
Fy	420	Mpa
f'c	21	Mpa
E	21538.10577	Mpa
Es	200000	Mpa
ϕ	0.9	
ec	0.003	
es	0.0021	

(Ec 1.1-1)

C.9.3.2.1 NSR-10

GEOMETRIA		
LUZ	6000	mm
LUZ LIBRE	5400	mm
B	400	mm
H	600	mm
Acp	0.24	m ²
Pcp	2	m



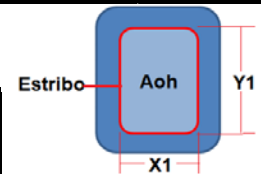
Asumiendo estribos de 3/8 y barras de 3/4 $d' = 40 + 9.5 + 19.1/2$ \rightarrow aprox \rightarrow 59 mm		
d	541	mm

cuantia bal	0.02125	Ec. 1.5-6
Cuantia Max	0.0159375	
Cuantia Min	0.00272772	Ec.1.5-15

Cb	31.82	cm	Ec. 1.5-3
ab	27.05	cm	Ec. 1.5-2

		70.16378049		kN/mm
		6		m
	214.20		214.20	cortante kN
	101.90	230.5	101.90	momento kN-m
	89.6994		89.6994	torsor kN-m
(Ec, 1.5-13)	0.0027	0.0056	0.0027	Cuantia
(Ec, 1.5-8)	5.90	12.06	5.90	Acero Requerido cm ²
	10.61	16.86	10.61	Acero suministrado cm ²
	0.00	0.00	0.00	% error
	0.56	0.72	0.56	A req/A sum
	155.19		155.19	cortante de diseño kN
Ec. 1.7-1		9.31	kN-m	consideracion del torsor

considere la Torsion												
3522.04			Ec. 1.7-2			<			14516.51			
SECCION APTA												
REFUERZO TRANSVERSAL POR CORTANTE												
vc	0.764	Mpa	REALICE EL REFUERZO A CORTANTE						Ec. 1.6-7			
vu/φ	0.844	Mpa							Ec. 1.6-5			
vs	0.080	Mpa	< ok	3.02449996					Ec. 1.6-6			
estribos N°	4	area	1.27	cm2	Ramas	2						
separacion max (d/2)	0.27	m							C.11.4.5.1 NSR-10			
separacion	0.936	m							Ec. 1.6-10			
	3.327	m							Ec. 1.6-15			
d/4	0.13	m							C.21.5.3.2 NSR-10			
d req. a rfzo Vs	745.59	mm	0.745586363 m		$d + \frac{vc}{vu/\phi} \left(\frac{l}{2} - (d + d. al eje de la columna) \right)$							
distancia total	1.26	m	$d req. + \frac{vc/2 l}{vu/\phi 2} - (d + d. al eje de la columna)$									
DISTANCIA DONDE NO HAY CORTANTE	3	m										
Vc/2	0.382	Mpa										
DISTANCIA A LA QUE SE REQUIERE EST. APOYO	0.3	m										
DISTANCIA DE ESTRIBOS	1.29	m										
DIVISION EN ZONAS							ESTRIBOS					
	inicio	final	X	vu	vs	s	N°	#	C/	0.13	cm	
zona 1	0.35	1.1	0.841	0.8380601	0.074	0.13	9	#	4	C/	0.13	cm
			1.1	0.73752394	-0.026	0.27	2	#	4	C/	0.27	cm
zona 2	1.1	1.7	1.7	0.50462164	-0.259	0.27	1	#	4	C/	0.27	cm
zona 3	1.7	2.02	2.02	0.382	-0.382	0.27	3	#	4	C/	0.27	cm
zona 4	2.02	3	3	0	-0.764							
REFUERZO TRANSVERSAL POR TORSION												
θ	45	°										
Ao	0.134733713	m ²							C.11.5.3.6 NSR-10			
At	0.000126677	m ²	Ramas		2							
φ	0.85											
s max	0.20	m	vt	89.6994		C.11.5.6.1 NSR-10						
s	0.13	m	Ec. 1.7-3									
X1	310.5	mm										
Y1	510.5	mm										
Ph	1642	mm	1.642	m								
Aoh	158510.25	mm ²	0.15851025	m ²								



DISTANCIA DONDE NO HAY TORSION	3	m
TORSION RESISTIDA POR EL CONCRETO	4.656	KN-m
DISTANCIA A LA QUE SE REQUIERE EST. APOYO	2.84	m
DISTANCIA DE ESTRIBOS	0.3	m
	2.49	m

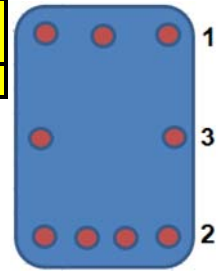
DIVISION EN ZONAS							ESTRIBOS					
	inicio	final	X	vu	vs	s	N°					
zona 1	0.05	1.1	0	89.6994	80.388	0.13	9	#	4	C/	0.13	cm
			1.1	56.80962	47.499	0.20	3	#	4	C/	0.2	cm
zona 2	1.1	1.7	1.7	38.86974	29.559	0.20	1	#	4	C/	0.2	cm
zona 3	1.7	2.02	2.02	29.4245023	20.113	0.20	5	#	4	C/	0.2	cm
zona 4	2.02	3	3	0	-9.311							

REFUERZO TRANSVERSAL COMBINADO PARA CORTANTE Y TORSION											
St	0.13	m									
Sv	0.27	m									
s(t+v)	0.09	m									
A(t+v)	0.000506707	m ²									
A(t+v)	2.37443E-05	m ²			ok						Ec.1.7-4
Al	0.0016	m ²									Ec.1.7-5
Al min	0.000299805	m ²									Ec.1.7-6

distribucion de acero longitudinal	→ 0.00053	m ²	→ 5.33	cm ²
------------------------------------	-----------	----------------	--------	-----------------

DISEÑO COMBINADO CORTANTE-TORSION						
	S	N°				
ZONA 1	0.07	17	#	4	C/	0.07
ZONA 2	0.11	5	#	4	C/	0.11
ZONA 3	0.11	2	#	4	C/	0.11
ZONA 4	0.11	8	#	4	C/	0.11

1	As (-)	11.24	cm2	11.24	cm2
	As(sum)	10.61	cm2	10.61	cm2
2	As(+)	17.40	cm2		
	As(sum)	16.86	cm2		
		2 N°8+ 1N° 7 + 1N°6			
3	Al	5.33	cm2		
	As(sum)	5.70	cm2		
		2 N° 6			



ESTRIBOS 17 E # 4 C/ 7cm + 27 E # 4 C/11 cm + 17 E # 4 C/ 7cm

1.10.7 Diseño de la viga no carguera (viga en dirección Y)

MATERIALES		
Fy	420	Mpa
f'c	21	Mpa
E	21538.10577	Mpa
Es	200000	Mpa
ϕ	0.9	
ec	0.003	
es	0.0021	

(Ec 1.1-1)

C.9.3.2.1 NSR-10

GEOMETRIA		
LUZ	6000	mm
LUZ LIBRE	5400	mm
B	300	mm
H	450	mm
Acp	0.135	m ²
Pcp	1.5	m



Asumiendo estribos de 3/8 y barras de 3/4 d'=40+9.5+19.1/2		aprox	59	mm
d	391			mm

cuantía bal	0.02125	Ec. 1.5-6
Cuantía Max	0.0159375	
Cuantía Min	0.00272772	Ec.1.5-15

cb	23.00	cm	Ec. 1.5-3
ab	19.55	cm	Ec. 1.5-2

		18.71556951	kN/mm
		6	m
	59.43	59.43	cortante kN
	49.41	49.60	momento kN-m
	1	1	torsor kN-m
(Ec, 1.5-13)	0.0030	0.0030	Cuantía
(Ec, 1.5-8)	3.46	3.48	Acero Requerido cm ²
	3.96	3.96	Acero suministrado cm ²
	0.00	0.00	% error
	0.87	0.88	A req/A sum
	44.63	44.63	cortante de diseño kN
		3.93	kN-m
			consideración del torsor

desprecie el efecto de torsion		
391.77	Ec. 1.7-2 <	3245.99
SECCION APTA		

REFUERZO TRANSVERSAL POR CORTANTE

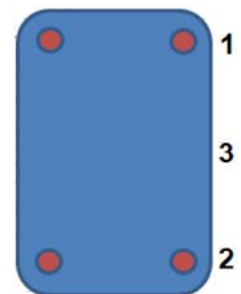
vc	0.764	Mpa	NO SE REQUIERE REFUERZO A CORTANTE	Ec. 1.6-7
vu/φ	0.448	Mpa		Ec. 1.6-5
vs	-0.316	Mpa		< ok 3.02449996 Ec. 1.6-6

estribos	3/8	area	0.71	cm2	Ramas	2
separacion max	0.19	m	C.11.4.5.1 NSR-10			
separacion	0.702	m	Ec. 1.6-10			
	0.631	m	Ec. 1.6-15			
d/4	0.09	m	C.21.5.3.2 NSR-10			
d requerida a rfzo	-1239.93	mm	-1.24	m	$d_{req} + \frac{v_s}{v_u/\phi} \left(\frac{l}{2} - (d + d_{al\ eje\ de\ la\ columna}) \right)$	
Vs						
distancia total	1.77	m	$d_{req} + \frac{v_c/2 \cdot l}{v_u/\phi} - (d + d_{al\ eje\ de\ la\ columna})$			

DISTANCIA DONDE NO HAY CORTANTE	3	m
Vc/2	0.382	Mpa
DISTANCIA A LA QUE SE REQUIERE EST. APOYO	0.44	m
	0.3	m
DISTANCIA DE ESTRIBOS	0.09	m

DIVISION EN ZONAS							ESTRIBOS					
	inicio	final	X	vu	vs	s	N°					
zona 1	0.35	1.1	0.69	0.459	-0.305	0.09	13	#	3/8	C/	0.09	cm
			1.1	0.378	-0.386	0.19	3	#	3/8	C/	0.19	cm
zona 2	1.1	1.7	1.7	0.258	-0.505	0.19	1	#	3/8	C/	0.19	cm
zona 3	1.7	2.02	2.02	0.196	-0.568	0.19	4	#	3/8	C/	0.19	cm
zona 4	2.02	3	3	0.000	-0.764							

1	As (-)	3.46	cm2	3.46	cm2
	As(sum)	3.96	cm2	3.96	cm2
		2 N° 5		2 N° 5	
2	As(+)	3.48	cm2		
	As(sum)	3.96	cm2		
		2 N° 5			
3	Al	0.00	cm2		
	As(sum)	0.00	cm2		
		0			



ESTRIBOS 13 E # 4 C/ 9cm + 9 E # 4 C/19 cm + 13 E # 4 C/ 9cm

1.10.8 Diseño de la columna

PROPIEDADES DE ALGUNOS MATERIALES		
f'c	21.000	Mpa
fy	420.000	Mpa
Ec	21538.106	Mpa
Es	200000.000	Mpa

(Ec 1.1-1)
C.8.5.2 NSR-10

VIGAS EN X			
DIMENSIONES	b	400.000	mm
	h	600.000	mm
VIGAS EN Y			
DIMENSIONES	b	300.000	mm
	h	450.000	mm
COLUMNAS			
DIMENSIONES	b	300.000	mm
	h	400.000	mm
AREAS	Ag	120000.000	mm ²
	Area de Confin.	70400.000	mm ²

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

VIGAS EN X				COLUMNAS x			
AREA	240000.000	mm ²	Log mm	AREA	120000.000	mm ²	Log mm
INERCIA	7200000000.000	mm ⁴	6000.000	INERCIA	1600000000.000	mm ⁴	3500.000
VIGAS EN Y				COLUMNAS y			
AREA	135000.000	mm ²	Log mm	AREA	120000.000	mm ²	Log mm
INERCIA	2278125000.000	mm ⁴	6000.000	INERCIA	900000000.000	mm ⁴	3500.000

Lu Vx	LuC	Lu Vy	
5700.000	3275.000	5600.000	mm

ANALISIS EN LA DIRECCION X

Ic/Lu	488549.618	mm ³
Iv/Lu	1263157.895	mm ³

Carga Axial	270.347	kN
Pd	54.360	kN
Pl	125.815	kN
Pe	3.811	kN
M(x)a	101.896	kN-m
M(x)b	57.734	kN-m
Mexa	11.458	kN-m
Mexb	12.299	kN-m
Mnxa	90.439	kN-m
Mnxb	45.435	kN-m
Mda	18.445	kN-m
Mla	42.690	kN-m
Mdb	9.266	kN-m
Mlb	21.447	kN-m

ANALISIS EN LA DIRECCION Y

Ic/Lu	274809.160	mm ³
Iv/Lu	406808.036	mm ³

Carga Axial	270.347	kN
Pd	112.583	kN
Pl	125.641	kN
Pe	3.757	kN
M(y)a	49.408	kN-m
M(y)b	33.412	kN-m
Meya	11.308	kN-m
Meyb	12.479	kN-m
Mnya	38.100	kN-m
Mnyb	20.933	kN-m
Mda	16.115	kN-m
Mla	11.726	kN-m
Mdb	8.854	kN-m
Mlb	6.442	kN-m

Pu =	252.000	kN
SE DISEÑA COMO COLUMNA		

Ec. 1.9-1

Pu =	252.000	kN
SE DISEÑA COMO COLUMNA		

ψ A	0.774
ψ B	0.774
ψ m	0.774

$$\phi = \frac{\sum R_{1c}}{\sum R_{1f}}$$

ψ A	1.351
ψ B	1.351
ψ m	1.351

portico arrojado, sin desplazamiento lateral				portico arrojado, sin desplazamiento lateral			
k	arrojado	no arrojado	Ec.1.9-20-21	k	arrojado	no arrojado	Ec.1.9-20-21
	0.777	0.000	Ec. 1.9.-22-23 Ec.1.9-24		0.835	0.000	Ec. 1.9.-22-23 Ec.1.9-24
rx	115.470	mm		ry	86.603	mm	
lu/rx	28.362			lu/rx	37.816		
kLu/rx	25.205			kLu/rx	34.699		
kLu/rx <= 22		no aplica		kLu/rx <= 22		no aplica	Ec.1.9-18
m1/m2	0.502	Curvatura simple		m1/m2	0.549	Curvatura simple	
34-12*(m1/m2)	27.971	<=40	OK	34-12*(m1/m2)	27.407	<=40	OK
kLu/rx <= 34-12*(m1/m2)	desprecie la esbeltez local			kLu/rx <= 34-12*(m1/m2)	tome en cuenta la esbeltez local		
desprecie la esbeltez local				tome en cuenta la esbeltez local			
PORTICO ARIOSTRADO DIRECCION X				PORTICO ARIOSTRADO DIRECCION Y			
M2 min	no aplica	KN-m		M2 min	7.705	KN-m	
∅dc	0.000			∅dc	0.508		
∅da	0.000			∅da	0.508		
∅db	0.000			∅db	0.508		
EI	13784387690427.200	N-mm ²		EI	5143169753704.820	N-mm ²	
Pc	16061159.211	N		Pc	5621421.004	N	
0.75Pc>Pu	OK			0.75Pc>Pu	OK		
Cm	0.000	=	0.400	Cm	0.820	≥	0.400
∅l	0.000			∅l	1.000		
Mc	0.000			Mc	49.408		
M Diseño	101.896	KN-m		M Diseño	49.408	KN-m	
Pu	270.347	kN		Pu	270.347	kN	

FLEXION BIAIXIAL Y COMPRESION

Pu[KN]	270.347	MAYORADO	
Mux[KN-m]	49.410	Pn[KN]	386.210
Muy[KN-m]	101.900	Mnx[KN-m]	70.586
φ	0.700	Mny[KN-m]	145.571
Pnbx (kN)	642.013	Ag[m ²]	0.120
Pnby (kN)	1259.272	Ast[m ²]	22.802
α[rad]	1.119	f`c[KN/m ²]	21000.000
α[grados]	64.132	fy[KN/m ²]	420000.000
Δ	-439.844	ρ	0.019
Pnb(kN)	202.168		
Po (kN)	9273118.268		
Mnbx (kN-m)	161.813	Viene del Diagrama de Iteracion en X	
Mnby (kN-m)	185.832	Viene del Diagrama de Iteracion en Y	

DIAGRAMA DE ITERACION EN EL EJE X

f'c[kN/cm²]	2.1
fy[kN/cm²]	42
Euc	0.003
β1	0.85
h[cm]	40
b[cm]	30
a[cm]	12.5
c[cm]	14.7058824
Cc[kN]	669.375
cb[cm]	14.7058824
Ag[cm²]	1200

BARRAS	DIAMETRO (cm)	AREA(cm²)
#2	0.64	0.32
#3	0.952	0.71
#4	1.27	1.27
#5	1.588	1.98
#6	1.905	2.85
#7	2.222	3.88
#8	2.54	5.07
#9	2.865	6.45
#10	3.226	8.17

FILAS	BARRAS#2	BARRAS#3	BARRAS#4	BARRAS#5	BARRAS#6	BARRAS#7	BARRAS#8	BARRAS#9	BARRAS#10
1	0	0	0	0	3	0	0	0	0
2	0	0	0	0	2	0	0	0	0
3	0	0	0	0	3	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0

FILAS	#BARRAS	Σasi(cm²)	di(cm)	<=fy	FUERZAS	BRAZOS	FUERZAS*BRAZOS
1	3	8.55068871	5	39.6	338.607273	0.1	33.86072729
2	2	5.70045914	15	-1.2	-6.84055097	0	0
3	3	8.55068871	25	-42	-359.128926	-0.1	35.91289258
4	0	0	0	42	0	0.15	0
5	0	0	0	42	0	0.15	0
				Cc[kN]	669.375	0.1375	92.0390625
		22.8		Pnb[kN]	642.012796	Mnb[kN-m]	161.8126824

0.10*f'c*Ag		φPnmax		Pnmax	
0	252	0	1491.25073	0	2294.231893
161.812682	252	161.8126824	1491.25073	161.812682	2294.231893

c[cm]	Mn[kN-m]	Pn[kN]	φ	φMn	φPn
Pn1	0	3058.97586	0.9	0	2753.07827
14.7058824	161.812682	642.012796	0.9	145.6314141	577.811517
Pn2	0	-957.677135	0.7	0	-670.373995

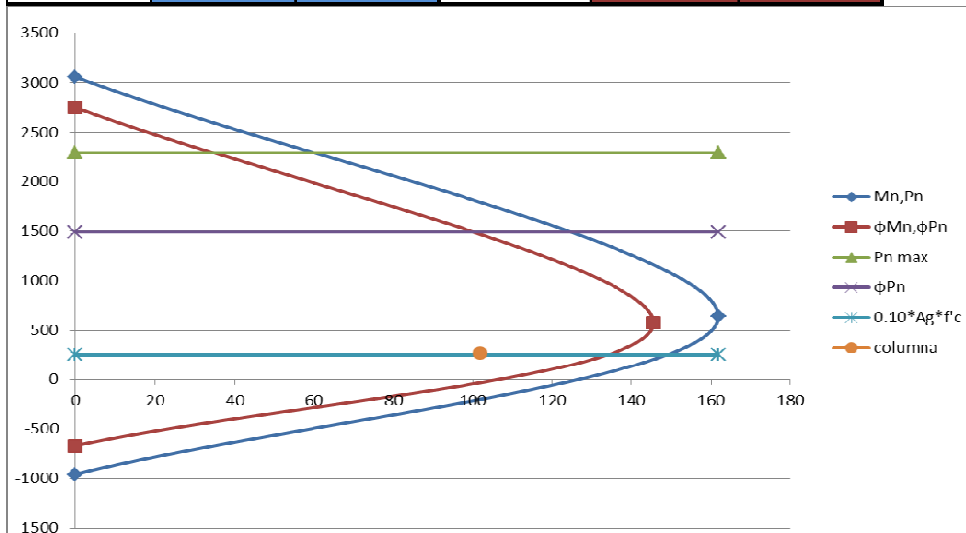


DIAGRAMA DE ITERACION EN EL EJE y

f'c[kN/cm ²]	2.1
fy[kN/cm ²]	42
Euc	0.003
β1	0.85
h[cm]	30
b[cm]	40
a[cm]	17.5
c[cm]	20.5882353
Cc[kN]	1249.5
cb[cm]	20.5882353
Ag[cm ²]	1200

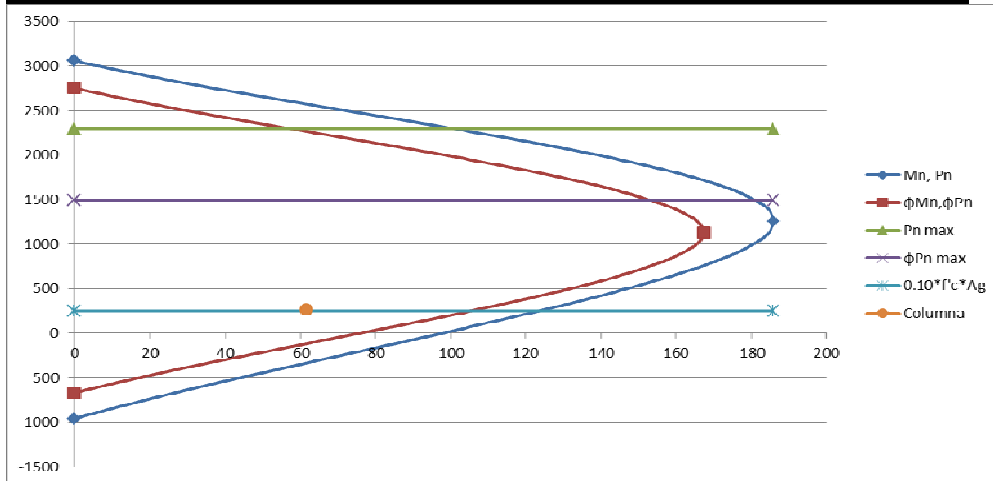
BARRAS	DIAMETRO (cm)	AREA(cm ²)
#2	0.64	0.32
#3	0.952	0.71
#4	1.27	1.27
#5	1.588	1.98
#6	1.905	2.85
#7	2.222	3.88
#8	2.54	5.07
#9	2.865	6.45
#10	3.226	8.17

FILAS	BARRAS#2	BARRAS#3	BARRAS#4	BARRAS#5	BARRAS#6	BARRAS#7	BARRAS#8	BARRAS#9	BARRAS#10
1	0	0	0	0	3	0	0	0	0
2	0	0	0	0	2	0	0	0	0
3	0	0	0	0	3	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0

FILAS	#BARRAS	Σasi(cm ²)	di(cm)	<=fy	FUERZAS	BRAZOS	FUERZAS*BRAZOS
1	3	8.55068871	5	42	359.128926	0.15	53.86933887
2	2	5.70045914	20	1.71428571	9.77221567	0	0
3	3	8.55068871	35	-42	-359.128926	-0.15	53.86933887
4	0	0	0	42	0	0.2	0
5	0	0	0	42	0	0.2	0
				Cc[kN]	1249.5	0.0625	78.09375
		22.8		Pnb[kN]	1259.27222	Mnb[kN-m]	185.8324277

0.10*f'c*Ag	0	252	φPnmax	0	1491.25073	Pnmax	0	2294.231893
	185.832428	252		185.832428	1491.25073		185.832428	2294.231893

c[cm]	Mn[kN-m]	Pn[kN]	φ	φMn	φPn
Pn1	0	3058.97586	0.9	0	2753.07827
20.5882353	185.832428	1259.27222	0.9	167.249185	1133.34499
Pn2	0	-957.677135	0.7	0	-670.373995



METODO DE HSIA-THOMAS							
Pn-Pnb	Po-Pnb	Mnx/Mnbx	Mny/Mnby	(Pn-Pnb)/(Po-Pnb)	(Mnx/Mnbx)^1.5	(Mny/Mnby)^1.5	<=1.0
184.041	9272916.100	0.436	0.783	0.00001985	0.288	0.693	0.981

OK

CHEQUEO DEL PREDOMINIO DE CARGAS HAY PREDOMINIO DE CARGA AXIAL(Pn>Pnb)

DISEÑO A CORTANTE		
> entre H y B 1/6 lc	Lo ≥	400.000 mm
		545.833 mm
		500.000 mm
B/4 H/4	S1 ≤	75.000 mm
		100.000 mm
		100.000 mm
16 Dbl 8Dbt	S2 ≤	150.000 mm
		203.200 mm
		136.800 mm

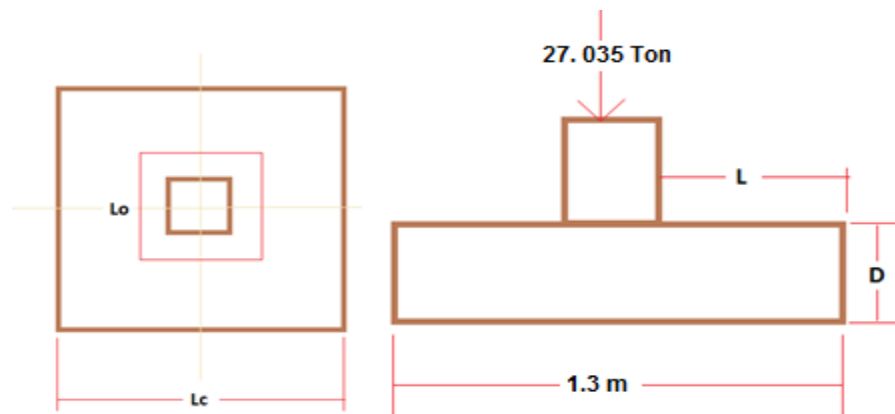
Luz Libre Columna (m)		
Lo (m)	S1 (m)	S2 (m)
0.600	0.070	0.130
cantidad estribos	10	13.0
Ash x (mm ²)	254.000	OK
Ash y (mm ²)	254.000	OK
Ec.1.9-3	Ash 1 (mm ²)	229.699
Ec.1.9-4	Ash 2 (mm ²)	97.808

ACERO LONGITUDINAL	8 N° 6
ACERO TRANSVERSAL	10 E # 4 C/7 cm + 11 E # 4 C/13 cm + 10 E # 4 C/7 cm
ACERO TRANSVERSAL NODOS	7 E # 4 C/7 cm

1.10.9 Longitud de desarrollo, empalmes y ganchos

ψ_t	1	C.12.2.4 (a) NSR-10		f_y	420	Mpa
ψ_e	1	C.12.2.4 (b) NSR-10		f'_c	21	Mpa
λ	1	C.12.2.4 (d) NSR-10				
DESARROLLO DE BARRAS A TRACCION						
BARRAS N°	DIAMETRO (cm)	LONGITUD DE DESARROLLO (cm)	LONGITUD DE EMPALME (cm) Tipo B	RADIO DE DOBLADO (cm)	Long. Arco de Doblado (cm)	Long. Gancho (cm)
4	1.27	56	73	3.81	5.98	21.22
5	1.59	70	91	4.76	7.48	26.53
6	1.91	84	110	5.72	8.98	31.84
7	2.22	120	156	6.67	10.47	37.14
8	2.54	137	179	7.62	11.97	42.45
DESARROLLO DE BARRAS A COMPRESION						
6	1.91	42	55	5.72	8.98	31.84
7	2.2225	49	64	6.67	10.47	37.14
8	2.54	56	73	7.62	11.97	42.45
ESTRIBOS						
3	0.95	-----	-----	2.86	6.73	14.23
4	1.27	-----	-----	3.81	8.98	16.60

1.10.10 Diseño de la cimentación



$$P_u = 27.035 \text{ ton}$$

$$Q_{adm} = 24 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_d = 24 - 2.4 * (0.07 + D) = 16.32 \text{ ton/m}^2$$

$$A_{req} = P_u / Q_d = 27.035 \text{ ton} / [16.32 \text{ ton/m}^2] = 1.66 \text{ m}^2$$

Columna= 0,4 X 0,3 m

Como es cuadrada tenemos:

$$A_{req} = L^2 \rightarrow L = \sqrt{A_{req}} = \sqrt{1.66} = 1.3 \text{ m}^2$$

Para un D = 0.25 m tenemos:

- **CORTANTE POR PERFORACIÓN**

$$l_{o1} = D + t_{columna} = 0.25 + 0.4 = 0.65 \text{ m}$$

$$l_{o2} = D + t_{columna} = 0.25 + 0.3 = 0.55 \text{ m}$$

$$A_p = 0.25 * (0.65 * 2 + 0.55 * 2) = 0.60 \text{ m}^2 = 600000 \text{ mm}^2$$

$$V_{up} = 16.32 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * (1.3^2 + (0.65 * 0.55)) = 33.42 \text{ Ton} = 334152 \text{ N}$$

$$v_{up} = \frac{V_{up}}{0.85 * A_p} = \frac{334152 \text{ N}}{0.85 * 600000} = 0.66 \text{ Mpa} < v_{cp} = \frac{\sqrt{f'c}}{3} = 1.53 \text{ Mpa} \quad \text{Cumple con la condición}$$

- **CORTANTE A D DEL APOYO:**

B=1 m = 1000 mm

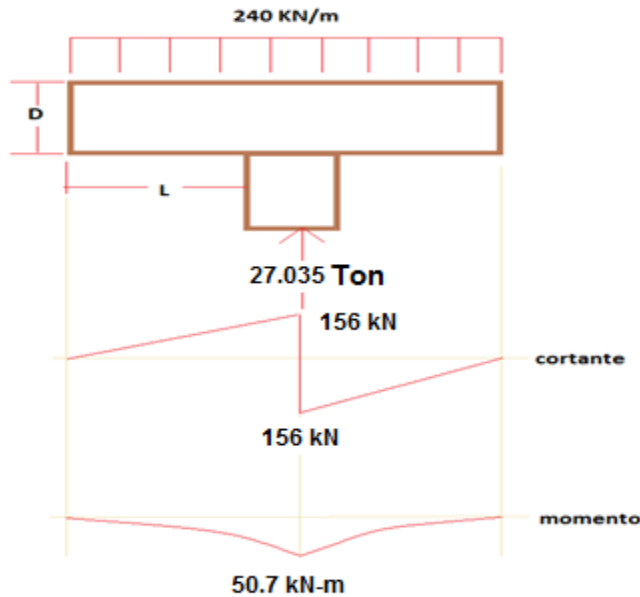
$$W_u = Q_{adm} * b = 24 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m} = 24 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$L - D = 0.45 - 0.25 = 0.20 \text{ m}$$

$$V_{ud} = W_u * 0.20 = 240 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0.20 \text{ m} = 48 \text{ Kn} = 48000 \text{ N}$$

$$v_{up} = \frac{V_{up}}{0.85 * A_0} = \frac{48000 \text{ Kn}}{0.85 * 1000 * 250} = 0.226 \text{ Mpa} < v_c = \frac{\sqrt{f'c}}{6} = 0.764 \text{ Mpa} \quad \text{Cumple con la condición}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN:



$$M_u = \frac{W_u L^2}{2} = \frac{240 * 0,45^2}{2}$$

$$M_u = 24,3 \text{ Kn} - \text{m}$$

$$B = 1 \text{ m} \quad D = 0.25 \text{ m}$$

$$\rho^2 - 0.08475 * \rho + \frac{24.3 * 10 \text{ Ton} - \text{cm}}{44.604 * 100 * 25^2} = 0$$

Para F'c de 21 Mpa

$$\rho = 0.0011$$

$$A_s = 0.0011 * 130 * 25 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Refuerzo que se requiere es: 3 # 4 c/ 58 cm L= 1.35 m en ambas direcciones

NOTA: Los planos y despiece estructural perteneciente al diseño de la estructura de concreto reforzado se encuentra en **ANEXO 2**

2. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE SECCION COMPUESTA

2.1 CONSTRUCCIÓN COMPUESTA.

La construcción compuesta resulta muy económica cuando se emplean elementos ligeros de acero como perfiles de lámina delgada o pequeñas armaduras conectadas a la losa de concreto, sistemas para edificios de varios pisos. Se trata aquí el sistema vertical resistente de los edificios, en particular lo referente a su eficiencia para resistir las cargas laterales de viento o sismo, cuya importancia crece a medida que aumenta la altura del edificio.

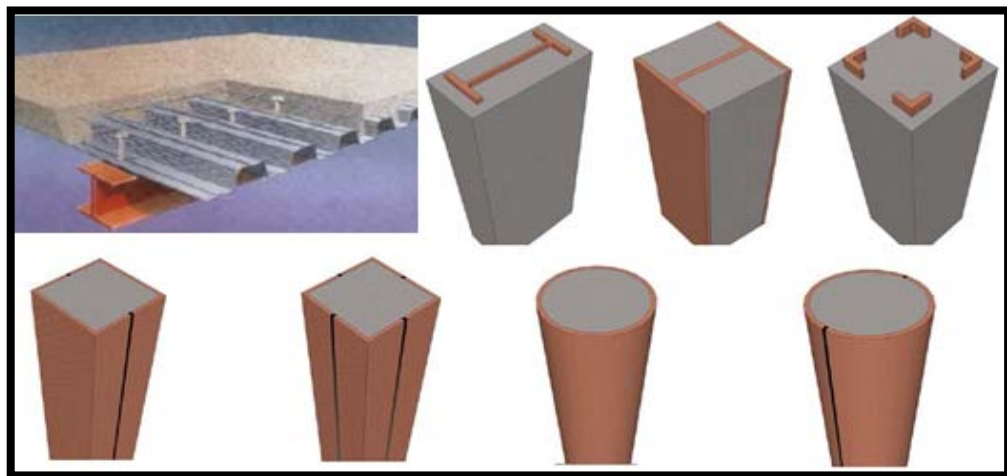
Lo ideal sería que el sistema estructural que se requiere y que representa la solución óptima para resistir las cargas verticales de diseño, resultase suficiente para resistir sin modificación alguna también las cargas laterales contando para ello con la reducción en los factores de seguridad que admiten las normas de diseño para resistir esta última condición de carga, por ser de tipo accidental. Sin embargo, esto llega a ser cierto solo en edificios de pocos pisos y en zonas donde las acciones de diseño por sismo o viento son moderadas. A medida que crece la altura, las modificaciones para resistir cargas laterales son mayores. El problema puede plantearse como el de sobreprecio que hay que pagar para la resistencia a cargas laterales, el cual aumenta con el número de pisos hasta que, para edificios muy altos, este es el aspecto que domina la elección del sistema estructural más apropiado.

Una ventaja particular de los pisos compuestos es que aprovechan la alta resistencia del concreto a la compresión, haciendo que toda o casi toda la losa trabaje a compresión, al mismo tiempo que un mayor porcentaje de acero trabaje a tensión (también es ventajoso) cosa que debe procurarse en las estructuras de acero, pues finalmente el acero necesario para las mismas cargas y claros será

menor, otra ventaja de la construcción compuesta es la posibilidad de tener menores espesores de piso un factor que es muy importante en edificios de grandes alturas.

Algunas formas de secciones usadas en la construcción compuesta son las que se muestran en la figura 2.1.

Figura 2.1 secciones típicas usadas para construcción compuesta



(Fuente: Autores)

2.2 TEORIA DE DISEÑO DE PLACA

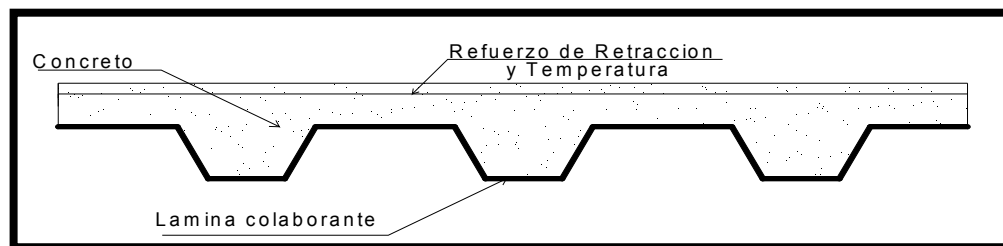
Sirve como plataforma de trabajo y formaleta de piso a la vez que conforma el refuerzo principal de la losa una vez fragua el concreto.

El sistema de losa con talero metálico consiste básicamente en una lámina de acero preformada, adecuadamente diseñada para soportar el peso del vaciado de una losa de concreto y cargas adicionales durante el proceso constructivo de la misma. Una vez que el concreto alcanza su resistencia de diseño, la adherencia entre los dos materiales permite constituir lo que se conoce como Composite

SteelFloor Deck (Tablero de acero para comportamiento compuesto), logrando así tener un sistema de losa adecuado para todo tipo de edificaciones.

Las láminas preformadas de acero tienen dos funciones principales, la primera es trabajar como formaleta para el vaciado de la losa de concreto y cargas adicionales durante el proceso constructivo y la segunda actuar como refuerzo positivo de la losa una vez que el concreto haya fraguado, en la figura 2.2 se muestra el esquema general del entrepiso.

Figura 2.2 .Esquema del entrepiso con el uso de Lámina Colaborante



(Fuente: Autores)

El acero utilizado es del tipo Laminado en Frío (Cold Rolled) y Galvanizado, con un comportamiento esencialmente elasto-plástico, con esfuerzo de fluencia mínimo nominal igual a 275MPa (40ksi) y con un módulo de elasticidad igual a 203,000 MPa (29,500ksi). El acero debe cumplir con la Sección A3 de la última edición del American Iron and Steel Institute NAS2004. Y viene con los calibres mostrados en la tabla 2.1.

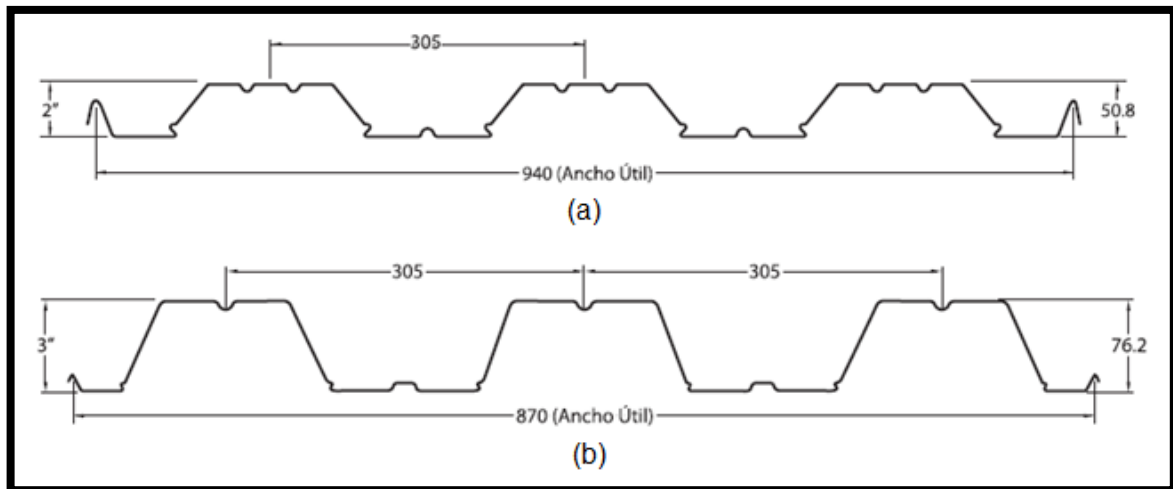
Tabla 2.1. Calibres y espesores de tablero Metalico mas usados en Colombia.

Calibre (tipo No.)	Espesor de diseño		Espesor mínimo	
	mm	Pulg.	mm	Pulg.
22	0.75	0.0295	0.720	0.0283
20	0.90	0.0354	0.855	0.0337
18	1.20	0.0472	1.140	0.0449
16	1.50	0.0591	1.425	0.0561

(Fuente: ACESCO)

De la misma forma comercialmente se consiguen en el mercado laminas de 2 y 3 pulgadas de alto con su respectivo ancho util como se muestra en la figura 2.3.

Figura 2.3 .Dimensiones en mm de los tableros metálicos de altura 2 (a) y 3 (b) pulgadas.



(Fuente: ACESCO)

El diseño de entrepiso con lamina colaborante involucra dos etapas principales: La primera etapa es cuando el concreto fresco aún no ha fraguado, en la cual, la lámina colaborante funciona principalmente como formaleta, y la segunda cuando el concreto alcanza su resistencia y este, en combinación con la lámina metálica, trabajan como sección compuesta. Además de estas consideraciones principales es necesario garantizar el funcionamiento de las losas como diafragma de piso, cuando esto sea una consideración de diseño.

Las deflexiones verticales del sistema compuesto, calculadas con las cargas y propiedades establecidas y medidas con respecto al apoyo deben limitarse a lo registrado en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 .Especificaciones Para el Control de Deflexiones en el Diseño a Flexion,
Deflexiones Minimas

Elemento	Deflexión límite recomendada (véase nota)
Voladizos que soportan pisos	L/180
Vigas con acabado de yeso u otro material frágil	L/360
Viguetas y rieles de cubiertas	
(a) carga muerta únicamente	L/200
(b) bajo la peor combinación de carga muerta, impuesta, viento y nieve	L/100
Largueros y travesaños de paredes cortina	
(a) vidrio sencillo	L/175
(b) vidrio doble	L/250
Parte superior de columnas: deflexión horizontal	L/300

NOTA
L es la longitud entre apoyos.

(Fuente: NSR-10 F.5.3.4-1)

El método de la resistencia última usado para el diseño a flexión se basa en la fluencia de la totalidad de la lámina (y no solo de la fibra más alejada como en el método de los esfuerzos admisibles. El momento nominal resistente ϕMn , viene dado por:

$$\phi Mn = 0.85 * As * fy * \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ (Ec.2.2-1)}$$

Y,

$$a = \frac{Asfy}{0.85F'cb} \text{ (Ec.2.2-2)}$$

Dónde:

As =Area de acero usada como refuerzo positivo en mm^2

Fy = Fluencia del acero 275 Mpa

d = Altura desde la parte superior de la losa de concreto hasta el centroide del refuerzo en tensión en mm^2 .

a = Profundidad el bloque en compresión en mm^2 .

Resistencia de la adherencia a cortante:

La resistencia de adherencia a cortante se trabaja con esfuerzo último y se verifica mediante la siguiente ecuación:

$$\vartheta u = \phi \vartheta n \text{ (Ec.2.2-3)}$$

Donde

ϑu = Esfuerzo cortante de adherencia ultimo actuante en *Mpa*.

$$\vartheta u = \frac{V_u}{bd} \text{ (Ec.2.2-4)}$$

ϑn =Esfuerzo cortante de adherencia nominal resistente (Mpa)

ϕ = Factor de reducción de resistencia al corte por adherencia, $\phi = 0.80$

2.2.1 Esfuerzos cortantes en la sección compuesta.

Se revisa la capacidad a cortante de la sección compuesta entre el tablero metálico y el concreto se utiliza la siguiente relación para el chequeo:

$$\phi \vartheta n = \phi \vartheta_{concreto} + \phi \vartheta_{ny} \text{ (Ec.2.2-5)}$$

O en término de fuerzas

$$\phi V_n = \phi V_{concreto} + \phi V_{ny} \text{ (Ec.2.2-6)}$$

Donde

$\phi \vartheta n$ = Resistencia nominal de la sección a corte (MPa).

$\phi \vartheta_{concreto}$ = Resistencia al cortante aportada por el concreto (Mpa).

$\phi \vartheta_{ny}$ = Resistencia aportada por el tablero metálico en (MPa) (valor especificado por los fabricantes)

2.1.2.1. Conectores de cortante para alcance de la resistencia última.

Diferentes pruebas realizadas en las universidades de Virginia Tech, Virginia University, Iowa State, and Lehigh University demostraron que cuando una viga posee suficiente número de conectores de corte, la capacidad de momento último del Metaldeck puede ser alcanzada.

Las formulas tradicionales para esfuerzos últimos de una sección de concreto reforzado pueden ser empleadas para encontrar el numero requerido de

conectores, el número de pernos de cortante por metro de $\frac{3}{4}$ " de diámetro requeridos para anclaje del tablero en comportamiento compuesto de tal forma que pueda alcanzarse el momento último en la sección transversal viene dado por la siguiente ecuación:

$$N_s = F_y \left(A_s - \frac{A_{web}}{2} - Abf \right) (142.5808 (f'c E_c)^{1/2}) \quad (\text{Ec.2.3-1})$$

Dónde:

N_s = Numero de pernos de cortante de $\frac{3}{4}$ " requerido por metro.

A_s = Área de alma por metro de ancho (mm^2/m).

A_{web} = Área de alma por metro de ancho (mm^2/m).

Abf = Área del ala inferior del tablero metálico por metro de ancho (mm^2/m).

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

2.2. FUERZA AXIAL

Clasificación de las secciones compuestas tipo perfil relleno para pandeo local utilizado para efectos de diseño se clasifican en compactas no compactas y esbeltas dependiendo de la relación ancho espesor b/t como lo muestra la tabla 2.3

Tabla 2.3: Valores Límite de Relación Ancho Espesor para Elementos de Acero a Compresión en Miembros de Sección Compuesta Solicitados por Carga Axial.

Descripción del Elemento	Relación Ancho a Espesor	Valores límite		
		λ_p (Compacto/No Compacto)	λ_r (No Compacto/Esbelto)	Máximo Permitido
Paredes de perfiles tubulares estructurales (PTE) y perfiles en cajón, de sección rectangular y espesor uniforme	b/t	$2.26\sqrt{E/F_y}$	$3.0\sqrt{E/F_y}$	$5.0\sqrt{E/F_y}$
Secciones circulares rellenas	D/t	$0.15E/F_y$	$0.19E/F_y$	$0.31E/F_y$

(Fuente: NSR 10. (Tabla F.2.9.1-1a))

El código colombiano de construcción sismo resistente establece que para miembros compuestos tipo perfil relleno el área mínima de refuerzo no debe ser menor al 1% de la sección transversal compuesta total y su resistencia de diseño ϕP_n viene dada por las siguientes ecuaciones según el caso.

- Sección compacta:

$$P_n = A_s F_y + C_2 f' c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (\text{Ec.2.4-1})$$

Dónde: $C_2=0.85$ para secciones rectangulares y 0.95 en secciones circulares.

- Sección no compacta:

$$P_n = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (\text{Ec.2.4-2})$$

Dónde: λ , λ_r y λ_p son las relaciones de esbeltez P_p es obtenido de la fórmula:

$$P_p = A_s F_y + 0.7 f' c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right). \quad (\text{Ec.2.4-3})$$

- Para secciones esbeltas:

$$P_p = A_s F_{cr} + 0.7 f' c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (\text{Ec.2.4-4})$$

Dónde: $F_{cr} = \frac{9E_s}{(b/t)^2}$ para secciones rectangulares rellenas.

2.3 RESISTENCIA A LA TENSIÓN

La Resistencia a la tensión $\phi_t P_n$ para miembros compuestos tipo perfil relleno se debe tomar como:

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} \quad (\text{Ec.2.5-1})$$

Donde $\phi_t = 0.9$, A_{sr} = área de barras de acero en la sección y F_{ysr} = esfuerzo de fluencia de las barras de acero embebidas en la sección.

2.4 DISEÑO A FLEXIÓN

La resistencia de diseño a la flexión de un miembro compuesto tipo perfil relleno $\phi_b M_n$, $\phi_b = 0.9$ se determinara con base en uno de los siguientes criterios.

- Secciones compactas:

$$M_n = M_p \text{ (Ec.2.6-1)}$$

Donde M_p es el momento plástico de la sección en (N*mm)

- Secciones no compacta:

$$M_n = M_p - [M_p - M_y](\lambda - \lambda_p)/(\lambda_r - \lambda_p) \text{ (Ec.2.6-2)}$$

Donde λ , λ_p y λ_r son las relaciones de esbeltez de la tabla 2.3, M_y = Momento de fluencia correspondiente a la fluencia de las aletas de tensión y compresión.

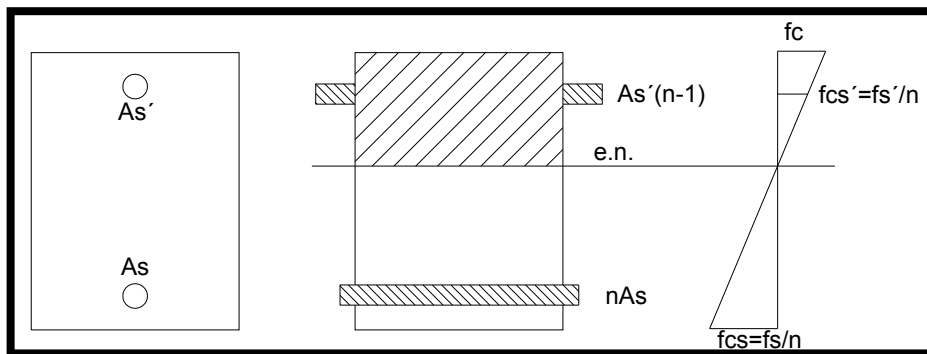
- Secciones esbeltas M_n se obtendrá como el momento para el cual se inicia la fluencia. El esfuerzo en la aleta a compresión estará limitado al valor del esfuerzo del pandeo local F_{cr} . La distribución de esfuerzos en el concreto será lineal y elástica con un esfuerzo máximo de compresión limitado a $0.7f'_c$.

2.5 CONCEPTO DEL AREA TRANSFORMADA

La teoría convencional de los esfuerzos de trabajo del concreto reforzado supone que la ley de Hooke es válida para el concreto y el acero, es decir, que ambos materiales son elásticos y que tienen esfuerzos unitarios directamente proporcionales con las deformaciones unitarias.

Cuando dos materiales elásticos diferentes, como el concreto y el acero, se sujetan a deformaciones relacionadas, el concepto del área transformada resulta una idea simplificada que es muy útil. Esta teoría plantea que un área de acero A_s puede sustituirse en un análisis por un área equivalente de concreto igual a nA_s y que el esfuerzo en el acero f_s será igual a nf_c cuando $n = E_s/E_c$. El área de acero y el área transformada sustituida, deben estar sujetas a la misma deformación unitaria y $f_s = nf_c$ solamente cuando las deformaciones unitarias sean las mismas.¹

Figura 2.4. Área transformada cuando está presente la tensión



(Fuente: Autores)

Si existe solamente flexión, o si una carga de la columna fuera lo suficientemente excéntrica para producir tensión en un grupo de varillas, en concreto que trabaja a la tensión se supondrá agrietado y se omitirá de los cálculos. Así, el área transformada de la viga con refuerzo doble sería como aparece en la figura 2.4.

El uso correcto del concepto de área transformada permite reemplazar cualquier miembro de concreto por un miembro equivalente de material elástico homogéneo.

¹FERGUSON, Phil; Teoría Elemental Del Concreto Reforzado. Novena edición. México. Editorial continental: 1982. Pág. 113.

Lo que a su vez permite el uso de relaciones más sencillas de la resistencia de materiales en el análisis.

Cuando se ha localizado el eje neutro (en el centroide), se puede hacer el cálculo de los esfuerzos reales para el momento dado o del momento resistente para esfuerzos permisibles dados, determinando el valor del par interno usando la formula ordinaria de flexión.

$$M * c = f * I \text{ (Ec.2.7-1)}$$

Donde

M = Momento Flexionante, generalmente en N-m, c = Distancia a la fibra Externa más alejada en m, f =Esfuerzo de flexión N/m² Y I =Momento de inercia en m⁴

2.6 DISEÑO A CORTANTE

El código Colombiano de construcción sismo resistente el capítulo F.2.4.1 especifica que la resistencia a cortante se determinara con base a uno de los siguientes criterios:

1. La resistencia de diseño a cortante de la sección de acero tomada aisladamente.
2. La resistencia de diseño a cortante de la sección de concreto reforzado (Concreto más acero de Refuerzo).
3. la resistencia nominal a cortante de la sección de acero más la resistencia nominal del concreto, multiplicada por un coeficiente de reducción de resistencia, $\phi_v = 0.75$

2.7 DISEÑO A TORSIÓN

Para el diseño a torsión la NSR 10 en el capítulo F.2.9 no especifica una idea clara de cómo afrontar este tipo de situaciones, lo que no quiere decir que se debe despreciar este efecto en el diseño. Una forma sana para efectuar este diseño es hacer lo mismo que aconseja la norma para el diseño a cortante, analizar la resistencia a torsión de los dos materiales individualmente y si no resisten este efecto combinarlos con un factor de reducción $\phi = 0.75$.

La mejor manera de afrontar el diseño a torsión del perfil I es observándolo desde punto de vista que plantea la teoría resistencia de materiales con sus diferentes autores.

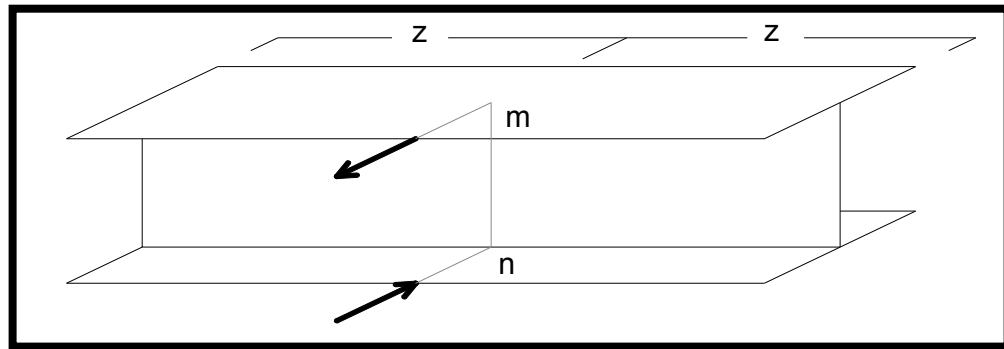
2.7.1 Torsión de piezas de pared delgada donde algunas secciones no pueden alabear libremente¹.

En el estudio realizado sobre torsión de vigas en I y U se ha supuesto que el momento torsor se aplica en los extremos de la pieza y que todas las secciones tienen libertad completa para alabear. Sin embargo hay casos en que una o varias secciones están obligadas a permanecer planas, y el problema que se trata ahora es averiguar de qué modo este alabamiento influye sobre el ángulo de torsión y la distribución de fatigas. Para piezas sin alas tales como secciones elípticas o rectangulares, dicha restricción solamente produce un efecto despreciable en el ángulo de torsión, siempre que las dimensiones de la sección de la pieza sean pequeñas comparadas con su longitud. Con vigas en I o en U y otras piezas de pared delgada, la restricción de alabeamiento de algunas secciones durante la torsión viene acompañada de flexión en las alas y puede influir considerablemente en el ángulo de torsión, según el valor de la rigidez en las alas.

¹TIMOSHENKO, Stephen; Resistencia de Materiales. Segunda edición. España. Editorial Espasa-Calpe S.A: 1947.

Como caso sencillo consideremos una viga en I solicitada a torsión por un par aplicado en su sección central y apoyada en los extremos (figura 2.5).

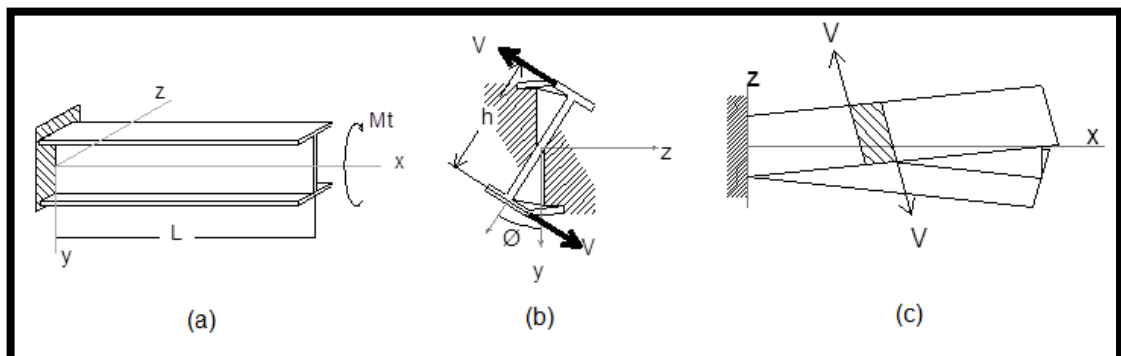
Figura. 2.5. Viga en I solicitada a un par en su sección central



(Fuente: Autores)

Por simetría la sección mn debe permanecer plana durante la torsión y la rotación de esta sección respecto a las secciones extremas viene acompañada de flexión en las alas.

Figura 2.6 Torsión de una Viga en I solicitada a un par en su sección central



(Fuente: Autores)

El par torsor en el extremo queda equilibrado en cualquier sección parcialmente por las fatigas cortantes debidas a torsión y en parte por las fatigas cortantes debidas a la flexión en las alas. La figura 2.6(a) representa la mitad de la viga de la figura 2.5. La sección central mn permanece plana por simetría y podemos

considerar la media viga como empotrada en ella y solicitada en el otro extremo por el momento torsor. Sea ϕ el ángulo de torsión para una sección general de la viga. $\frac{d\phi}{dx} = \theta$ Será el ángulo de torsión por unidad de longitud de la viga. La parte M_t' del momento torsor que equilibran las fatigas cortantes debidas a torsión se determinaran por la ecuación $M_t' = C\theta$, donde C es la rigidez de la torsión de la barra. Para determinar la parte de momento torsor M_t'' equilibrado por las fuerzas cortantes en las alas, debidas a la flexión, examinaremos la flexión de un ala figura 2.6(c) representando por h la distancia entre los centros de gravedad de las alas figura 2.6 (b), la flecha para una sección del ala superior es

$$z = \frac{h\phi}{2}, \quad (\text{Ec.2.9-1})$$

Y diferenciando se obtiene,

$$\frac{d^3z}{dx^3} = \frac{h}{2} \frac{d^3\phi}{dx^3} = \frac{h}{2} \frac{d^2\theta}{dx^2} \quad (\text{Ec.2.9-2})$$

Si representamos con D la rigidez a la flexión de un ala en el plano xz y observamos que z es positiva figura 2.6(c) la expresión de la fuerza cortante en el ala debida a la flexión será

$$V = \frac{dM}{dx} = D \frac{d^3z}{dx^3} = \frac{Dh}{2} \frac{d^2\theta}{dx^2} \quad (\text{Ec.2.9-3})$$

Considerando V en su dirección positiva figura 2.6(c) tendremos

$$M_t'' = -Vh = -\frac{Dh^2}{2} \frac{d^2\theta}{dx^2} \quad (\text{Ec.2.9-4})$$

Y el momento torsor total es

$$M_t = M_t' + M_t'' = C\theta - \frac{Dh^2}{2} \frac{d^2\theta}{dx^2} \text{ (Ec.2.9-5)}$$

En nuestro caso M_t es constante a lo largo de su longitud l de la viga y la solución general de la ecuación es

$$\theta = \frac{M_t}{C} \left[1 - \frac{ch\left(\frac{l-x}{a}\right)}{ch\left(\frac{l}{a}\right)} \right] \text{ (Ec.2.9-6)}$$

Dónde:

$$a = \frac{Dh^2}{2C} \text{ (Ec.2.9-7)}$$

Como la rigidez a la flexión D y la rigidez a la torsión C se miden en las mismas unidades ($kg \times cm^2$), la ecuación anterior se muestra que a tiene las dimensiones de una longitud y depende de las proporciones de la viga.

Conocido θ , puede calcularse, mediante las ecuaciones

$$\tau = \frac{\delta}{h}; \tau_1 = \frac{\delta_1}{h_1}; \tau_2 = \frac{\delta_2}{h_2} \text{ (Ec.2.9-8)}$$

Las partes M_t' y M_t'' del momento torsor M_t . Para la sección empotrada $x = 0$, $\theta = 0$ y por tanto $M_t' = 0$ por consiguiente en este punto la totalidad del momento torsor se equilibra con el momento de las fuerzas cortantes debidas a la flexión de las alas, que valen $V = -\frac{M_t'}{h}$.

2.8 CONEXIONES

Con frecuencia en las estructuras de acero la conexión se entre miembros se realiza por medio de tornillos, pernos o soldadura, y en general todos ellos se conocen como conexiones o pasadores. Un tornillo es una barra metálica de

sección transversal circular, con una cabeza en un extremo y cuerpo o espiga roscada en otro, para recibir una tuerca. Con base en el material y la resistencia, los tornillos estructurales se pueden clasificar como tornillos estructurales ordinarios y como tornillos de alta resistencia, en la actualidad los tornillos de alta resistencia constituyen las uniones más utilizadas en las estructuras de acero.

La soldadura es un proceso de conexión entre piezas de acero que se realiza mediante metal fundido producido por la aplicación de calor intenso. Con frecuencia el calor para la soldadura se obtiene al pasar un arco eléctrico entre las piezas a soldar y un alambre o varilla de acero llamado electrodo. Entre los tipos más comunes de soldadura se encuentra la de filete y la de ranura.

La resistencia de diseño de las soldaduras de filete R_{dw} depende de la dirección en la que se esté aplicando la carga,

Si la carga se aplica perpendicularmente al cordón de soldadura la resistencia de diseño es,

$$R_{dw} = 0.75(0.60F_{exx})t_eL_w \quad (\text{Ec.2.10-1})$$

Donde F_{exx} = depende del tipo de electrodo que se esté usando, t_e = espesor efectivo de la soldadura de filete.

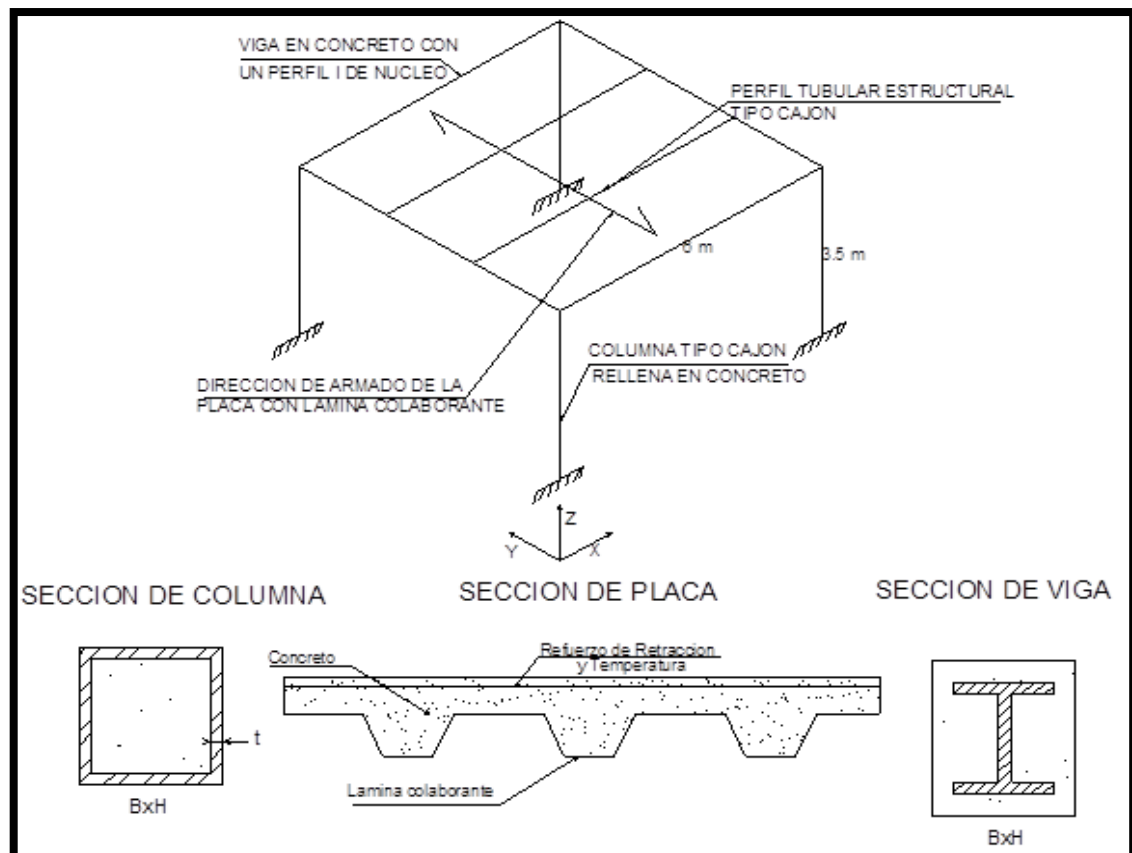
Si la carga se aplica paralelamente al cordón de soldadura la resistencia de diseño viene dada por

$$R_{dw} = 0.9F_y t_e L_w \quad (\text{Ec.2.10-2})$$

2.9 CÁLCULO Y RESULTADOS DEL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE SECCION RECTA COMBINADA.

2.9.1 Análisis Estructural Del Pórtico de Sección Recta Combinada. En el esquema tridimensional de la figura 2.7 se muestra el pórtico de sección recta combinada junto con los tipos de secciones que se emplearán para hacer el análisis y diseño, los parámetros iniciales del pórtico de un piso es que tiene una altura de columnas de 3.5 m, vigas de longitud 6 m, y una carga de servicio de 12 KN/m² (NSR 10).

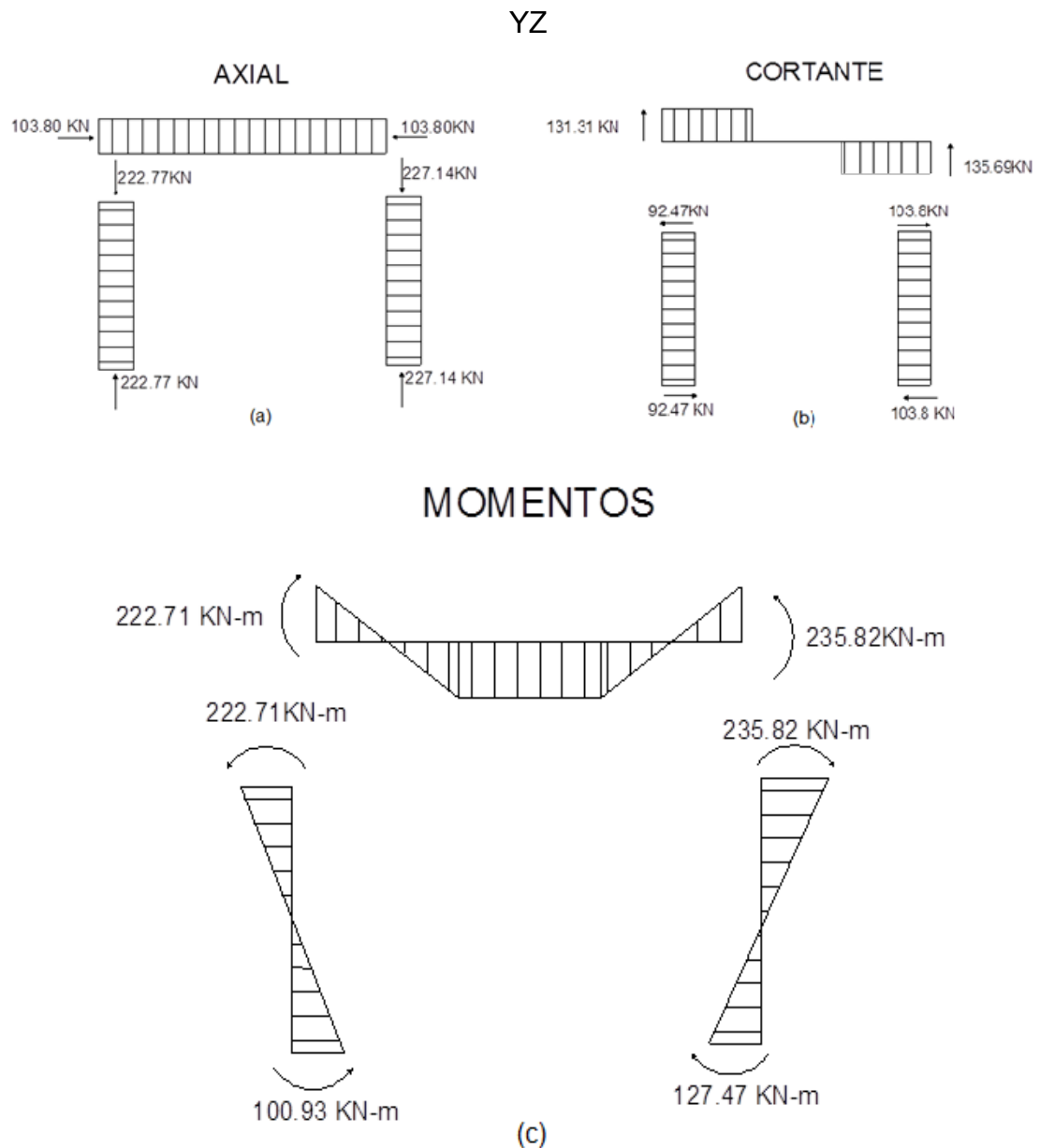
Figura 2.7 Esquema tridimensional del pórtico y tipos de secciones que lo conforman



(Fuente: Autores)

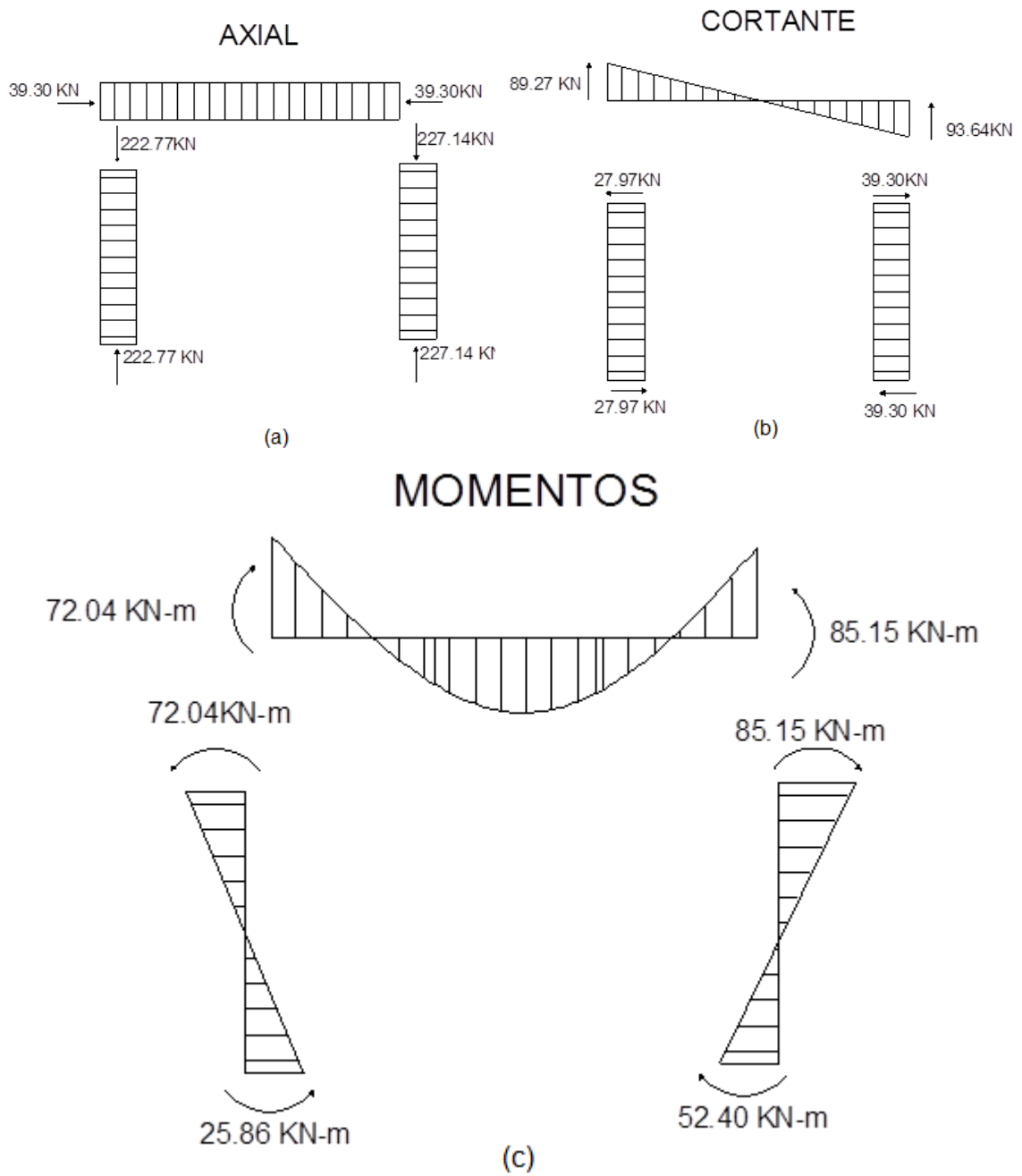
El análisis dinámico y estructural del pórtico se efectuó del mismo modo que el de concreto reforzado mediante el uso del método matricial, arrojando como resultado los diagramas en mostrados en las figuras 2.8 y 2.9.

Figura 2.8 Diagramas de fuerza Axial (a), Cortante (b) y Momento (c) en el sentido



(Fuente: Autores)

Figura 2.9 Diagramas de fuerza Axial (a), Cortante (b) y Momento (c) en el sentido XZ



(Fuente: Autores)

2.9.2 Diseño de la placa.

El diseño de la placa con lámina colaborante se basó en el método de diseño LRFD, los parámetros prescritos en la N.S.R.10 para este tipo de estructuras y las ayudas de diseño del manual técnico de ACESCO.

2.9.2.1 Diseño como formaleta.

La geometría del tablero fue desarrollada para que pudiera trabajar como una formaleta permanente, soportando las cargas de construcción y el peso del concreto fresco.

Las cargas a considerar durante la etapa constructiva, cuando la lámina actúa como formaleta, son el peso propio del tablero, el peso del concreto fresco (con un peso específico de 2.4 KN/m^3) y unas cargas de construcción temporales que se calculan como la más severa entre una carga uniformemente distribuida de 1 KPa sobre la superficie de la lámina y una carga concentrada de 2.2 kN que actúan sobre una sección de la formaleta de ancho 1 m .

Formaleta con apuntalamiento intermedio es necesaria si la lámina no es capaz de soportar el peso del concreto fresco y las cargas de construcción puede optarse por colocar un punto de apoyo intermedio temporal, mientras el concreto alcanza su resistencia, garantizando que el comportamiento en sección compuesta es capaz de soportar las cargas sobreimpuestas de diseño. Este apuntalamiento crea un sistema de apoyo continuo para la lámina lo que permite la redistribución de los esfuerzos generados en la construcción.

Para el cálculo de la resistencia de la sección transversal se siguen los parámetros prescritos por la NSR 10 en el capítulo F.2.9.3.2.3, especifica lo que tiene que ver las dimensiones de la losa de sección compuesta

Para la losa de sección compuesta se usaran las siguientes consideraciones en el diseño lámina colaborante de 3" calibre 16(1.2 mm) con un espesor de losa de 14 cm y conectores de cortante tipo espigo con cabeza además de las siguientes generalidades:

- Las nervaduras del tablero metálico no deben tener un peralte mayor a 7.6 cm y para el concreto el ancho promedio W_r no será menor que 5 cm ni mayor a al ancho libre en la parte superior del tablero metálico.
- El espesor de la lisa por encima del tablero metálico debe ser de 50 cm.
- La conexión viga-losa se hará por medio de conectores tipo espigo de cabeza soldados, de diámetro menor o igual a 19 mm, los espigos se deben soldar en la viga o a través de la lámina los cuales se deben extender por encima del tablero 38 mm y con un recubrimiento en concreto de 13 mm por encima del extremo superior.
- El tablero metálico debe estar anclado a todos los miembros de soporte a espacios no mayores de 46 cm, el cual se proporciona por medio de conectores tipo espigo con cabeza, una combinación de los anteriores con arandelas con soldadura de tapón u otro sistema especificado por el diseñador.

2.9.2.2 Análisis de cargas.

Carga viva: 12 KN/m²

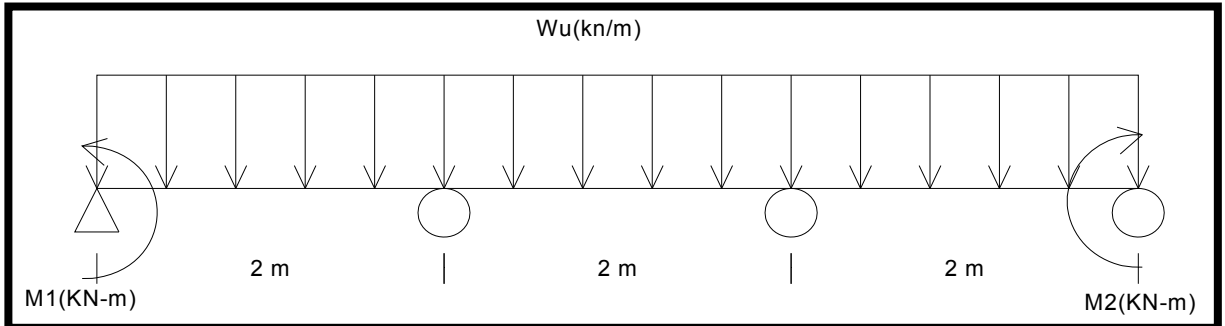
Carga muerta.

Placa de concreto más la lámina colaborante (3" calibre 18): 2.55KN/m²

$$W_u = 1.2 * 2.55 + 1.6 * 12 = 22.26KN/m^2$$

Diagrama de carga por metro de profundidad con el cual se idealiza la placa es el mostrado en la figura 2.9.

Figura 2.10.Diagrama de cuerpo libre idealizado para la losa



(Fuente: Autores)

$$M_1 = M_2 = \frac{W * l^2}{24} = \frac{22.26 * 2^2}{24} = 3.71KN - m$$

Del análisis estructural obtenemos:

$$V(max) = 24.49 KN ; M(max) = +5.3 KN.m ; M(max) = -8.16KN.m$$

2.9.2.3 Diseño de la lámina como formaleta:

- Control de la deflexión (Manual técnico de Metaldeck)

$$\Delta_{calculada} \leq \Delta_{admisible} = \frac{L}{180}$$

$$\Delta_{calculada} = \frac{0.0069 * q * l^4}{E * I} = 2.4 mm \leq 11.1m \quad OK.$$

q=peso de concreto más el peso del tablero metálico.

I_x =Inercia efectiva de la lámina metálica 575562 mm⁴

E = Módulo de elasticidad del acero 200000 Mpa.

L =Luz libre entre apoyos 2m

$$\Delta \text{ calculada} = \frac{0.0069 * 2.55 \text{KN/m}^2 * 2000 \text{ mm}^4}{200000 \text{ N/mm}^2 * 575562 \text{ mm}^4} = 2.4 \text{ mm} \leq 11.1 \text{ mm} \quad \text{OK.}$$

Para la envolvente de cortante y momento flecto-torsor los factores de mayoración combinados tenemos las siguientes ecuaciones donde se involucran los parámetros de peso de la losa de concreto, peso del tablero metálico y el peso de las cargas durante la construcción.

$$Mu_{(x)} = 1.6 * M_{Con+Md} + 1.2 * M_{cc}$$

$$Vu_{(x)} = 1.6 * V_{Con+Md} + 1.2 * V_{cc}$$

Dónde:

M_{Con+Md} =Momento del concreto más el tablero metálico (N.mm)

M_{cc} =Momento debido a las cargas de construcción, se recomienda tomar 2.2 KN aplicado en el Centro de la luz.

V_{Con+Md} = Cortante del concreto más el tablero metálico (N)

V_{cc} =Cortante debido a las cargas de construcción, se calcula con el peso propio del concreto y tablero metálico más una carga distribuida de 1Kpa en un ancho de 1m.

$$Mu_{(x)} = 2.59 \text{KN} - m$$

$$Mu_{(x)} = -2.47 \text{KN} * m$$

$$Vu_{(x)} = 6.34 \text{KN}$$

Por otra parte lo que el tablero metálico resiste

$$+\phi Mu_{(x)} = 0.95 * S * Fy$$

$$-\phi Mu_{(x)} = 0.95 * S * y$$

$\phi Vny =$ parametro suministrado por el fabricante

$S =$ Modulo de seccion plastico

Luego:

$$+\phi Mu_{(x)} = 0.95 * 41.940 * 275 = 10.59 \text{ kn} * \text{m}$$

$$-\phi Mu_{(x)} = 0.95 * 34.840 * 275 = 9.1 \text{ KN} * \text{m}$$

$$\phi Vny = 86.7 \text{N}$$

Usando la ecuación de la envolvente

$$\left(\frac{Mux}{\phi Mux} \right)^2 * \left(\frac{Vuy}{\phi Vny} \right)^2 \leq 1$$

$$0.06 \leq 1 \text{ OK}$$

El tablero metálico no requiere apuntalamiento temporal durante el proceso constructivo.

2.9.2.4 Diseño de la sección Compuesta (Lamina colaborante y Concreto)

Análisis del tablero de acero y concreto como una sola unidad usando el método LRFD

$$\phi Mn_x = \phi * As * Fy * \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ Donde } a = As * Fy / (0.85 * F'c * b)$$

$$a = 25.88 \text{ mm} \quad \phi Mn_x = 35 \text{ kn} * \text{m}$$

Si no se colocaran los suficientes conectores $S_{ci} = 104.03$

$$+\phi M_{u(x)} = 0.95 * 104.03 * 275 = 24.3 \text{ KN}$$

Cortante en la sección

$$\phi V_{\text{tablero metalico}} = 84.33 \text{ N}$$

$$\phi V_{\text{concreto}} = 0.85 * \frac{\sqrt{F_c}}{6} * A_c = 53214 \text{ N}$$

$$\phi V = 53.3 \text{ Kn} > 24.49 \text{ kn } O$$

Análisis por adherencia entre el concreto y el tablero metálico que es en la mayoría de los casos quien controla el diseño de este tipo de estructuras. Para este caso el fabricante especifica que para un tablero metálico de 3" calibre 18 el $V_r = 2.283 \text{ Kgf}$

$$V_r = \frac{W_u * l}{2}$$

$$W_u = \frac{2 * 2283}{2} = 2283 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} = 22.3 \text{ KN/m}^2$$

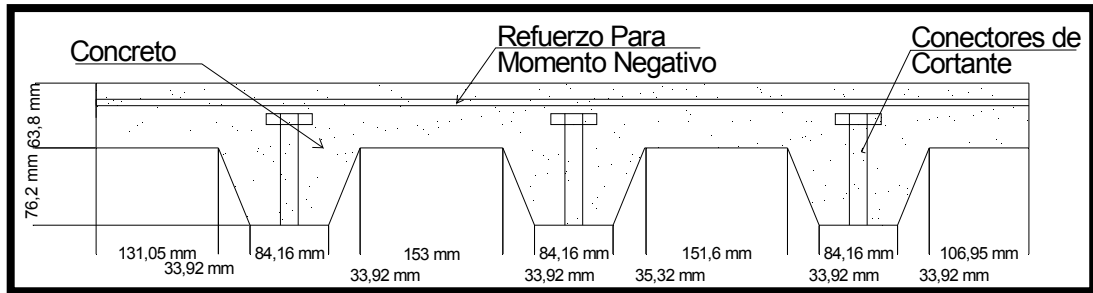
$$22.3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} > 22.26 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ OK}$$

Por último se deben chequear dos cosas la primera la deflexión con carga de servicio y el refuerzo de la losa para momento negativo que en esta caso por tener los apoyos tan cercanos no es de mayor importancia.

$$\Delta = 2.4 \text{ mm} < \frac{L}{180} = 11.1 \text{ mm OK}$$

Diseño a momento negativo con la siguiente configuración de placa por metro de ancho figura 2.11.

Figura 2.11. Detalle de la sección de la placa



(Fuente: Autores)

$$C = T; \quad T = A_s * F_y; \quad C = 0.85 * F'_c * a * b; \quad a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f'_c * b};$$

$$M_n = F_y * \frac{A_s}{b * d} * \left(1 - \frac{\frac{A_s}{b * d} * F_y}{1.7 * F'_c} \right) * b * d^2 ; \quad A_s = 180,09 \text{ mm}^2 \quad \rho = 0.0016$$

Menor a la cuantía mínima luego se debe colocar el mínimo $\rho = 0.0018 A_s = 198 \text{ mm}^2$ Equivalente a una malla M221

2.9.3 Diseño de la columna

2.9.3.1 Diseño a compresión.

Usando una columna tipo cajón (figura 2.11) y proponiendo una sección de 25 X 25 con un espesor t que estaremos hallando a medida que avanzan los chequeos.

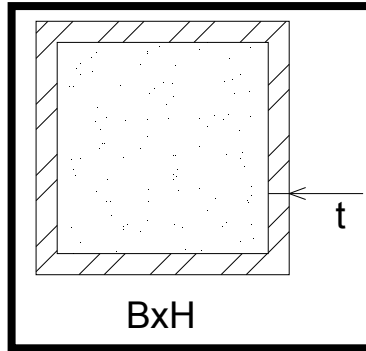
La norma específica que el área mínima de acero para este tipo de secciones debe ser el 1% del área de la sección transversal

$$A = 250 * 250 * 0.01 = 625 \text{ mm}^2$$

$$A = t * l = t * 4(250 + t)$$

$$t = 0.623 \text{ mm}$$

Figura 2.12.Sección de la columna a emplear



(Fuente: Autores)

Como este es el mínimo espesor de lámina que autoriza la norma reviso si es apta o no. De la tabla 2.4 y usando $E=200000$ Mpa, $F_y=253$ Mpa.

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63.54 ; \quad \lambda_r = 3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 84.34 ; \quad \lambda_{max} = 5 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 140.58$$

Tabla 2.4Valores Limites de la relacion ancho espesor para elementos de acero a Compresion

Descripción del Elemento	Relación Ancho a Espesor	Valores límite		
		λ_p (Compacto/No Compacto)	λ_r (No Compacto/Esbelto)	Máximo Permitido
Paredes de perfiles tubulares estructurales (PTE) y perfiles en cajón, de sección rectangular y espesor uniforme	b/t	$2.26\sqrt{E/F_y}$	$3.0\sqrt{E/F_y}$	$5.0\sqrt{E/F_y}$
Secciones circulares rellenas	D/t	$0.15E/F_y$	$0.19E/F_y$	$0.31E/F_y$

(Fuente: NSR-10 F.2.9.1-1a)

El $\frac{b}{t}$ propuesto es 401.28 no cumple luego tengo que aumentar el espesor usando el máximo permitido por la norma y proponiendo una sección esbelta

$$140.58 = \frac{250}{t} , \quad t = 1,78 \text{ mm} = 1.8 \text{ mm}$$

El capítulo F.9.2.2. Miembros Compuestos Tipo Perfil Relleno establece que para secciones esbeltas la máxima carga a compresión está dada por la ecuación:

$$P_{no} = A_s * F_{cr} + 0.7f'c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{(b/t)^2} \text{ para secciones rectangulares rellenas}$$

$$F_{cr} = \frac{9 * 200000}{(250/1.8)^2} = 93.31 \text{ Mpa, al llevar acerolongitudinalmente el termino } A_{sr} \frac{E_s}{E_c} = 0$$

$$P_{no} = (250 * 1.8 * 4) * 93.31 + 0.7 * 21(250 * 250) = 108.6 \text{ Ton}$$

$$P_u = \phi P_{no}; \quad P_u = 81.50 \text{ Ton} > 22.7 \text{ Ton OK}$$

$$\text{Para el chequeo de la resistencia a la tension } P_u = P_{no} = (A_s * f_y) \quad P_u = 409.86 \text{ kN}$$

2.9.3.2 Diseño a flexión.

El capítulo F.2.2.3.4. (NSR-10) miembros compuestos tipo perfil relleno

Secciones esbeltas y usando el método de la sección transformada en el rango elástico limitando la falla a uno de los siguientes casos, y teniendo en cuenta que el concreto a tracción no hace ningún aporte para los cálculos.

$0.7 f'c =$ Máxima compresión del concreto

$f_{cr} =$ Máxima compresión en el acero

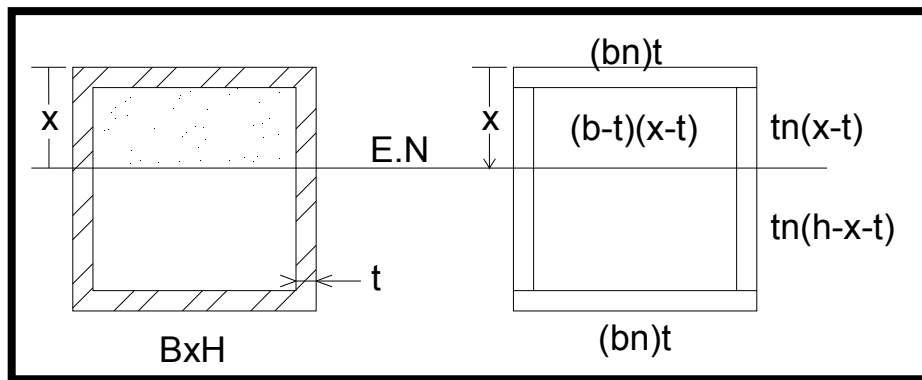
$F_y =$ máxima tensión del acero

Usando el método de la sección transformada

$\sigma_a = E_a * \epsilon_a$; $\sigma_c = E_c * \epsilon_c$ como la deformación es la misma para los dos materiales $\epsilon_c = \epsilon_a$ lo que significa que $\frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_c}{E_c}$.

$\sigma_a = \sigma_c * \left(\frac{E_a}{E_c}\right)$ la relación $\left(\frac{E_a}{E_c}\right) = n \cong 10$ es denominado razón modular. Para el caso de estudio las formulas para encontrar el momento resistente de la sección son.

Figura 2.13 Ilustración del método de la sección transformada para la Sección de la columna



(Fuente: Autores)

Para encontrar el eje neutro usamos el primer momento de área

$$bnt \left(x - \frac{t}{2} \right) + 2 \left[tn(x-t) \frac{(x-t)}{2} \right] + b(x-t) \frac{(x-t)}{2}$$

$$= bnt \left(h - x - \frac{t}{2} \right) + 2 \left[tn(h-x-t) \frac{(h-x-t)}{2} \right]$$

$x = 8.1 \text{ cm}$, Una vez obtenido el centroide se procede a calcular la inercia efectiva de la sección

$$I = \frac{1}{3} b * (x - t)^3 + 2 \left[\frac{1}{3} t n (x - t)^3 \right] + 2 \left[\frac{1}{3} t n (h - x - t)^3 \right] + \frac{1}{12} b n t^3 + b n t \left(x - \frac{t}{2} \right)^2 + \frac{1}{12} b n t^3 + b n t \left(h - x - \frac{t}{2} \right)^2$$

$I = 25948,5 \text{ cm}^4$ Usamos la ecuación de la flexión para calcular el momento resistente

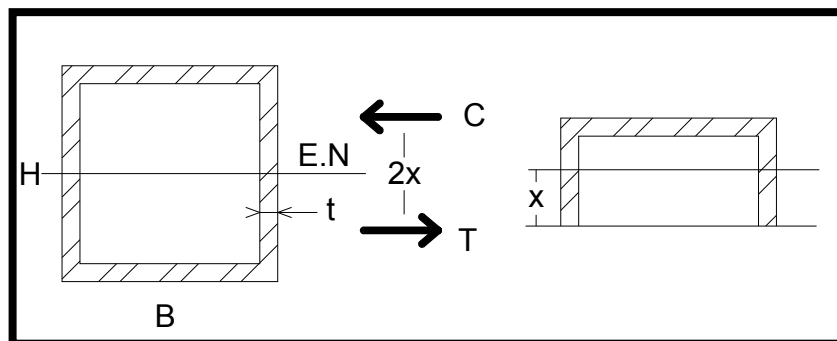
$$\sigma = \frac{M * x}{I}, \quad M = \frac{0.75 * 21 * 100 * 25948.5}{8.1} = 47.09 \text{ KN} - m$$

Como el momento no es satisfactorio aumentamos el espesor, luego de varias iteraciones encontramos $M = 177.09 \text{ KN} - m$ con un espesor $t = 15 \text{ mm}$ que no es satisfactorio porque la relación $\frac{b}{t} = \frac{250}{15} = 16.66$ por lo que la sección ya no es esbelta sino atiesada como lo indica la NSR 10, luego para trabajar con una sección atiesada debo trabajar con un espesor superior a

$$63.54 = \frac{250}{t}, \quad t = 3.9 \text{ mm}$$

Como la sección clasifica como compacta, para el cálculo del momento resistente se puede utilizar en concepto del momentoplástico.

Figura 2.14 Momento Plástico



(Fuente: Autores)

$$x = \frac{b * t * \left(\frac{h}{2} - \frac{t}{2}\right) + 2 \left[t \left(\frac{h}{2} - t\right) \frac{\left(\frac{h}{2} - t\right)}{2} \right]}{b * t + 2 \left(t \left(\frac{h}{2} - t\right) \right)}$$

$$Mp = Asc * Fy * 2x$$

Luego con $t = 3.9mm$ obtenemos un $x = 9.22cm$ y el momento es de $Mp = 89.55KN - m$.

Después de iterar varias veces se llega a la conclusión de que el espesor de la lámina debe de ser de $1.5mm$ pues el momento es de $265.36 KN - m$,

$$Mu = \phi Mp = 0.9 * 265.36 = 238.82KN - m > 235.82KN - m \text{ OK}$$

2.9.3.3 Diseño a cortante.

Según el capítulo F.9.4 suponiendo que el acero es el único que resiste el cortante el F.2.7.5 sección tipo cajón

$$Aw = 2ht$$

$$\frac{h}{tw} = 29.41 \leq 1.1 \sqrt{\frac{Kv * E}{Fy}}$$

Donde $Kv = 5$ para secciones tipo cajón

$$29.41 \leq 69.15 \text{ OK}$$

$$C = 1$$

Luego $Vu = \phi Vn = 0.9(0.6 * Fy * Aw * Cv) = 580.6KN > 103.8 KN \text{ OK}$

El acero actuando solo es capaz de resistir el cortante.

2.9.3.4 Chequeo de elementos sometidos a flexión y fuerza axial.

Según el F.2.9.5 se debe evaluar el efecto combinado con las siguientes expresiones:

$$\frac{Pu}{\phi Pn} = 0.05 < 0,2$$

Luego

$$\frac{Pu}{2 * \phi Pn} + \left(\frac{Mux}{\phi bMnx} + \frac{Muy}{\phi bMny} \right) \leq 1$$
$$\frac{227.14}{2 * 4006.7} + \left(\frac{235.82}{238.82} + \frac{85.15}{238.82} \right) \leq 1$$

1.37 \leq 1 No cumple.

Luego debo cambiar las dimensiones de la sección, proponiendo una sección de las siguientes dimensiones $b = 450 \text{ mm}$ $h = 450 \text{ mm}$ y $t = 6 \text{ mm}$ se obtuvo los siguientes resultados.

$Pn = AsFy + C2f'cAc$, $C2 = 0.85$ por ser tipo cajón

$$Pn = 9914.6 \text{ KN}$$

$$\phi Pn = 0.75 * 9914.6 = 7435.9 \text{ KN}$$

El momento resistente con $Mu = 389.73 \text{ KN} - \text{m}$; $\phi Mu = 350.762 \text{ KN} - \text{m}$ y reemplazando nuevamente en la envolvente

$$\frac{227.14}{2 * 7435.9} + \left(\frac{235.82}{350} + \frac{85.15}{350} \right) \leq 1$$
$$0.93 \leq 1$$

Luego la sección es satisfactoria.

2.9.3.5 Chequeo de esbeltez de la columna:

El efecto de esbeltez para la columna se evalúa con la expresión $\frac{KL}{r} \leq 200$ donde $r = \sqrt{I/A}$, $K = 0.8$, $L = 3.5 \text{ m}$, $r = 88.86 \text{ mm}$

$$\frac{KL}{r} = 31.51 \leq 200$$

Como consecuencia se desprecian los efectos de esbeltez.

2.9.4 Diseño de la viga.

Antes de iniciar el diseño de la viga se debe tener en cuenta lo que la NSR 10 tiene al respecto de este tipo de secciones como lo es, que el núcleo de acero tenga como mínimo el 1% del área de la sección transversal, también exige la colocación de barras longitudinales y estribos para garantizar que el concreto confine el núcleo de acero.

Para este caso la norma exige que se coloquen cuatro barras longitudinales N3 y una distribución de estribos con separación máxima de $b/2$ o de 12.5 cm

Diseño a flexión proponiendo una sección con las siguientes características

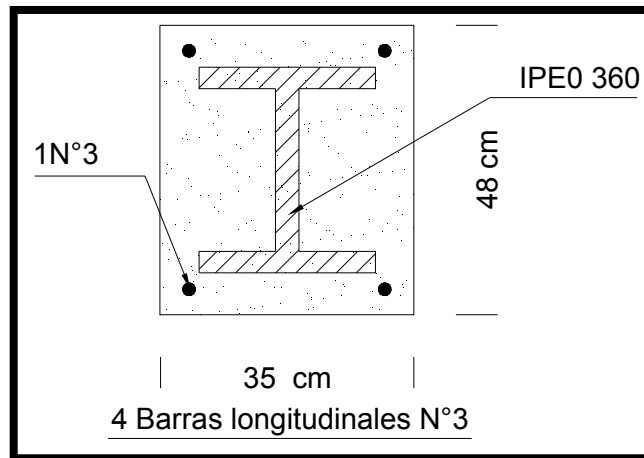
Un perfil IPE0 360 revestido en una viga de concreto de 35x48 cm

El perfil IPE0 360 tiene las siguientes características

Peso por unidad de longitud = 66 kg/m; Área en $\text{cm}^2 = 84.1 \text{ cm}^2$; Altura = 364 mm;

Espesor del alma $t_w = 9.2$ mm; Altura del alma $h_c = 298.6$ mm; Ancho del patín=172 mm; Espesor del patín $t_f = 14.7$ mm.

Figura 2.15 Sección de la Viga

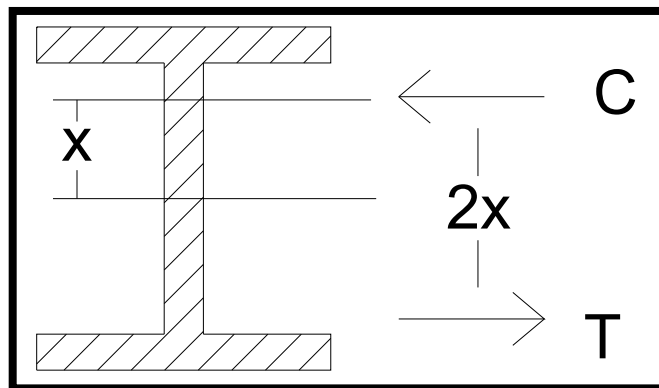


(Fuente: Autores)

2.9.4.1 Diseño a flexión.

La NSR 10 permite para este tipo de secciones que se evalúe el momento resistente de la sección como el momento de plastificación del perfil.

Figura 2.16 Momento Plástico para el perfil IPN



(Fuente: Autores)

$$x = \frac{bf * tf \left(\frac{h}{2} - \frac{tf}{2} \right) + tw * \left(\frac{\left(\frac{h}{2} - tf \right)^2}{2} \right)}{bf * tf + tw \left(\frac{h}{2} - tf \right)}$$

Con las características del perfil se obtiene que $x = 137.5 \text{ mm}$

$$M_p = \frac{A_s}{2} F_y 2x$$

$$M_p = \frac{8410 \text{ mm}^2}{2} * \frac{253 \text{ N}}{\text{mm}^2} * 2 * 137.5 \text{ mm} = 2.925 \text{ E}8 \text{ N} - \text{mm} = M_p = 292.5 \text{ KN} - \text{m}$$

$$292.5 \text{ KN} - \text{m} > 235.82 \text{ KN} - \text{m}$$

2.9.4.2 Diseño a cortante.

El capítulo F.2.9.4.1 de la N.S.R 10 estipula que para en diseño a cortante de este tipo de miembros se puede obtener le solo el aporte del concreto, solo el aporte de la sección de acero o una combinación de ambos aportes afectados por un factor de reducción que equivale a 0.75.

Calculo del aporte del concreto a cortante con una sección efectiva de 35x48 cm y estribos ubicados cada 22 cm como lo estipula el código para garantizar el confinamiento del concreto, la resistencia se despeja de las siguientes ecuaciones:

$$\vartheta_s = \frac{avfy}{bs} \quad \text{Y} \quad \frac{v}{0.85(bd)} - \frac{\sqrt{f'c}}{6} = \vartheta_s$$

Luego

$$V_{con} = 196.78 \text{ KN}$$

El aporte del acero a cortante ϕV_n lo hace principalmente el alma de la viga I según el F.2.7.2.1, la ecuación

$$\phi V_n = V = \phi(0.6F_y A_w C_v)$$

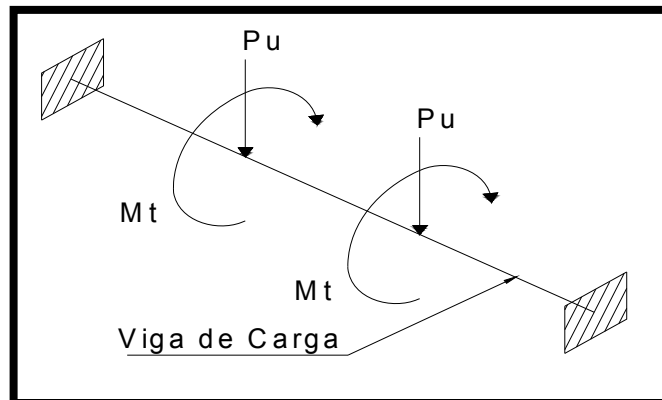
Donde ϕ y C_v son iguales a 1 si $h/t_w \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, como la expresión $\frac{h}{t_w} = 39.13 \leq 62.98$ el cortante resistente de la sección es:

$$V = 1(0.6 * 253 * 360 * 9.2 * 1) = 502762 \text{ N} = 502.7 \text{ Kn}$$

El cortante resistente de la sección será $V = (196.78 + 502.7) * 0.75 = 524.01 \text{ KN} \geq 135.59 \text{ KN}$ OK

2.9.4.3 Diseño a torsión. Cálculo del diagrama de momento Torsor: en la figura 2.16 se observa el efecto que le producen las vigas centrales a una de las vigas de carga

Figura 2.17 Efecto de las vigas centrales sobre las laterales.



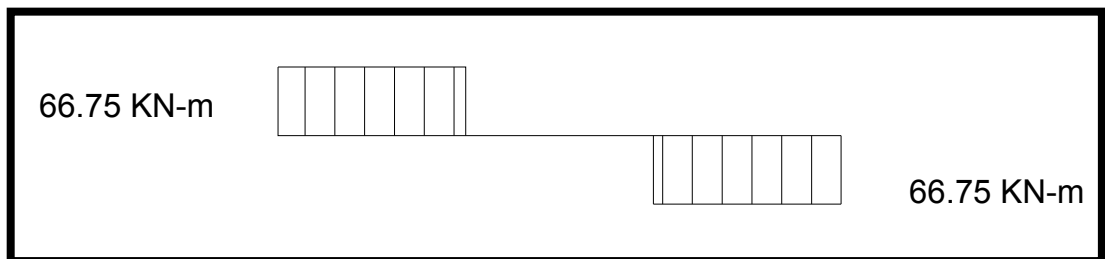
(Fuente: Autores)

El efecto de la carga Pu según el análisis estructural y la respectiva evaluación de cargas es de 131.31 KN, el momento torsor actuante en la viga se calcula de la siguiente formula.

$$M_t = \frac{WL^2}{24} = \frac{22.25 * 6^2}{24} = 33.37 \text{ KN.m}$$

El diagrama de momento torsor que actúa sobre la viga se muestra en la figura 2.17.

Figura 2.18 diagrama de momento torsor actuando sobre una de las vigas laterales



(Fuente: Autores)

Como la N.S.R.10 no especifica un diseño o chequeo a torsión para este tipo de secciones se decidió evaluar el diseño a torsión como la contempla para el efecto cortante, es decir tomar cada sección por aparte y revisar si es suficiente, sino es combinar los dos efectos usando un coeficiente de reducción de 0.75.

Aporte a momento torsor de la sección de concreto evaluado de las siguientes ecuaciones:

$$S = \frac{2 * \phi * (0.85A_{oh}) * A_t * F_{yv}}{t_u * 1E10}$$

Donde,

$$\phi = 0.85$$

A_{oh} = Área de concreto dentro de los estribos en mm^2

A_t = Área de la sección transversal de los estribos en mm^2

F_{yv} = Fluencia del acero utilizado para los estribos

t_u = Momento Torsor ultimo. (KN-m)

El momento torsor que aporta el concreto es de $t_u = 40.93 \text{ KN} - m \leq 66.75$ lo que quiere decir que el aporte solo del concreto no es suficiente.

El aporte del perfil I a momento torsor se evalúa de la siguiente ecuación.

$$V = \frac{M'_t}{h}$$

V = Fuerza cortante resistente por uno de los patines

h = Distancia entre el centroide de los patines

M'_t = Momento torsor resistente por los patines del perfil

El momento torsor es $M'_t = 112.6 \text{ KN-m}$ luego solo el aporte del perfil es capaz de resistir el momento torsor.

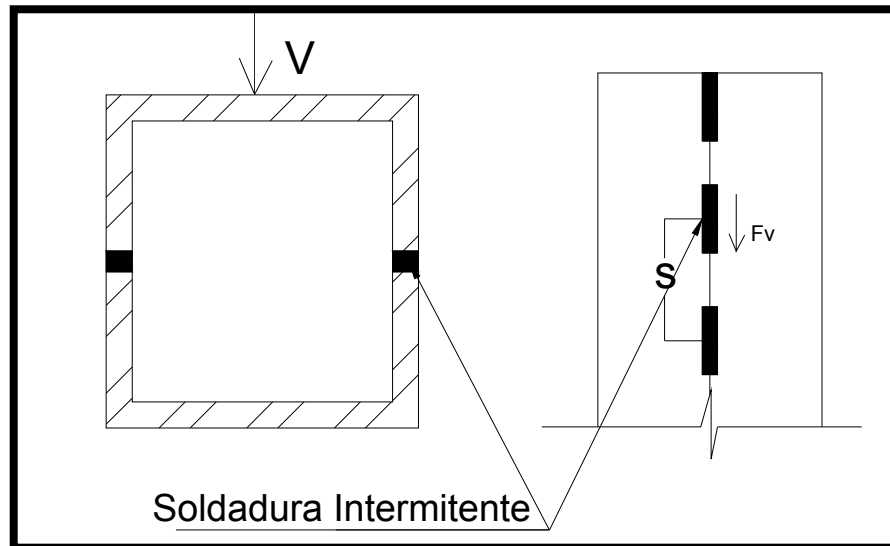
2.9.5 Diseño de las conexiones

2.9.5.1 Diseño del PTE. Diseño de la soldadura para el PTE tipo cajón formado por dos U laminadas, el efecto cortante máximo y la posición de la soldadura intermitente de la columna es el mostrado en la figura 2.18.

El diseño de la soldadura intermitente se hace con la ayuda del concepto de flujo de cortante y la siguiente expresión:

$$q = \frac{VQ}{I} (\text{Kn/m}) = \frac{Fv}{S}$$
$$q = \frac{103.8 \text{ Kn}}{2} * \frac{0.450 \text{ m} * 0.006 \text{ m} * 0.222 \text{ m}}{8.41 \text{ E}^{-5} \text{ m}^4} = 369.71 \text{ Kn/m}$$

Figura 2.19 Acción de la fuerza cortante en la columna y descripción de la soldadura intermitente



(Fuente: Autores)

Si utilizamos cordón de soldadura de 10cm con un $t=5\text{mm}$.

$$F_v = 0.9 * 253 * 100 * 5 = 113.85 \text{Kn}; \quad s = \frac{F_v}{q} = 0.30 \text{ m}$$

2.9.5.2 Conexión entre perfil I y la columna.

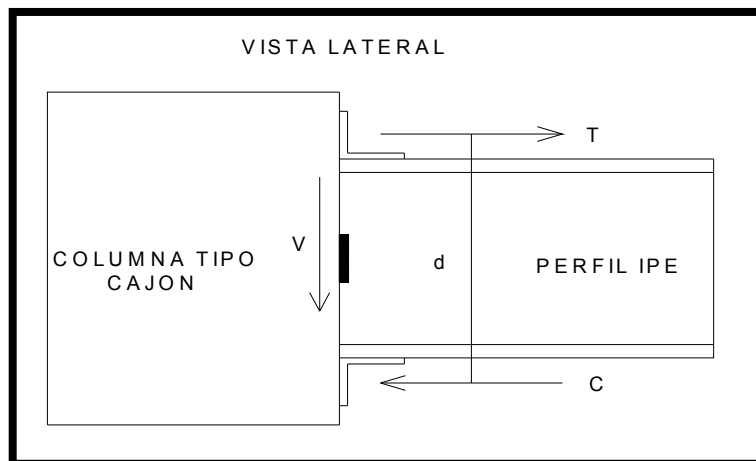
El diseño de la conexión entre la viga y la columna se plantea mediante el uso de soldadura de tipo filete y el uso de una placa de apoyo como se muestra en la figura 2.19, la fuerza cortante que generada en la conexión será resistida por los cordones de soldadura en el alma de la viga, el momento actuante que es transmitido de la viga a la columna puede ser expresado como $M = F * d$, de donde se obtiene que la fuerza que se genera en cada uno de los patines es $F = 497.6 \text{KN}$ que serán resistidos mediante el uso de una placa de apoyo que para este caso será un perfil tipo L.

Una vez hechos los cálculos correspondientes de la conexión se obtiene el diseño mostrado en la figura 2.20.

2.9.6. Diseño de la placa de base.

Utilizando la metodología propuesta en el texto de Mac Cormac LRFD en su segunda edición donde recomienda tener en cuenta los siguientes chequeos:

Figura 2.20 Esquema representativo de la conexión entre viga y la columna



(Fuente: Autores)

Carga axial: $P_u = \phi_c * \phi_p = \phi_c(0.85 * F'_c * A_1) * \sqrt{A_2/A_1}$ Con $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$

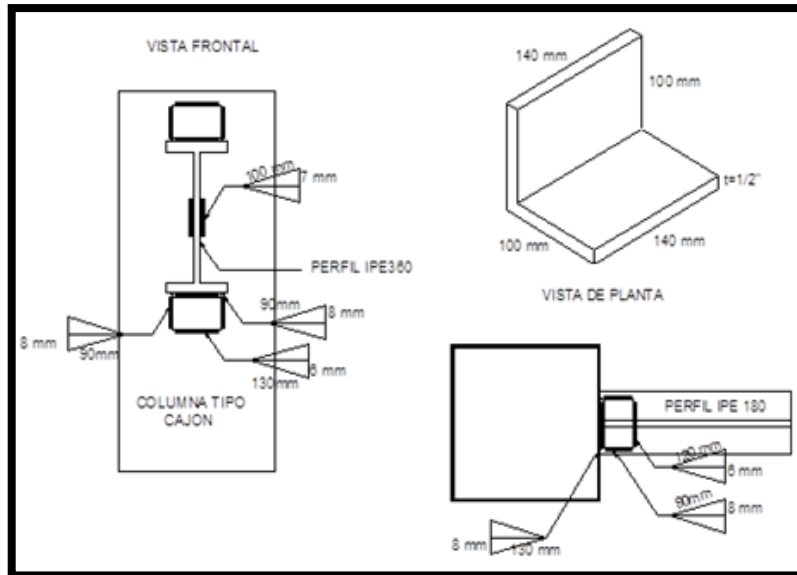
$\phi_c = 0.65$ Cuando se usa una placa cuadrada, $A_1 =$ Área de la placa de base y $A_2 =$ es el área máxima de la porción de concreto soportante.

Espesor de la placa de base: utilizando el método de W.A Thornton propuesto en 1990 donde propone que el espesor de la placa sea tomado de la ecuación

$$t = l * \sqrt{\frac{2 * P_u}{0.9 * F_y * B * N}}$$

De donde l es el máximo (m, n, $\lambda n'$)

Figura 2.21 Detalle constructivo de la conexión entre la viga y la columna.



(Fuente: Autores)

$$\text{Donde } \lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{d*bf}}{4}, \quad \lambda = \frac{2*\sqrt{x}}{1+\sqrt{1-x}} \leq 1 \quad \text{Y} \quad X = \left[\frac{4*d*bf}{(d+bf)^2} \right] \frac{Pu}{\phi c*Pp}$$

2.9.6.1 Diseño de los rigidizadores. En caso de que no sea posible diseñar la placa de base con espesor razonable, es necesario dotar a esta de la resistencia necesaria para afrontar los momentos de cálculo expuestos. Unos criterios para el diseño de este tipo de miembros son:

- Se puede emplear como espesor de las cartelas un valor aproximadamente igual al del elemento a rigidizar y siempre superior a 8 mm.
- La altura h , del rigidizador se toma como un valor alrededor del de su longitud m , pero considerando siempre las dimensiones de la placa.
- la esquina del rigidizador se bisela según un ángulo θ comprendido entre 30 y 45°.

Una vez pre dimensionadas las cartelas, su cálculo consiste en comprobar las secciones de forma pi invertida que se forman a unas distancias m y n como se muestra en la figura 2.21a flexión y a esfuerzo cortante combinados para los siguientes valores:

Cartela tipo AA´:

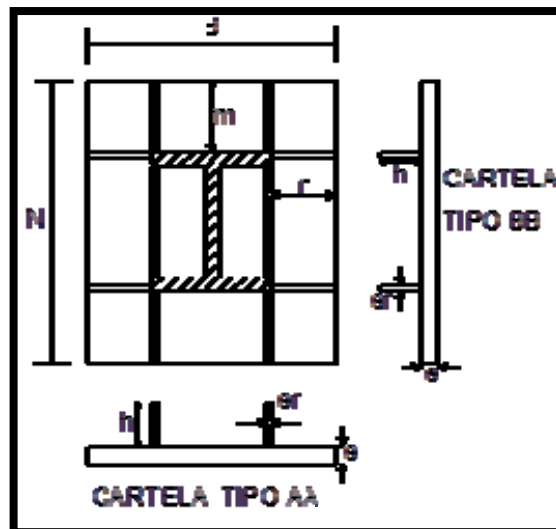
$$\text{Momento Flector: } M = \frac{\sigma h * m^2 * B}{2}$$

σh = Esfuerzo en el concreto

Debido a la carga

$$\text{Cortante: } V = \sigma h * m * B$$

Figura 2.22. Detalle de las secciones pi



(Fuente: Autores)

Cartela Tipo BB´:

$$\text{Momento Flector: } M = \frac{\sigma h * n^2 * N}{2}$$

$$\text{Cortante: } V = \sigma h * n * N$$

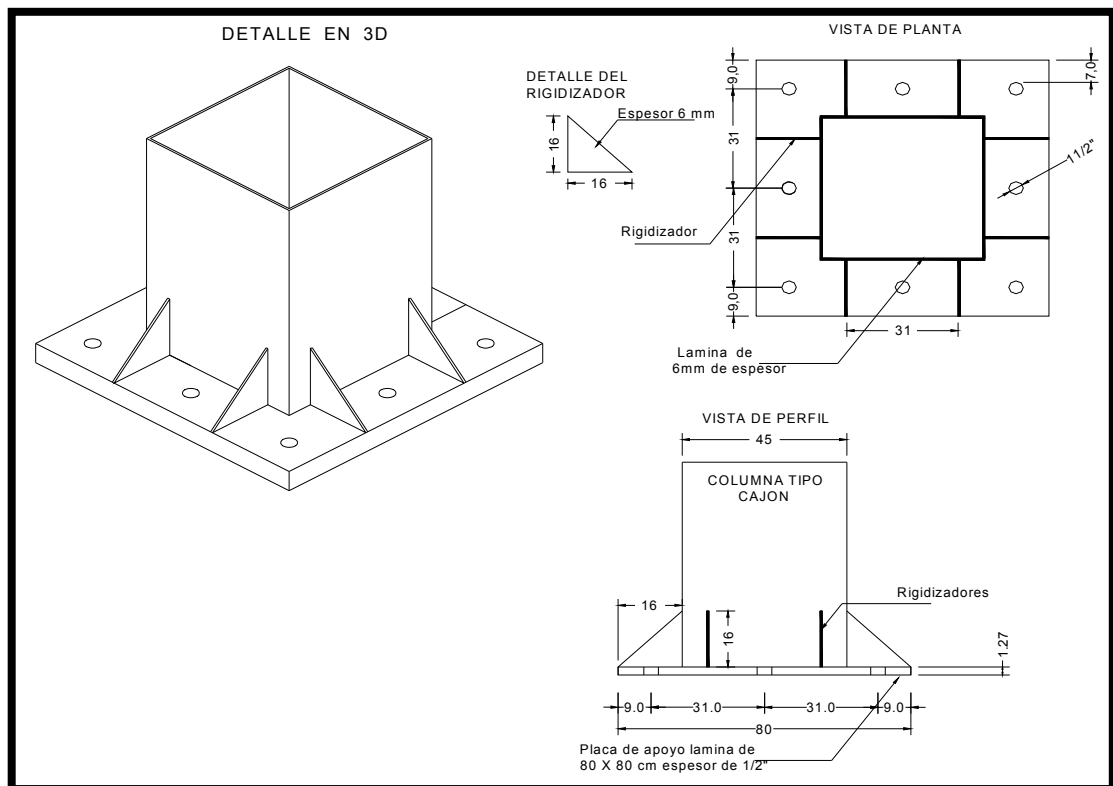
2.9.6.2 Diseño de las anclas.

Para un diseño apropiado de las anclas los autores recomiendan seguir los siguientes pasos.

1. Determinar el cortante último V_u .
2. Proponer un diámetro D_r para las anclas.
3. Calcular la resistencia a la tensión T disponible en el ancla
4. Determinar el número de anclas necesarias n_r para resistir la fuerza de tensión.
5. Calcular el Momento Flector de las anclas
6. Proponer una longitud de anclaje y verificar que sea la necesaria para impedir que el ancla se zafe del concreto.

El diseño final de la placa de base es el mostrado en la figura 2.22 una vez que fueron realizados los chequeos correspondientes al diseño y conexión de la placa.

Figura 2.23 Detalle de la conexión entre la columna y la placa de base



(Fuente: Autores)

3. ANALISIS DIMENSIONAL

3.1 RELACIÓN ENTRE EL MODELO Y EL PROTOTIPO

El análisis dimensional es una potente herramienta que permite simplificar el estudio de cualquier fenómeno en el que estén involucradas muchas magnitudes físicas en forma de variables independientes. Su resultado fundamental, el teorema de Vaschy-Buckingham (más conocido por teorema π) permite cambiar el conjunto original de parámetros de entrada dimensionales de un problema físico por otro conjunto de parámetros de entrada adimensionales más reducido. Estos parámetros adimensionales se obtienen mediante combinaciones adecuadas de los parámetros dimensionales y no son únicos, aunque sí lo es el número mínimo necesario para estudiar cada sistema. De este modo, al obtener uno de estos conjuntos de tamaño mínimo se consigue:

- analizar con mayor facilidad el sistema objeto de estudio
- reducir drásticamente el número de ensayos que debe realizarse para averiguar el comportamiento o respuesta del sistema.

El análisis dimensional es la base de los ensayos con maquetas a escala reducida utilizados en muchas ramas de la ingeniería, entre la que encontramos la ingeniería civil. A partir de dichos ensayos se obtiene información sobre lo que ocurre en el fenómeno a escala real cuando existe semejanza física entre el fenómeno real y el ensayo, gracias a que los resultados obtenidos en una maqueta a escala son válidos para el modelo a tamaño real si los números adimensionales que se toman como variables independientes para la experimentación tienen el mismo valor en la maqueta y en el modelo real. Así, para este tipo de cálculos, se utilizan *ecuaciones dimensionales*, que son expresiones algebraicas que tienen como variables a las unidades fundamentales y

derivadas, las cuales se usan para demostrar fórmulas, equivalencias o para dar unidades a una respuesta.

Finalmente, el análisis dimensional también es una herramienta útil para detectar errores en los cálculos científicos e ingenieriles. Con este fin se comprueba la congruencia de las unidades empleadas en los cálculos, presentando especial atención a las unidades de los resultados.

Tabla 3.1 Cantidades físicas típicas en el análisis adimensional.

	CANTIDAD	UNIDADES
l	Longitud	L
P	Fuerza	F
t	Tiempo	T
e	Temperatura	e
E	Modulo de Elasticidad	FL ⁻²
ε	Deformacion Unitaria	-----
σ	Esfuerzo	FL ⁻²
ν	Relacion de Poisson's	-----
M	Masa	FL ⁻¹ T ²
a	Aceleracion	LT ²
δ	Desplazamiento	L
α	Coefficiente de expansion lineal	e ⁻¹

(Fuente: Autores)

Tabla 3.2 Factores de Escala Usuales usados en el análisis dimensional

VARIABLE		FACTOR DE ESCALA
L	LONGITUD	S _L =L _P /L _M
A	AREA	S _A =S _L ²
V	VOLUMEN	S _V =S _L ³
F	FUERZA	S _F =S _L ² *S _S
δ	DESPLAZAMIENTO	S _δ =S _L
S	ESFUERZO	S _S =S _P /S _M
E	MODULO DE ELASTICIDAD	S _E =S _S
ρ	PESO ESPECIFICO	S _ρ =ρ _P /ρ _M

(Fuente: Autores)

Teorema de Vaschy-Buckingham (PI)

El teorema Pi de Buckingham dice que si tenemos una ecuación que refleja la relación existente entre las variables que interpretan en un cierto problema debe existir una función f tal que $f(A_1, A_2, A_3 \dots, A_n) = 0$, donde A_i son las n variables o magnitudes físicas relevantes que se expresan en términos de k unidades físicas independientes. Por lo que la anterior ecuación se puede expresar como $\tilde{f}(\Pi_1, \Pi_2, \dots, \Pi_{n-k}) = 0$, en donde el término Π son los parámetros adimensionales contruidos de $n - k$ ecuaciones de la forma $\Pi_i = A_1^{m_1} A_2^{m_2} \dots A_n^{m_n}$ en donde los exponentes m_i son números enteros, el número de términos adimensionales contruidos $n - k$ es igual a la nulidad de la matriz en donde k es el rango de la matriz.

3.2 PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS DIMENSIONAL

Para reducir un problema dimensional a otro adimensional con menos parámetros, se siguen los siguientes pasos generales:

1. Contar el número de variables dimensionales n .
2. Contar el número de unidades básicas tabla 3.1 (longitud, tiempo, masa, temperatura, etc.) m
3. Determinar el número de grupos adimensionales. El número de grupos o números adimensionales (Π) es $n - m$.
4. Hacer que cada número Π dependa de $n - m$ variables fijas y que cada uno dependa además de una de las $n - m$ variables restantes (se recomienda que las variables fijas sean una del fluido o medio, una geométrica y otra cinemática; ello para asegurar que los números adimensionales hallados tengan en cuenta todos los datos del problema).

5. Cada Π se pone como un producto de las variables que lo determinan elevadas cada una a una potencia desconocida. Para garantizar adimensionalidad deben hallarse todos los valores de los exponentes tal que se cancelen todas las dimensiones implicadas.
6. El número Π que contenga la variable que se desea determinar se pone como función de los demás números adimensionales.
7. En caso de trabajar con un modelo a escala, éste debe tener todos sus números adimensionales iguales a las del prototipo para asegurar similitud.

En la columna 4 de la Tabla 3.3 se muestran los factores de escala para modelos de concreto reforzado recomendados por varios autores

Tabla 3.3 factores de escala usuales para modelos

GRUPO (2)	CANTIDADES (2)		DIMENSION (3)	MODELO REAL (4)	MODELO REAL PRACTICO (4)
PROPIEDADES RELATIVAS AL MATERIAL	σ	ESFUERZO DEL CONCRETO	FL^{-2}	$S\sigma$	1
	ϵ	DEFORMACION DEL CONCRETO	-----	1	1
	E	MODULO DEL CONCRETO	FL^{-2}	$S\sigma$	1
	ν	RELACION DE POISSON	-----	1	1
	γ	PESO ESPECIFICO	FL^{-3}	$S\sigma/S_L$	$1/S_L$
	σ_t	ESFUERZO DEL ACERO	FL^{-2}	$S\sigma$	1
	ϵ_t	DEFORMACION DEL ACERO	-----	1	1
	E_s	MODULO DEL ACERO	FL^{-2}	$S\sigma$	1
-----	ESFUERZO DE ADHERENCIA	FL^{-2}	$S\sigma$	1	
GEOMETRIA	L	DIMENSIONES LINEALES	L	S_L	S_L
	δ	DESPLAZAMIENTO	L	S_L	S_L
	β	DESPLAZAMIENTO ANGULAR	-----	1	1
	A_t	AREA DE REFUERZO	L	S_L^2	S_L^2
CARGAS	Q	CARGAS CONCENTRADAS	F	$S\sigma S_L^2$	S_L^2
	W	CARGAS LINEALES	FL^{-1}	$S\sigma S_L$	S_L
	q	CARGAS DE PRESION	FL^{-2}	$S\sigma$	1
	M	MOMENTOS	FL	$S\sigma S_L^3$	S_L^3

(Fuentes: Autores)

3.3 DISEÑO DEL MODELO.

Las propiedades geométricas de los prototipos se describieron en el capítulo 1 y 2 del presente libro donde se realizó el análisis estructural y el diseño de cada uno de sus miembros, por comodidad de la prueba en el laboratorio se decidió que el modelo tuviera una escala reducida de 1:2, por consiguiente el S_L (Factor de Escala) de la Tabla 3.3 es 2:

- Dimensiones lineales: Factor de escala S_L ; es de $L_m = \frac{L_p}{S_L}$ luego todas las dimensiones lineales serán afectadas por $L_m = \frac{L_p}{2}$.
- Área del refuerzo: Factor de escala S_L^2 ; es de $A_m = \frac{A_p}{S_L^2}$ luego el área del refuerzo es $A_m = \frac{A_p}{2^2} = \frac{A_p}{4}$.
- Para la fuerza se tiene que $S_F = S_L^2$; es decir que $F_M = \frac{F_p}{S_L^2}$, luego todas las fuerzas concentradas serán $F_M = \frac{F_p}{2^2} = \frac{F_p}{4}$.
- Los momentos: Factor de escala está compuesto de $S_\sigma * S_L^3$; recordando que $M = F * L$
 $\frac{M_p}{M_m} = S_\sigma * S_L^3$ Entonces $\frac{M_p}{S_L^3} = M_m = \frac{M_p}{8}$
- Cualquier esfuerzo, modulo, desplazamiento angular y deformación en el prototipo será igual al del modelo diseñado.
- El peso específico está dado por el factor de escala $S_\gamma = S_\sigma / S_L$, como $S_\sigma = 1$, entonces $S_\gamma = \frac{\gamma_p}{\gamma_m}$ tenemos $\gamma_m = \gamma_p * 2$

Las anteriores consideraciones de escala se presentan en la tabla 3.4

Tabla 3.4 Factores de Escalas Calculadas y Usadas en la Presente Investigación

GRUPO	CANTIDADES		FACTOR DE ESCALA
PROPIEDADES RELATIVAS AL MATERIAL	σ	ESFUERZO DEL CONCRETO	1
	ϵ	DEFORMACION DEL CONCRETO	1
	E	MODULO DEL CONCRETO	1
	ν	RELACION DE POISSON	1
	γ	PESO ESPECIFICO	1/2
	σ_t	ESFUERZO DEL ACERO	1
	ϵ_t	DEFORMACION DEL ACERO	1
	Es	MODULO DEL ACERO	1
	-----	ESFUERZO DE ADHERENCIA	1
GEOMETRIA	L	DIMENSIONES LINEALES	2
	δ	DESPLAZAMIENTO	2
	β	DESPLAZAMIENTO ANGULAR	1
	At	AREA DE REFUERZO	4
CARGAS	Q	CARGAS CONCENTRADAS	4
	W	CARGAS LINEALES	2
	q	CARGAS DE PRESION	1
	M	MOMENTOS	8

(Fuente: Autores)

- **DISEÑO DEL MODELO REDUCIDO DEL PÓRTICO DE CONCRETO REFORZADO.**

En el capítulo 1 se consideró el diseño a escala real, de una estructura a porticada en tercera dimensión (Placa, Vigas Y Columnas) de concreto reforzado, la reducción a escala aplicando los factores que se muestran en la tabla N° 3.4 solo se realizara para el pórtico plano en la dirección XZ para dos columnas y una viga que para trabajos de grado que quieran continuar con la presente investigación se les recomienda su elaboración en el laboratorio.

Una vez se realizado el escalamiento del usando los factores de escala dados a conocer anteriormente, las dimensiones finales del modelo son como se muestran en la tabla 3.4 y 3.5.

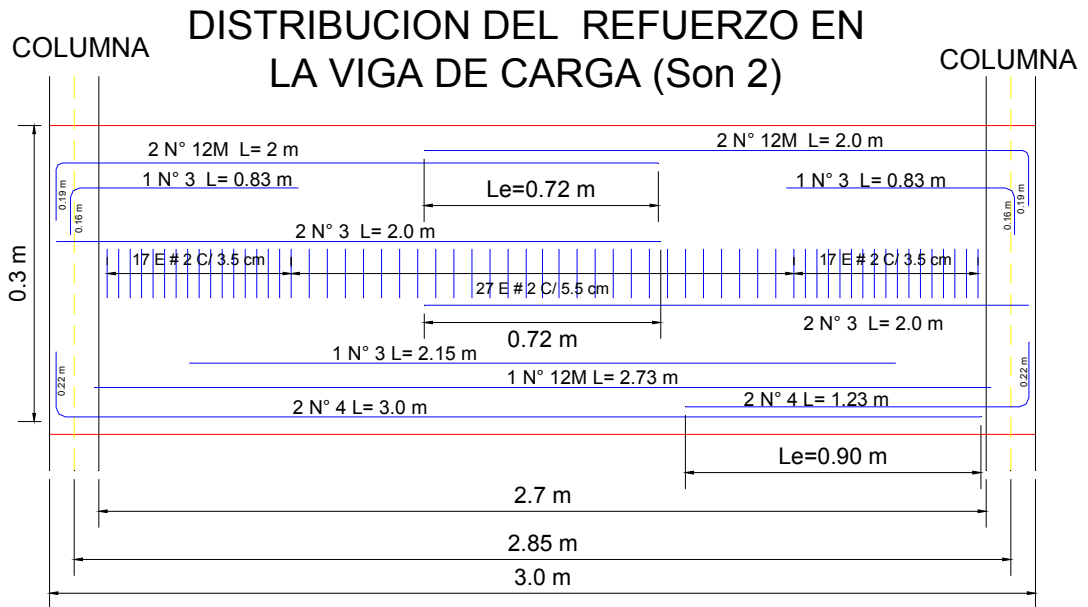
Tabla 3.5. Dimensiones finales del modelo de la viga de carga escaladas 1:2

ESCALA PARA LA VIGA DE CARGA (X) ESCALA 1:2			
PROTOTIPO		MODELO	
LUZ LIBRE	5.4	LUZ LIBRE	2.7
LUZ ENTRE EJES	5.7	LUZ ENTRE EJES	2.85
DISTANCIA ENTRE EXTREMOS	6	DISTANCIA ENTRE EXTREMOS	3
ALTURA	0.6	ALTURA	0.3
BASE	0.4	BASE	0.2
BARRAS LONGITUDINALES N°		BARRAS LONGITUDINALES N°	
4		2	
6		3	
7		12M	
8		4	
BARRAS N°	GANCHOS	BARRAS N°	GANCHOS
4	0.08	2	0.04
6	0.32	3	0.16
7	0.37	12M	0.19
8	0.43	4	0.22
BARRAS N°	EMPALMES	BARRAS N°	EMPALMES
6	1.44	3	0.72
7	1.43	12M	0.72
8	1.8	4	0.9
RECUBRIMIENTO	0.05	RECUBRIMIENTO	0.025

(Fuente: Autores)

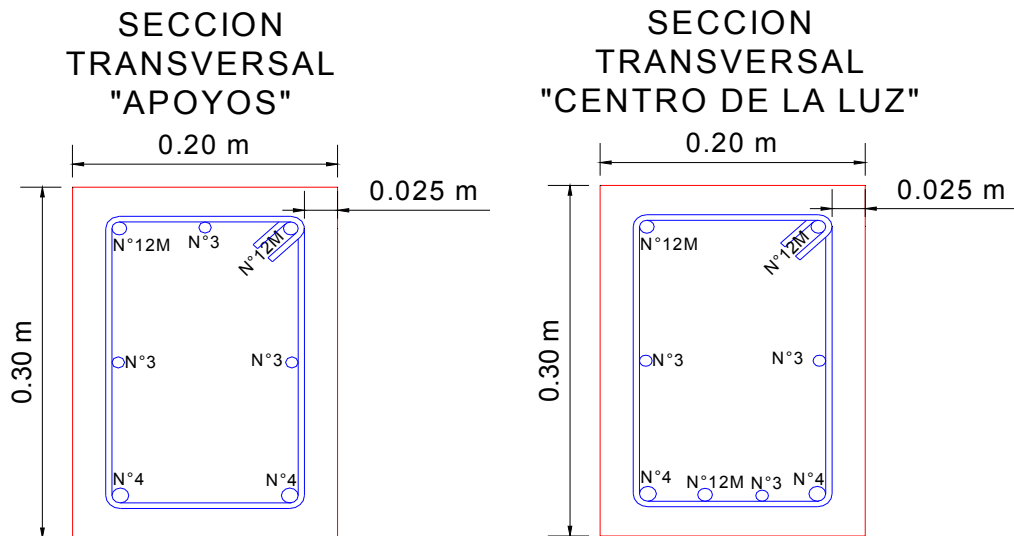
Nota: las medidas de la tabla 3.4 están dadas en metros, el despiece de la viga respectiva se muestra en la figuras 3.1, 3.2 y 3.3.

Figura 3.1. Despiece Longitudinal de la viga de carga para el modelo reducido
escala 1:2



(Fuente: Autores)

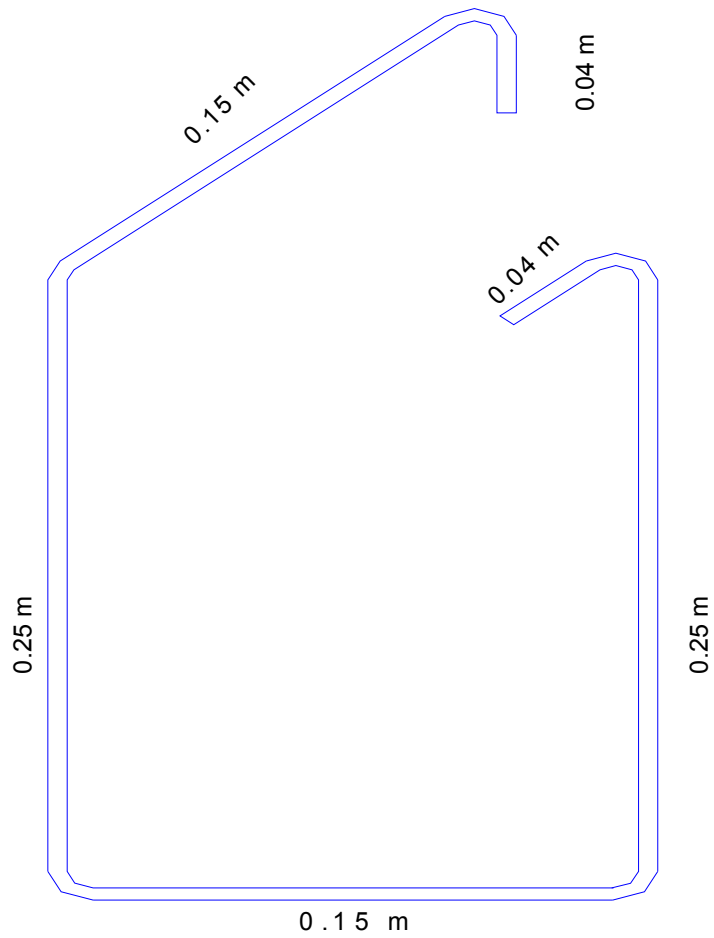
Figura 3.2. Sección Transversal en el centro de la luz y en los apoyos de la viga de carga para el modelo reducido escala 1:2



(Fuente: Autores)

Figura 3.3. Sección del estribo de la viga de carga para el modelo reducido escala

1:2



6 1 Ø 1 / 4 L = 0.88 m

(Fuente: Autores)

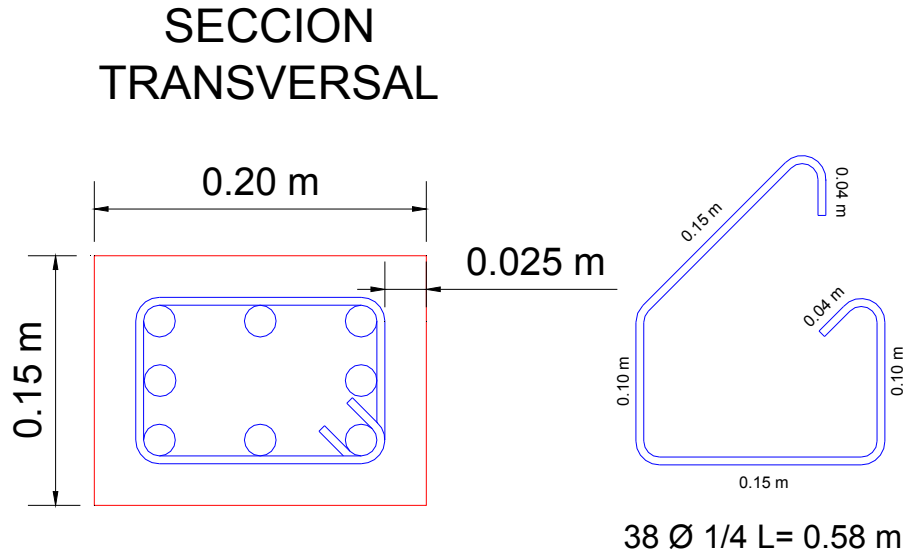
Tabla 3.6.: Dimensiones finales del modelo de la Columna y zapata de carga escaladas 1:2

ESCALA PARA LA COLUMNA ESCALA 1:2			
PROTOTIPO		MODELO	
ALTURA LIBRE LIBRE	2.9	LUZ LIBRE	1.45
ALTURA ENTRE EJES	3.2	LUZ ENTRE EJES	1.6
ALTURA TOTAL	3.5	DISTANCIA ENTRE EXTREMOS	1.75
ALTURA SECCION	0.4	ALTURA	0.2
BASE SECCION	0.3	BASE	0.15
BARRAS LONGITUDINALES N°		BARRAS LONGITUDINALES N°	
6		3	
BARRAS N°	GANCHOS	BARRAS N°	GANCHOS
4	0.08	2	0.04
6	0.32	3	0.16
BARRAS N°	EMPALMES	BARRAS N°	EMPALMES
6	1.44	3	0.72
RECUBRIMIENTO	0.05	RECUBRIMIENTO	0.025
ESCALA PARA LA ZAPATA ESCALA 1:2			
PROTOTIPO		MODELO	
ANCHO	1.3	ANCHO	0.65
ALTURA	0.25	ALTURA	0.125
BARRAS LONGITUDINALES N°		BARRAS LONGITUDINALES N°	
4		2	
BARRAS N°	GANCHOS	BARRAS N°	GANCHOS
4	0.08	2	0.04
RECUBRIMIENTO	0.07	RECUBRIMIENTO	0.035

(Fuente: Autores)

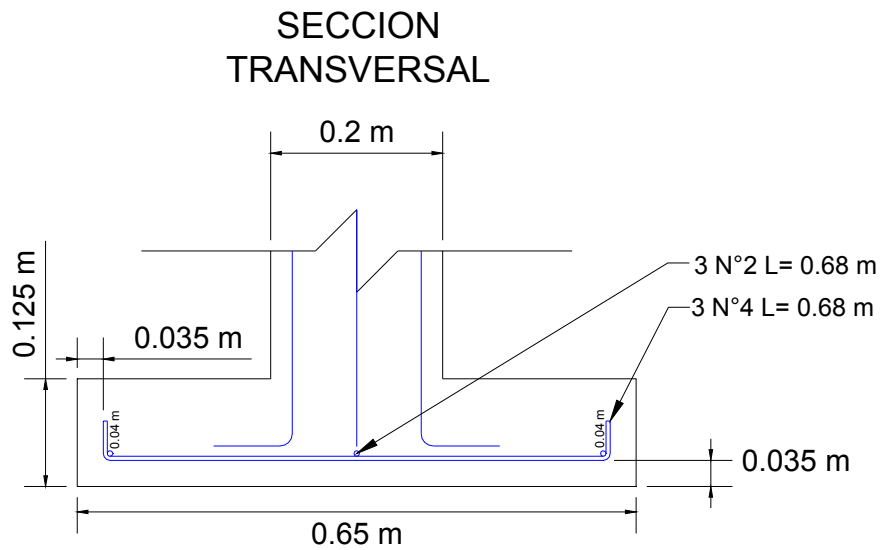
Nota: las medidas de la tabla 3.4 están dadas en metros, el despiece de la viga respectiva se muestra en la figuras 3.4, 3.5 y 3.6.

Figura 3.4. Sección Transversal y detalle de estribos de la columna para el modelo reducido escala 1:2



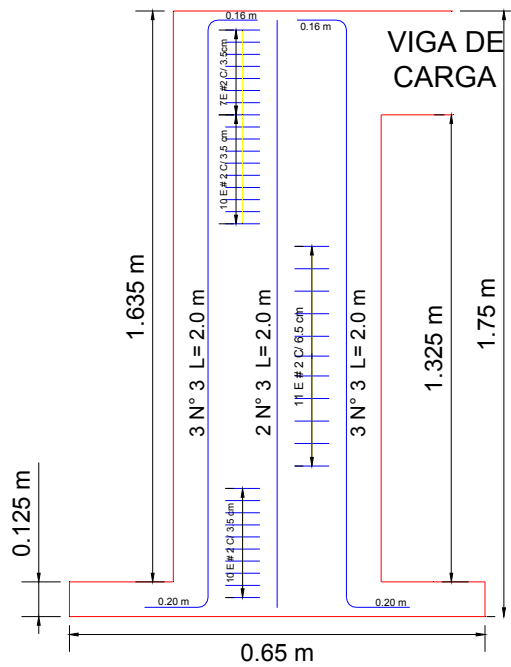
(Fuente: Autores)

Figura 3.5. Sección Transversal de la cimentación para el modelo reducido escala 1:2



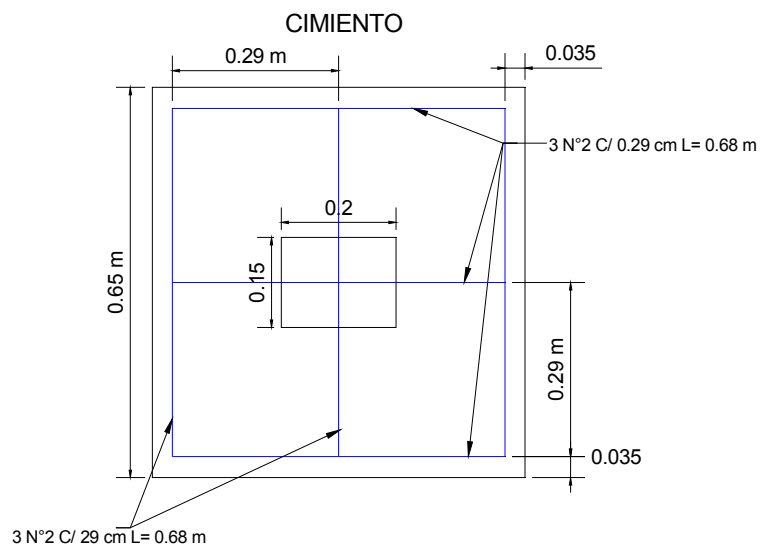
(Fuente: Autores)

Figura 3.6. Despiece Longitudinal de la Columna para el modelo reducido escala 1:2



(Fuente: Autores)

Figura 3.7. Vista en Planta de la cimentación para el modelo reducido escala 1:2



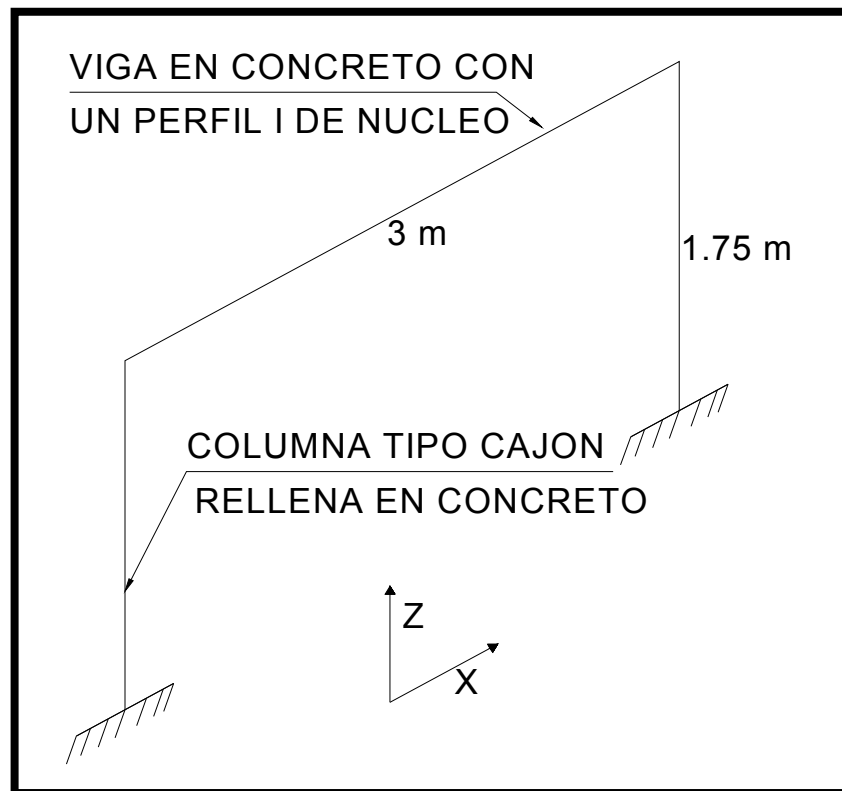
(Fuente: Autores)

- **DISEÑO DEL MODELO REDUCIDO DEL PÓRTICO DE SECCION RECTA COMBINADA.**

El diseño a escala real, de una estructura a porticada en tercera dimensión (placa, columnas y vigas) de sección recta combinada fue realizado en el capítulo 2, la reducción a escala aplicando los factores que se muestran en la tabla N° 3.4 solo se realizara para el pórtico plano en la dirección XZ para dos columnas y una viga y de esta manera proceder a su respectiva construcción y prueba.

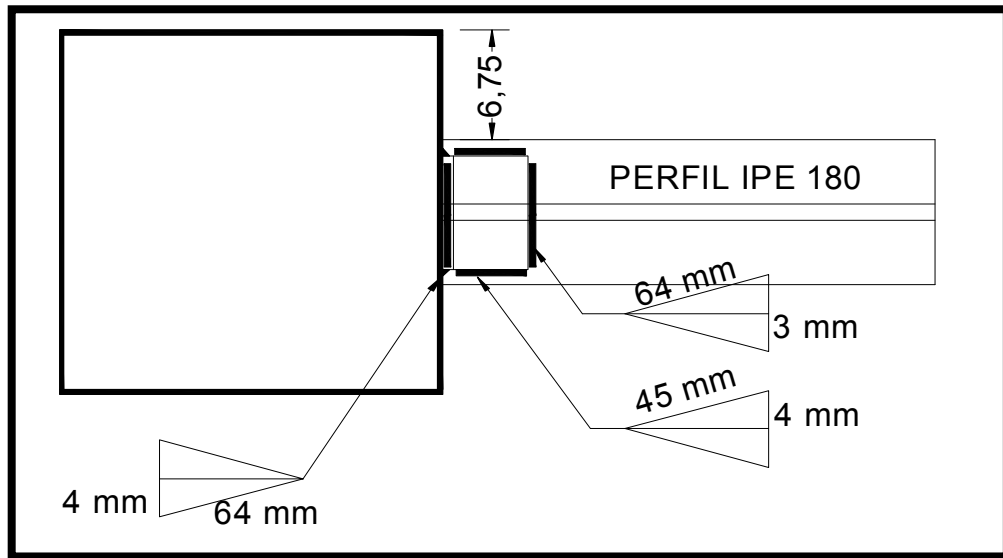
Una vez se realizado el escalamiento del modelo las dimensiones finales son como se muestran en la Figura 3.8 a la figura 3.17.

Figura 3.8 Esquema que ilustra la composición estructural y las dimensiones generales del pórtico escalado para su construcción en el laboratorio.



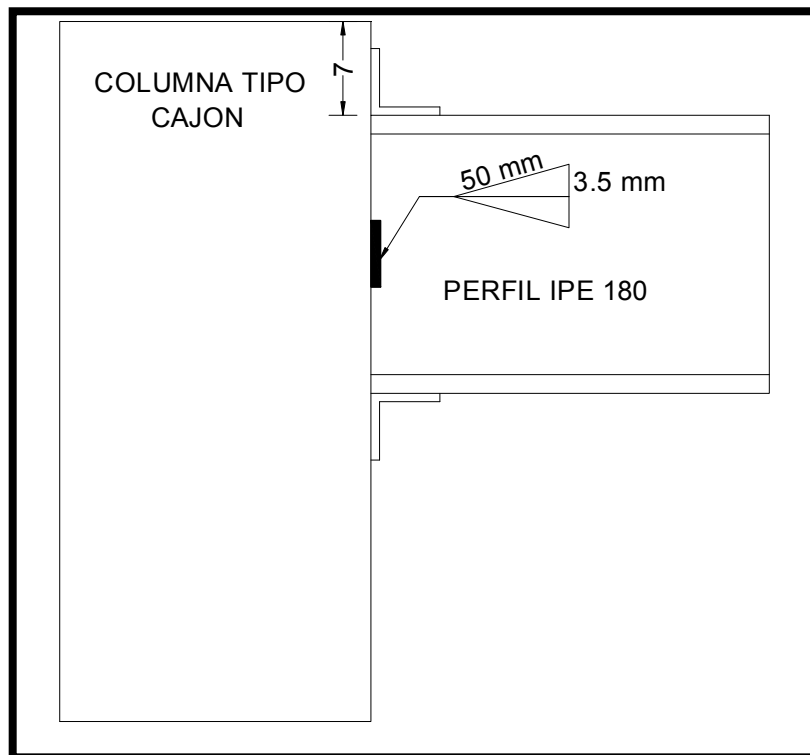
(Fuente: Autores)

Figura 3.9 Vista en planta de la conexión platea para la viga y la columna



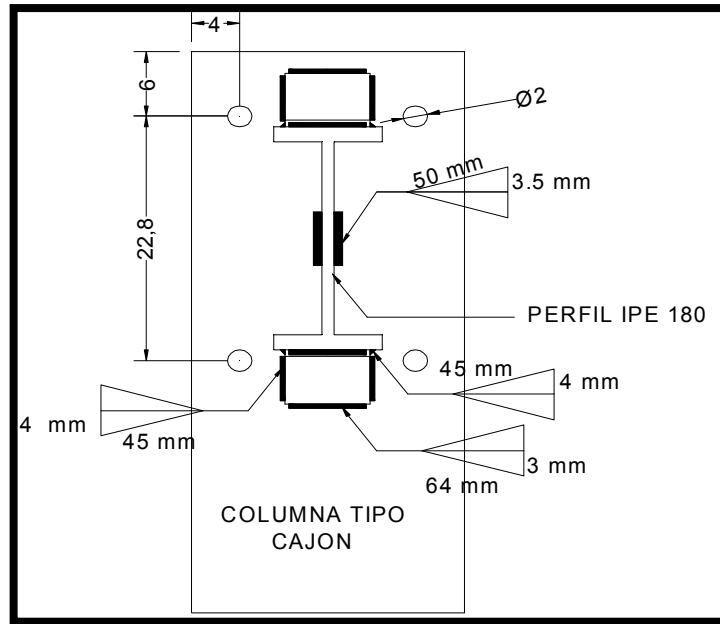
(Fuente: Autores)

Figura 3.10 Vista en perfil de la conexión platea para la viga y la columna



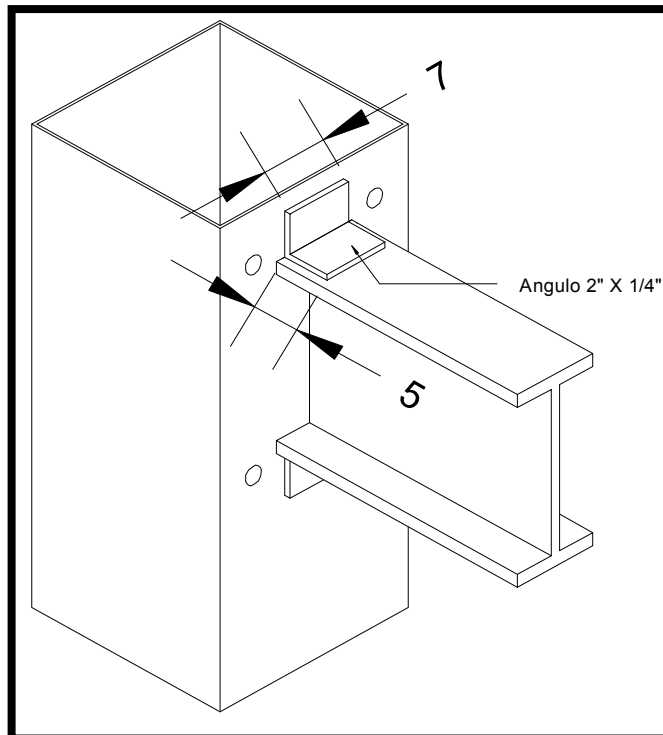
(Fuente: Autores)

Figura 3.11 Vista frontal de la conexión platea para la viga y la columna



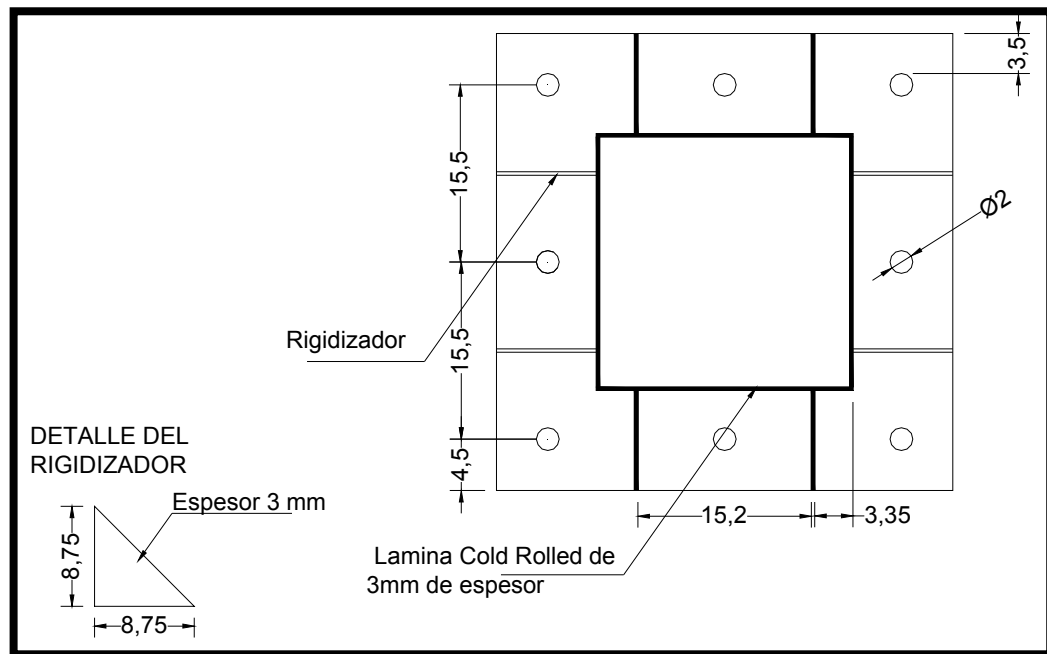
(Fuente: Autores)

Figura 3.12 Vista en 3D de la conexión platea para la viga y la columna



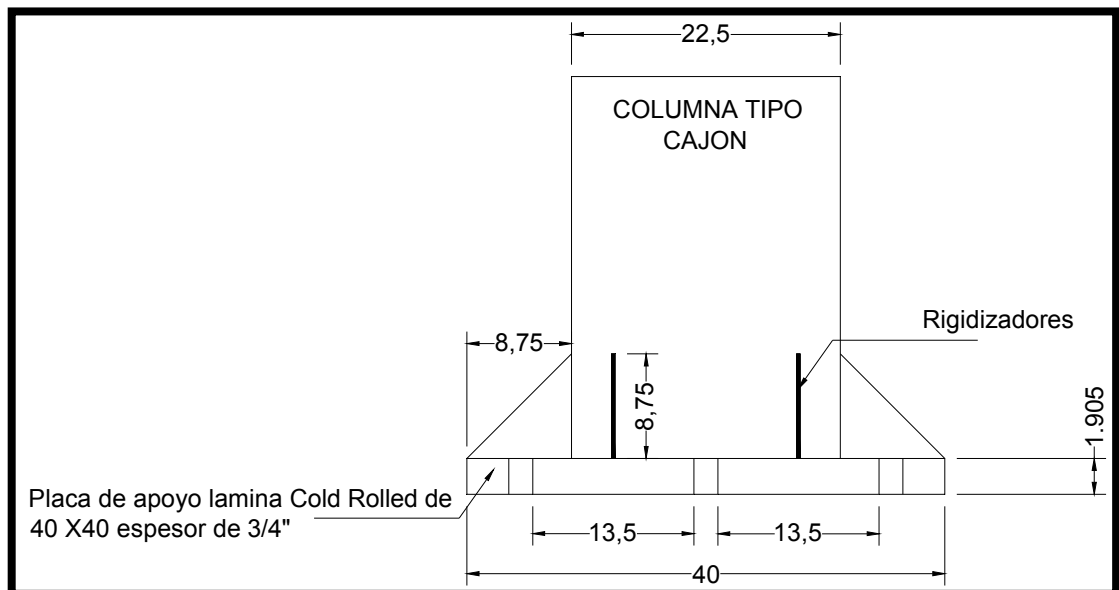
(Fuente: Autores)

Figura 3.13 Vista en planta de la conexión platea para la columna y la placa de apoyo



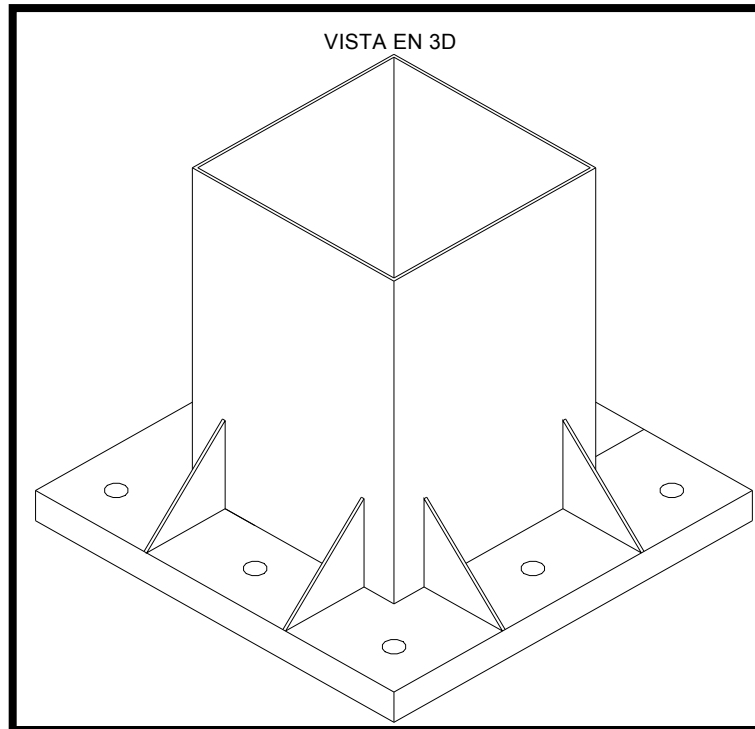
(Fuente: Autores)

Figura 3.14 Vista en perfil de la conexión platea para la viga y la columna



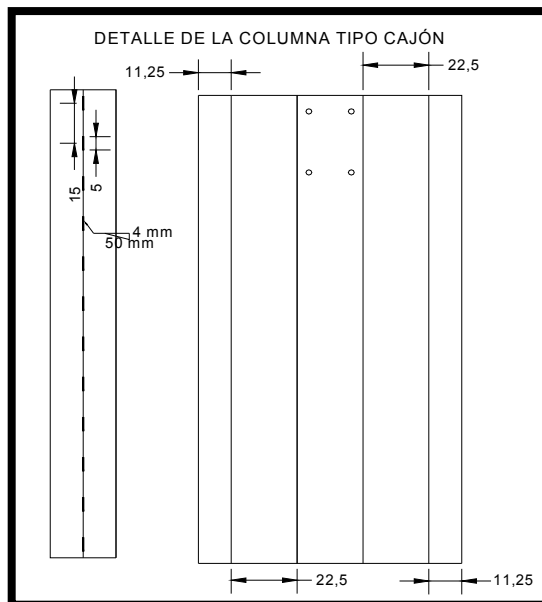
(Fuente: Autores)

Figura 3.15 Vista en 3D de la conexión plantea para la viga y la columna



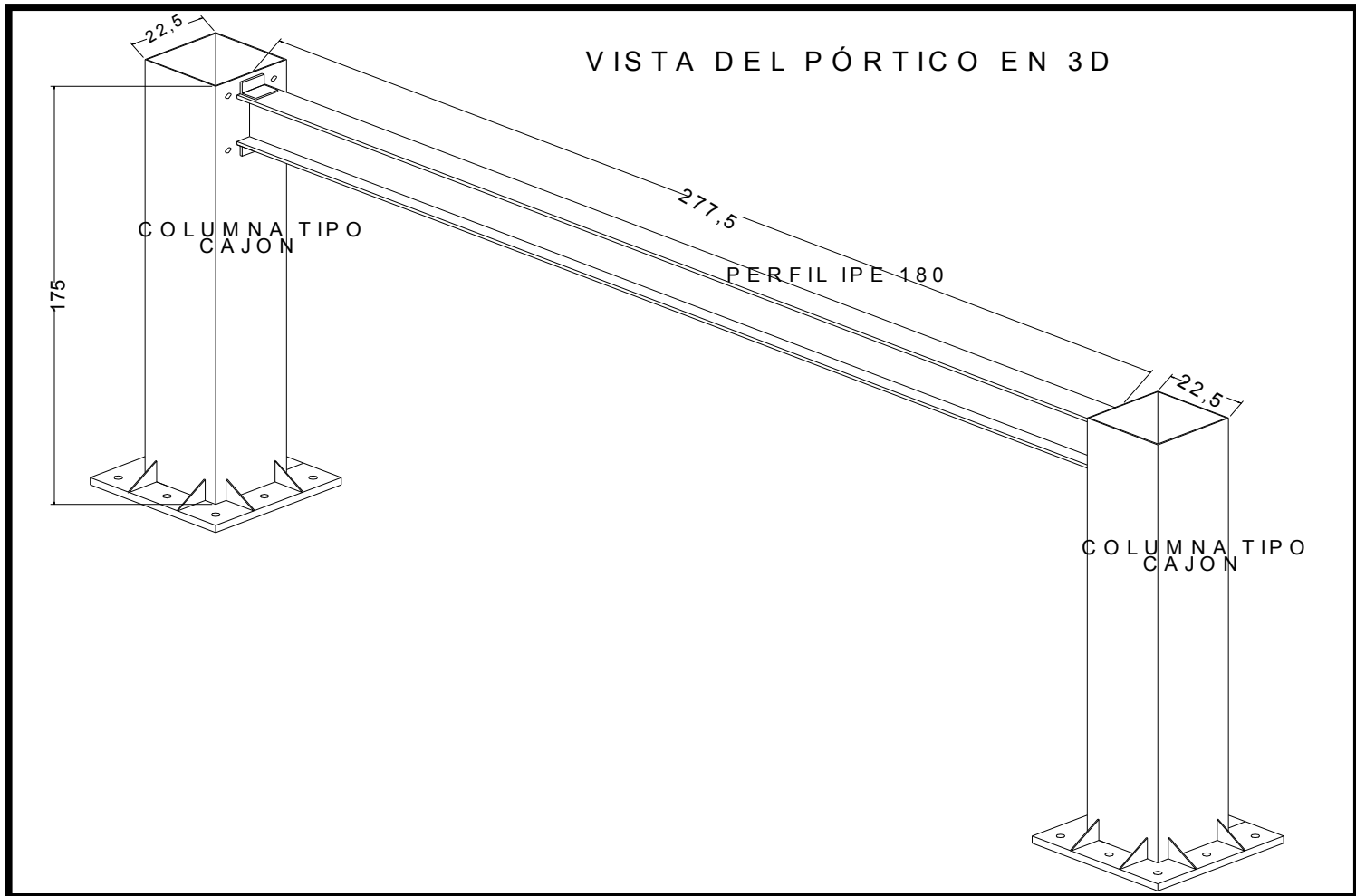
(Fuente: Autores)

Figura 3.16 Vista de las dimensiones de la columna.



(Fuente: Autores)

Figura 3.17 Vista en 3D del pórtico escalado 1:2 . En su estructura metálica



(Fuente: Autores)

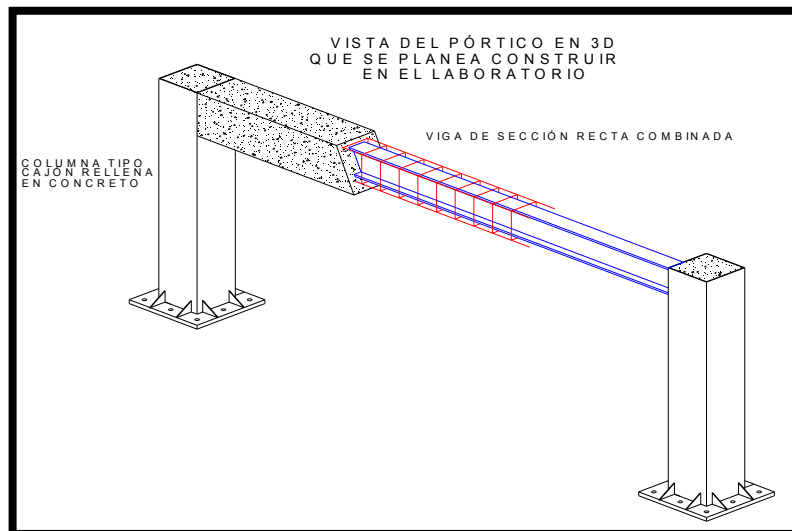
- Materiales:

Se utilizó para el concreto una dosificación en peso de 1: 2: 2.83 (Cemento; Agregado Fino; Agregado Grueso) para alcanzar una resistencia de 3000 P.S.I a los 28 días, para verificar la resistencia se tomaron tres probetas a las cuales se les realizó el Ensayo de Compresión a la Ruptura (Norma ICONTEC 653) arrojando resultados satisfactorios tal como se muestra en Anexos I. Para el acero utilizado en la viga de forma longitudinal y transversalmente se usó varilla corrugada de 6mm (Grafil), a la que fue necesario practicarle ensayos de tensión como se muestra en Anexos I.

Para el perfil IPN 180 se le practicó un ensayo de tensión según la norma como se muestra en anexos I.

En la figura 3.18 se muestra un bosquejo de cómo estarán construidas las vigas y las columnas en el laboratorio de Estructuras de La Universidad Industrial de Santander.

Figura 3.18 vista general del Pórtico a construir en el laboratorio de estructuras de la Universidad Industrial de Santander



(Fuente: Autores)

4. ANALISIS DE COSTOS

La primera característica y tal vez la más importante para la ejecución de cualquier proyecto es su costo; es la primera y la más usada de las comparaciones para la preferencia de un material o sistema estructural, que depende estrictamente en el sistema constructivo y los materiales a emplear.

Para el análisis de costos se tiene que tomar en cuenta la cantidad de cada uno de los materiales que se utilizaran en la obra, los cuales son descritos en los planos de diseño presentados y después se realiza el análisis de Precios Unitarios de cada ítem de cantidad de obra hallado.

La primera fase entonces deberá tener en cuenta la cantidad de materiales a emplear para la construcción de las estructuras de concreto y de sección recta combinada respectivamente como lo son la cantidad de concreto y acero.

La segunda fase mostrara el análisis de precios unitarios de cada uno de los ítems propuestos en las cantidades de obra para hallar al final el costo total de la obra a realizar.

A continuación se presentan cada uno de los análisis de cantidades de obra y su análisis de precios solo para la parte netamente estructural (la base de cimentación, las columnas, las vigas y la placa) sin contar mano de obra, solo se tomara en cuenta los materiales a emplear en la construcción.

4.1 CANTIDADES DE OBRA ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO:

Tabla4.1.: Cantidades de Obra para Cimientos.

CANTIDADES DE OBRA							
ESTRUCTURA DE CONCRETO							
Actividad: CIMENTOS		Concepto: CONCRETO			Unidad: m ³		
TIPO	CANTIDAD	DIMENSION (m)			CANTIDAD DEL CONCEPTO POR UNIDAD TIPO	CANTIDAD TOTAL DE CONCEPTO	
1	4	1.3	1.3	0.25	0.4225	1.69	

Actividad: CIMENTOS		Concepto: BARRAS DE REFUERZO			Unidad: KG		
TIPO 1	BARRAS N°	CANTIDAD	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO ESPECIFICO	CANTIDAD DE ACTIVIDADES	PESO
1	4	6	1.35	8.1	0.994	4	32.2056

(Fuente: Autores)

Tabla4.2.: Cantidades de Obra para Columnas:

CANTIDADES DE OBRA							
ESTRUCTURA DE CONCRETO							
Actividad: COLUMNAS		Concepto: CONCRETO			Unidad: m ³		
TIPO	CANTIDAD	DIMENSION (m)			CANTIDAD DEL CONCEPTO POR UNIDAD TIPO	CANTIDAD TOTAL DE CONCEPTO	
1	4	0.40	0.30	3.25	0.39	1.56	

Actividad: COLUMNAS		Concepto: BARRAS DE REFUERZO Y ESTRIBOS			Unidad: KG		
TIPO 1	BARRAS N°	CANTIDAD	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO ESPECIFICO	CANTIDAD DE ACTIV.	PESO
1	4	38	1.16	44.08	0.99	4	175.26
	6	8	4.00	32.00	2.24	4	286.08

(Fuente: Autores)

Tabla4.3.: Cantidades de Obra para Viga de Carga:

CANTIDADES DE OBRA							
ESTRUCTURA DE CONCRETO							
Actividad: VIGA DE CARGA		Concepto: CONCRETO			Unidad: m ³		
TIPO	CANTIDAD	DIMENSION (m)			CANTIDAD DEL CONCEPTO POR UNIDAD TIPO	CANTIDAD TOTAL DE CONCEPTO	
1	2	0.40	0.60	5.40	1.30	2.59	

Actividad: VIGA DE CARGA		Concepto: BARRAS DE REFUERZO Y ESTRIBOS			Unidad: KG		
TIPO 1	BARRAS N°	CANTIDAD	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO ESPECIFICO	CANTIDAD DE ACTIV.	PESO
1	4	61	1.76	107.36	0.99	2	213.43
	6	2	1.65	3.30	2.24	2	14.75
	6	4	4.00	16.00	2.24	2	71.52
	6	1	4.30	4.30	2.24	2	19.22
	7	4	4.00	16.00	3.04	2	97.34
	7	1	5.46	5.46	3.04	2	33.22
	8	2	6.00	12.00	3.97	2	95.35
	8	2	2.45	4.90	3.97	2	38.94

(Fuente: Autores)

Tabla4.4.: Cantidades de Obra para Viga de Enlace:

CANTIDADES DE OBRA							
ESTRUCTURA DE CONCRETO							
Actividad: VIGA DE ENLACE		Concepto: CONCRETO			Unidad: m ³		
TIPO	CANTIDAD	DIMENSION (m)			CANTIDAD DEL CONCEPTO POR UNIDAD TIPO	CANTIDAD TOTAL DE CONCEPTO	
1	2	0.30	0.45	5.20	0.70	1.40	

Actividad: VIGA DE ENLACE		Concepto: BARRAS DE REFUERZO Y ESTRIBOS			Unidad: KG		
TIPO 1	BARRAS N°	CANTIDAD	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO ESPECIFICO	CANTIDAD DE ACTIV.	PESO
1	4	35	1.26	44.10	0.99	2	87.67
	5	4	6.00	24.00	1.55	2	74.50
	5	4	1.26	5.04	1.55	2	15.64

(Fuente: Autores)

Tabla4.5.: Cantidades de Obra para Vigueta de Riostra:

CANTIDADES DE OBRA							
ESTRUCTURA DE CONCRETO							
Actividad: VIGUETA DE RIOSTRA		Concepto: CONCRETO			Unidad: m ³		
TIPO	CANTIDAD	DIMENSION (m)			CANTIDAD DEL CONCEPTO POR UNIDAD TIPO	CANTIDAD TOTAL DE CONCEPTO	
1	1	0.17	0.40	5.40	0.37	0.37	

Actividad: VIGUETA DE RIOSTRA		Concepto: BARRAS DE REFUERZO Y ESTRIBOS			Unidad: KG		
TIPO 1	BARRAS N°	CANTIDAD	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO ESPECIFICO	CANTIDAD DE ACTIV.	PESO
1	4	32	1.14	36.48	0.99	1	36.26
	6	4	6.00	24.00	2.24	1	53.64
	6	4	1.55	6.20	2.24	1	13.86

(Fuente: Autores)

Tabla4.6.: Cantidades de Obra para Vigueta:

CANTIDADES DE OBRA							
ESTRUCTURA DE CONCRETO							
Actividad: VIGUETA		Concepto: CONCRETO			Unidad: m ³		
TIPO	CANTIDAD	DIMENSION (m)			CANTIDAD DEL CONCEPTO POR UNIDAD TIPO	CANTIDAD TOTAL DE CONCEPTO	
1	6	0.17	0.40	5.20	0.35	2.12	

Actividad: VIGUETA		Concepto: BARRAS DE REFUERZO Y ESTRIBOS			Unidad: KG		
TIPO 1	BARRAS N°	CANTIDAD	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO ESPECIFICO	CANTIDAD DE ACTIV.	PESO
1	4	28	1.14	31.92	0.99	6	190.37
	4	4	2.80	11.20	0.99	6	66.80
	6	2	6.00	12.00	2.24	6	160.92
	6	2	1.55	3.10	2.24	6	41.57

(Fuente: Autores)

Tabla 4.7.: Cantidades de Obra Torta Superior:

CANTIDADES DE OBRA						
ESTRUCTURA DE CONCRETO						
Actividad: TORTA SUPERIOR		Concepto: CONCRETO			Unidad: m ³	
TIPO	CANTIDAD	DIMENSION (m)			CANTIDAD DEL CONCEPTO POR UNIDAD TIPO	CANTIDAD TOTAL DE CONCEPTO
1	1	4.39	5.03	0.07	1.55	1.55

Actividad: TORTA SUPERIOR		Concepto: MALLA DE REFUERZO			Unidad: KG		
TIPO 1	MALLA N°	CANTIDAD	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO ESPECIFICO	CANTIDAD DE ACTIV.	PESO
1	M262				42	0.60	25.20
	BARRAS N°	PESO ESPECIFICO	CANTIDAD DE ACTIV.	PESO			
	3				0.56	1	14.09

(Fuente: Autores)

Tabla 4.8.: Resumen de Cantidades de Obra, Concreto:

RESUMEN CANTIDADES DE OBRA		
ESTRUCTURA DE CONCRETO		
Concepto: CONCRETO		
ACTIVIDAD	UNIDAD	m ³
CIMIENTOS		1.69
COLUMNAS		1.56
VIGA DE CARGA		2.59
VIGA DE ENLACE		1.40
VIGUETA DE RIOSTRA		0.37
VIGUETA		2.12
TORTA SUPERIOR		1.55
TOTAL		11.280519

(Fuente: Autores)

Tabla 4.9.: Resumen de Cantidades de Obra, Acero:

Concepto:	ACERO
-----------	-------

ACTIVIDAD	UNIDAD	kG						
	Barras N°	3	4	5	6	7	8	Malla M262
CIMIENTOS		0.00	32.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
COLUMNAS		0.00	175.26	0.00	286.08	0.00	0.00	0.00
VIGA DE CARGA		0.00	213.43	0.00	105.49	130.56	134.29	0.00
VIGA DE ENLACE		0.00	87.67	90.14	0.00	0.00	0.00	0.00
VIGUETA DE RIOSTRA		0.00	36.26	0.00	67.50	0.00	0.00	0.00
VIGUETA		0.00	257.17	0.00	202.49	0.00	0.00	0.00
TORTA SUPERIOR		14.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	172.14
TOTAL		14.09	802.00	90.14	661.56	130.56	134.29	172.14

(Fuente: Autores)

4.2 COSTOS UNITARIOS ESTRUCTURA DE CONCRETO:

Tabla 4.10.: Análisis de Precios Unitarios y Totales Cimientos

ANALISIS DE PRECIOS				
ESTRUCTURA DE CONCRETO				
Actividad:	Concepto:		Unidad:	
CIMIENTOS	CONCRETO		m ³	
TIPO	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO		*VALOR DEL CONCEPTO POR m ³	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	1.69		\$ 235,000	\$ 397,150
Actividad:	Concepto:		Unidad:	
CIMIENTOS	BARRAS DE REFUERZO		KG	
TIPO 1	BARRAS N°	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	**VALOR DEL CONCEPTO POR KG POR BARRA N°	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	4	32.2056	\$ 2,336	\$ 75,232
TOTAL				\$ 472,382

* FUENTE: HOLCIM COLOMBIA S.A., CONCRETO DE 3000 PSI REALIZADO EN FABRICA SIN BOMBEO, CONSULTADO A FINALES DE JUNIO DE 2011

** FUENTE: CONSTRUCTOR BUCARAMANGA, SECCION DE ACEROS CONSULTADO A FINALES DE JUNIO DE 2011

(Fuente: Autores)

Tabla 4.11.: Análisis de Precios Unitarios y Totales Columnas

ANALISIS DE PRECIOS				
ESTRUCTURA DE CONCRETO				
Actividad: COLUMNAS		Concepto: CONCRETO		Unidad: m ³
TIPO	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO		*VALOR DEL CONCEPTO POR m ³	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	1.56		\$ 235,000	\$ 366,600
Actividad: COLUMNAS		Concepto: BARRAS DE REFUERZO Y ESTRIBOS		Unidad: KG
TIPO 1	BARRAS N°	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	**VALOR DEL CONCEPTO POR KG POR BARRA N°	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	4	175	\$ 2,336.0	\$ 409,412.22
	6	286	\$ 2,336.0	\$ 668,282.88
TOTAL				\$ 1,444,295.10

* FUENTE: HOLCIM COLOMBIA S.A., CONCRETO DE 3000 PSI REALIZADO EN FABRICA SIN BOMBEO,
CONSULTADO A FINALES DE JUNIO DE 2011

** FUENTE: CONSTRUCTOR BUCARAMANGA, SECCION DE ACEROS CONSULTADO A FINALES DE JUNIO DE 2011

(Fuente: Autores)

Tabla 4.12.: Análisis de Precios Unitarios y Totales Viga de Enlace.

ANALISIS DE PRECIOS				
ESTRUCTURA DE CONCRETO				
Actividad: VIGA DE ENLACE		Concepto: CONCRETO		Unidad: m ³
TIPO	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO		*VALOR DEL CONCEPTO POR m ³	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	1.40		\$ 235,000.0	\$ 329,940.0
Actividad: VIGA DE ENLACE		Concepto: BARRAS DE REFUERZO Y ESTRIBOS		Unidad: KG
TIPO 1	BARRAS N°	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	**VALOR DEL CONCEPTO POR KG POR BARRA N°	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	4	88	\$ 2,336.0	\$ 204,798.99
	5	74	\$ 2,336.0	\$ 174,022.66
	5	16	\$ 2,336.0	\$ 36,544.76
			TOTAL	\$ 745,306.40

* FUENTE: HOLCIM COLOMBIA S.A., CONCRETO DE 3000 PSI REALIZADO EN FABRICA SIN BOMBEO,
CONSULTADO A FINALES DE JUNIO DE 2011

** FUENTE: CONSTRUCTOR BUCARAMANGA, SECCION DE ACEROS CONSULTADO A FINALES DE JUNIO DE 2011

(Fuente: Autores)

Tabla4.13.: Análisis de Precios Unitarios y Totales Viga de Carga.

ANALISIS DE PRECIOS				
ESTRUCTURA DE CONCRETO				
Actividad: VIGA DE CARGA		Concepto: CONCRETO		Unidad: m ³
TIPO	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO		*VALOR DEL CONCEPTO POR m ³	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	2.59		\$ 235,000	\$ 609,120
Actividad: VIGA DE CARGA		Concepto: BARRAS DE REFUERZO Y ESTRIBOS		Unidad: KG
TIPO 1	BARRAS N°	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	**VALOR DEL CONCEPTO POR KG POR BARRA N°	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	4	213.43	\$ 2,336.0	\$ 498,576.40
	6	14.75	\$ 2,336.0	\$ 34,458.34
	6	71.52	\$ 2,336.0	\$ 167,070.72
	6	19.22	\$ 2,336.0	\$ 44,900.26
	7	97.34	\$ 2,336.0	\$ 227,395.58
	7	33.22	\$ 2,336.0	\$ 77,598.74
	8	95.35	\$ 2,336.0	\$ 222,742.27
	8	38.94	\$ 2,336.0	\$ 90,953.09
TOTAL				\$ 1,972,815.41

* FUENTE: HOLCIM COLOMBIA S.A., CONCRETO DE 3000 PSI REALIZADO EN FABRICA SIN BOMBEO,
CONSULTADO A FINALES DE JUNIO DE 2011

** FUENTE: CONSTRUCTOR BUCARAMANGA, SECCION DE ACEROS CONSULTADO A FINALES DE JUNIO DE 2011

(Fuente: Autores)

Tabla4.14.: Análisis de Precios Unitarios y Totales Torta Superior.

ANALISIS DE PRECIOS				
ESTRUCTURA DE CONCRETO				
Actividad: TORTA SUPERIOR		Concepto: CONCRETO		Unidad: m ³
TIPO	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO		*VALOR DEL CONCEPTO POR m ³	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	1.55		\$ 235,000.0	\$ 363,244.0
Actividad: TORTA SUPERIOR		Concepto: MALLA DE REFUERZO		Unidad: KG
TIPO 1	MALLA N°	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	**VALOR DEL CONCEPTO POR KG POR BARRA N°	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	M262***	172.1	\$ 1,740.0	\$ 299,523.6
	3	14.09	\$ 2,336.0	\$ 32,906.8
TOTAL				\$ 695,674.3

* FUENTE: HOLCIM COLOMBIA S.A., CONCRETO DE 3000 PSI REALIZADO EN FABRICA SIN BOMBEO, CONSULTADO A FINALES DE JUNIO DE 2011

** FUENTE: CONSTRUCTOR BUCARAMANGA, SECCION DE ACEROS CONSULTADO A FINALES DE JUNIO DE 2011

*** FUENTE: FERRETERIA ALDIA S.A. CONSULTADO A FINALES DE JUNIO DE 2011

(Fuente: Autores)

Tabla4.15.: Análisis de Precios Unitarios y Totales Vigueta Riostra.

ANALISIS DE PRECIOS				
ESTRUCTURA DE CONCRETO				
Actividad: VIGUETA DE RIOSTRA		Concepto: CONCRETO		Unidad: m ³
TIPO	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO		*VALOR DEL CONCEPTO POR m ³	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	0.37		\$ 235,000.0	\$ 86,292.0
Actividad: VIGUETA DE RIOSTRA		Concepto: BARRAS DE REFUERZO Y ESTRIBOS		Unidad: KG
TIPO 1	BARRAS N°	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	**VALOR DEL CONCEPTO POR KG POR BARRA N°	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	4	36	\$ 2,336.0	\$ 84,706.0
	6	54	\$ 2,336.0	\$ 125,303.0
	6	14	\$ 2,336.0	\$ 32,370.0
TOTAL				\$ 328,671.0

* FUENTE: HOLCIM COLOMBIA S.A., CONCRETO DE 3000 PSI REALIZADO EN FABRICA SIN BOMBEO, CONSULTADO A FINALES DE JUNIO DE 2011

** FUENTE: CONSTRUCTOR BUCARAMANGA, SECCION DE ACEROS, CONSULTADO A FINALES DE JUNIO DE 2011

(Fuente: Autores)

Tabla 4.16.: Análisis de Precios Unitarios y Totales Vigueta.

ANALISIS DE PRECIOS				
ESTRUCTURA DE CONCRETO				
Actividad: VIGUETA		Concepto: CONCRETO		Unidad: m ³
TIPO	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO		*VALOR DEL CONCEPTO POR m ³	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	2.12		\$ 235,000.0	\$ 498,576.0
Actividad: VIGUETA		Concepto: BARRAS DE REFUERZO Y ESTRIBOS		Unidad: KG
TIPO 1	BARRAS N°	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	**VALOR DEL CONCEPTO POR KG POR BARRA N°	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	4	190.37	\$ 2,336.0	\$ 444,706.38
	4	66.80	\$ 2,336.0	\$ 156,037.32
	6	160.92	\$ 2,336.0	\$ 375,909.12
	6	41.57	\$ 2,336.0	\$ 97,109.86
			TOTAL	\$ 1,572,338.68

* FUENTE: HOLCIM COLOMBIA S.A., CONCRETO DE 3000 PSI REALIZADO EN FABRICA SIN BOMBEO,
CONSULTADO A FINALES DE JUNIO DE 2011

** FUENTE: CONSTRUCTOR BUCARAMANGA, SECCION DE ACEROS CONSULTADO A FINALES DE JUNIO DE 2011

(Fuente: Autores)

Tabla 4.17.: Resumen Análisis de Precios Unitarios y Totales Concreto

RESUMEN ANALISIS DE PRECIO	
ESTRUCTURA DE CONCRETO	
Concepto:	CONCRETO

ACTIVIDAD	UNIDAD	m ³	PRECIO UNITARIO	TOTAL
CIMIENOS		1.69	\$ 235,000.0	\$ 397,150.0
COLUMNAS		1.56	\$ 235,000.0	\$ 366,600.0
VIGA DE CARGA		2.592	\$ 235,000.0	\$ 609,120.0
VIGA DE ENLACE		1.404	\$ 235,000.0	\$ 329,940.0
VIGUETA DE RIOSTRA		0.3672	\$ 235,000.0	\$ 86,292.0
VIGUETA		2.1216	\$ 235,000.0	\$ 498,576.0
TORTA SUPERIOR		1.545719	\$ 235,000.0	\$ 363,244.0
TOTAL		11.280519		\$ 2,650,922.0

(Fuente: autores)

Tabla 4.18.: Resumen Análisis de Precios Unitarios y Totales Acero

RESUMEN ANALISIS DE PRECIO
ESTRUCTURA DE CONCRETO

Concepto:
ACERO

ACTIVIDAD	REFUERZO DE ACERO						
UNIDAD	kG						
Barras N°	3	4	5	6	7	8	Malla M262
TOTAL	14.09	802.00	90.14	661.56	130.56	134.29	172.14
PRECIO UNITARIO	\$ 2,336.0						\$ 1,740.0
TOTAL/BARRAS N°	\$ 32,906.8	\$ 1,873,469.6	\$ 210,567.4	\$ 1,545,404.2	\$ 304,994.3	\$ 313,695.4	\$ 299,523.6
TOTAL	\$ 4,580,561.2						

(Fuente: Autores)

COSTO TOTAL ESTRUCTURA DE CONCRETO
\$ 7,231,483.2

4.3 CANTIDADES DE OBRA ESTRUCTURA DE SECCION RECTA COMBINADA:

Tabla4.19.: Cantidades de Obra para las Vigas de Sección Compuesta

CANTIDADES DE OBRA									
ESTRUCTURA DE SECCION RECTA COMBINADA									
Actividad: VIGAS		Concepto: CONCRETO				Unidad: m ³			
TIPO	CANTIDAD	DIMENSION (m)			CANTIDAD DEL CONCEPTO POR UNIDAD TIPO	CANTIDAD TOTAL DE CONCEPTO			
1	4	0.35	0.48	5.1	0.8568	3.4272			
Actividad: VIGAS		Concepto: PERFIL ESTRUCTURAL IPEO 360				Unidad: kg			
TIPO	CANTIDAD	ALMA (mm)		PATIN (mm)		ALTURA (mm)	AREA (cm ²)	PESO ESPECIFICO POR m	PESO
		tW	Hc	Bf	tf				
1	4	9.2	298.6	172	14.7	364	84.1	66.9	1364.76
Actividad: VIGAS		Concepto: BARRAS DE REFUERZO Y ESTRIBOS				Unidad: KG			
TIPO 1	BARRAS N°	CANTIDAD	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO ESPECIFICO	CANTIDAD DE ACTIV.	PESO		
1	3	30	1.72	51.60	0.56	4	115.38		
	3	4	3.45	13.80	0.56	4	30.86		
	3	2	1.80	3.60	0.56	4	8.05		
	3	2	5.10	10.20	0.56	4	22.81		

(Fuente: Autores)

Tabla4.20.: Cantidades de Obra para las Vigas Auxiliares de Sección Tubular

CANTIDADES DE OBRA									
ESTRUCTURA DE SECCION RECTA COMBINADA									
Actividad: VIGAS PTE		Concepto: PERFIL TUBULAR ESTRUCTURAL 20X40				Unidad: kg			
TIPO	CANTIDAD	DIMENSION (m)			AREA (m ²)	PESO ESPECIFICO POR m ²	PESO		
		LADO	LONGITUD						
1	2	1.2	4.8		5.76	46.36	534.0672		

(Fuente: Autores)

Tabla4.21.: Cantidades de Obra para las Columnas de PTE Relleno

CANTIDADES DE OBRA							
ESTRUCTURA DE SECCION RECTA COMBINADA							
Actividad: COLUMNAS		Concepto: CONCRETO			Unidad: m ³		
TIPO	CANTIDAD	DIMENSION (m)			CANTIDAD DEL CONCEPTO POR UNIDAD TIPO	CANTIDAD TOTAL DE CONCEPTO	
1	4	0.438	0.438	3.5	0.671454	2.685816	
Actividad: COLUMNAS		Concepto: PERFIL TUBULAR ESTRUCTURAL (lamina 1/4")			Unidad: kg		
TIPO	CANTIDAD	DIMENSION (m)			AREA (m ²)	PESO ESPECIFICO POR m ²	PESO
		LADO	LADO TOTAL	ALTURA			
1	4	0.45	1.8	3.5	6.3	46.36	1168.272
Actividad: COLUMNAS		Concepto: CONECTORES DE CORTANTE (ADHERENCIA)			Unidad: KG		
TIPO 1	BARRAS N°	CANTIDAD	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO ESPECIFICO	CANTIDAD DE ACTIV.	PESO
1	3	630	0.08	50.40	0.56	1	28.17
Actividad: COLUMNAS		Concepto: SOLDADURA			Unidad: m		
TIPO	CANTIDAD	DESIGNACION			LONGITUD		
1	4	E7013			4.4		

(Fuente: Autores)

**Tabla4.22.: Cantidades de Obra para La Placa de Entrepiso de Sección
Compuesta**

CANTIDADES DE OBRA							
ESTRUCTURA DE SECCION RECTA COMBINADA							
Actividad: PLACA DE ENTREPISO		Concepto: CONCRETO			Unidad: m ³		
TIPO	CANTIDAD	DIMENSION (m)			CANTIDAD DEL CONCEPTO POR UNIDAD TIPO	CANTIDAD TOTAL DE CONCEPTO	
1	1	0.073	6	6	2.61	2.61	
Actividad: PLACA DE ENTREPISO		Concepto: lamina colaborante Metaldeck 3"			Unidad: m ²		
TIPO	CANTIDAD	DIMENSION (m)			AREA	AREA TOTAL	
		ANCHO	LADO				
1	6	1.2	6		7.2	43.2	
Actividad: PLACA DE ENTREPISO		Concepto: MALLA DE REFUERZO			Unidad: KG		
TIPO 1	MALLA N°		PESO ESPECIFICO		CANTIDAD DE ACTIV.	PESO	
1	M221		49.40		3	148.20	

(Fuente: Autores)

Tabla 4.23.: Cantidades de la Conexión Soldada Viga Columna

CANTIDADES DE OBRA						
ESTRUCTURA DE SECCION RECTA COMBINADA						
Actividad: CONEXIÓN VIGA-COLUMNA		Concepto: PERFIL L		Unidad: KG		
TIPO	CANTIDAD	DIMENSION (m)		AREA (mm ²)	PESO ESPECIFICO POR m	PESO
		DESIGNACION	LONGITUD			
1	2	4" X 1/2"	0.14	2271	17.83	4.9924
Actividad: CONEXIÓN VIGA-COLUMNA		Concepto: SOLDADURA		Unidad: m		
TIPO	CANTIDAD	DESIGNACION	LONGITUD	LONGITUD TOTAL		
1	8	E7013	1.44	11.52		
Actividad: PLACA DE APOYO		Concepto: PLACA (lamina 1/2")			Unidad: KG	
TIPO	CANTIDAD	DIMENSION (m)		AREA (m ²)	PESO ESPECIFICO POR m ²	PESO
		LADO	LADO TOTAL			
1	4	0.8	0.8	0.64	90.07	230.5792
Actividad: PLACA DE APOYO		Concepto: RIGUIDIZADORES			Unidad: KG	
TIPO	CANTIDAD	DIMENSION (m)		AREA (m ²)	PESO	PESO
		LADO	ESPESOR			
1	8	0.175	1/4"	0.0153125	90.7	11.11075
Actividad: PLACA DE APOYO		Concepto: SOLDADURA		Unidad: m		
TIPO	CANTIDAD	DESIGNACION	LONGITUD	LONGITUD TOTAL		
1	4	E7013	4.6	18.4		

(Fuente: Autores)

Tabla4.24.: Resumen de Las Cantidades de Obra por Concepto Realizado.

RESUMEN CANTIDADES DE OBRA		
ESTRUCTURA DE SECCION RECTA COMBINADA		
CONCEPTO	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	UNIDAD
PERFIL IPEO 360	1364.76	KG
BARRAS DE REFUERZO, ESTRIBOS Y CONECTORES DE CORTANTE	205.26	KG
SOLDADURA 7013	34.32	m
LAMINA METALDECK 3"	43.2	KG
MALLA DE REFUERZO M221	148.20	KG
PERFIL L 4X1/2"	4.9924	KG
PLACA (LAMINA 1/2")	232.192	KG
LAMINA DE 1/4"	1708.0183	KG
CONCRETO	8.72	m ³

(Fuente: Autores)

4.4. COSTOS UNITARIOS Y TOTALES ESTRUCTURA DE SECCION RECTA COMBINADA:

Tabla 4.25.: Análisis de Costos Unitarios y Totales para Las columnas de PTE Rellenas:

ANALISIS DE PRECIOS				
ESTRUCTURA DE SECCION RECTA COMBINADA				
Actividad:		Concepto:		Unidad:
COLUMNAS		CONCRETO		m ³
TIPO	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO		*VALOR DEL CONCEPTO POR m ³	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	2.685816		\$ 235,000	\$ 631,167
Actividad:		Concepto:		Unidad:
COLUMNAS		CONECTORES DE CORTANTE (ADHERENCIA)		KG
TIPO 1	BARRAS N°	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	**VALOR DEL CONCEPTO POR KG POR BARRA N°	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	3	28.17	\$ 2,336.0	\$ 65,813.53
Actividad:		Concepto:		Unidad:
COLUMNAS		PERFIL TUBULAR ESTRUCTURAL (lamina 1/4")		KG
TIPO 1	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO		***VALOR DEL CONCEPTO POR KG	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	1168.27		\$ 2,262	\$ 2,642,631
Actividad:		Concepto:		Unidad:
COLUMNAS		SOLDADURA		m
TIPO 1	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO		****VALOR DEL CONCEPTO POR m	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	4.40		\$ 2,032	\$ 8,941
TOTAL				\$ 3,348,552.35

* FUENTE: HOLCIM COLOMBIA S.A., CONCRETO DE 3000 PSI REALIZADO EN FABRICA SIN BOMBEO .
CONSULTA FINALES DE JUNIO DE 2011

** FUENTE: CONSTRUCTOR BUCARAMANGA, SECCION DE ACEROS, CONSULTA FINALES DE .
JULIO DE 2011

*** FUENTE: LA CAMPANA, SERVICIOS DE ACERO S.A., CONSULTA FINALES DE JUNIO DE 2011

(Fuente: Autores)

Tabla4.26.: Análisis de Costos Unitarios y Totales para Las Vigas de Sección Recta Combinada:

ANALISIS DE PRECIOS				
ESTRUCTURA DE SECCION RECTA COMBINADA				
Actividad: VIGAS		Concepto: CONCRETO		Unidad: m ³
TIPO		CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	*VALOR DEL CONCEPTO POR m ³	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1		3.4272	\$ 235,000	\$ 805,392
Actividad: VIGAS		Concepto: BARRAS DE REFUERZO		Unidad: KG
TIPO 1	BARRAS N°	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	**VALOR DEL CONCEPTO POR KG POR BARRA N°	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	3	177.09	\$ 2,336	\$ 413,685
Actividad: VIGAS		Concepto: PERFIL ESTRUCTURAL IPEO 360		Unidad: KG
TIPO 1		CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	***VALOR DEL CONCEPTO POR KG	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1		1364.76	\$ 2,066	\$ 2,819,594
			TOTAL	\$ 4,038,671

* FUENTE: HOLCIM COLOMBIA S.A., CONCRETO DE 3000 PSI REALIZADO EN FABRICA SIN BOMBEO .
 . CONSULTA FINALES DE JUNIO DE 2011
 ** FUENTE: CONSTRUCTOR BUCARAMANGA, SECCION DE ACEROS, CONSULTA FINALES DE .
 . JULIO DE 2011
 *** FUENTE: LA CAMPANA, SERVICIOS DE ACERO S.A., CONSULTA FINALES DE JUNIO DE 2011

(Fuente: Autores)

Tabla4.27.: Análisis de Costos Unitarios y Totales para Las Vigas Auxiliares de Sección Tubular:

ANALISIS DE PRECIOS				
ESTRUCTURA DE SECCION RECTA COMBINADA				
Actividad: VIGAS PTE		Concepto: PERFIL TUBULAR ESTRUCTURAL 20X40		Unidad: KG
TIPO		CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	*VALOR DEL CONCEPTO POR KG	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1		534.07	\$ 2,262	\$ 1,208,060
			TOTAL	\$ 1,208,060.01

* FUENTE: LA CAMPANA, SERVICIOS DE ACERO S.A., CONSULTA FINALES DE JUNIO DE 2011

(Fuente: Autores)

Tabla 4.28.: Análisis de Costos Unitarios y Totales para La Placa de Entrepiso de Sección Compuesta.

ANALISIS DE PRECIOS				
ESTRUCTURA DE SECCION RECTA COMBINADA				
Actividad: PLACA DE ENTREPISO		Concepto: CONCRETO		Unidad: m ³
TIPO		CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	*VALOR DEL CONCEPTO POR m ³	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1		2.61	\$ 235,000.0	\$ 613,431.72
Actividad: PLACA DE ENTREPISO		Concepto: MALLA DE REFUERZO		Unidad: KG
TIPO 1	MALLA	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	**VALOR DEL CONCEPTO POR KG	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	M221	148	\$ 2,900.0	\$ 429,780.00
Actividad: PLACA DE ENTREPISO		Concepto: lamina colaborante Metaldeck 3"		Unidad: m ²
TIPO 1		CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	***VALOR DEL CONCEPTO POR KG POR m ²	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1		43.20	\$ 40,380.0	\$ 1,744,416.00
TOTAL				\$ 2,787,627.72

* FUENTE: HOLCIM COLOMBIA S.A., CONCRETO DE 3000 PSI REALIZADO EN FABRICA SIN BOMBEO.

. CONSULTA FINALES DE JUNIO DE 2011

** FUENTE: FERRETERIA ALDIA S.A., CONSULTA FINALES DE JUNIO DE 2011

(Fuente: Autores)

**Tabla 4.29.: Análisis de Costos Unitarios y Totales para La Conexión Soldada
Viga Columna:**

ANALISIS DE PRECIOS			
ESTRUCTURA DE SECCION RECTA COMBINADA			
Actividad: CONEXIÓN VIGA-COLUMNA	Concepto: PERFIL L	Unidad: kG	
TIPO	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	***VALOR DEL CONCEPTO POR m ³	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	4.99	\$ 2,264.0	\$ 11,302.8
Actividad: CONEXIÓN VIGA-COLUMNA	Concepto: SOLDADURA	Unidad: m	
TIPO 1	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	****VALOR DEL CONCEPTO POR m	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	11.52	\$ 2,032	\$ 23,409
Actividad: PLACA DE APOYO	Concepto: PLACA (lamina 1/2")	Unidad: KG	
TIPO 1	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	****VALOR DEL CONCEPTO POR KG	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	232.19	\$ 2,377	\$ 551,920
Actividad: PLACA DE APOYO	Concepto: RIGUIDIZADORES	Unidad: KG	
TIPO 1	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	****VALOR DEL CONCEPTO POR KG	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	5.68	\$ 2,377	\$ 13,499
Actividad: PLACA DE APOYO	Concepto: SOLDADURA	Unidad: m	
TIPO 1	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	****VALOR DEL CONCEPTO POR m°	VALOR TOTAL DEL CONCEPTO
1	18.40	\$ 2,032	\$ 37,389
TOTAL			\$ 637,519.84

*** FUENTE: LA CAMPANA, SERVICIOS DE ACERO S.A., CONSULTA FINALES DE JUNIO DE 2011

(Fuente: Autores)

Tabla 4.30.: Resumen del Análisis de Costos Unitarios y Totales para La Estructura de Sección Recta Combinada:

RESUMEN CANTIDADES DE OBRA				
ESTRUCTURA DE SECCION RECTA COMBINADA				
CONCEPTO	CANTIDAD TOTAL DEL CONCEPTO	UNIDAD	VALOR DEL CONCEPTO	VALOR TOTAL
BARRAS DE REFUERZO, ESTRIBOS Y CONECTORES DE CORTANTE	205.2648	KG	\$ 2,336.0	\$ 479,499
PERFIL IPEO 360	1364.76	KG	\$ 2,066.0	\$ 2,819,594
SOLDADURA 7013	34.32	m	\$ 2,032.0	\$ 69,738
LAMINA METALDECK 3"	43.2	m ²	\$ 40,380.0	\$ 1,744,416
MALLA DE REFUERZO M221	148.2	KG	\$ 2,900.0	\$ 429,780
PERFIL L 4X1/2"	4.9924	KG	\$ 2,264.0	\$ 11,303
PLACA (LAMINA 1/2")	232.192	KG	\$ 2,377.0	\$ 551,920
LAMINA DE 1/4"	1708.0183	KG	\$ 2,262.0	\$ 3,863,537
CONCRETO	8.72336376	m ³	\$ 235,000.0	\$ 2,049,990
			TOTAL	\$ 12,019,778

(Fuente: Autores)

4.5 COMPARACION DE COSTOS:

La estructura de concreto reforzado cuesta el 39.83% menos que la estructura de sección recta combinada si miramos el costo por materiales sin tener en cuenta la mano de obra.

5. MODELAMIENTO COMPUTACIONAL

Como solamente fue posible construir en el laboratorio la estructura de sección recta combinada (ver Cap. 6) y para tener un punto de comparación con la estructura de concreto reforzado se hace necesaria la modelación de esta mediante el uso de una herramienta computacional que para este caso es el SAP 2000 versión 14.2, esta herramienta nos permite trabajar entre otras cosas con modelamiento de los materiales en la parte no lineal.

El modelamiento computacional es una herramienta muy útil debido a que gracias a él podemos predecir el comportamiento que presentan las estructuras sometidas a diferentes casos de carga durante la vida útil, para tener una percepción aproximada de los resultados que se obtendrían en el laboratorio por parte de la estructura concreto reforzado diseñada en el Capítulo uno (1) que sería cargada lateralmente mediante una fuerza incremental definida se hizo necesaria la utilización de un método de análisis sísmico inelástico que nos permitiera dar una idea de hasta qué punto de falla se puede llevar el pórtico.

5.1 ANÁLISIS SÍSMICO INELÁSTICOS

En la actualidad existen dos tipos de análisis sísmicos inelásticos, el Análisis Dinámico o Historia de Respuesta en el Tiempo y el Análisis Estático no lineal (Pushover) definida en el capítulo A.3.4.2.4 del Reglamentó Colombiano de Construcción Sismo Resistente, para el caso del análisis del pórtico de concreto reforzado se usó el Análisis de Pushover.

5.1.1 Análisis de Pushover. Es una metodología para determinar la respuesta inelástica (Fuerzas y Deformaciones) de la estructura, este análisis presenta como base conceptos importantes como la capacidad y la demanda, la primera es una característica propia de la edificación que depende de los materiales y la geometría utilizada, mientras que la segunda depende de un sismo de diseño en particular, este tipo de análisis se puede realizar mediante el control de fuerzas o desplazamientos.

5.2 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD

Para evaluar la capacidad de la edificación es indispensable construir la curva de capacidad que es obtenida graficando los valores máximos de cortante basal y desplazamiento en el último piso debido a la imposición de una distribución de carga de tipo uniforme, ELF o triangular invertida no lineal.

Teóricamente a medida que se incrementan los valores de carga horizontal los elementos de la estructura empiezan a presentar daño y cambios en su rigidez, cuando un elemento supera el límite de fluencia se afirma que se ha formado una rotula plástica y se presenta una redistribución de esfuerzos, cuando esto se presenta la rigidez y la capacidad del elemento ya no son los mismos.

5.3 EVALUACIÓN DE LA DEMANDA

Este aspecto a diferencia de la capacidad no es un valor o conjunto de valores fijos porque varía dependiendo del sismo al que sea sometida la edificación mediante el uso de espectros de respuesta que aparecen como un medio para resumir la respuesta máxima de sistemas lineales y no lineales de un grado de libertad a un movimiento sísmico en particular.

Se denomina espectro de respuesta a la gráfica del valor pico de respuesta del sistema (desplazamiento, velocidad, aceleración) como función de su periodo natural de vibración mediante el uso de un valor constante de amortiguamiento. De manera que se pueden encontrar diferentes tipos de respuesta dependiendo el valor que se esté graficando.

5.4 DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE COMPORTAMIENTO

Es definido como el punto limite al que es llevada la edificación cuando se somete a un espectro de demanda, para obtenerlo es necesario poner una misma grafica la capacidad y la demanda de la edificación utilizando un formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra) en el que se grafica la aceleración espectral S_a (eje Y) y la el desplazamiento espectral S_d (eje X).

5.5 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA

Se hizo un modelamiento computacional de las estructuras de concreto a diferentes tamaños usando un Software de análisis y diseño de estructuras basado en elementos finitos como lo es el SAP2000csi, entre las múltiples funciones que tiene este programa encontramos la capacidad de este para realizar el análisis no lineal o Pushover.

Entre los tipos de modelos a analizar usando la herramienta computacional de acuerdo con lo planteado en el proyecto son:

1. Modelamiento de una estructura de concreto en dos dimensiones a escala real compuesta por dos columnas de 0.3x0.4m y una viga de carga de 0.4x0.6m
2. Modelamiento de una estructura de concreto en dos dimensiones a escala 1:2 con respecto a la anterior.

5.6 APLICACIÓN DEL SOFTWARE

El ejercicio computacional será descrito a grandes rasgos para el modelo a escala 1:2 que fue diseñado de acuerdo con el Reglamento de Construcción Sismo Resistente, se da inicio al modelamiento con la definición de la geometría de la estructura mediante el uso de la grilla, una vez hecho esto se deben definir las propiedades de cada uno de los materiales que fueron sacadas en su mayoría de los resultados de los análisis de laboratorio (Ver Anexos 1).

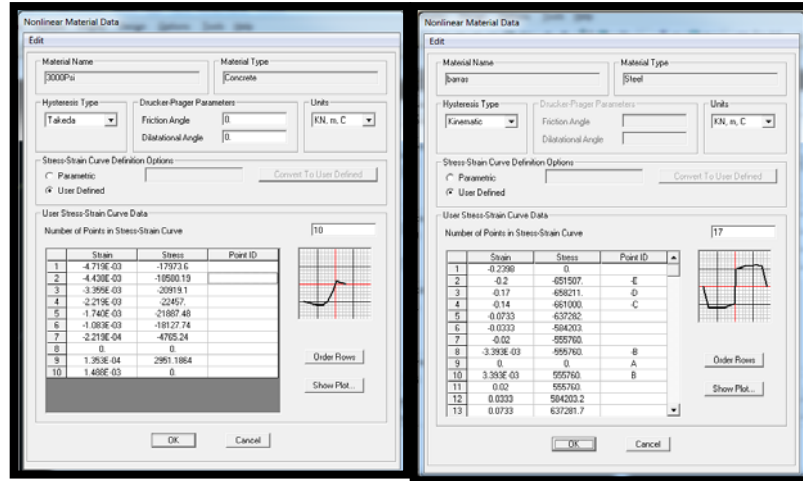
Tabla 5.1 Características principales de los materiales ensayos.

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES			
CONCRETO		PLATINAS	
f'c (Mpa)=	22.4567768	FY(MPa)=	350
σ_{CR} (Mpa)=	22.499204	σ_{LP} (Mpa)=	348
E tang (Mpa)=	21811.4522	σ_{CR} (MPa)=	471.885107
E sec (Mpa)=	13298.6187	E (MPa)=	197366.139
E emp (Mpa)=	22272.6334	% alar:	5.08
BARRAS 5mm			
FY(MPa)=	555.76		
σ_{LP} (Mpa)=	550.00		
σ_{CR} (MPa)=	661.05		
E (MPa)=	163793.932		
% alar:	3.14		

(Fuente: Autores)

5.6.1 Asignación de las propiedades de los materiales. Se definieron las propiedades lineales y no lineales de los materiales usados en la modelación como concreto y barras de refuerzo.

Figura 5.1 Definición de los materiales en rango inelástico.

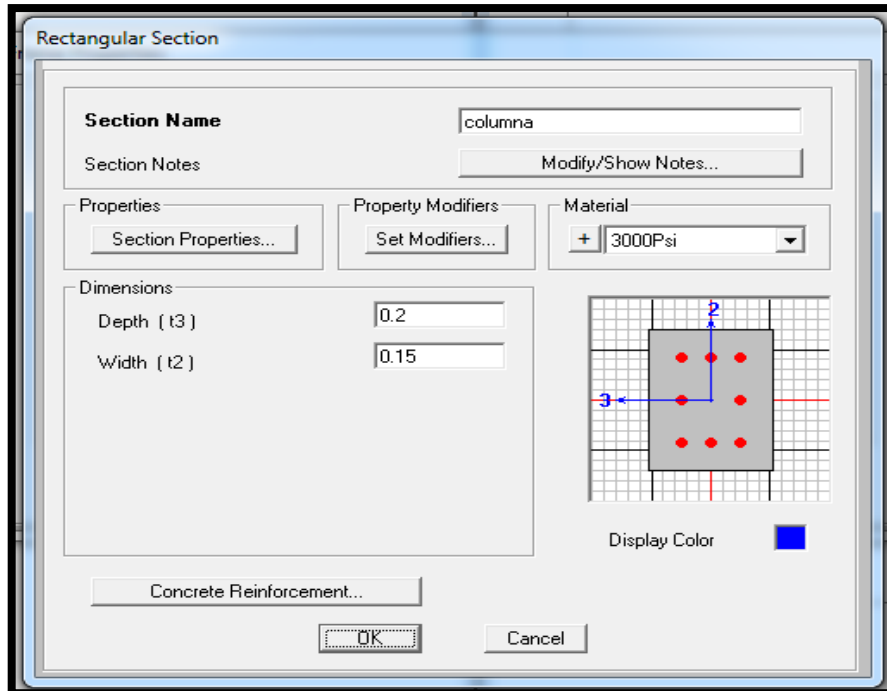


(Fuente: SAP 2000 versión 14.2)

5.6.2 Asignación de las propiedades de las secciones transversales. Una vez definidas las propiedades de los materiales se definió la sección transversal de cada elemento del pórtico plano de concreto (ver figura 5.2).

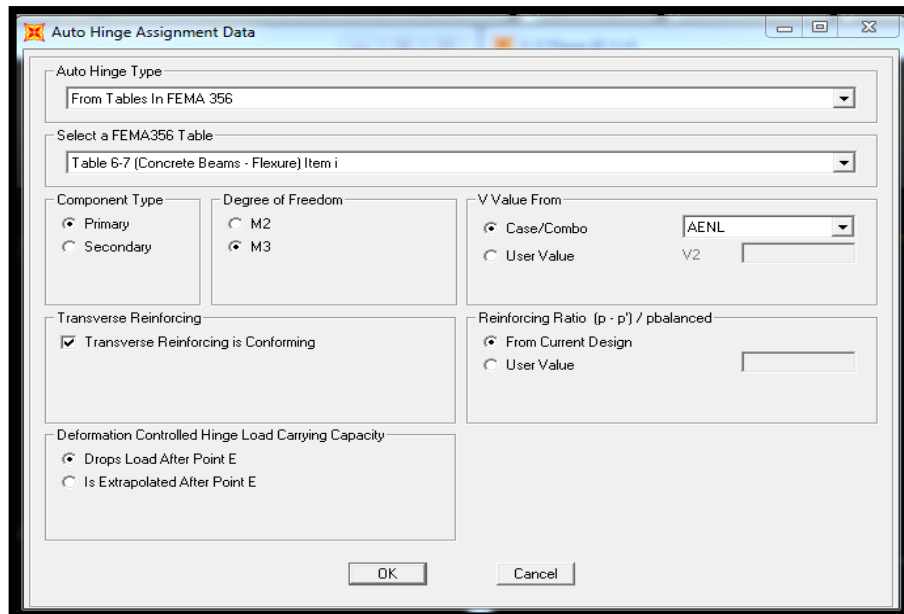
5.6.3 Asignación de las rotulas plásticas. Una vez definidas y asignadas las secciones se procede a definir a cada elemento la posibilidad de que formen rotulas plásticas en las que se generan sobre esfuerzos debido a la aplicación de las cargas en los elementos, mediante el uso de la herramienta Assing/Frame/Hinges (ver figura 5.3).

Figura 5.2 Definición de las secciones rectas de concreto.



(Fuente: SAP 2000 versión 14.2)

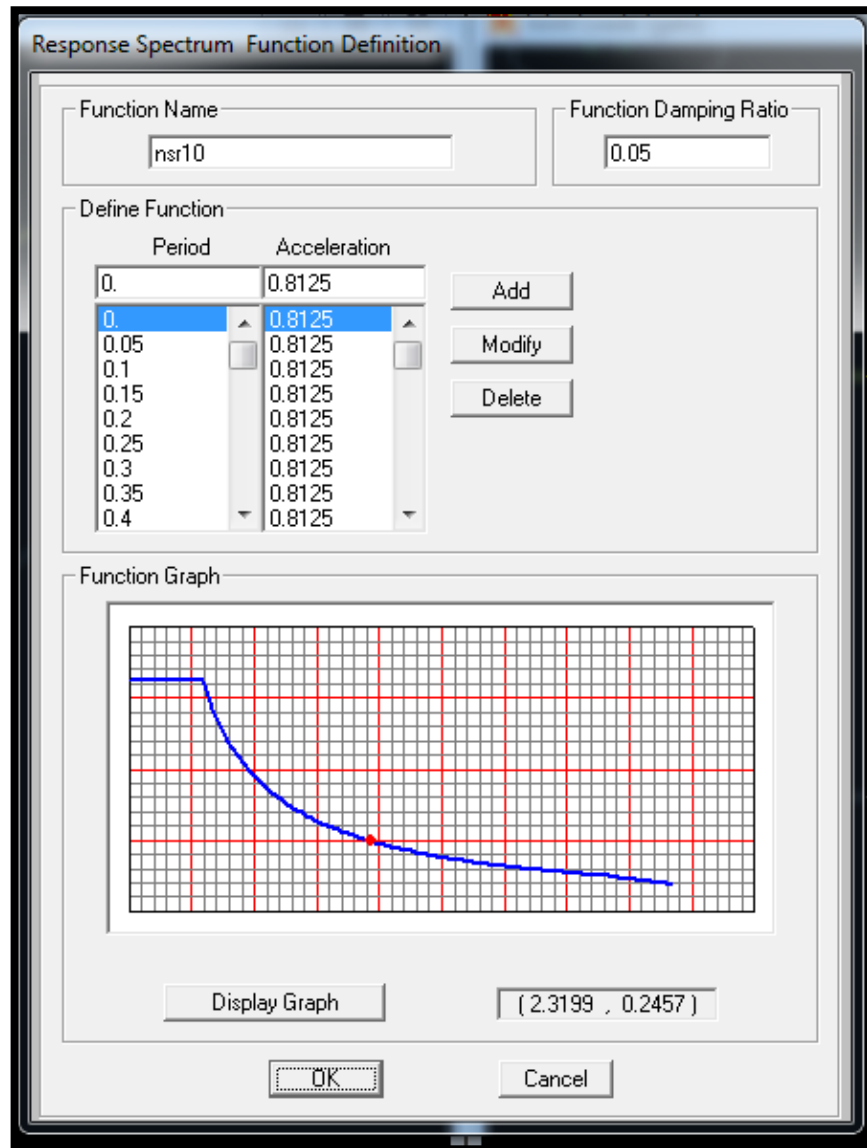
Figura 5.3 Asignación de las rotulas plásticas en el modelo.



(Fuente: SAP 2000 versión 14.2)

5.6.4 Asignación del espectro de diseño. Después de asignar el tipo de materiales y la sección se debe definir el espectro de diseño que para este caso fue expresado como una función de aceleraciones de acuerdo a los requerimientos del Título A de la NSR-10, el cual se presenta para el área de Bucaramanga asumiendo los valores mostrados en la tabla 5.2.

Figura 5.4 Definición del espectro de diseño.



(Fuente: SAP 2000 versión 14.2)

Tabla 5.2: Valores para el Análisis Sísmico y la Obtención del Espectro de Diseño:

DIRECCION DE LA ACCION SISMICA			
LOCALIZACION	BUCARAMANGA, ZONA DE SISMICIDAD ALTA		
COEFICIENTE Aa	0.25		
COEFICIENTE Av	0.25		
EFFECTOS LOCALES			
PERFIL DEL CUELO C			
Fa	1.2	Fv	1.6
IMPORTANCIA DEL SUELO			
GRUPO	2	COEFICIENTE I	1.1

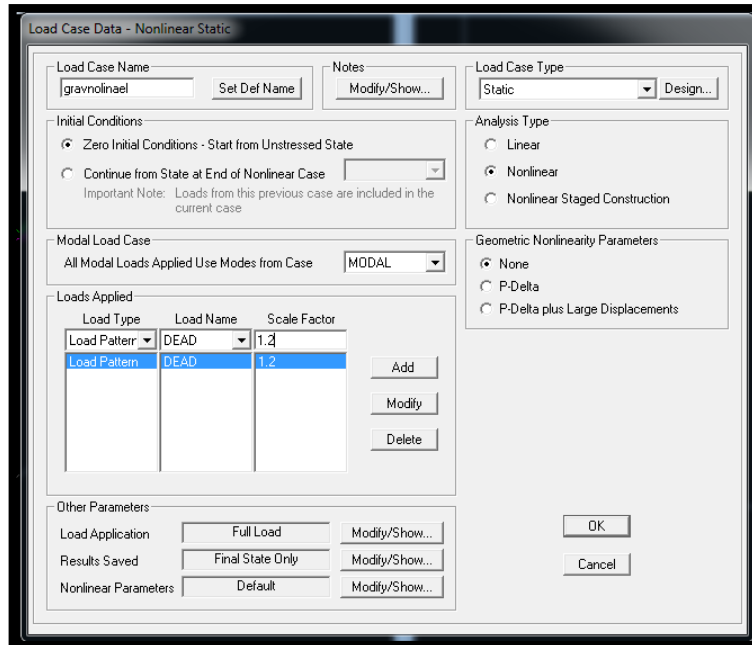
(Fuente: Autores)

5.6.5 Definición de los estados de carga:

Para definir el análisis estático no lineal en el programa se debe tener en cuenta dos tipos de carga, la primera que se encarga de trabajar en el rango Lineal controlada por Fuerzas (ver figura 5.5) y la segunda que trabaja en el rango no lineal usando el control de desplazamientos (ver figura 5.6).

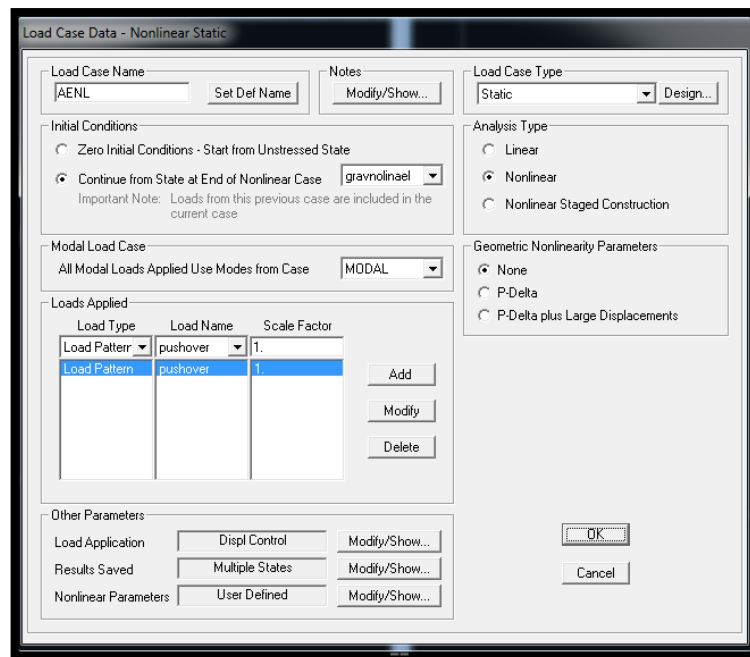
En cada uno de estos casos se deben definir una serie de condiciones iniciales para que el método que maneja el programa converja a una solución esperada.

Figura 5.5 Definición del primer caso de carga para el análisis estático no lineal.



(Fuente: SAP 2000 versión 14.2)

Figura 5.6 Definición del segundo caso de carga para el análisis estático no lineal.

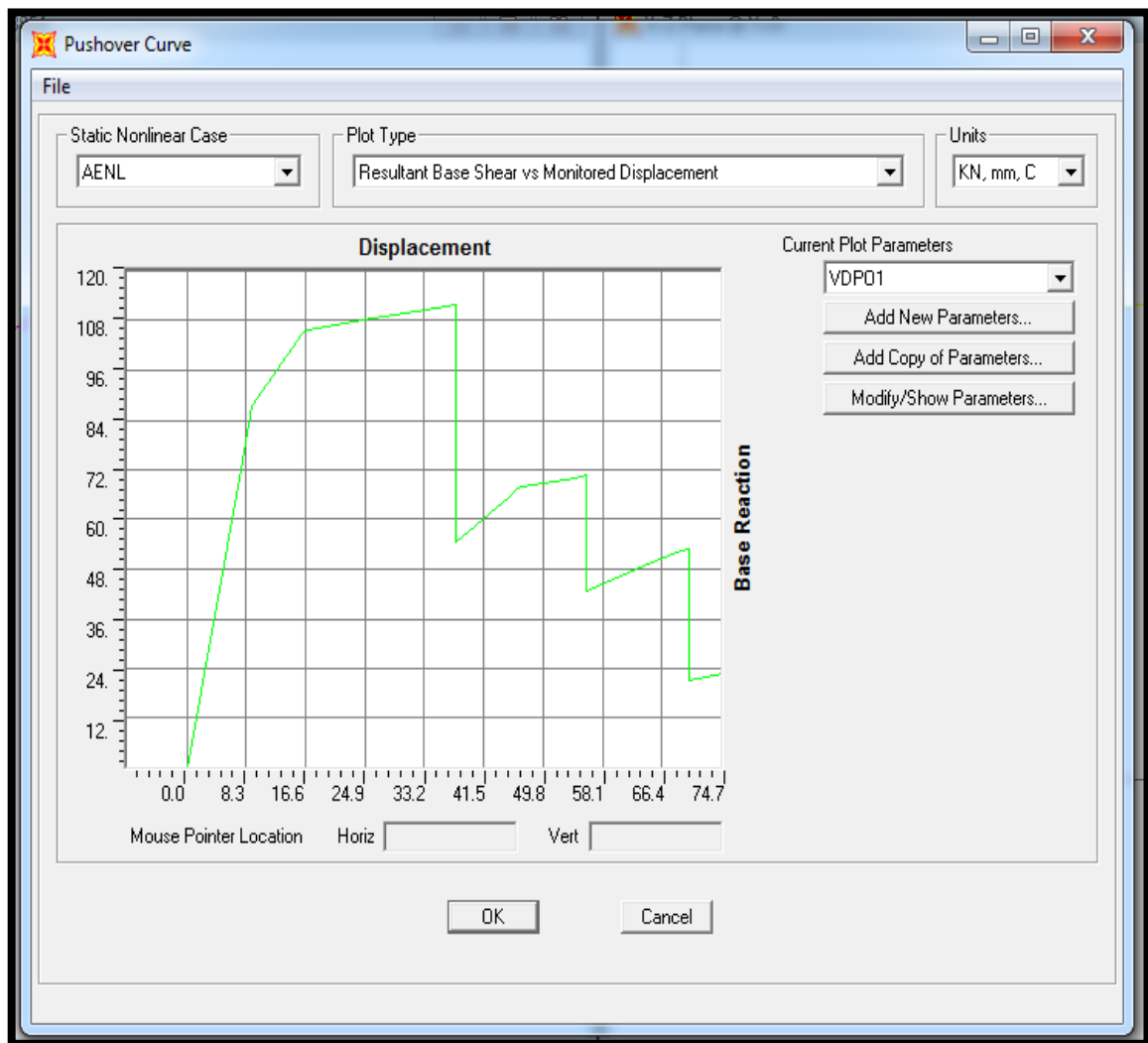


(Fuente: SAP 2000 versión 14.2)

5.7 RESULTADOS DEL MODELAMIENTO:

Los resultados obtenidos del modelamiento hecho para la estructura de concreto reforzado a escala 1:2 expresados en graficas de capacidad de la estructura son las siguientes.

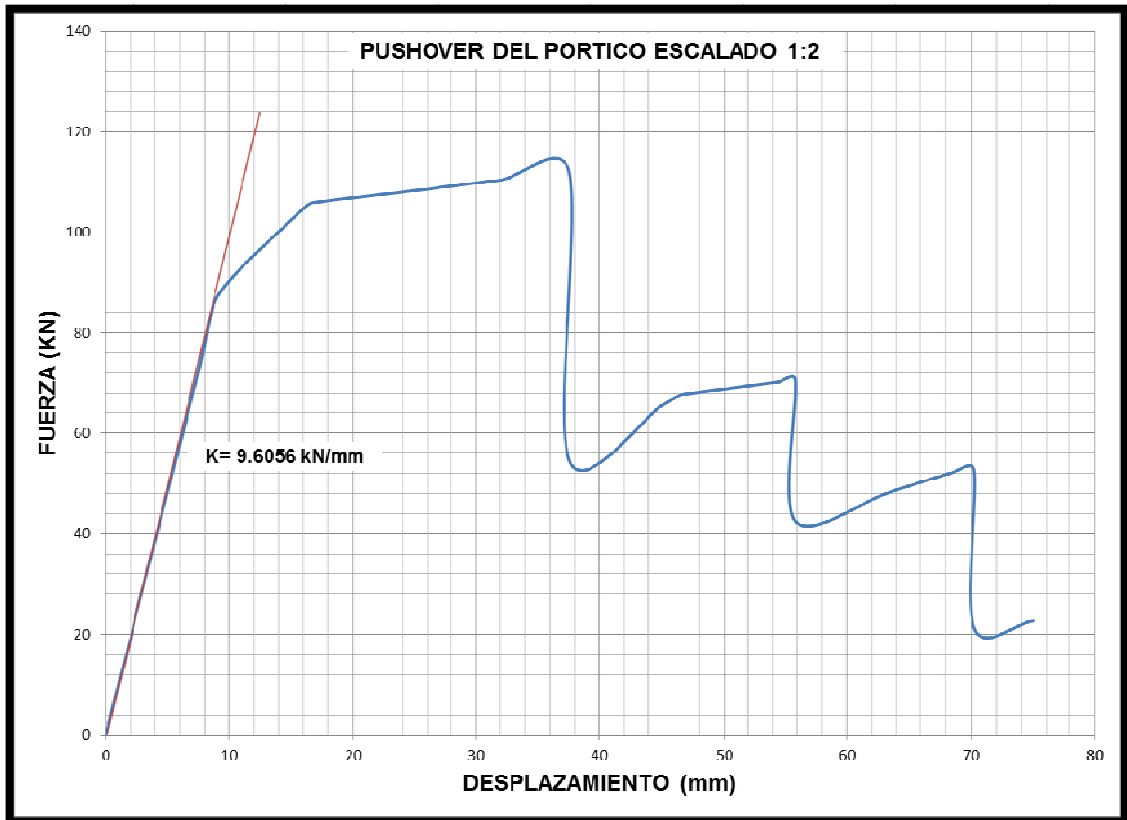
Figura 5.7. Curva de Capacidad de la estructura de Concreto Reforzado a escala 1:2.



(Fuente: SAP 2000 versión 14.2)

Estrapolando los datos que fueron arrojados por la modelacion, se puede realizar una ajuste lineal en la parte elastica de la estructura para obtener la rigidez como se muestra en la figura 5.8 la cual es de **9.6059 kN/mm**.

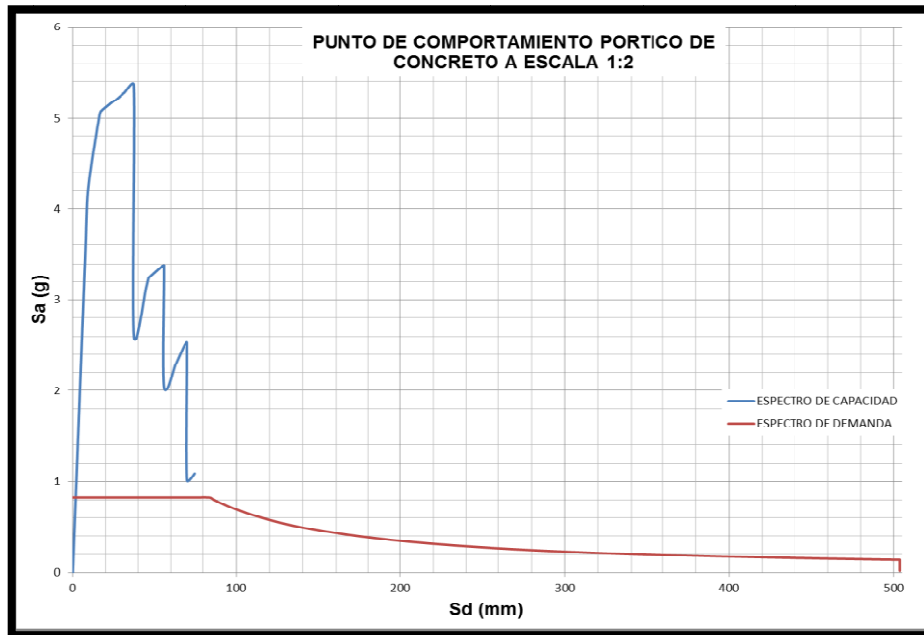
Figura 5.8. Curva de Capacidad y rigidez zona elástica de la estructura de Concreto Reforzado a escala 1:2.



(Fuente: Autores)

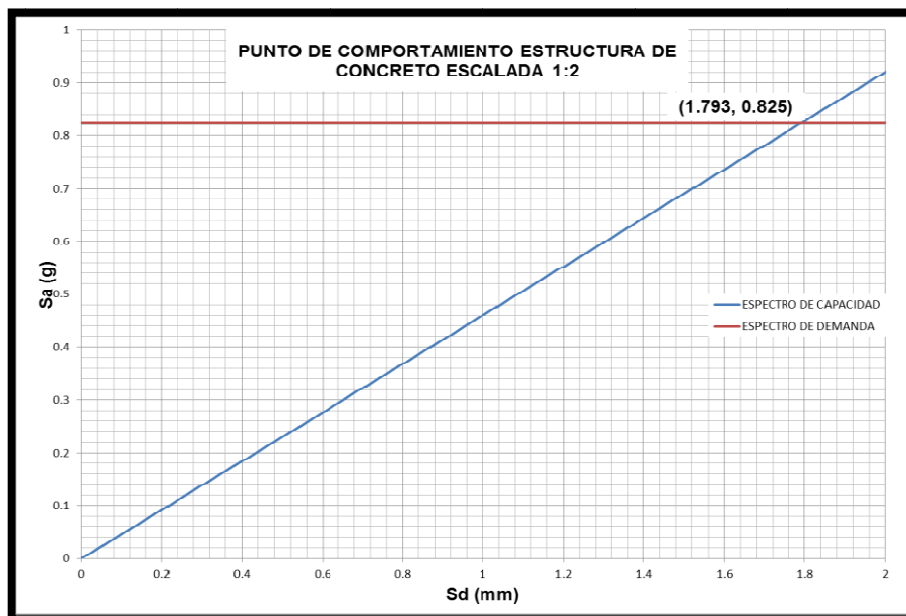
Al analisis la repuesta de capacidad del sistema modelado cuando actua sobre el el espectro de diseño del Reglamento de Construccion Sismoresistente de Colombia y hallar el punto de comportamiento estructural, para este modelo el limite según la intercepcion de los espectros de capacidad y demanda es de **1.794 mm**

Figura 5.9. Espectro de Capacidad y Demanda de la estructura de Concreto Reforzado a escala 1:2



(Fuente: Autores)

Figura 5.10. Ampliación Punto de Comportamiento, estructura escalada de concreto reforzado visto en la figura 5.9.



(Fuente: Autores)

La energía de deformación que alcanzo el pórtico es el área bajo la curva de la gráfica obtenida en el modelamiento y es equivalente al trabajo realizado por la fuerza aplicada tomando solo la parte lineal del resultado (ver figura 5.9) y es de **398.08 KN-mm**.

Los anteriores datos son los obtenidos para un modelo a escala de reducción 1:2; por medio del análisis dimensional visto en el capítulo 3, los datos del prototipo son llevados al modelo real y se presenta en la tabla 5.3.

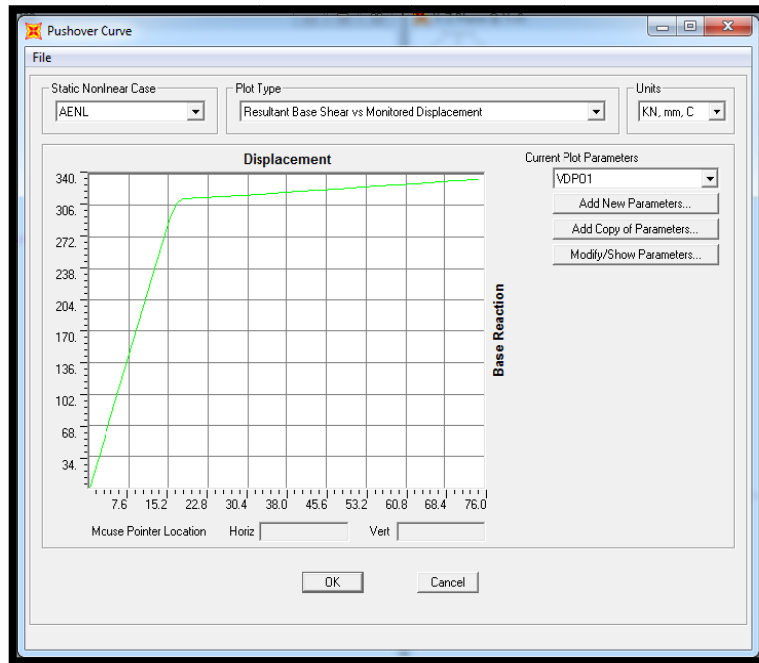
Tabla 5.3: Resultados Modelo Real

PARAMETROS	UNIDADES	FACTOR DE ESCALA	PROTOTIPO	MODELO
RIGIDEZ	kN/mm	2	9.6059	19.2118
PUNTO DE COMPORTAMIENTO	mm	2	1.794	3.588
ENERGIA DE DEFORMACION	kN-mm	8	398.08	3184.64

(Fuente: Autores)

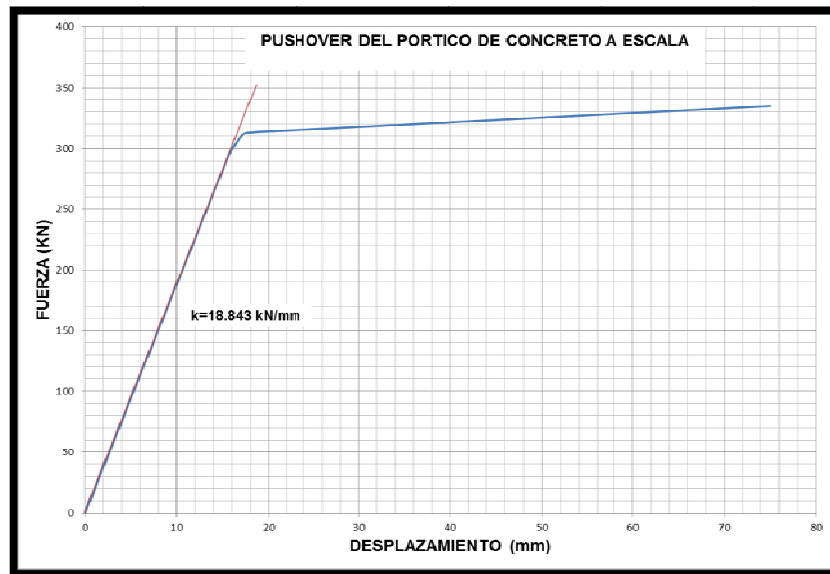
A continuacion se presenta la modelacion del portico en 2D en escala real para obtener los mismos parametros de la modelacion escala 1:2 y realizar una comparacion con los datos arrojados por el analisis dimensional y de esta manera observar la confiabilidad (ver figuras 11 a la 14) del analisis.

Figura 5.11. Curva de Capacidad de la estructura de Concreto Reforzado a escala real.



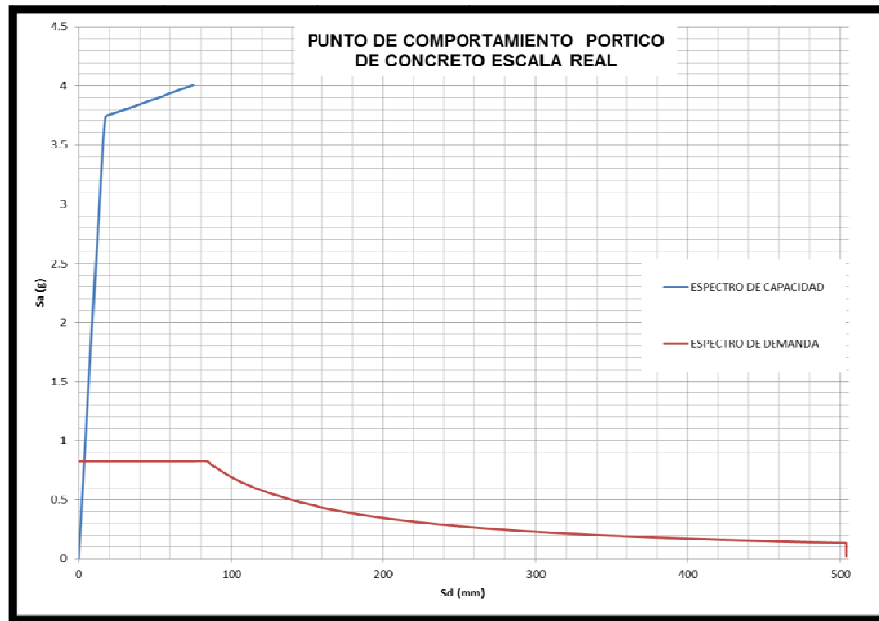
(Fuente: SAP 2000 versión 14.2)

Figura 5.12. Curva de Capacidad y rigidez zona elástica de la estructura de Concreto Reforzado real, rigidez obtenida $K= 18.843 \text{ kN/mm}$.



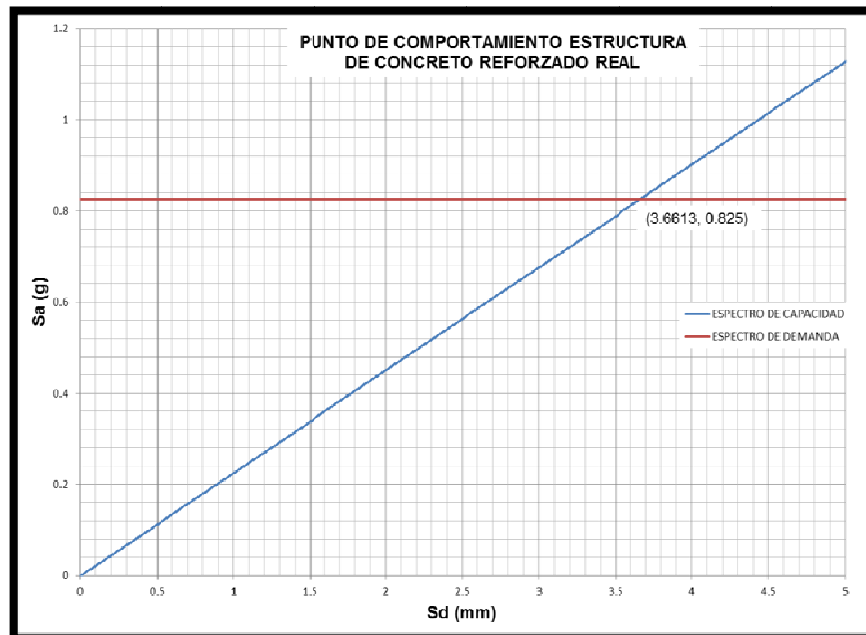
(Fuente: Autores)

Figura 5.13. Espectro de Capacidad y Demanda de la estructura de Concreto Reforzado real, Energía de deformación de **2695 kN-mm**



(Fuente: Autores)

Figura 5.14. Ampliación Punto de Comportamiento (PC), estructura de concreto reforzado visto en la figura 5.13. **PC= 3.6612 mm**



(Fuente: Autores)

Tabla 5.4: Comparación Modelo real, parámetros analizados dimensionalmente y parámetros obtenidos bajo modelación.

PARAMETROS	UNIDADES	ESCALA	MODELACION	% ERROR
RIGIDEZ	kN/mm	19.2118	18.843	1.957
PUNTO DE COMPORTAMIENTO	mm	3.588	3.6612	1.999
ENERGIA DE DEFORMACION	kN-mm	3184.64	2721.46	17.020

(Fuente: Autores)

Como observamos en la tabla 5.3 los resultados del análisis dimensional son muy aproximados a la modelación obtenida, los cuales no sobrepasan un error del 20%, obviamente los resultados de la modelación también son una aproximación de la realidad, por consiguiente no hay un parámetro propio que defina la confiabilidad del análisis dimensional.

Lo anterior pretendía predecir de una forma clara la aproximación del análisis dimensional ya que los prototipos planteados y el ejecutado son escalas reducidas del diseño de un modelo real.

Los resultados que arrojen entonces las pruebas de los prototipos a escala son aproximaciones de la realidad que no pueden ser tomadas exactamente como ciertas para los modelos cuando se aplique un análisis dimensional, pero si nos dan una idea aproximada de su comportamiento.

La modelación planteada anteriormente será el punto de comparación de la estructura de concreto reforzado con la estructura de Sección Recta Combinada como se verá más adelante.

6. CONSTRUCCION Y PRUEBA DE ENSAYO DEL PORTICO DE SECCION RECTA COMBINADA ESCALA 1:2

El objetivo primordial en este capítulo es documentar al lector acerca del proceso constructivo y prueba de ensayo de la probeta que se realizó en el Laboratorio de Estructuras del Centro de Caracterización de Materiales de Construcción, de la Universidad Industrial de Santander, cabe mencionar que para los materiales que se usaron durante la construcción fue necesario efectuar ensayos que nos permitiera caracterizarlos (ver Anexos 1. Ensayos de Laboratorio).

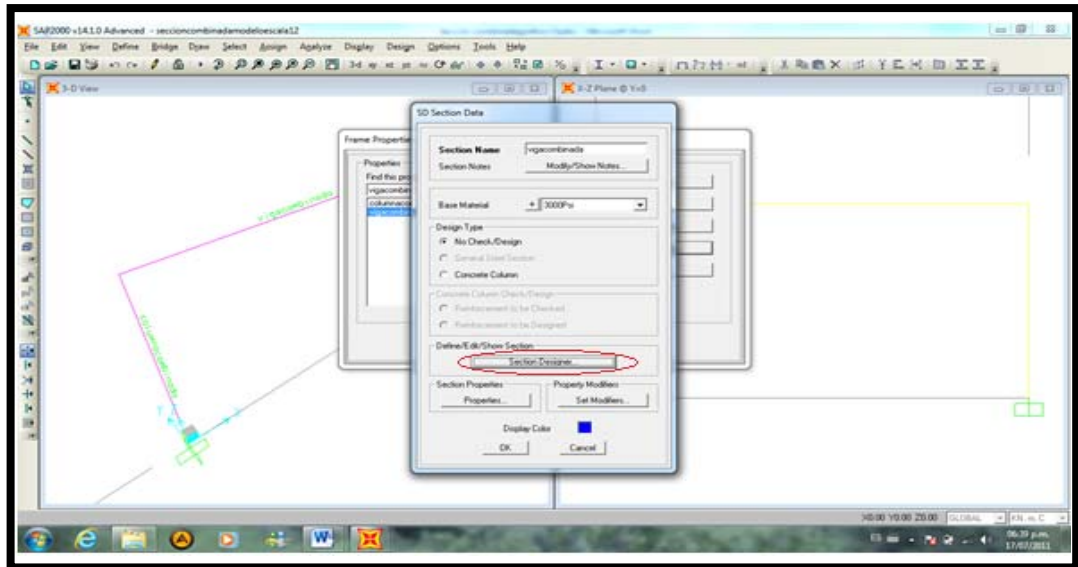
6.1 MODELAMIENTO

Los pasos de la modelación de la estructura de sección combinada son los mismos que los vistos en el capítulo 5 en la modelación de la estructura de concreto, la única diferencia radica en la disposición de las secciones.

Para la definición de las secciones, ingresando a Define – SectionProperties – FrameSections – FrameProperties – Add New Property...- FrameSectionPropertyType – Other – SectionDesigner, oprimir la opción sectiondesigner como se muestra en la figura 6.1.

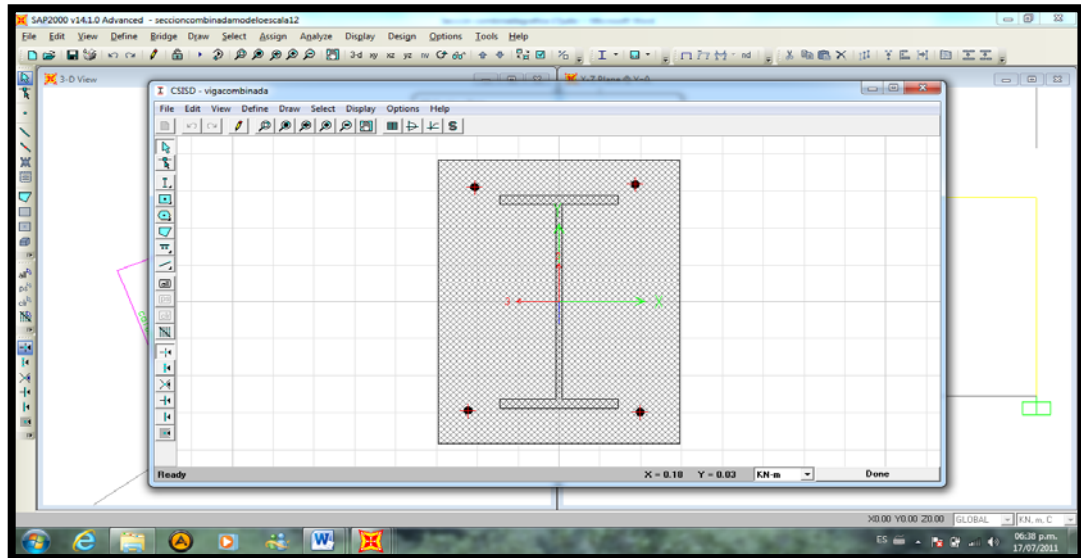
En la plataforma que se abre se puede definir la sección que se pretende crear, dibujándola de acuerdo a sus disposiciones geométricas y asignándole también las propiedades de cada uno de los materiales que la conforman, en las figuras 6.2 y 6.3 se muestran las dos secciones compuestas creadas.

Figura 6.1 Plataforma de ingreso para crear las secciones compuestas



(fuente: Sap 2000 version 14.2).

Figura 6.2 Plataforma donde se observa la seccion compuesta para la viga del portico

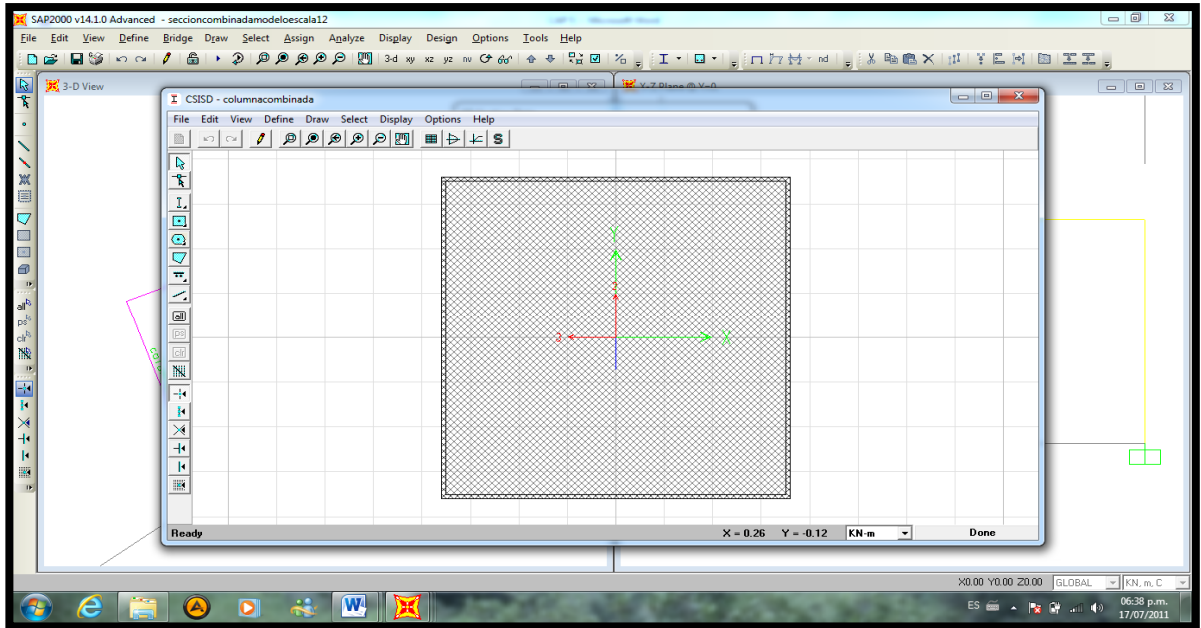


(fuente: Sap 2000 version 14.2).

En la figura 6.2 se muestra la viga compuesta en la cual la estructura de concreto tiene embebida un perfil IPE 180 y 4 barras longitudinales de 4.5mm, aquí en esta

plataforma se le colocaron las dimensiones de la seccion de concreto, las dimensiones del perfil IPE y las dimensiones de las barras longitudinales las cuales se encuentran descritas en el capitulo 3 en la seccion 3.3.2.

Figura 6.3 Plataforma donde se observa la seccion compuesta para la columna del portico



(fuente: Sap 2000 version 14.2).

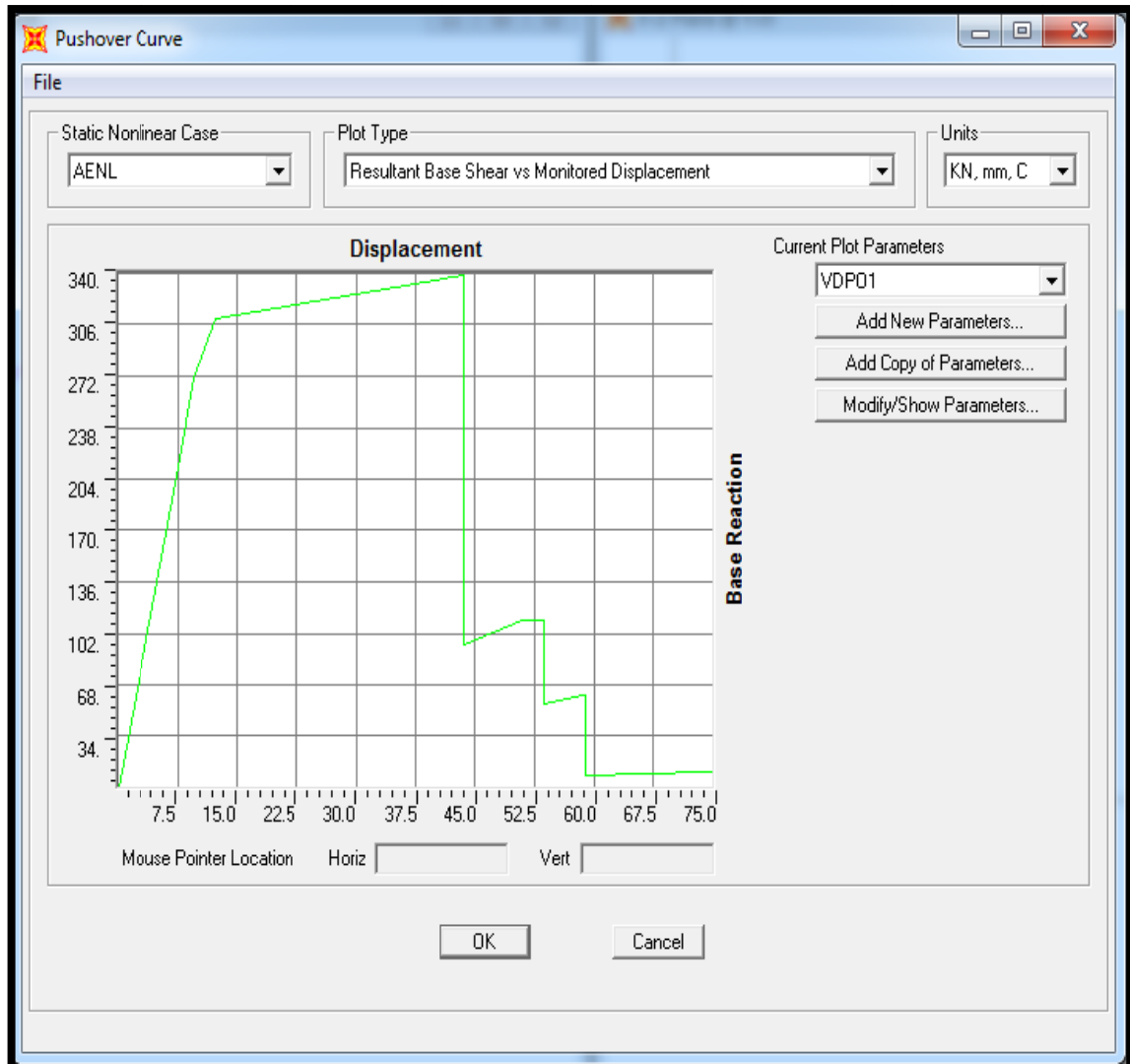
Para la columna, se ingresan las dimensiones y espesor del perfil tubular estructural y las dimensiones del concreto embevido asignandole las propiedades de el material que la componen generandose una seccion como se observa en la figura 6.3.

Para el analisis estatico no lineal (Pushover) se siguen los mismos parametros vistos en el capitulo 5 el cual arroja el grafico que se observa en la figura 6.4.

Según la grafica de capacidad arrojada en el modelamiento, la estructura entraria a la parte no lineal cuando el modelo se someta a una carga de 70.4 kN que generaria un desplazamiento de 4,5 mm, con base a estos parametros, se inicia la

construccion del modelo con las dimensiones dadas en escala 1:2 ya que se comprueba que la carga requerida para llevar el prototipo al estado no lineal es un 19.3% de la capacidad maxima de los equipos de del laboratorio.

Figura 6.4 Grafica de capacidad generada por el pushover para el portico de seccion compuesta.



(fuente: Sap 2000 version 14.2).

6.2 CONSTRUCCIÓN DEL PROTOTIPO

6.2.1 Construcción de la parte metálica.

La construcción de la parte metálica .se dividió en dos partes:

6.2.1.1 Parte metálica de la viga y las columnas.

Una vez que se contó con los diseños finales de pórtico escalado de sección recta combinada (ver Capítulo 3, Sección 3.3.2), se inició la fase de construcción con la parte metálica, para lo cual fue necesario contar con los servicios de una empresa calificada que tuviera experiencia en esta rama, se contó con la colaboración de LAMINAS Y CORTES LA 28, suministrándole el plano de detalles constructivos capítulo 3 sección 3.3.2, se realizó el montaje de las columnas (sección en cajón metálico) y la placas de apoyo en las instalaciones de la empresa, se trasladaron al laboratorio los equipos de soldadura y los elementos armados para allí ensamblar la viga (perfil IPE 180) y las columnas por medio de una conexión soldada (ver Fotografía 6.1).

6.2.1.2. Barras de refuerzo.

Fue necesario colocar barras longitudinales y transversales en la sección transversal de la viga para garantizar el confinamiento del concreto alrededor del perfil estructural IPE 180 siguiendo las especificaciones de la NSR-10 (Titulo F, Sección F.2.9) (ver fotografía 6.2).

Fotografía 6.1: Construcción de la parte Metálica del pórtico



(Fuente: Autores)

Fotografía 6.2: Colocación de las barras longitudinales y transversales en la viga



. (Fuente: Autores).

6.2.2 Construcción de la parte en concreto.

Una vez que se finalizó el ensamble metálico de la estructura conforme a lo diseñado dados en los capítulos 2 y 3, se procedió a la fundición del concreto que conforma la parte del relleno para las columnas y el recubrimiento de la viga para lo cual fue necesario realizar las siguientes actividades.

6.2.2.1 Diseño de mezclas.

Se realizó un diseño mezclas para una resistencia esperada a los 28 días de 3000 Psi teniendo en cuenta que el tamaño máximo del agregado grueso no sobrepasara 1/2" por el proceso constructivo, se utilizó un Cemento Portland Tipo I fabricado por la empresa ARGOS, y como resultado del diseño (ver anexos) se obtuvo una dosificación en peso de 2.28:2:1 (Agregado Grueso: Agregado Fino: Cemento), resistencia que fue comprobada mediante la falla a compresión de tres probetas de concreto de cuyos resultados se muestran en la sección de anexos.

6.2.2.2 Montaje de la formaleta.

Se efectuó la construcción e instalación de una formaleta en madera para darle la forma requerida a la sección de concreto en la viga embebiendo el perfil IPE 180, los estribos y barras longitudinales, una vez que estuvo construida se le aplicó una capa de aceite para evitar que la formaleta se adhiriera al concreto. En las columnas no es necesario efectuar esta acción puesto que una de las ventajas de la sección tipo cajón es que no requiere formaletas.

Fotografía 6.3. Ilustración de la construcción de la formaleta para la Viga de sección combinada



. (Fuente: Autores)

6.2.2.3 Preparación del concreto.

Una vez se armó la formaleta, se procedió a hacer la mezcla del concreto de acuerdo a las especificaciones del diseño (2.8:2:1) la cual se realizó de manera manual pesando cada material de acuerdo a la anterior relación de diseño para garantizar la resistencia requerida de 3000 Psi (ver fotografía 6.4).

Fotografía 6.4. Fotografía que ilustra la preparación del concreto



(Fuente: Autores)

6.2.2.4 Vaciado del concreto en la viga y las columnas.

En la parte del vaciado del concreto se tuvo especial cuidado con la vibración para garantizar que este se repartiera de manera uniforme sobre todo en la parte inferior de la viga, el vaciado se hizo de manera manual transportando la mezcla con un balde, la vibración y la correcta acomodación de partículas se aplicó mediante golpes con un martillo a los lados laterales de la formaleta y con la introducción de una varilla de acero generando un correcto asentamiento y reducción del vacío o aire dentro del concreto (ver fotografía 6.5).

Fotografía 6.5. Colocación y vibrado del concreto en la viga (derecha) y columnas (izquierda).



(Fuente. Autores)

6.2.2.5 Actividades post-fundición del concreto.

Se realizó un riego programado para la parte de concreto del pórtico con el objetivo de garantizar un fraguado y curado adecuado, durante la construcción se tomaron tres probetas de concreto para realizarles el ensayo de compresión simple a los siete (7), catorce (14) y veintiocho (28) días con el propósito de garantizar que el concreto alcanzara una resistencia de 3000 Psi.

Una vez que este alcanzo la resistencia de diseño requerida se dio inicio a la reubicación del pórtico para la realización de la prueba respectiva donde se aplicara el protocolo de carga que más adelante se da a conocer

Fotografía 6.6 Vista del Pórtico transcurrido los 28 días.



(Fuente: Autores)

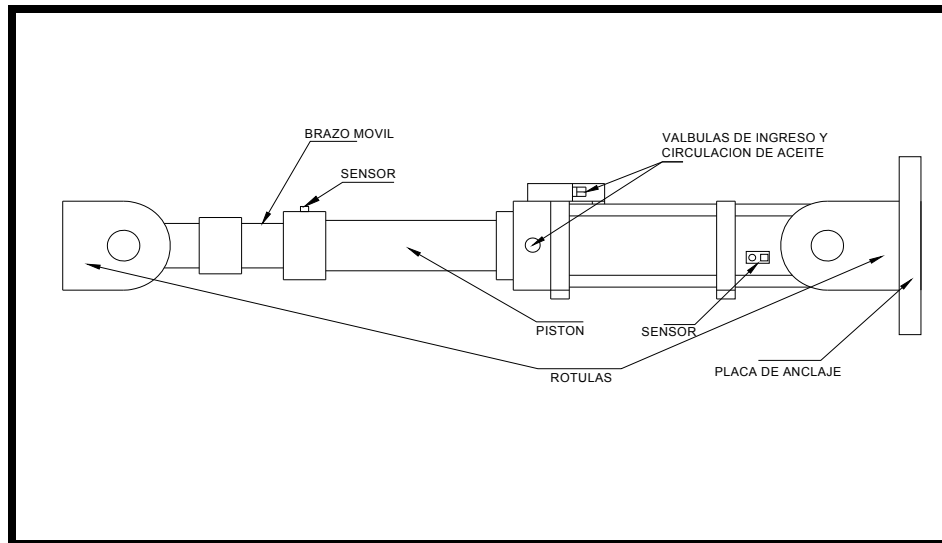
6.2.3 Equipo disponible en el laboratorio.

La prueba al pórtico se realizó en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Industrial de Santander que está ubicado en el salón 109 del Edificio Álvaro Beltrán Pinzón, en el que se cuentan entre otros los siguientes equipos.

6.2.3.1 Actuador MTS.

En el Laboratorio De Estructuras de la Universidad Industrial de Santander se cuenta se cuenta con un actuador Hidráulico de marca MTS (Fotografía 6.7) con las características que se muestran en la Tabla 6.1, este dispositivo hidráulico está conectado a un computador que tiene un Software especializado con la capacidad de capturar datos mediante sensores eléctricos.

Figura 6.5 Esquema del Actuador MTS



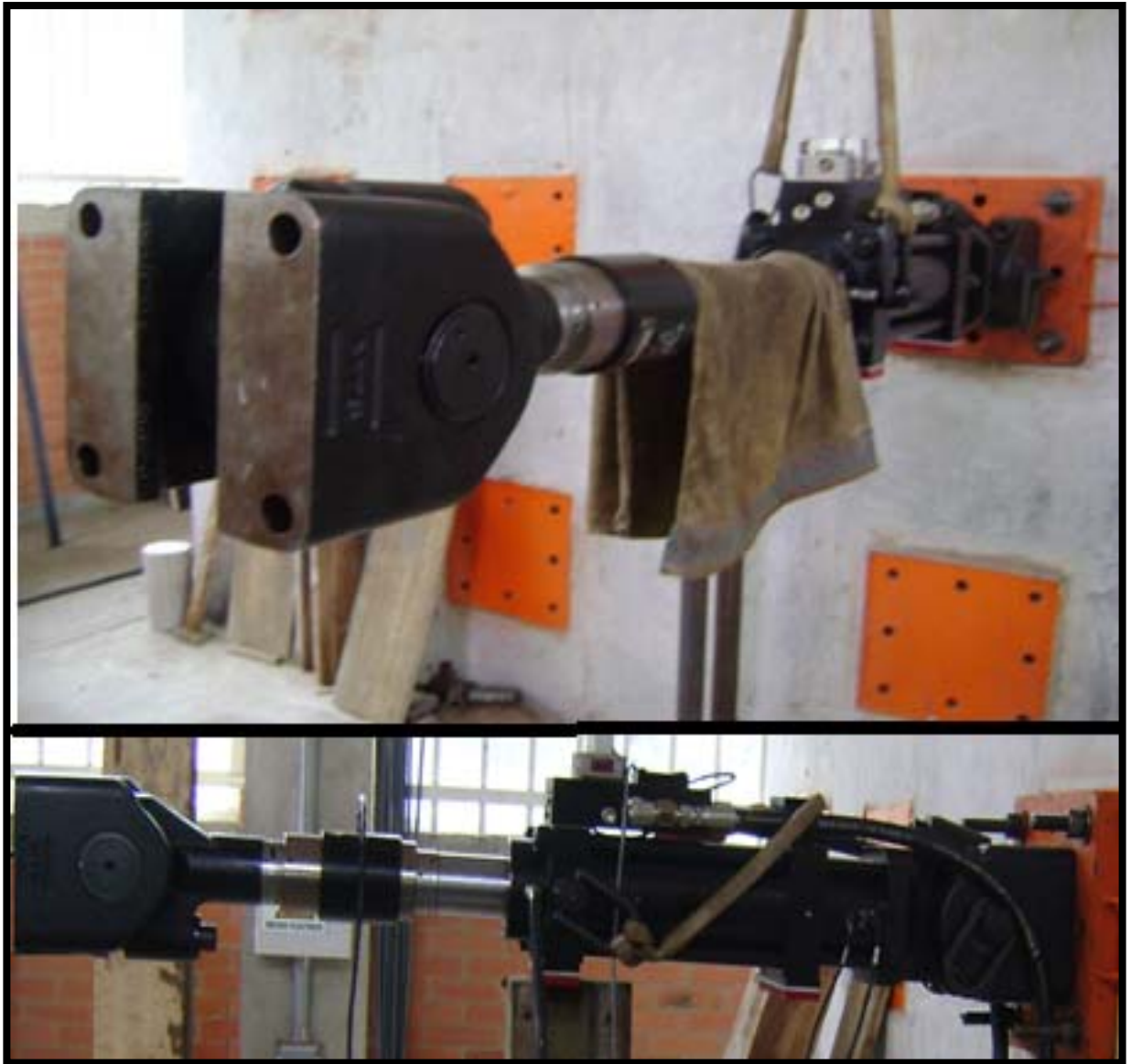
(Fuente: Autores)

TABLA 6.1 Especificaciones técnicas del actuador MTS.

ESPECIFICACIONES TECNICAS DEL ACTUADOR MTS	
MODELO N°	243.35T
SERIAL N°	10186104
ENSAMBLAJE N°	100142040
FUERZA A COMPRESION	365 KN
FUERZA A TENSION	240 KN
CARRERA ESTATICA	254 mm
CARRERA DINAMICA	254 mm

(Fuente: Autores)

Fotografía 6.7. Fotografía en la que se muestra el Actuador



MTS (Fuente: Autores)

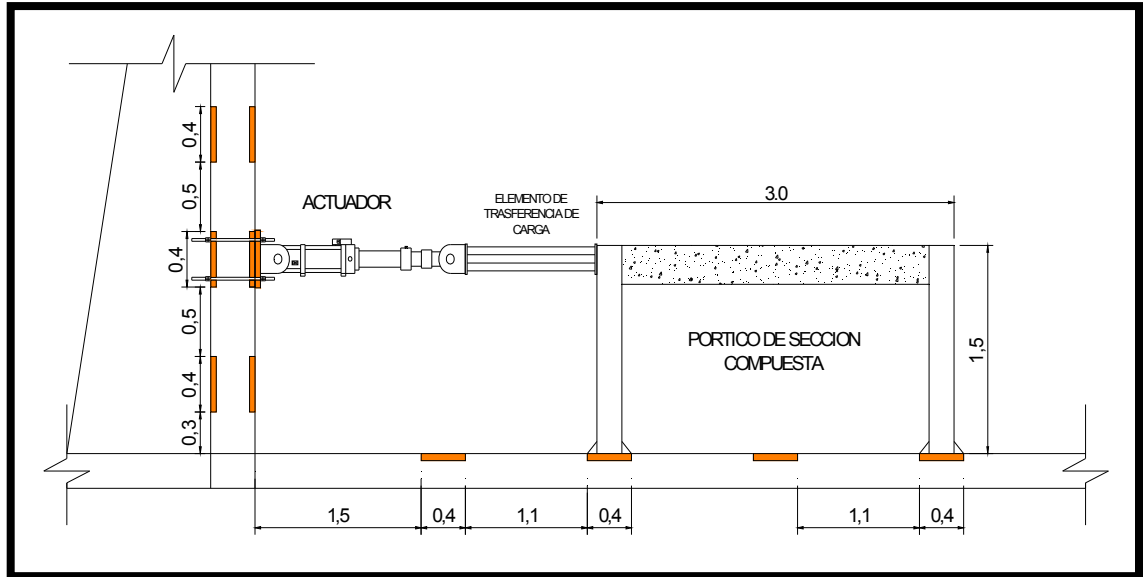
6.2.3.1 Placas de anclaje. El laboratorio cuenta con placas de anclaje distribuidas estratégicamente en el piso y en la pared de reacción para garantizar el anclaje en cualquier posición del actuador y la probeta a ensayar.

Fotografía 6.8. Detalle de la distribución de las placas en el laboratorio (pared de reacción).



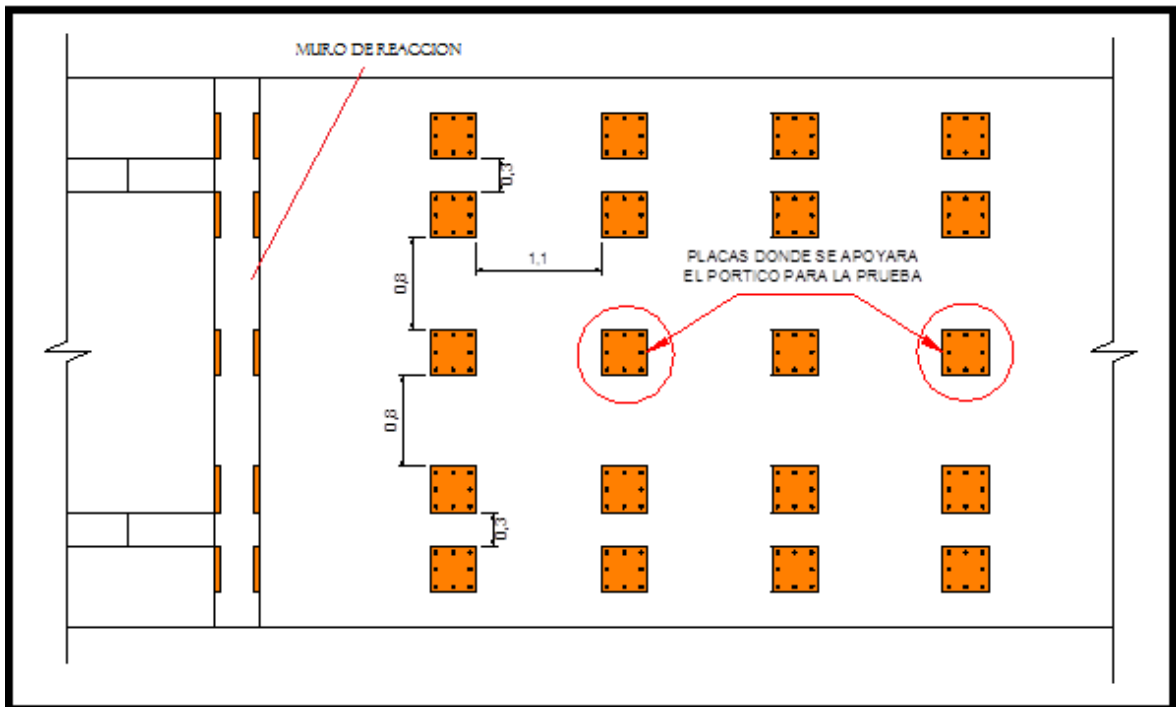
(Fuente: Autores)

Figura 6.6 Esquema del modelo a escala con el actuador.



(Fuente: Autores)

Figura 6.7 Esquema en planta de la plataforma de anclajes y ubicación del lugar donde se realizo la prueba.



(Fuente: Autores)

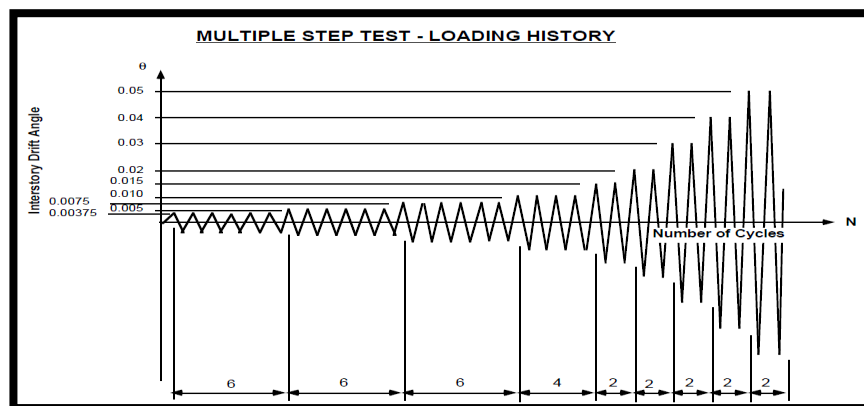
6.3 PRUEBA DE LABORATORIO

Fue quizás una de las fases más importantes de este proyecto puesto que involucraba muchos factores que no se podían llegar a desconocer en ningún instante, por esta y otras razones fue que se acordó diseñar y ejecutar la parte experimental de acuerdo con los siguientes criterios:

6.3.1 Definición del protocolo.

Para efectuar la prueba en el laboratorio se hizo necesario definir una serie de parámetros entre estos el tipo de carga y su magnitud para lo cual se adoptó bibliografía Americana como la del FEMA (Federal Emergency Management Agency), AISC (American Institute Of Steel Construction) y en especial la de la SAC⁷ (Seismic Analysis Code) quienes proponen para este tipo de ensayos el siguiente tipo de carga Figura 6.2, Para nuestro caso la función de carga se ve reflejada en la Tabla 6.2 y en la Figura 6.8.

Figura 6.8 Incremento de carga recomendado por la SAC en su apendice E



(Fuente: SAC, Apendice E)

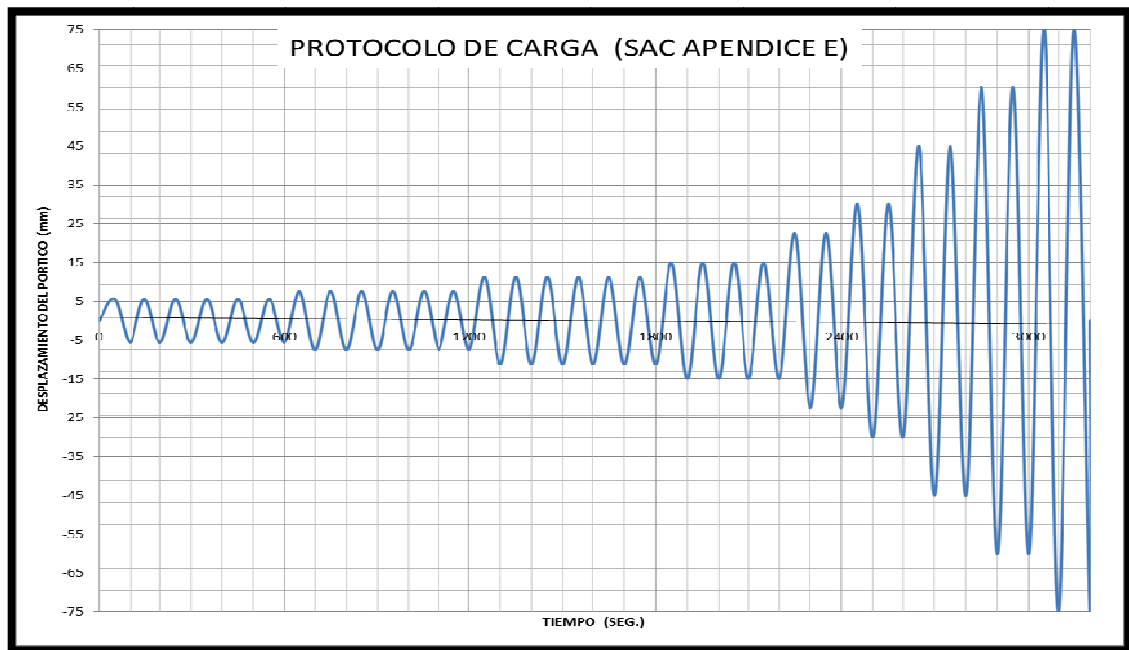
⁷SeismicAnalysisCode (SAC): Appendix E; LoadingProtocolForSetpwiseincreasingCyclicTests; paginas E-3 y E-4

Tabla 6.2 Valores de la funcion de carga en caso dinamico según SAC

	NUMERO DE CICLOS	ÁNGULO DE LA DERIVA DE PISO (rad)	ÁNGULO DE LA DERIVA DE PISO (Grados)	DESPLAZAMIENTO DEL PORTICO (mm)	TIEMPO EN CADA SECUENCIAS DE CICLOS (Seg.)	TIEMPO ACUMULADO (Seg.)	VELOCIDAD (mm/S)
1	6	0.00375	0.214859173	5.625	600	600	0.225
2	6	0.005	0.286478898	7.5	600	1200	0.3
3	6	0.0075	0.429718346	11.25	600	1800	0.45
4	4	0.01	0.572957795	15	400	2200	0.6
5	2	0.015	0.859436693	22.5	200	2400	0.9
6	2	0.02	1.14591559	30	200	2600	1.2
7	2	0.03	1.718873385	45	200	2800	1.8
8	2	0.04	2.291831181	60	200	3000	2.4
9	2	0.05	2.864788976	75	200	3200	3

(Fuente: Autores)

Figura 6.9. Grafica que recomienda la SAC para el portico en caso de ser un ensayo dinamico.

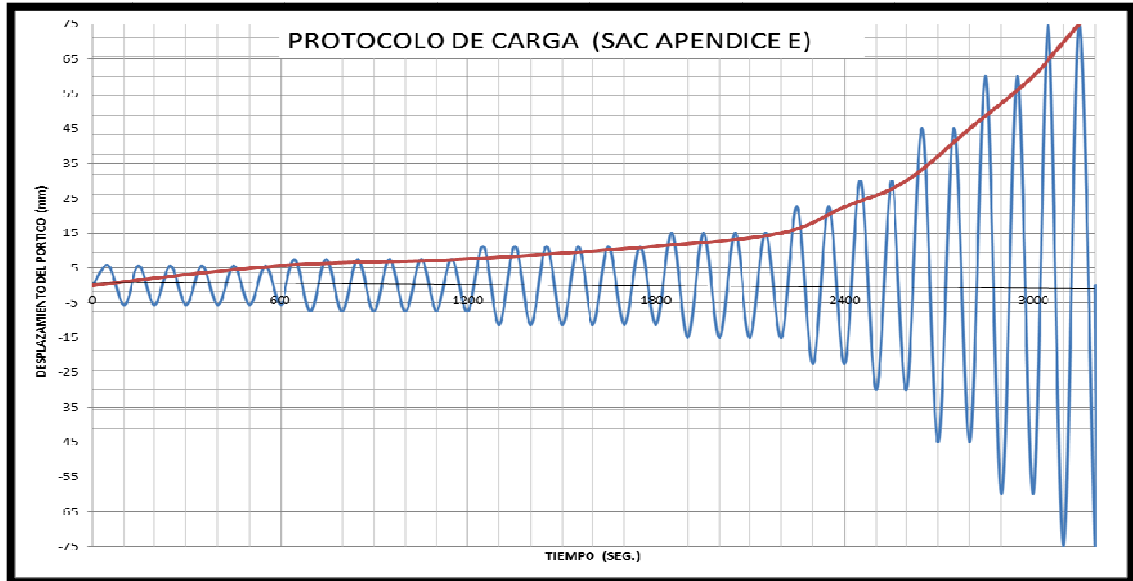


(Fuente: Autores)

El protocolo de carga descrito en la SAC como se muestra en la figura 6.8 genera una onda de carga y descarga en la estructura, por restricción de laboratorio, no fue posible aplicar la descarga, luego solo se cargara usando una envolvente que se genera sobre los valores máximos mostrados en el protocolo al final de la serie

de ciclos por un mismo desplazamiento como se muestra en la figura 6.6 convirtiéndose en una carga estática incremental.

Figura 6.10 Función de carga usada en el experimento (color rojo)



(Fuente: Autores)

Tabla 6.3 Valores de la función de carga usando la función estática incremental.

Tiempo en Cada Intervalo de Desplazamiento (seg.)	600	600	600	400	200	200	200	200	150
Tiempo Acumulado (seg.)	600	1200	1800	2200	2400	2600	2800	3000	3150
Angulo de Deriva de Piso (Rad)	0.00375	0.005	0.0075	0.01	0.015	0.02	0.03	0.04	0.05
Desplazamiento del Pórtico (mm)	5.625	7.5	11.25	15	22.5	30	45	60	75
velocidad (mm/s)	0.009375	0.0125	0.01875	0.0375	0.1125	0.15	0.225	0.3	0.5

(Fuente: Autores)

6.3.2 Programación en el software del equipo MTS.

Una vez que se contó con el diseño final de la función de carga a la que sería sometido el Pórtico de Sección Recta Combinada a escala 1:2 se dio paso a la programación por parte de una persona capacitada para este tipo de procedimientos.

Fotografía 6.9 Ejecución de la programación en el actuador MTS



(Fuente: Autores)

6.3.3 Prueba del modelo a escala.

El pórtico se ubicó tal como se observó en la figura 6.2.

Una vez programado el equipo MTS con el protocolo seleccionado se dio inicio al ajuste final de los anclajes en el pórtico a escala y en el actuador con el fin de iniciar la aplicación de la función de carga. Para monitorear el comportamiento del pórtico fue necesaria la instalación de dos deformímetros uno en la esquina superior en el nodo dos (ver fotografía 6.11) y el otro en una de las platinas de

apoyo para corroborar que los desplazamientos inducidos por el actuador fueran comparables con los desplazamientos obtenidos en el pórtico.

Fotografía 6.10 Instalación de un deformímetro en la parte superior del pórtico



(Fuente: Autores)

Fotografía 6.11 Fotografía en la que se ilustra el Actuador MTS aplicando carga estática incremental en el modelo a escala.



(Fuente: Autores)

Se aplicó la carga de manera incremental durante un tiempo de 53 minutos de manera constante en los cuales se tomaron datos de fuerza-desplazamiento, la estructura empieza a generar grietas por la carga, se finalizó cuando se llega al desplazamiento mostrado en el protocolo.

6.3.4 Seguimiento a la falla en el modelo.

La descripción de la aparición de grietas como consecuencia de la aplicación de carga se explicara para cada uno de los nodos que se muestran en la fotografía 6.12. En el nodo 1 se instaló un lector de desplazamiento para monitorear el comportamiento de esta parte del pórtico, la falla se empieza a visualizar sobre la parte superior en la interface concreto de recubrimiento de la viga con la cara del perfil tubular de la columna con la aparición de una grieta tal como se muestra en la fotografía 6.12, esta grieta se empezó a producir inmediatamente después que se dio inicio a la aplicación de la carga que no supero 1.0 Tonelada.

Fotografía 6.12. Aparición de grieta en la parte superior del nodo 1



(Fuente: Autores)

La falla producida en esta parte del nodo durante todo el transcurso de la prueba se fue incrementando hasta afectar la lámina que compone el perfil tubular estructural de la columna, la cual se defleto desprendiéndose de ella el concreto que estaba confinando originado por una falta en la adherencia, esta grieta alcanzo una medida aproximada de 18mm como lo muestra la fotografía 6.13

En este nodo la falla se produjo por una deficiencia de la conexión en lo referente a la rigidización que esta debía contener en la parte interna del perfil tubular, además del comportamiento estructural de la columna ya que no se pudo garantizar la plena adherencia entre el perfil estructural y el concreto embebido en este. La falla se genera en la parte superior de la viga por esfuerzos de tensión producidos por el desplazamiento de la columna inducido por el actuador y de compresión en la parte inferior de la viga (ver fotografía 6.14). La viga genera una resistencia al desplazamiento generado por el actuador sobre el pórtico por lo cual se crea esta falla en el nodo, es decir que la viga presenta mayor rigidez estructural ya que como nos daremos cuenta más adelante trata de generar un movimiento rotacional de derecha a izquierda, es por eso que en el nodo uno se genera el desprendimiento en la parte superior y la compresión en la parte inferior.

Fotografía 6.13. Vista superior del nodo 1 después de aplicada la carga



(Fuente: Autores)

Fotografía 6.14. Detalle final del nodo número 1



(Fuente: Autores)

Fotografía 6.16. Vista lateral donde se observa la separación de la viga y la columna por falta de adherencia



(Fuente: Autores)

El comportamiento del pórtico en el nodo número dos (2) es similar al del nodo número uno (1) como se mencionó anterior mente a causa de la rigidez de la viga, la única diferencia es que los esfuerzos de compresión se presentaron en la parte superior y las tracciones en la parte inferior de la conexión, donde se evidencia entonces el sentido de rotación de la viga (ver fotografías 6.16 a la 6.19). En este nodo también se corrobora que la estructura fallo por el diseño de la conexión, además de la mayor rigidización que presenta la viga, lo cual impide que esta genera rotulas plásticas cerca al nodo.

Los esfuerzos a tensión generados en el nodo dos (2) no crean una grieta tan visible como la observada en el nodo uno (1) ya que aquí hay menos libertad de movimiento y la única forma de que esta fuese más apreciable seria por medio de un desgarre que se produjera en la lámina que compone el perfil tubular estructural.

Como se ha observado en las fotografías anteriores el nodo uno (1) permitió una grieta de mayores proporciones porque es allí donde termina la columna, luego no se genera ninguna restricción a la lámina que forma el perfil tubular estructural.

Fotografía 6.16. Inicio de la falla en el nodo 2



(Fuente: Autores)

Fotografía 6.17. Vista del nodo número 2 en el que se aprecia aparición de grietas



(Fuente: Autores)

Fotografía 6.18 vista lateral de la parte inferior del nodo 2



(Fuente: Autores)

Fotografía 6.19 vista de la parte inferior del nodo 2.



(Fuente: Autores)

Una vez que se alcanzó el desplazamiento para el cual se había programado el equipo se planeó seguir llevando el modelo a un estado mayor de deformación puesto que la carrera del actuador es de 125 mm y en el último instante del protocolo había alcanzado cerca los 75 mm, pero como observamos en la figura 6.11 correspondiente a los resultados arrojados por el actuador, a partir de los 68 mm aproximadamente se empiezan a generar fluctuaciones en el estado de aplicación de la carga generadas por el movimiento del gato ya que este contiene dos rotulas que permiten cierta libertad por lo cual no se estaba aplicando una carga totalmente horizontal (ver fotografía 6.20) después de 68 mm por consiguiente acaba la prueba.

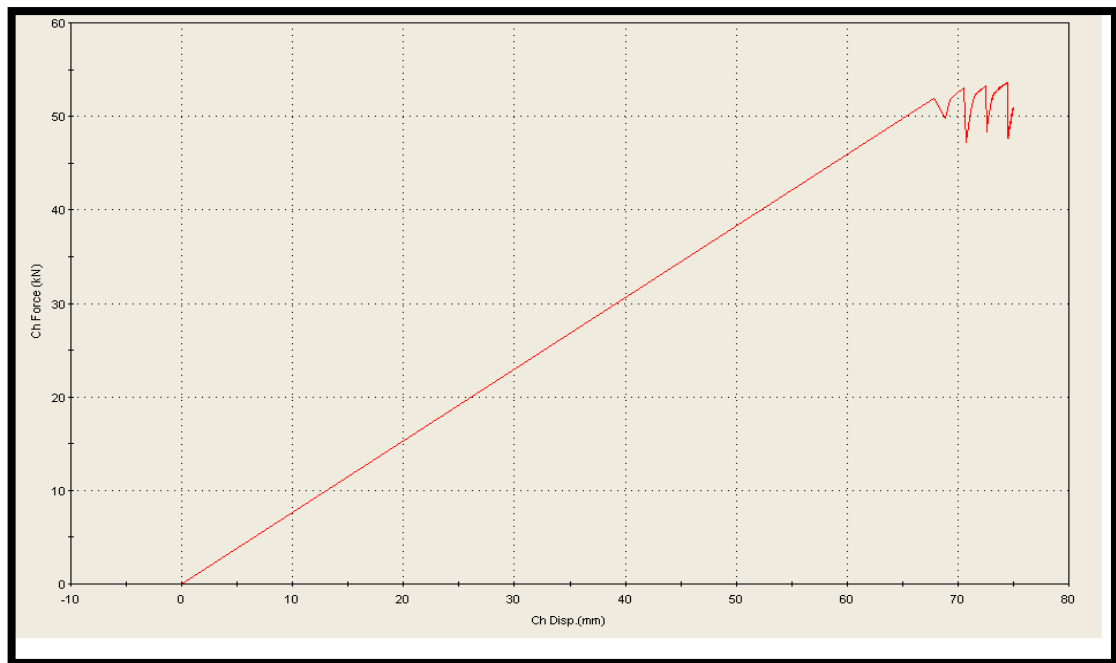
El comportamiento del pórtico al colocar una carga incremental es totalmente lineal, no incursiona en ningún momento en el rango inelástico por consiguiente la estructura ensayada es muy rígida para la carga aplicada y para la acción del actuador por ello se presenta el movimiento en las rotulas que genero el gato.

Fotografía 6.20 Estado final del gato hidráulico durante la aplicación de carga.



(Fuente: Autores)

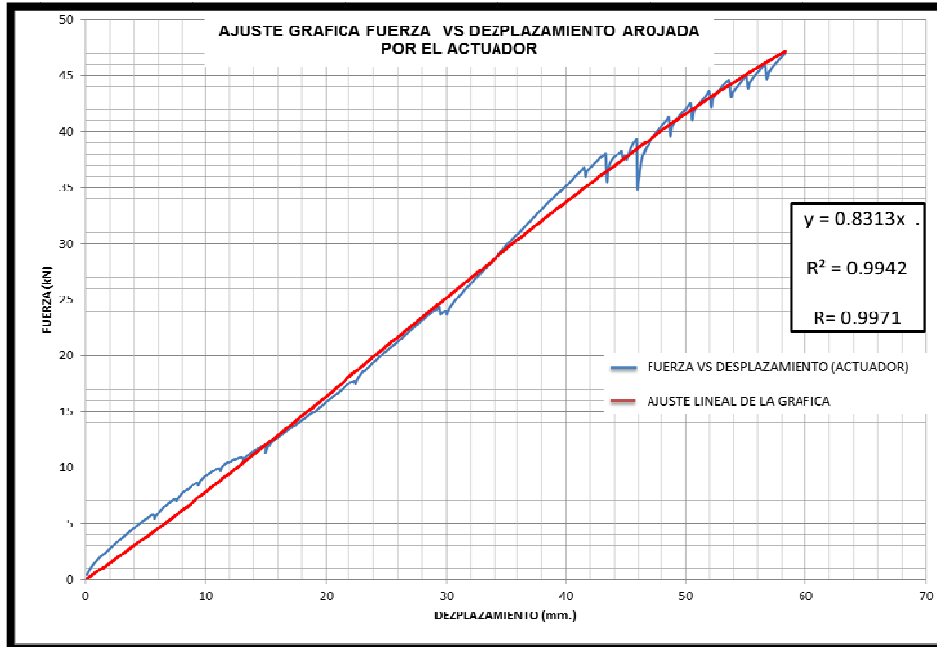
Figura 6.11. Resultado arrojado por el Actuador



(Fuente: Actuador MTS)

6.4 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS:

Figura 6.12. Ajuste lineal a los datos arrojados por el actuador



(Fuente: Autores)

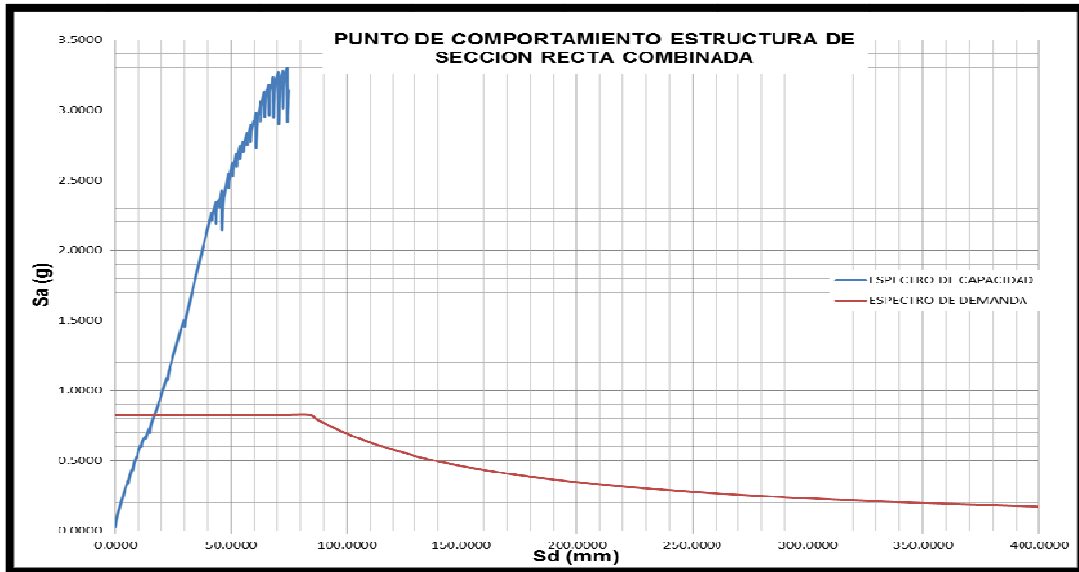
La rigidez es la pendiente de la figura 6.12, la cual es aproximadamente de **0.8313KN/mm** de acuerdo al ajuste que se le hizo a la serie de datos de fuerza vs desplazamiento arrojados por el actuador, que para este caso el ajuste se hizo a una función lineal, la estructura ensayada es muy rígida, solo se le aplico el 18.63% de la carga máxima que aplica según las especificaciones del equipo (Tabla 6.1).

La grafica obtenida del ensayo corresponde a una gráfica de capacidad de la estructura de sección recta combinada en el rango lineal, no fue posible encontrar la curva de capacidad en el rango inelástico, se hizo la linealización de lo que se encontró de acuerdo a la metodología recomendada por el ATC 40⁸ para obtener el punto de comportamiento, para ello se requiere tener dicha gráfica y el espectro

⁸AppliedTechnology Council: SeismicEvaluation and Retrofit of Concrete Buildings; Volumen 1; Capitulo 8; Pagina 8-9

de diseño (grafica de demanda) en formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra), como se muestran en las figuras 6.13 y 6.14.

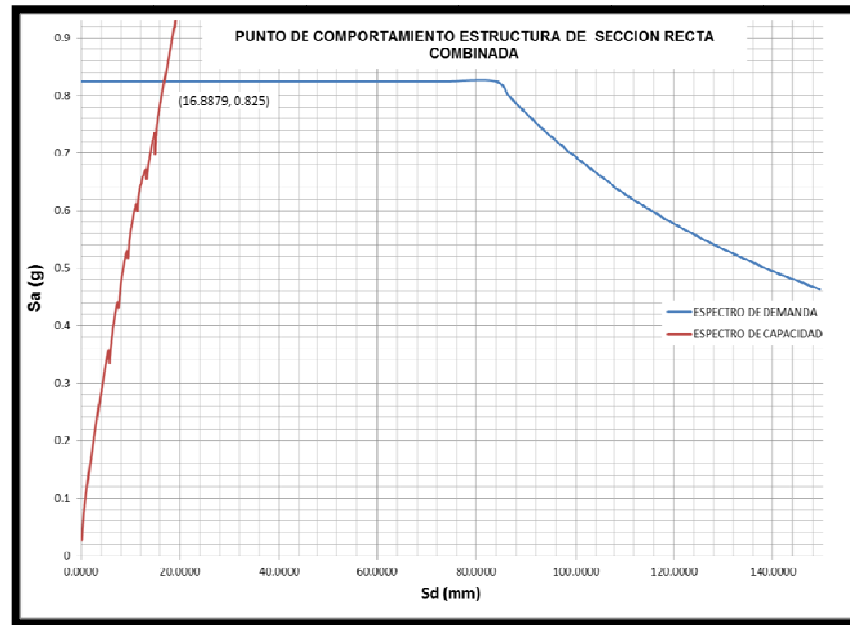
Figura 6.13. Grafica en formato ADRS donde se ven las gráficas de capacidad y demanda, cuya intersección es el punto de comportamiento



(Fuente: Autores)

El punto límite hasta el que tiene que ser llevada la estructura cuando actúa el espectro de demanda se llama punto de comportamiento o desempeño, para el caso en estudio (ver figura 6.14), se obtuvo un S_d de 16.8879 mm que equivale a **16.83 mm** de desplazamiento, el cual está dentro del rango lineal obtenido experimentalmente en la estructura, es decir que este pórtico al ser sometido a un sismo igual al espectro de diseño producirá un desplazamiento tal que no afectara la estructura ya que ella recuperaría sus propiedades al estar dentro del rango elástico.

Figura 6.14. El punto de comportamiento de la estructura de sección recta combinada es de 16.8879 mm.



(Fuente: Autores)

La energía de deformación que alcanzó el pórtico es el área bajo la curva de la gráfica obtenida en el laboratorio y es equivalente al trabajo realizado por la fuerza⁹ aplicada (ver figura 6.11) y es de **1921.97 KN-mm**.

Los anteriores resultados pertenecen a un pórtico en escala reducida 1:2 aplicando el análisis dimensional, los resultados reales que se esperaba obtener si se realizara la prueba el modelo serían:

⁹ Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico: conceptos básicos de dinámica; segunda edición: Capítulo 1, página 10

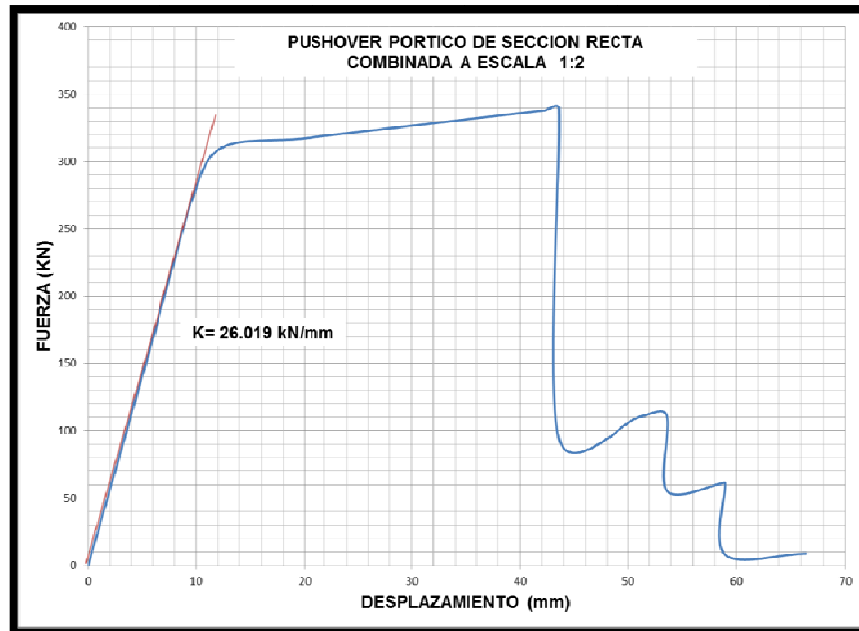
Tabla 6.4 Resultados Modelo real.

PARAMETROS	UNIDADES	PROTOTIPO	MODELO
RIGIDEZ	kN/mm	0.8313	1.5709
PUNTO DE COMPORTAMIENTO	mm	16.83	33.66
ENERGIA DE DEFORMACION	kN mm	1921.97	14542

(Fuente: Autores)

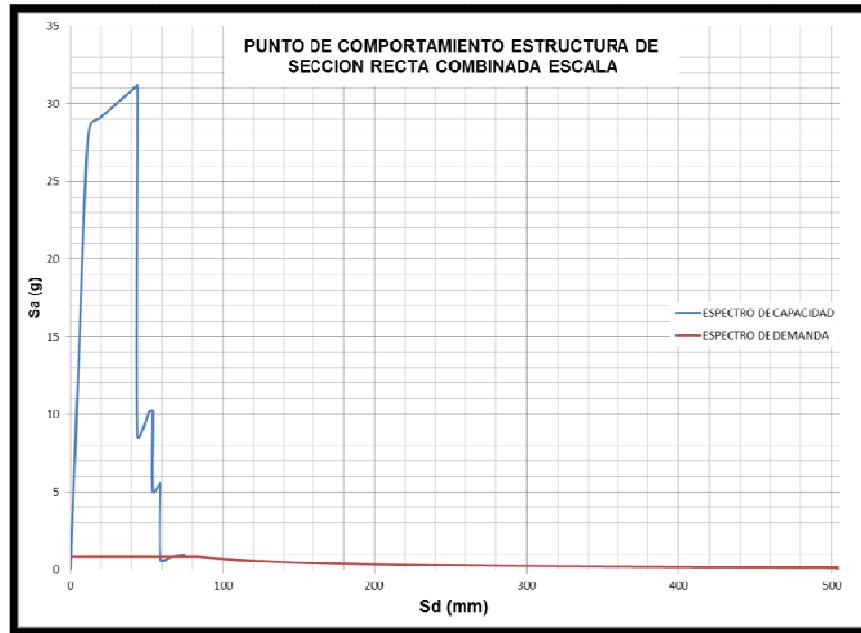
A continuación se muestra los resultados de la modelación hecha en la primera parte de este capítulo con los datos extrapolados de SAP 2000:

Figura 6.15. Gráfica del Pushover realizado a la estructura de sección recta combinada, la rigidez en la parte lineal es de **k= 26.019 kN/mm**.



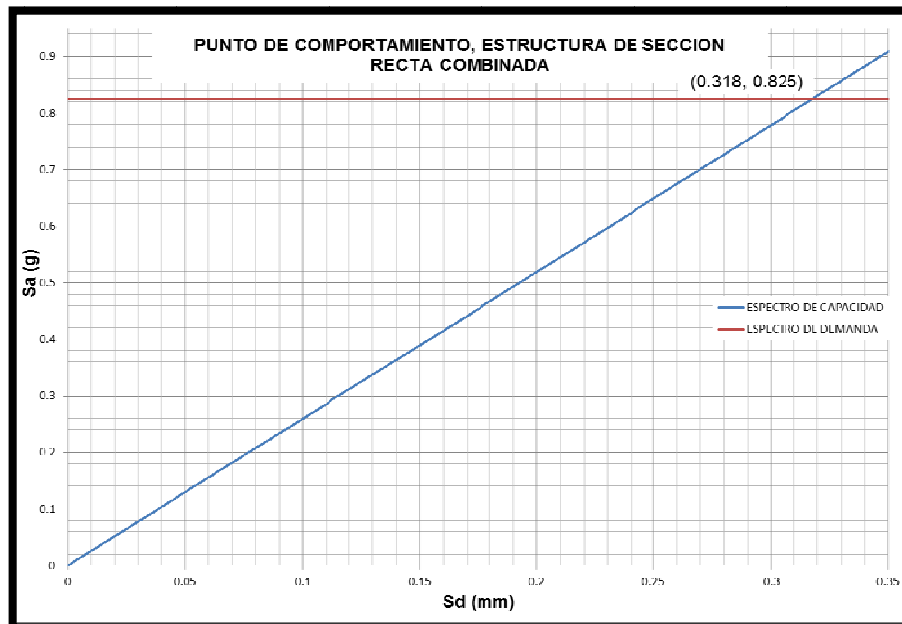
(Fuente: autores)

Figura 6.16 Espectro de Capacidad y Demanda de la estructura de sección recta combinada, Energía de deformación de **1296.1 kN-mm**



(Fuente: Autores)

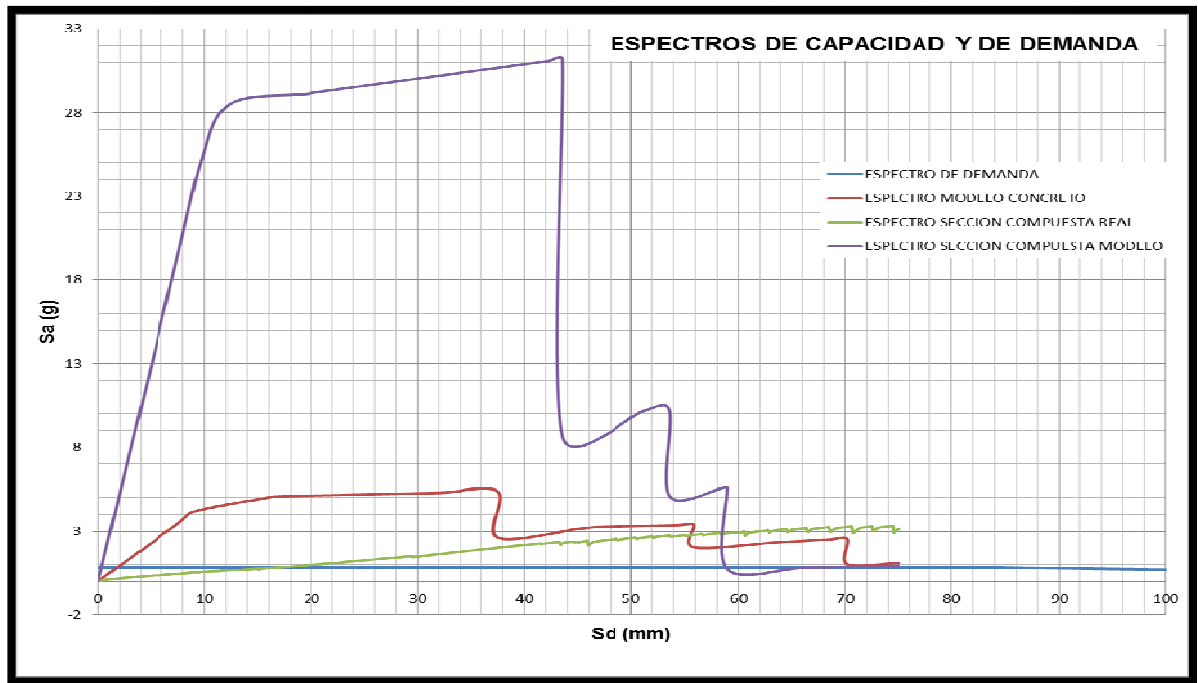
Figura 6.17. Ampliación Punto de Comportamiento (PC), estructura de sección recta combinada visto en la figura 6.16. **PC= 0.3182 mm**



(Fuente: Autores)

Los datos obtenidos como resultado de la modelación y la prueba de laboratorio se muestran a continuación:

Figura 6.18 Espectros de Capacidad y Demanda de la estructura de sección recta combinada, concreto reforzado y prototipo construido en el laboratorio.



(Fuente: Autores).

Tabla 6.5: Resultados Prototipo de Laboratorio y Modelo Computacional escala 1:2

PARAMETROS	UNIDADES	MODELO LABORATORIO	MODELO SAP 2000	% ERROR
RIGIDEZ	KN/mm	0.8313	26.019	96.81
PUNTO DE COMPORTAMIENTO	mm	16.83	0.3182	5189.13
ENERGIA DE DEFORMACION	KN-mm	1921.97	1296.1	48.29

(Fuente: Autores).

Los porcentajes de la realidad comparados con los arrojados en la modelación computacional de acuerdo a la Tabla 6.5 y figura 6.18, son extremadamente

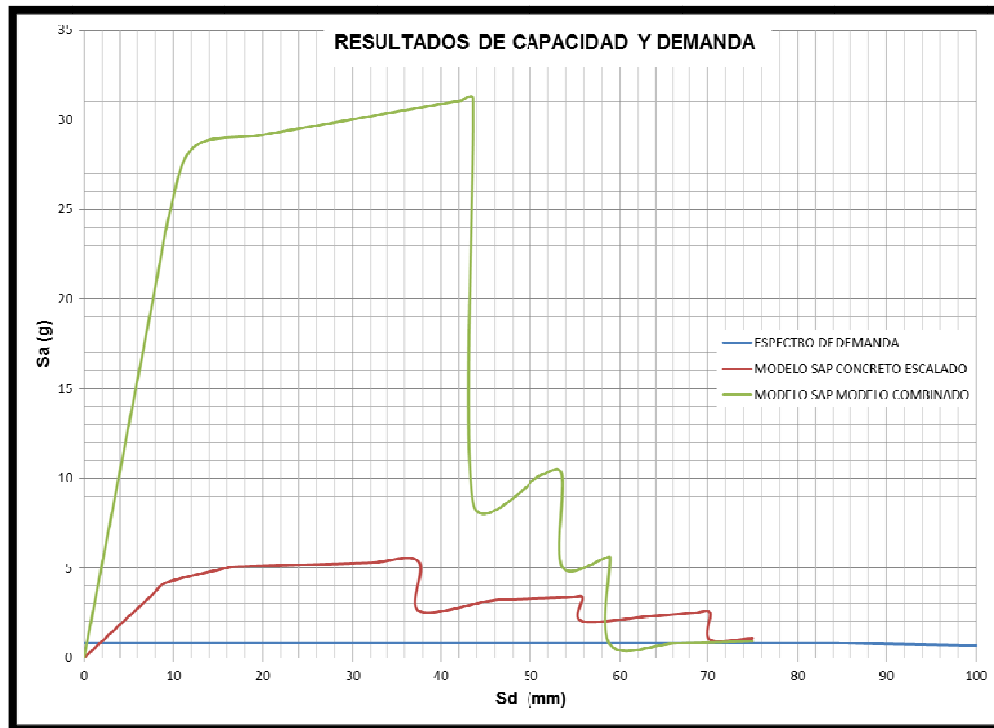
alejados, presentan porcentajes de error referenciados con respecto al modelo en SAP 2000son muy altos, esto se debe a causa de posibles fallas en la idealización del modelamiento y lo que realmente se construyó en el laboratorio, por ejemplo si analizamos el empotramiento que se usó en el modelamiento es de tipo perfecto, mientras que si observa lo construido en el laboratorio los tornillos usados para el anclaje de la cimentación fueron colocados apenas ajustados y no totalmente tensionados, por esto no se debe confiar plenamente en que el empotramiento perfecto como tal. De otro lado si observamos los nodos de la modelación son totalmente rígidos, y según la falla en el laboratorio de acuerdo a lo observado el verdadero comportamiento de estos fue semirrígido, debido a que la falla se empezó a presentar en la placa que une la comuna con la viga como se muestra en la fotografía 6.13.

La estructura probada en el laboratorio presenta falla en la conexión, esta no fue rígida generando mayor libertad de desplazamiento y no se generan daño en ningún elemento (vigas y columnas). En la modelación el nodo no se deforma ni se produce ningún daño en este, se prevé la formación de rotulas tanto en las columnas como en las vigas por donde se produce la falla teóricamente debido a sobrefuerzos, estando más acorde a lo que se ve en la realidad donde se debe garantizar que fallen primero los elementos estructurales y no la conexión entre ellos. Por esta razón se concluye que los resultados obtenidos en el laboratorio no son lo suficientemente confiables como para atreverse a dar conclusiones.

La comparación entonces que se va a realizar entre estructuras va a tomar en cuenta los modelos computacionales y no se realizara entre el prototipo-modelo como se había planteado, ya que no se puede predecir si realmente el modelo de concreto reforzado actué de las misma forma tal como está modelado, es decir que no se garantiza si el espécimen falle por las conexiones como ocurrió con la sección recta combinada o por la formación de la falla en cada uno de los

elementos estructurales planteados, pero el modelamiento está más acorde a lo real.

Figura 6.19 Espectros de Capacidad y Demanda de la estructura de concreto reforzado y sección recta combinada obtenidos del modelamiento en SAP 2000.



(Fuente: Autores).

De la figura 6.15 donde se encuentran los resultados obtenidos por modelamiento en formato ADRS se puede concluir en los siguientes campos que:

- El modelo computacional de Sección Recta Combinada en el rango elástico tiene mayor rigidez, siendo la rigidez del pórtico de concreto el 36.92% la rigidez de la sección recta combinada.
- La energía de deformación (áreas bajo la curva) que genera en la parte lineal la estructura de concreto es menor que la generada por la estructura de

sección recta combinada, siendo la energía de la estructura de concreto el 30.02% la energía de la sección recta combinada.

- El límite al cual se lleva la estructura cuando se somete al espectro de demanda que para el caso es el correspondiente a nivel general a Bucaramanga en porcentaje de la estructura de concreto para la estructura de sección combinada es de 17.74%, este desplazamiento espectral bajo se debe a la alta resistencia que presenta el pórtico a la deformación.
- La capacidad de ductilidad de la estructura de concreto reforzado es del 91.9% (3.666) la de la sección recta combinada (3.963), siendo más dúctil entonces la estructura de sección recta combinada con respecto a la de concreto reforzado.
- El límite de fluencia de la estructura de concreto reforzado es un 33.7% (104.4 KN) de la estructura de sección recta combinada (312.83 KN), lo que significa que se necesita mayor fuerza para hacer que esta incurriere en el rango plástico
- No fue posible hacer una comparación en términos de capacidad de disipación de energía, coeficiente de reducción sísmica (R) porque la obtención de estos parámetros implica que las estructuras incurrieran en el rango plástico con la acción de una carga cíclica.

Es necesario mencionar que las anteriores comparaciones son basadas únicamente en los resultados obtenidos por el modelamiento computacional y solo para las secciones rectas que se propusieron.

CONCLUSIONES

- El prototipo durante la prueba hecha en el laboratorio fallo por la configuración de las conexiones ya que estas no actuaron de manera rígida como se esperaba, arrojando un mayor desplazamiento que el proyectado durante la modelación previa.
- No se generaron sobreesfuerzos en los elementos estructurales debido a que no fue posible garantizar el empotramiento y sumado a la falla de las conexiones durante la prueba de laboratorio, la estructura de sección recta combinada no salió del comportamiento lineal.
- La falla en los nodos se produjo por una deficiencia de la conexión en lo referente a la rigidización que esta debía contener en la parte interna del perfil tubular, además del comportamiento estructural de la columna ya que no se pudo garantizar la plena adherencia entre el perfil estructural y el concreto embebido en este.
- La viga genera una resistencia al desplazamiento inducido por el actuador sobre el pórtico por lo cual se crea la falla en el nodo, es decir que la viga presenta mayor rigidez estructural ya que trata de generar un movimiento rotacional de derecha a izquierda.
- El prototipo probado en el laboratorio no se asemejó al modelamiento realizado en el software teniendo errores de comparación de resultados muy altos por lo cual se descartaron los valores del prototipo en la comparación estructural.
- La comparación estructural planteada solo se realizó con la modelación realizada de los dos tipos de estructuras.

- El modelo computacional con respecto a la rigidez en el rango elástico tiene que p^ortico de concreto alcanza un 36.92% la rigidez de la sección recta combinada.
- La energía de deformación (áreas bajo la curva) que se genera en la parte lineal de la estructura de concreto es 30.02% la energía de la estructura sección recta combinada
- El limite al cual son llevadas la estructuras cuando se someten al espectro de demanda, se obtiene que de la estructura de sección combinada es el 17.74% el de la estructura de concreto reforzado, este desplazamiento espectral bajo se debe a la alta resistencia que presenta el p^ortico a la deformación.
- La capacidad de ductilidad de la estructura de concreto reforzado es del 91.9% la de la sección recta combinada, siendo más dúctil entonces la estructura de sección recta combinada.
- El límite de fluencia de la estructura de concreto reforzado es un 33.7% el de la estructura de sección recta combinada, lo que significa que se necesita mayor fuerza para hacer que esta incurriere en el rango plástico.
- Se estimaron costos para los diseños realizados de las estructuras en tercera dimensión tanto de la sección recta combinada y la de concreto reforzado, tomando en cuenta solo los materiales, la sección recta combinada cuesta un 39.86% más que la estructura de concreto reforzado.

RECOMENDACIONES

Las recomendaciones a tener en cuenta para futuros trabajos en este tipo de estructuras son las siguientes.

1. Construir un pórtico de Concreto Reforzado reducido a escala 1:2 de acuerdo a los diseños especificados en el capítulo N° 1, con la finalidad de comparar estos resultados con los obtenidos de la modelación usando el Software.
2. Construir un pórtico de Sección Recta Combinada a escala real de acuerdo a los diseños especificados en el capítulo N° 2, con la finalidad de comparar estos resultados con los obtenidos de la modelación usando el Software.
3. Finalmente se recomienda que se construyan los dos modelos a escala real tal como lo especifican los diseños realizados.

Estas recomendaciones se hacen bajo el fundamento de que con estos resultados se tendría mucha más precisión a la hora de comparar estos dos sistemas estructurales.

BIBLIOGRAFÍA

ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SISMICA, AIS. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Bogotá D.C, 2010, Titulo A: Requisitos Generales De Diseño y Construcción Sismo Resistente, Capítulos A2, A3 y A4.

ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SISMICA, AIS. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Bogotá D.C, 2010, Titulo B: Cargas, Capítulos B2, B3 y B4.

ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SISMICA, AIS. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Bogotá D.C, 2010, Titulo C: Concreto Estructural, Capítulos C7, C8 C9, C10, C11, C12, C13 y C21.

ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SISMICA, AIS. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Bogotá D.C, 2010, Titulo F: Estructuras Metálicas, Capítulos F2, Sección F2.9.

ATC-40 – Applied Technology Council; Seismic Evaluation and Retrofit of concrete Buildings; Volumen 1; Capitulo 8; Pagina 8-9.

SAC- Seismic analysis Code: Appendix E; Loading Protocol for Setpwise increasing Cyclic Tests; Paginas E-3, E-4

MALDONADO RONDON, Esperanza y CHIO CHO, Gustavo. Análisis Sísmico de Edificaciones. 1 ed. Bucaramanga: Ediciones UIS, 2004. 298 pág.

GARCIA REYES, Luis Enrique. Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico. 1 ed. Bogotá: Ediciones Uniandes, 1998. 574 pág.

MCCORMAC, Jack C. Diseño de Concreto Reforzado. 4 ed. México D.F.: Alfa omega, 2002. 784 pág.

MCCORMAC, Jack C y NELSON, J. Diseño de Estructuras Metálicas: Método LRFD 2ª ed. Alfa omega, 2004. 721pàg.

NILSON H. Arthur, Winter George. Diseño de Estructuras de Concreto, 11ª Edición, McGraw Hill, Bogotá D.C, Colombia 1994.

COMPUTER AND STRUCTURES INC. SAP-2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design Version 14.2, Analysis Reference Manual. Berkeley, USA: CSI.2002. 383 pág.

SEGURA FRANCO, Jorge I; Estructuras de Concreto I,6ª Ed, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D.C, Colombia 2006. 508 pág.

VINAKKOTA ySRIRAMULU; Estructuras de Acero y comportamiento LRFD; 1ª Ed,McGraw Hill, México D.F, 904 pág.

URIBE ESCAMILLA, Jairo; Análisis de Estructuras; 2ªed; Escuela Colombiana De Ingeniería; Bogotá D.C, Colombia 2000,789 pág.

REY SOTO, Álvaro; Laboratorio de Resistencia de Materiales; 1ªed.Publicaciones UIS; Bucaramanga; Colombia 1993; 89 pág.

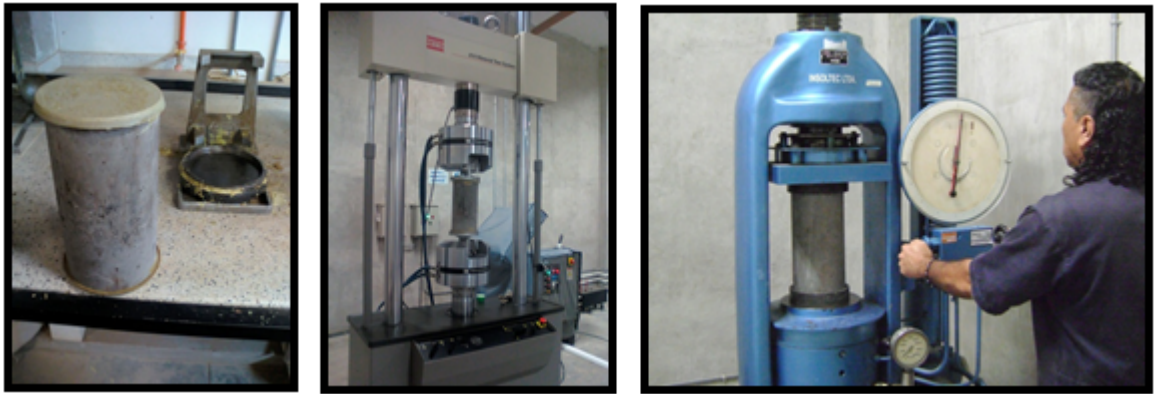
TIMOSHENKO STEPHEN, P y GERE, James M, Mecánica de Materiales, 2ªed, Editorial Iberoamérica, México 1986, 825 pág.

ANEXOS

Anexo 1: Ensayos de Laboratorio

Entre los ensayos de laboratorio que se le efectuó a cada uno de los materiales utilizados para la construcción del portico a escala se encuentran pruebas a tracción en barras, tracción en platinas, prueba de tracción a la soldadura y prueba de compresión en los cilindros de concreto.

N°	ANEXO 1	ENSAYOS DE LABORATORIO
1	A1.1	ENSAYO COMPRESION SIMPLE DE CONCRETO, NTC 673
2	A1.2	ENSAYO DE TRACCION EN BARRAS, NTC 2
3	A1.3	ENSAYO DE TRACCION EN BARRAS, NTC 2
4	A1.4	ENSAYO DE JUNTAS



Fotografia A-1: Ejecucion prueba de ensayo a compresion simple del concreto

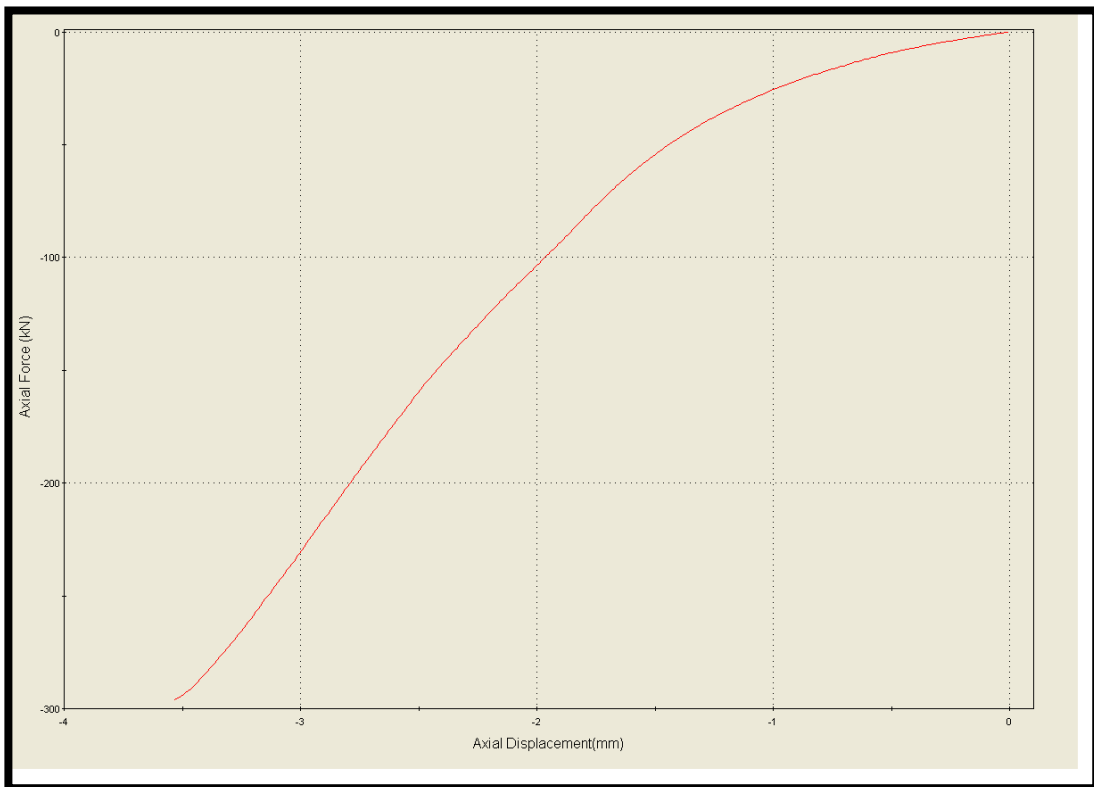
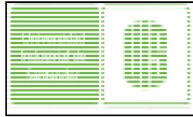


Figura A-1: Grafica fuerza desplazamiento del concreto



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

ENSAYO DE TRACCION EN BARRAS, NTC 2

Analisis Comparativo entre estructuras de
 NOMBRE: seccion recta combinada y concreto reforzado GRUPO: ----- FECHA: 27/04/2011

MATERIAL: Acero CATEGORIA: ----- ϕ_{ui} (mm)= 4.5
 Lui (mm)= 261 Lti(mm)= 441 Ltf(mm)= 449.2 Aui(mm²)= 15.90
 Dtm(mm)= 8.2

DATOS DEL EXPERIMENTO			
CARGA P KN	σ ESFUERZO N/mm ²	DEFORMACIONES	
		δ =mm	ϵ_U =mm/mm
0.975	61.276	0.088	0.00034
3.815	239.865	0.360	0.00138
6.513	409.520	0.630	0.00241
8.839	555.762	0.902	0.00345
9.683	608.820	1.172	0.00449
9.896	622.245	1.441	0.00552
10.008	629.264	1.711	0.00656
10.089	634.348	1.981	0.00759
10.152	638.296	2.252	0.00863
10.214	642.214	2.521	0.00966
10.263	645.283	2.793	0.01070
10.294	647.265	3.063	0.01173
10.321	648.929	3.330	0.01276
10.354	651.045	3.601	0.01380
10.388	653.144	3.871	0.01483
10.395	653.580	4.142	0.01587
10.435	656.126	4.411	0.01690
10.439	656.346	4.682	0.01794
10.457	657.470	4.950	0.01897
10.466	658.065	5.221	0.02001
10.480	658.968	5.491	0.02104
10.487	659.381	5.761	0.02207
10.498	660.072	6.031	0.02311
10.505	660.497	6.301	0.02414
10.514	661.050	6.572	0.02518
10.496	659.917	6.841	0.02621
10.472	658.433	7.112	0.02725
10.389	653.193	7.381	0.02828
10.168	639.351	7.652	0.02932
9.620	604.879	7.921	0.03035
8.844	556.097	8.191	0.03138
7.897	496.534	8.461	0.03242
7.518	472.701	8.551	0.03276

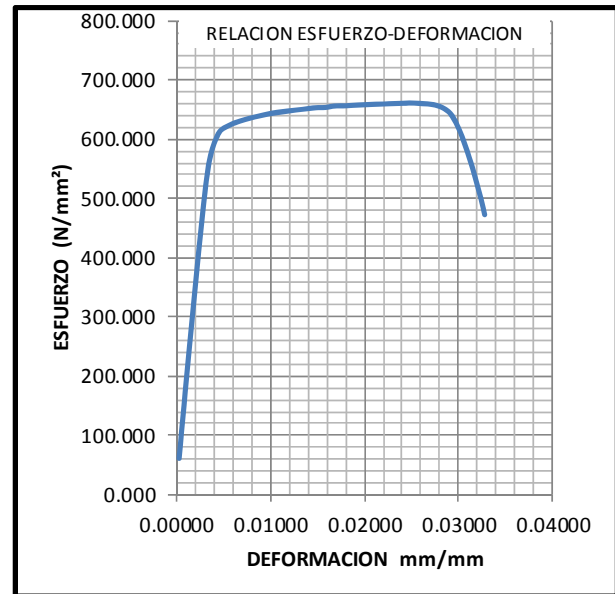
ϕ_{ui} : Diametro util Inicial

Lui: Longitud util Inicial

Lti: Longitud total Inicial

Aui: Area Util Inicial

Dtm: Deformacion total media.



FY(MPa)= 555.76

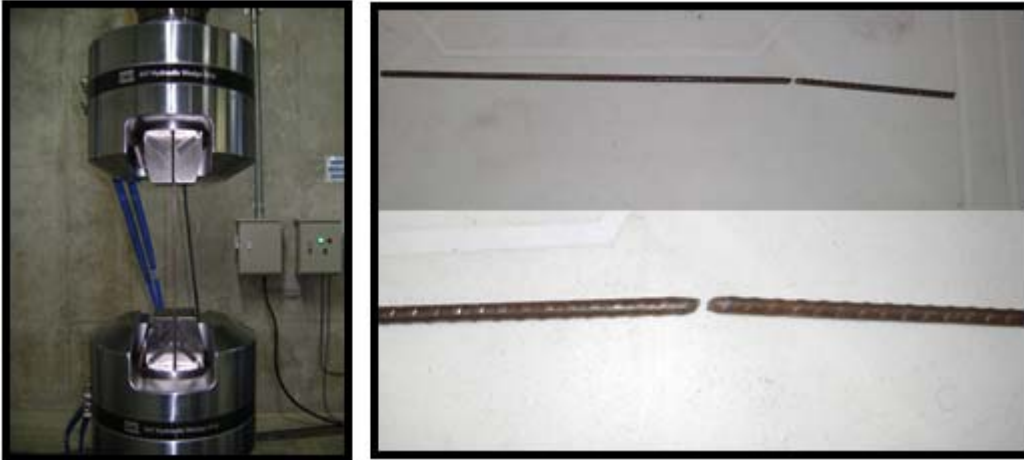
σ_{LP} (Mpa)= 550.00

σ_{CR} (MPa)= 661.05

E (MPa)= 163793.932

% alar: 3.14

OBSERVACIONES: Falla parcial de taza y cono



Fotografia A-2: Ejecucion prueba de ensayo a tension en barras de 5mm

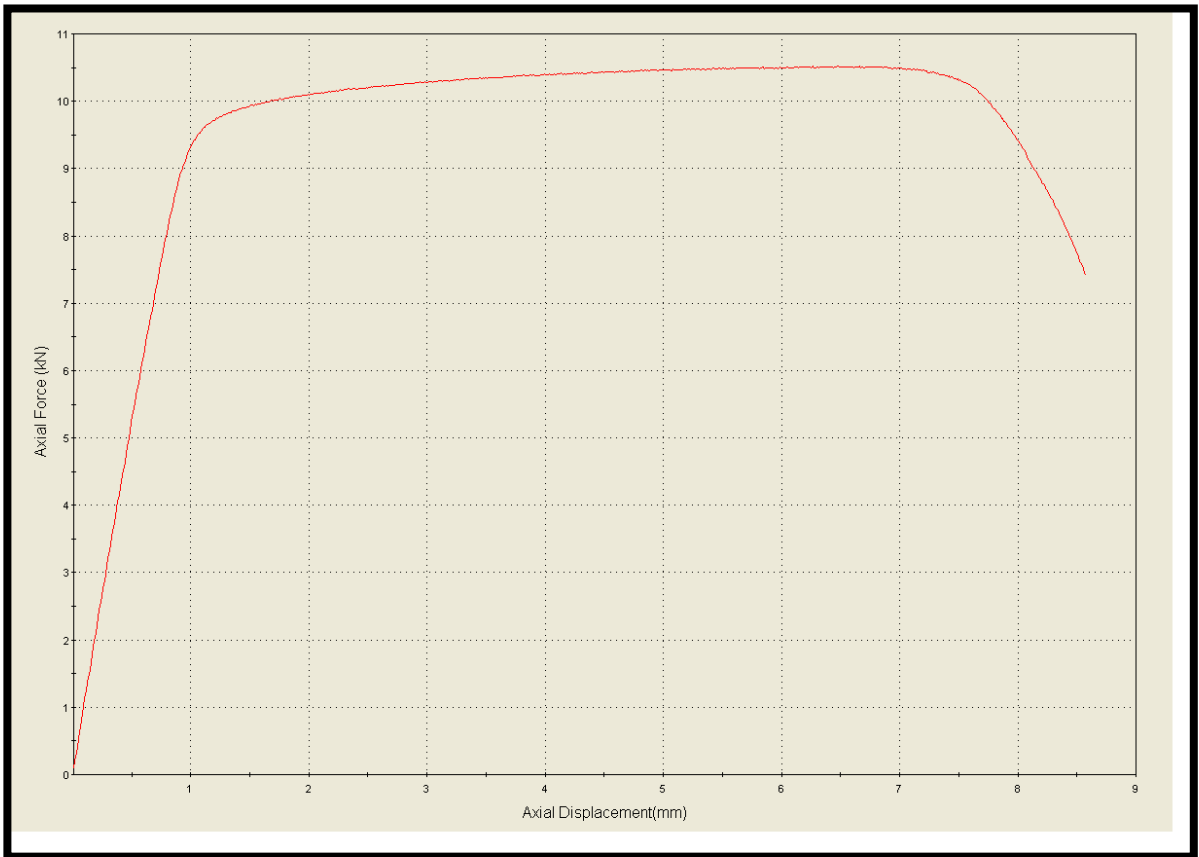


Figura A-2: Grafica fuerza desplazamiento de la barra de acero de 5mm



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

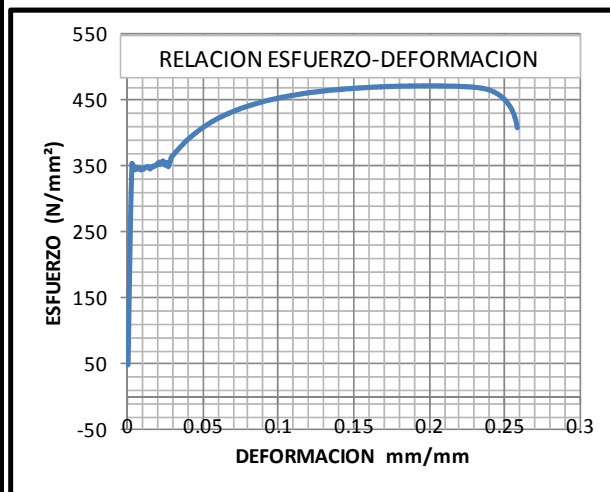
ENSAYO DE TRACCION EN BARRAS, NTC 2

Análisis Comparativo entre estructuras de

NOMBRE: seccion recta combinada y concreto reforzado GRUPO: ----- FECHA: 27/04/2011
 MATERIAL: Acero CATEGORIA: ----- Eui(mm)= 3.54
 Ancho (mm) 37.8 Lui(mm)= 240 Lti(mm)= 400 Aui(mm²)= 133.81
 Ltf(mm)= 412.18 Dtm(mm)= 12.18

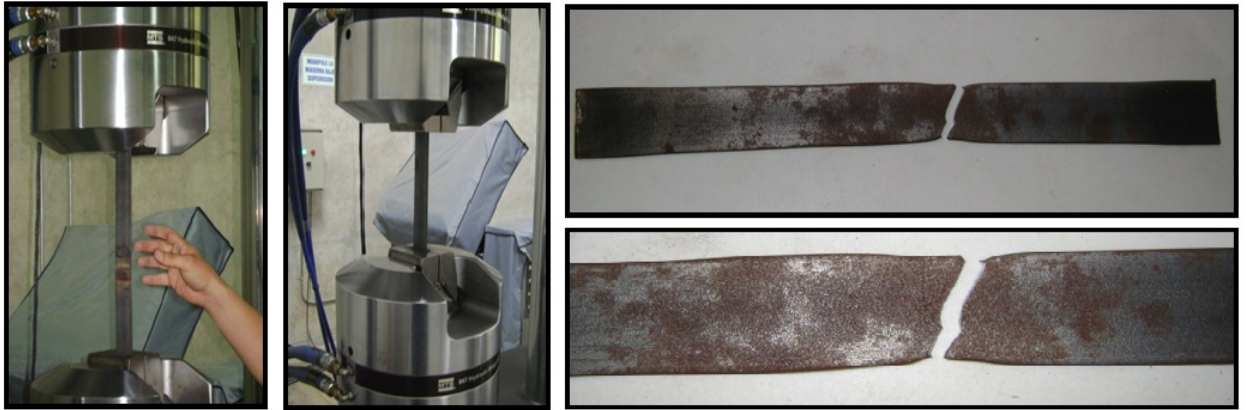
DATOS DEL EXPERIMENTO			
CARGA P Kn	σ ESFUERZO N/mm ²	DEFORMACIONES	
		δ =mm	εU=mm/mm
6.529	48.789	0.0872	0.00036
46.415	346.871	1.1711	0.00488
46.068	344.272	2.0714	0.00863
46.780	349.593	3.2411	0.01350
46.273	345.806	3.6016	0.01501
46.889	350.413	4.1409	0.01725
47.161	352.445	5.1308	0.02138
47.302	353.497	6.1215	0.02551
48.811	364.771	7.1111	0.02963
49.221	367.836	7.3827	0.03076
50.769	379.408	8.4614	0.03526
52.280	390.698	9.6311	0.04013
52.867	395.087	10.1711	0.04238
53.970	403.330	11.2512	0.04688
54.694	408.738	12.0613	0.05026
54.762	409.243	12.1511	0.05063
55.532	414.997	13.0508	0.05438
56.408	421.550	14.2200	0.05925
56.703	423.755	14.6710	0.06113
57.609	430.523	16.2014	0.06751
57.658	430.885	16.2912	0.06788
58.333	435.935	17.6414	0.07351
58.613	438.024	18.1807	0.07575
59.024	441.094	19.1722	0.07988
59.323	443.331	19.9806	0.08325
59.678	445.982	20.8807	0.08700
59.941	447.949	21.6004	0.09000
60.042	448.701	21.9616	0.09151
60.486	452.022	23.4018	0.09751
60.684	453.503	24.0299	0.10012
61.795	461.804	29.2512	0.12188
63.144	471.885	47.8814	0.19951
60.518	452.264	59.8506	0.24938
54.631	408.268	62.0097	0.25837

Eui: Espesor util Inicial
 Lui: Longitud util Inicial
 Lti: Longitud total Inicial
 Aui: Area Util Inicial
 Dtm: Deformacion total media.



FY(MPa)= 350.00
 σLP(Mpa)= 348.00
 σCR(MPa)= 471.89
 E (MPa)= 197366.139
 % alar: 5.08

OBSERVACIONES: platina de 1/8" x 1 1/2, Falla diagonal a 35º



Fotografía A-3: Ejecución prueba de ensayo a tensión en platinas de ¼"

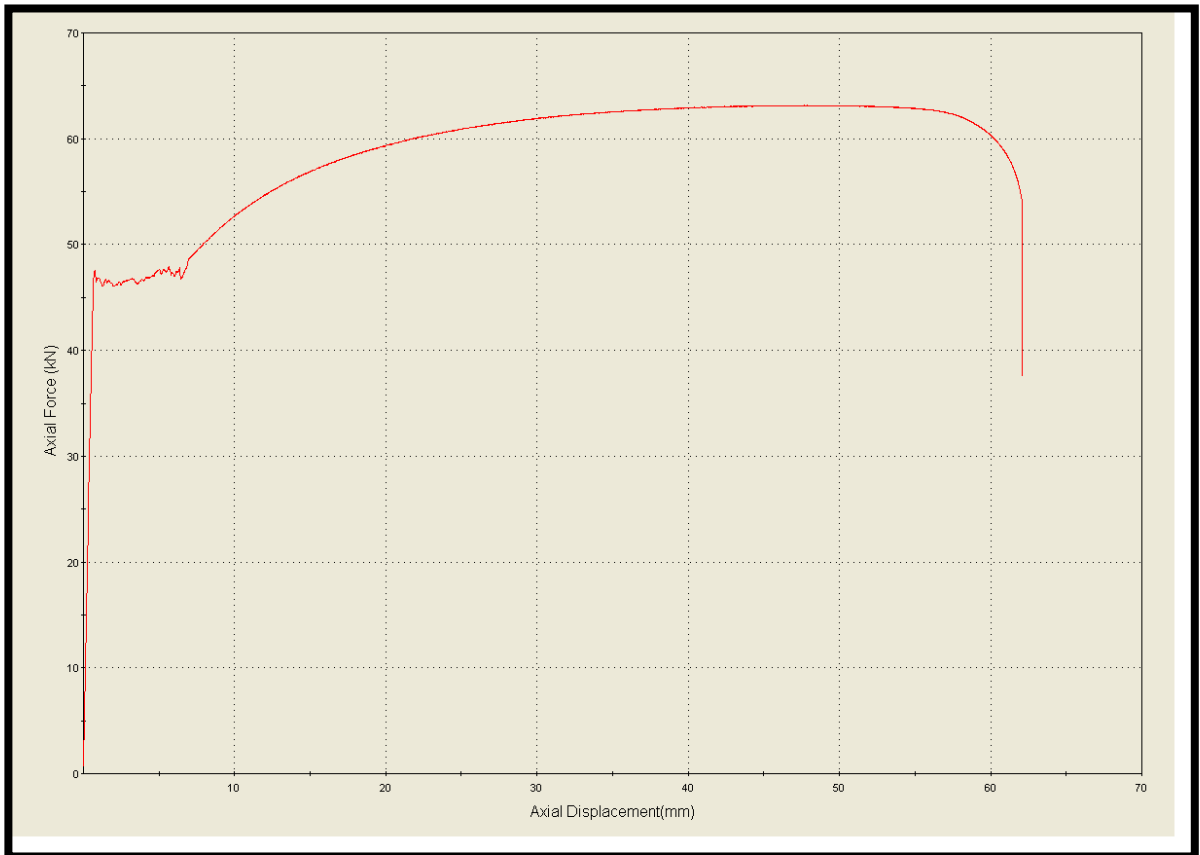


Figura A-3: Grafica fuerza desplazamiento de la platina de ¼".



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
 FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE JUNTAS

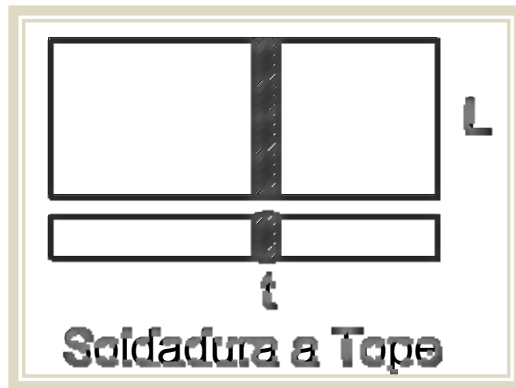
Analisis Comparativo entre estructuras
 NOMBRE: de seccion recta combinada y concreto reforzado GRUPO: FECHA: 27/04/2011

DATOS DEL EXPERIMENTO

L=Long Cordon(Cm)= 3.72 t(Cm)= 0.503

Seccion Recta platina(cm)= 0.354 X 3.78 As(Cm²)= 1.32291012 At(Cm²)= 1.33812

GRAFICO



FALLA



$\sigma_s = 0$ Kgf/cm²

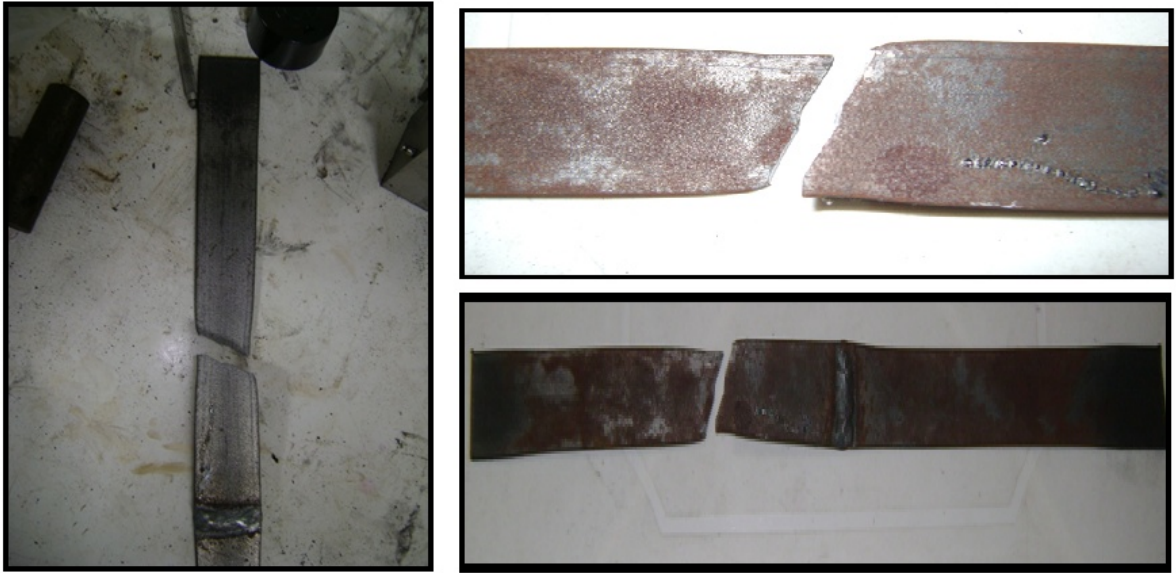
$G_t = 391187.211$ Kgf/cm²

Carga de Rotura Junta= 523455.431 Kgf

Carga de Rotura Placa= 54.631199 KN

Eficiencia %= 97.702

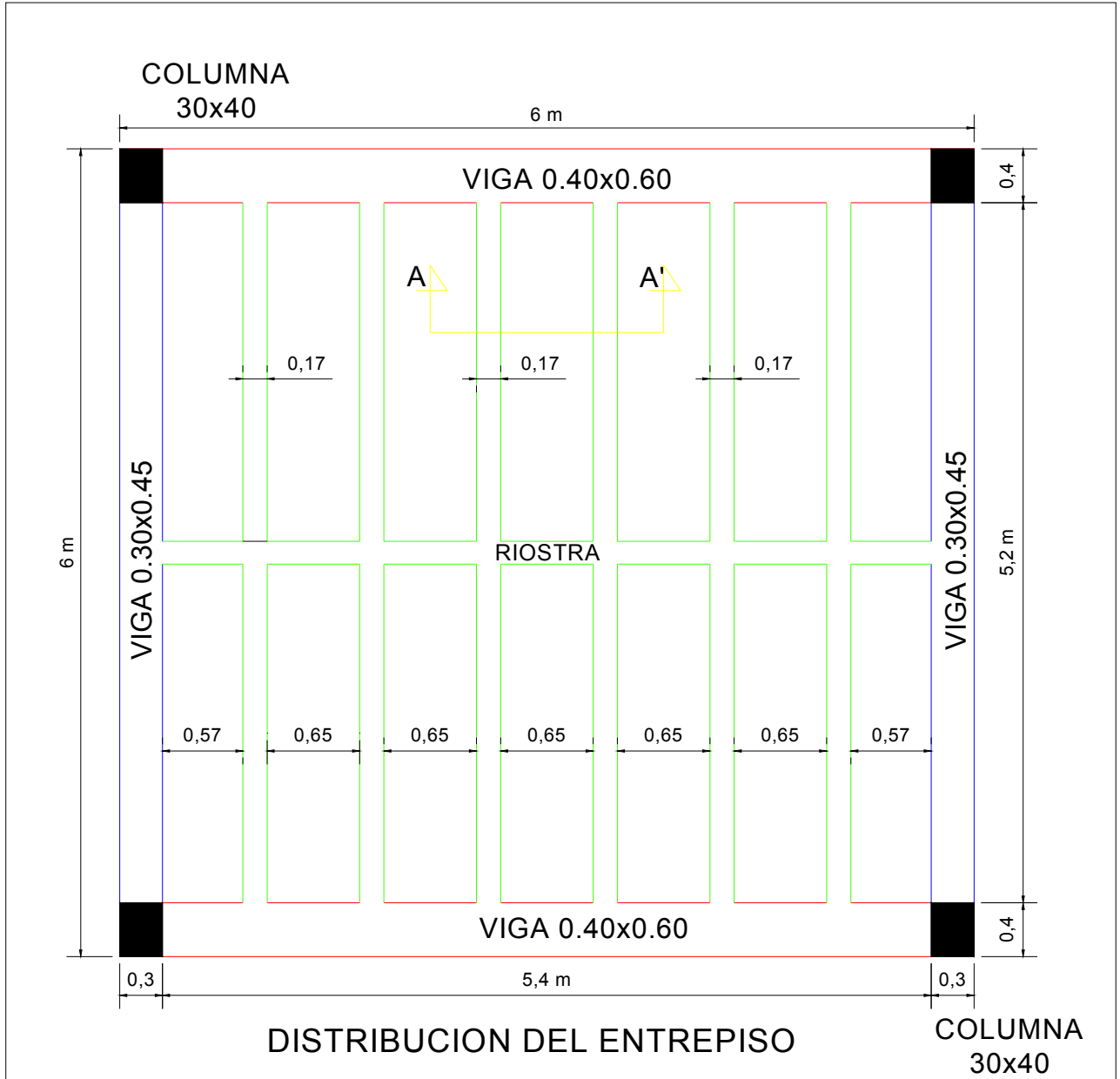
OBSERVACIONES: La Falla presentada fue Por Traccion de la Platina



Fotografía A-3: Ejecucion prueba de ensayo a tension en la soldadura.

Anexo 2: Planos de diseño de estructuras de concreto

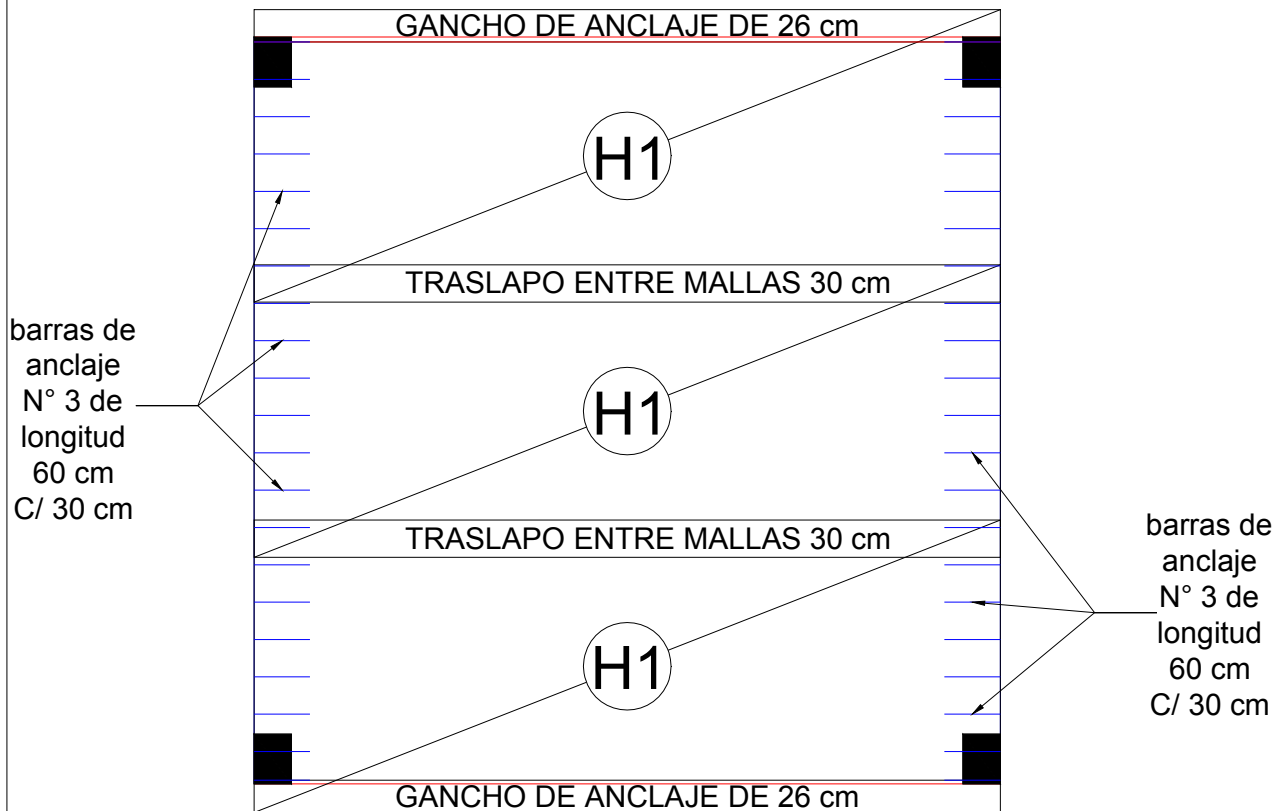
N°	ANEXO 2	PLANOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURA DE CONCRETO
1	A2.1	DISTRIBUCION DEL ENTREPISO
2	A2.2	DISTRIBUCION DEL REFUERZO TORTA SUPERIOR
3	A2.3	DISTRIBUCION DEL REFUERZO VIGUETAS Y RIOSTRA
4	A2.4	DISTRIBUCION DEL REFUERZO VIGAS DE CARGA (X)
5	A2.5	DISTRIBUCION DEL REFUERZO VIGAS DE ENLACE (Y)
6	A2.6	DISTRIBUCION DEL REFUERZO COLUMNA Y CIMIENTOS



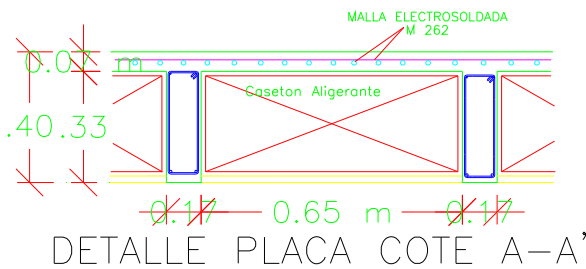
 <p>UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL</p>		
<p>DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO REFORZADO</p>	<p>DIGITO: JESUS EVELIO SANCHEZ</p>	<p>ESCALA: 1:50</p>
	<p>OBSERVACIONES</p> <hr/> <hr/> <hr/>	<p>FECHA: JULIO DE 2011</p>
<p>CONTIENE: DISTRIBUCION DEL ENTREPISO</p>		<p>DISEÑO: JESUS EVELIO SANCHEZ MARCO ANTONIO SANDOVAL</p>
<p>UBICACION: SANTANDER</p>	<p>REVISO: ING. ALVARO REY SOTO</p>	<p>PLANO No. 1</p>

REFUERZO TORTA SUPERIOR $e=0.07$ m

Tipo	Armadura		Malla	Refuerzo Longitudinal		Refuerzo Transversal	
	Lh(m)	Lv(m)		\bar{s} (mm)	Separacion	\bar{s} (mm)	Separacion
H1	6.00	2.35	M262	7.0	0.15	7.0	0.15



DISTRIBUCION DEL REFUERZO PARA LA TORTA SUPERIOR



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO REFORZADO

DIGITO: JESUS EVELIO SANCHEZ

ESCALA: 1:66

OBSERVACIONES

FECHA: JULIO DE 2011

CONTIENE: DISTRIBUCION DE REFUERZO TORTA SUPERIOR

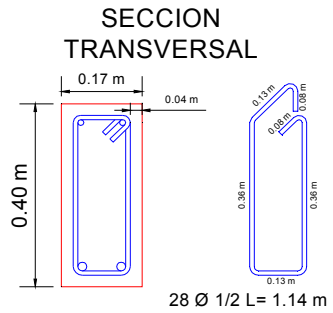
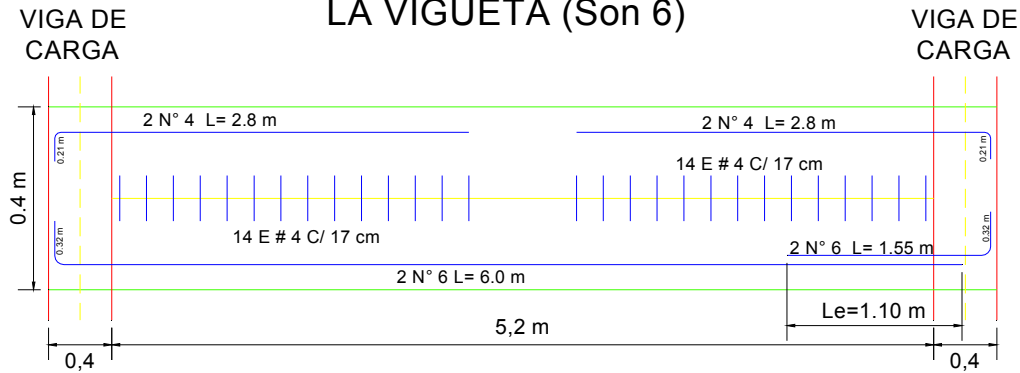
DISEÑO: JESUS EVELIO SANCHEZ
MARCO ANTONIO SANDOVAL

PLANO No. 2

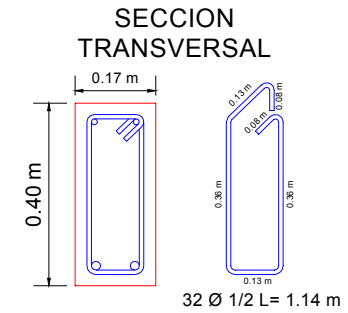
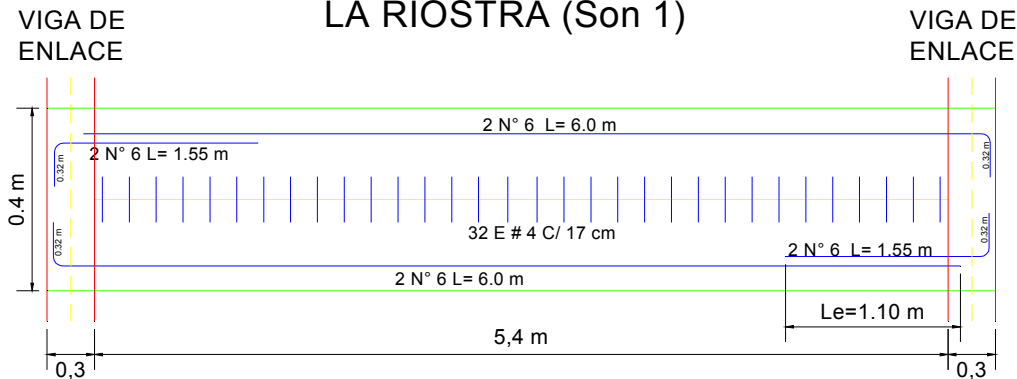
UBICACION: SANTANDER

REVISO: ING. ALVARO REY SOTO

DISTRIBUCION DEL REFUERZO EN LA VIGUETA (Son 6)



DISTRIBUCION DEL REFUERZO EN LA RIOSTRA (Son 1)



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO REFORZADO

CONTIENE:
DISTRIBUCION DE REFUERZO VIGUETAS Y RIOSTRA

DISEÑO:
JESUS EVELIO SANCHEZ
MARCO ANTONIO SANDOVAL

ESCALA:
1:50

DIGITO:
JESUS EVELIO SANCHEZ

PLANO No.

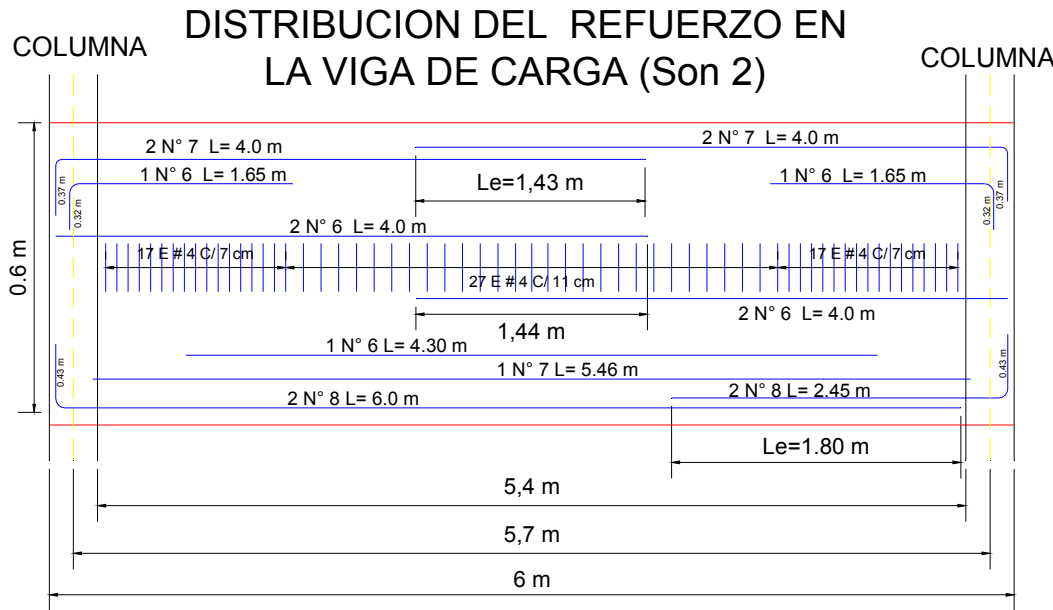
UBICACION:
SANTANDER

REVISOR:
ING. ALVARO REY SOTO

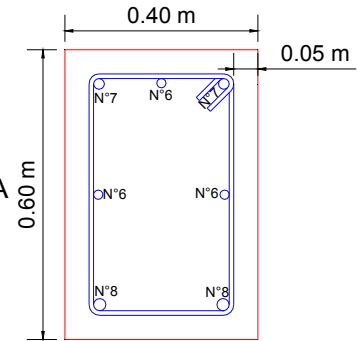
FECHA:
JULIO DE 2011

OBSERVACIONES

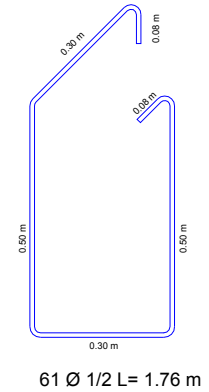
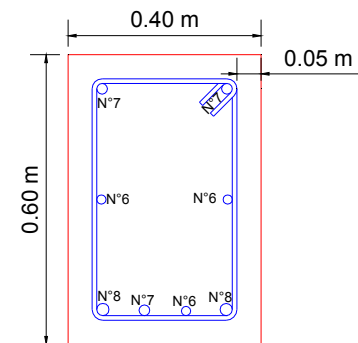
3



SECCION TRANSVERSAL "APOYOS"



SECCION TRANSVERSAL "CENTRO DE LA LUZ"



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO REFORZADO

CONTIENE: **DISTRIBUCION DE REFUERZO VIGAS DE CARGA (X)**

DISEÑO: **JESUS EVELIO SANCHEZ
MARCO ANTONIO SANDOVAL**

ESCALA: **1:50**
FECHA: **JULIO DE 2011**

DIGITO: **JESUS EVELIO SANCHEZ**

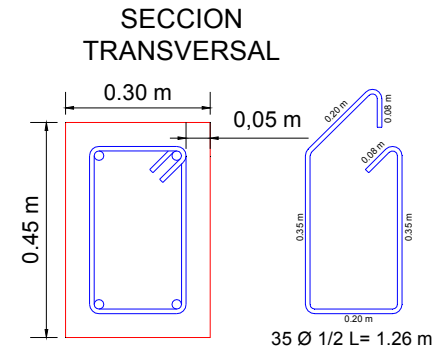
PLANO No. **4**

UBICACION: **SANTANDER**

REVISOR: **ING. ALVARO REY SOTO**

OBSERVACIONES

DISTRIBUCION DEL REFUERZO EN LA VIGA DE ENLACE (Son 2)



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO REFORZADO

DISTRIBUCION DE REFUERZO VIGAS DE ENLACE (Y)

SANTANDER

REVISO:
ING. ALVARO REY SOTO

DISEÑO:
JESUS EVELIO SANCHEZ
MARCO ANTONIO SANDOVAL

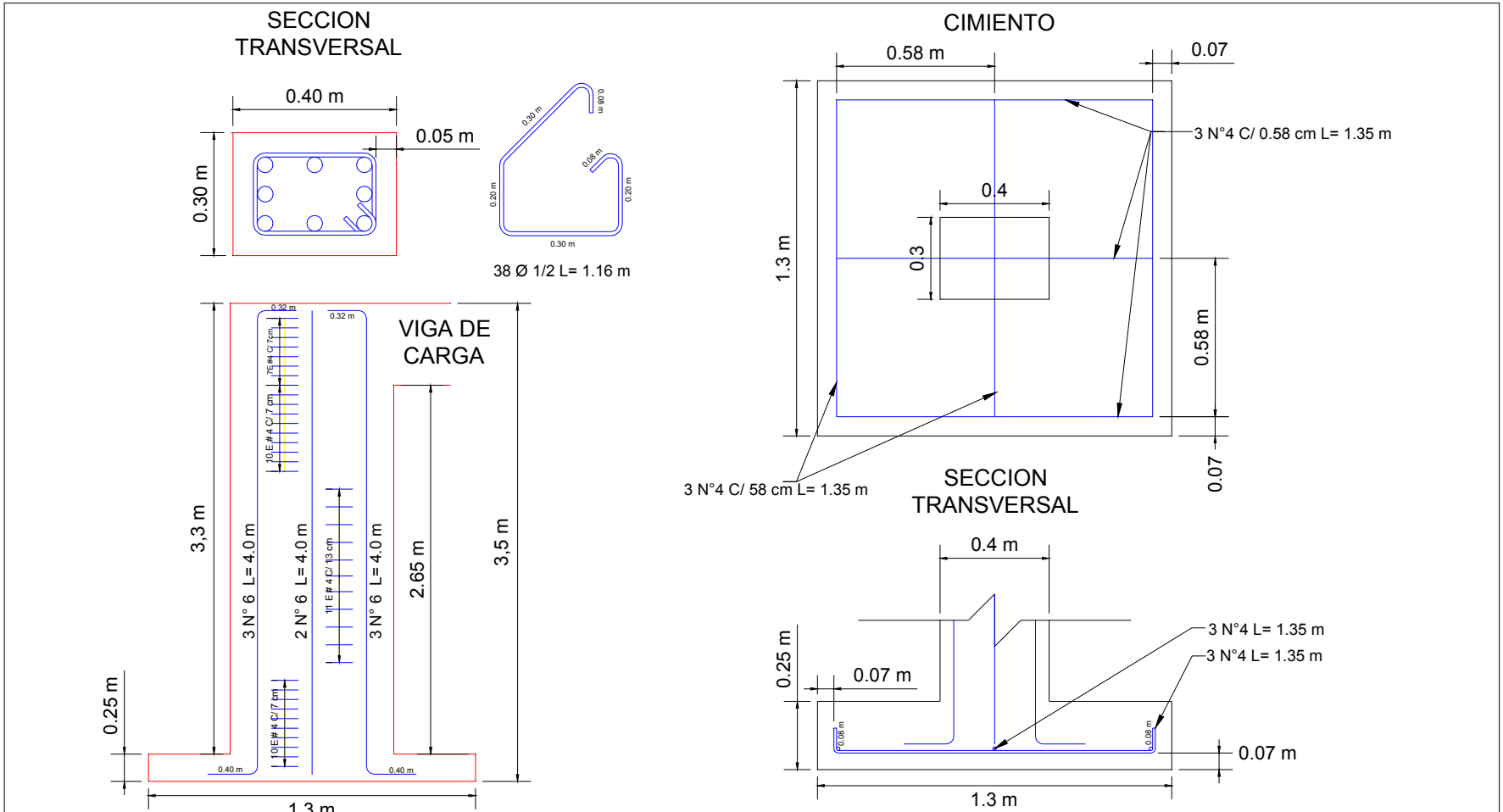
ESCALA:
1:50

FECHA:
JULIO DE 2011

DIGITO:
JESUS EVELIO SANCHEZ

OBSERVACIONES

PLANO No.
5



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

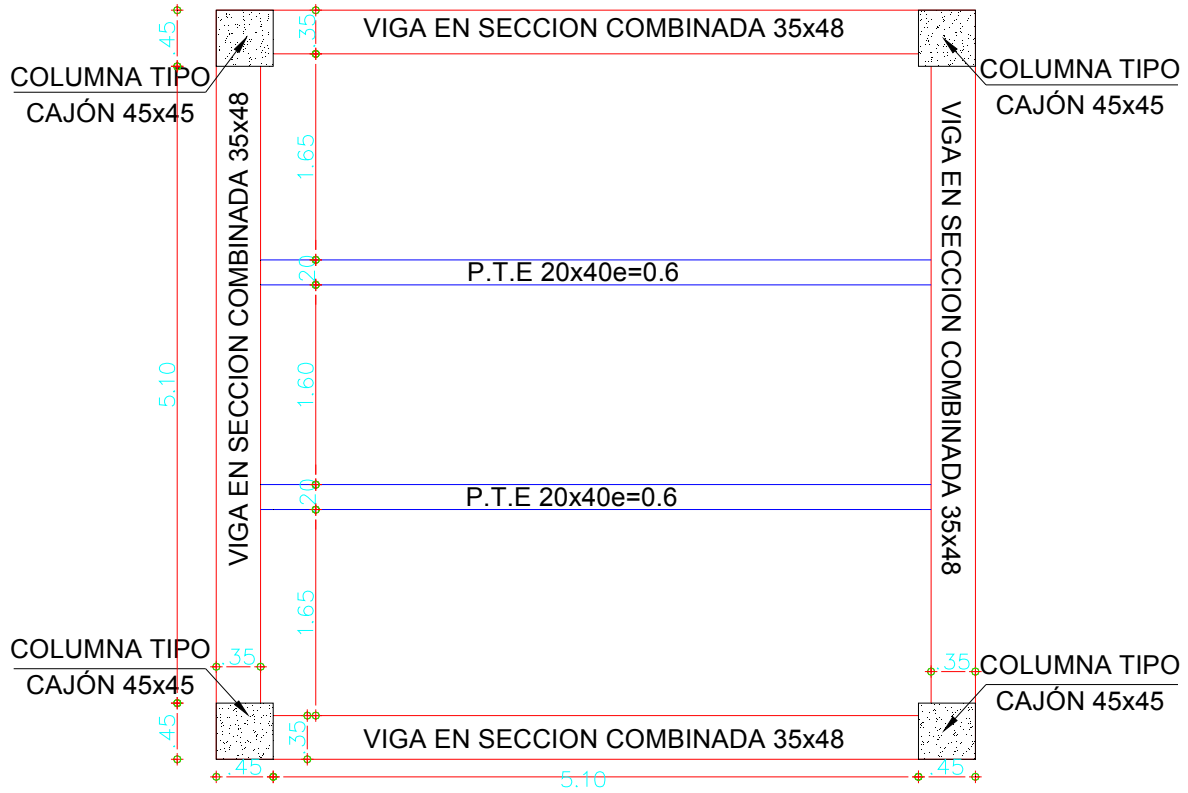
DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO REFORZADO

CONTIENE: DISTRIBUCION DE REFUERZO COLUMNA Y CIMIENTOS		DISEÑO: JESUS EVELIO SANCHEZ MARCO ANTONIO SANDOVAL	ESCALA: 1:50	DIGITO: JESUS EVELIO SANCHEZ	PLANO No. 6
UBICACION: SANTANDER	REVISO: ING. ALVARO REY SOTO	FECHA: JULIO DE 2011	OBSERVACIONES		

Anexo 3: Planos de diseño de estructuras de seccion recta combinada

N°	ANEXO 3	PLANOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURA DE SECCION RECTA COMBINADA
1	A3.1	DETALLE EN PLANTA DE VIGAS Y COLUMNAS
2	A3.2	DISTRIBUCION DE LAS LAMINAS DE METALDECK PARA REFUERZO INFERIOR
3	A3.3	DISTRIBUCION DEL REFUERZO TORTA SUPERIOR
4	A3.4	DISTRIBUCION DEL REFUERZO VIGAS
5	A3.5	DISTRIBUCION DEL REFUERZO VIGAS DE LA COLUMNA
6	A3.6	DETALLE DE LA CONEXIÓN ENTRE VIGA Y COLUMNA
7	A3.7	DETALLE DE LA PLACA DE BASE PARA LA COLUMNA
8	A3.8	DETALLE DE 1m DE PLACA CON LAMINA COLABORANTE

DISTRIBUCIÓN DE VIGAS Y NERVADURAS TUBULARES



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL EN SECCIÓN COMBINADA

DIGITO:
MARCO ANTONIO SANDOVAL M.

ESCALA:
1:66

OBSERVACIONES

FECHA:
JULIO DE 2011

CONTIENE:
DETALLE EN PLANTA DE VIGAS Y COLUMNAS

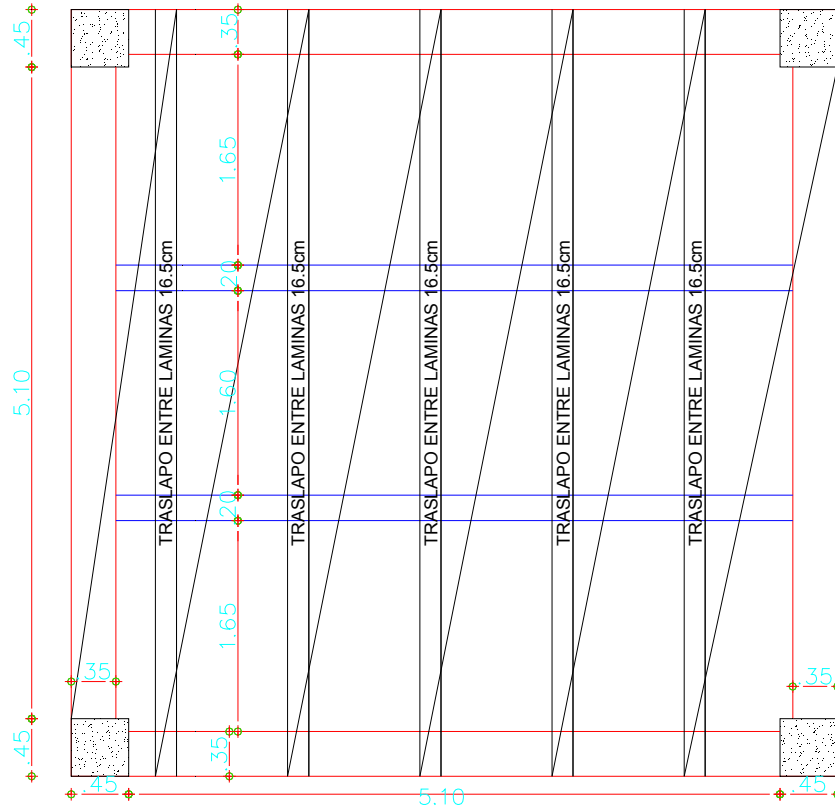
DISEÑO:
JESUS EVELIO SANCHEZ
MARCO ANTONIO SANDOVAL

PLANO No.
1
269

UBICACION:
SANTANDER

REVISO:
ING. ALVARO REY SOTO

DISTRIBUCION DE LAS LAMINAS DE METALDECK EN EL ENTREPISO



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL EN SECCIÓN COMBINADA

DIGITO:

MARCO ANTONIO SANDOVAL M.

ESCALA:

1:66

OBSERVACIONES

FECHA:

JULIO DE 2011

CONTIENE:

DISTRIBUCIÓN DE LAS LAMINAS DE METALDECK
PARA REFUERZO INFERIOR

DISEÑO:

JESUS EVELIO SANCHEZ
MARCO ANTONIO SANDOVAL

PLANO No.

270

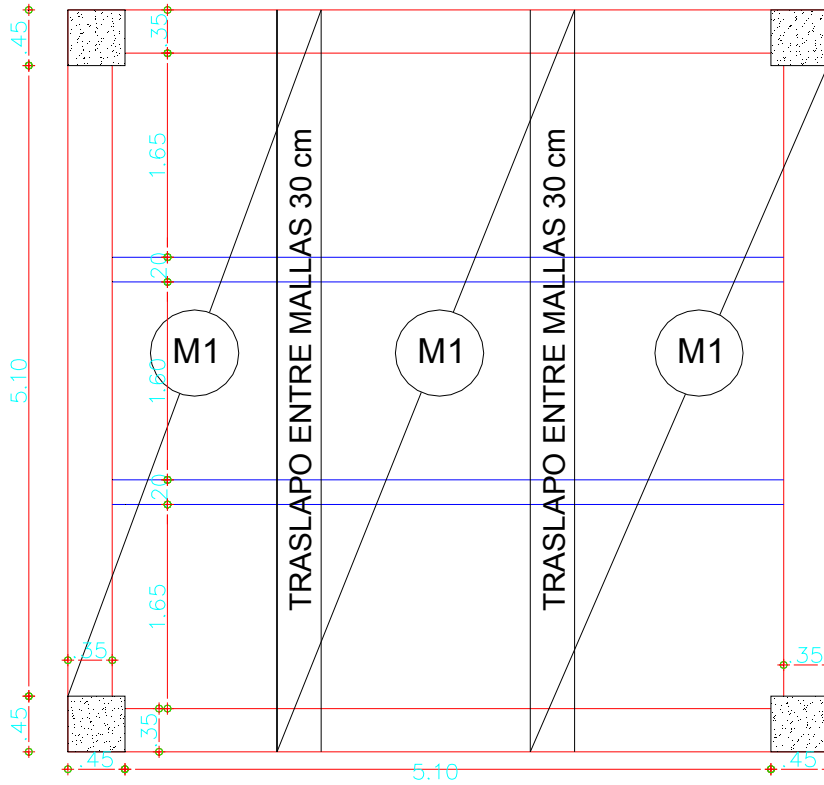
UBICACION:

SANTANDER

REVISO:

ING. ALVARO REY SOTO

DISTRIBUCION DE LAS MALLAS DE REFUERZO SUPERIOR



REFUERZO TORTA SUPERIOR

Tipo	Armadura		Malla	Refuerzo Longitudinal		Refuerzo Transversal	
	Lh(m)	Lv(m)		\bar{s} (mm)	Separacion	\bar{s} (mm)	Separacion
M1	6.00	2.35	M221	6.5	0.15	6.5	0.15



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL EN SECCIÓN COMBINADA

DIGITO:
MARCO ANTONIO SANDOVAL M.

ESCALA:
1:66

OBSERVACIONES

FECHA:
JULIO DE 2011

CONTIENE:
DISTRIBUCION MALLAS DE REFUERZO TORTA SUPERIOR

DISEÑO:
JESUS EVELIO SANCHEZ
MARCO ANTONIO SANDOVAL

PLANO No.

UBICACION:
SANTANDER

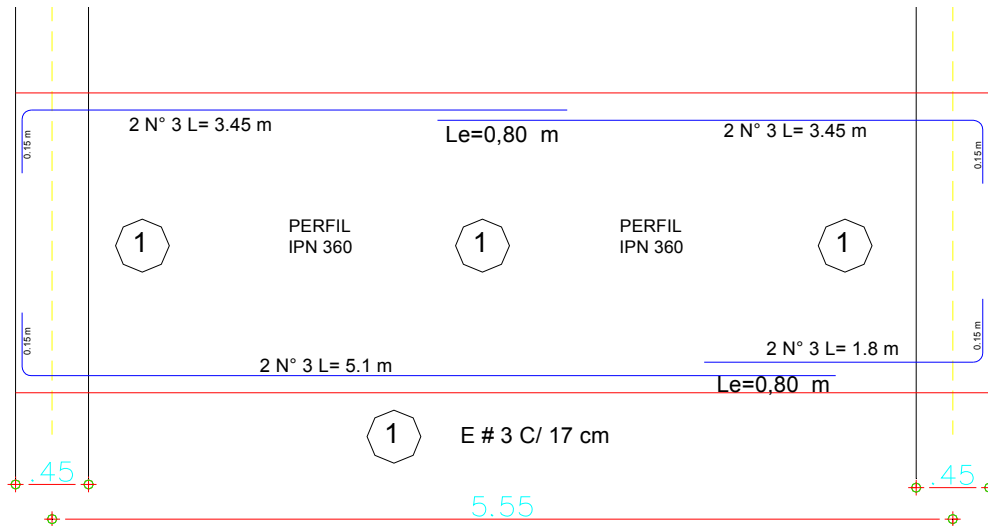
REVISO:
ING. ALVARO REY SOTO

3
271

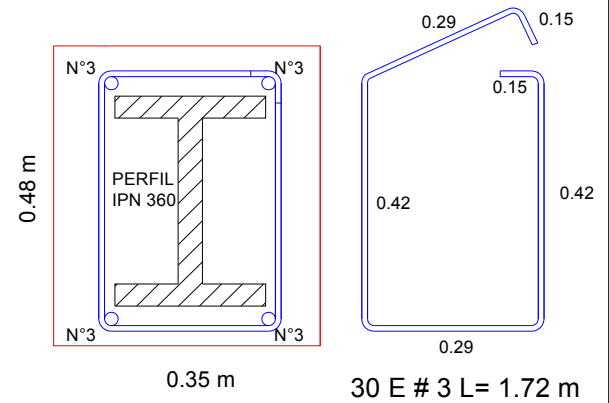
DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO EN LA VIGA DE SECCIÓN COMBINADA SON (4)

COLUMNA TIPO CAJÓN

COLUMNA TIPO CAJÓN



SECCION TRANSVERSAL 35x48

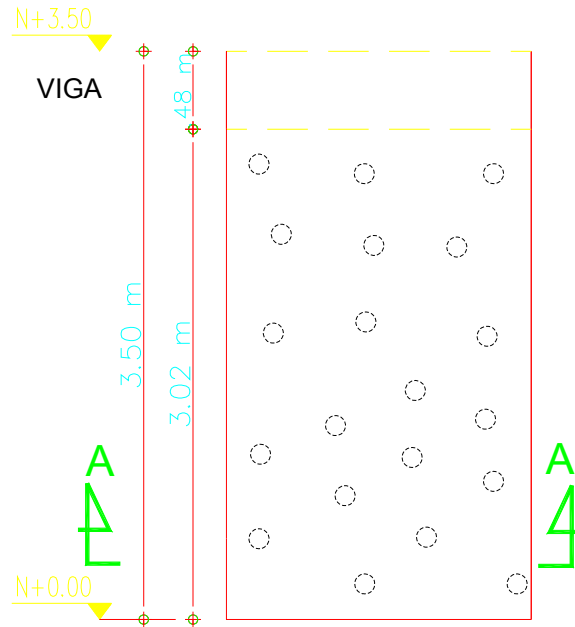


UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL EN SECCIÓN COMBINADA

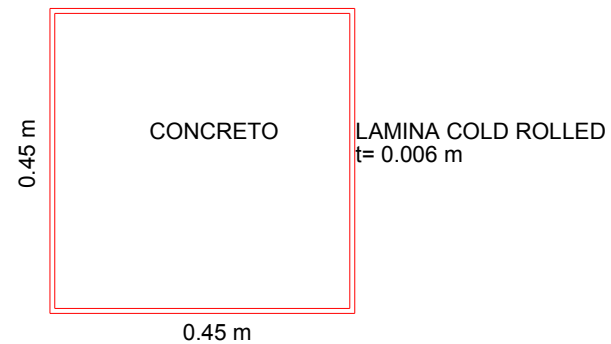
CONTIENE: DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO EN LAS VIGAS		DISEÑO: JESUS EVELIO SANCHEZ MARCO ANTONIO SANDOVAL		ESCALA: 1:50	DIGITO: MARCO ANTONIO SANDOVAL M.	4
UBICACION: SANTANDER	REVISO: ING. ALVARO REY SOTO			FECHA: JULIO DE 2011	OBSERVACIONES	

DETALLE DE LA COLUMNA DE SECCIÓN COMBINADA TIPO CAJÓN, SON (4)



SECCIÓN A-A

SECCIÓN TRANSVERSAL 45x45



○ Barras N° 3 soldadas a la columna para garantizar el anclaje entre el concreto y la lamina



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL EN SECCIÓN COMBINADA

CONTIENE: **DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO EN LA COLUMNA**

DISEÑO:
JESUS EVELIO SANCHEZ
MARCO ANTONIO SANDOVAL

ESCALA:
1:50

DIGITO:
MARCO ANTONIO SANDOVAL M.

PLANO No.

UBICACION:
SANTANDER

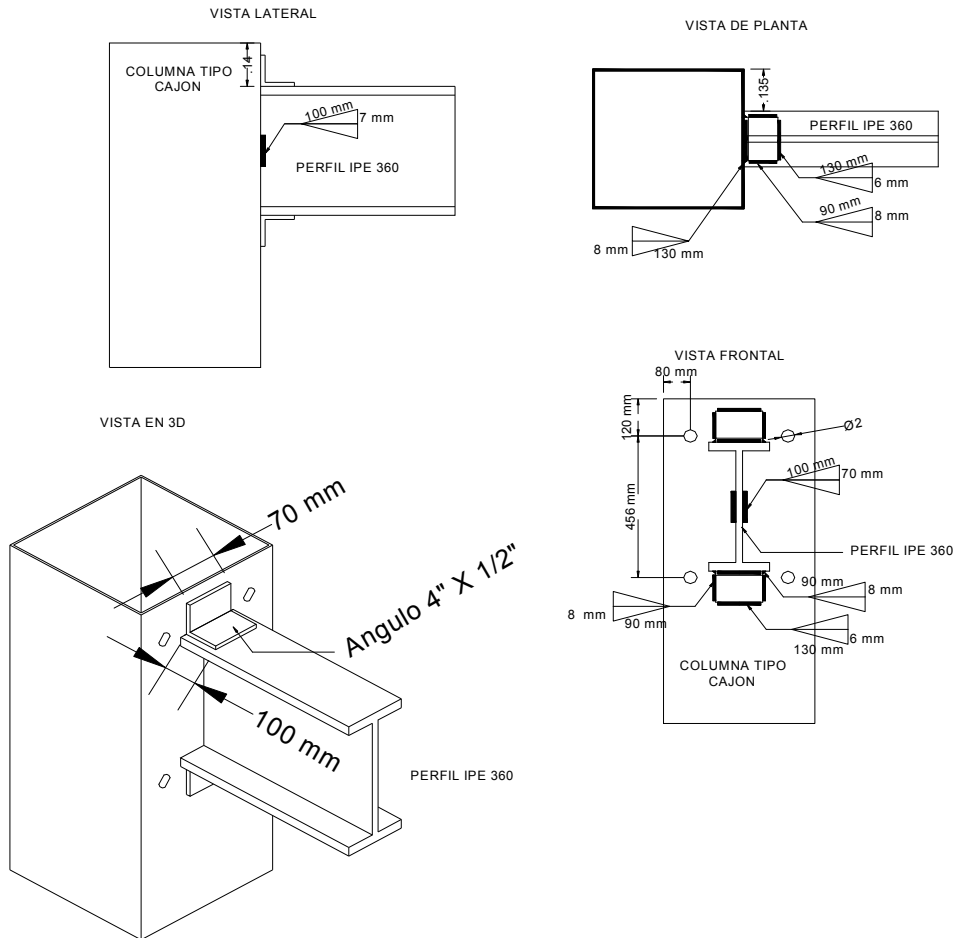
REVISO:
ING. ALVARO REY SOTO

FECHA:
JULIO DE 2011

OBSERVACIONES

5

DETALLE DE LA CONEXIÓN METÁLICA ENTRE LA VIGA Y LA COLUMNA



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO REFORZADO

DIGITO:
MARCO ANTONIO SANDOVAL M.

ESCALA:
1:25

OBSERVACIONES

FECHA:
JULIO DE 2011

CONTIENE:
DETALLE DE LA CONEXIÓN ENTRE VIGA Y COLUMNA

DISEÑO:
JESUS EVELIO SANCHEZ
MARCO ANTONIO SANDOVAL

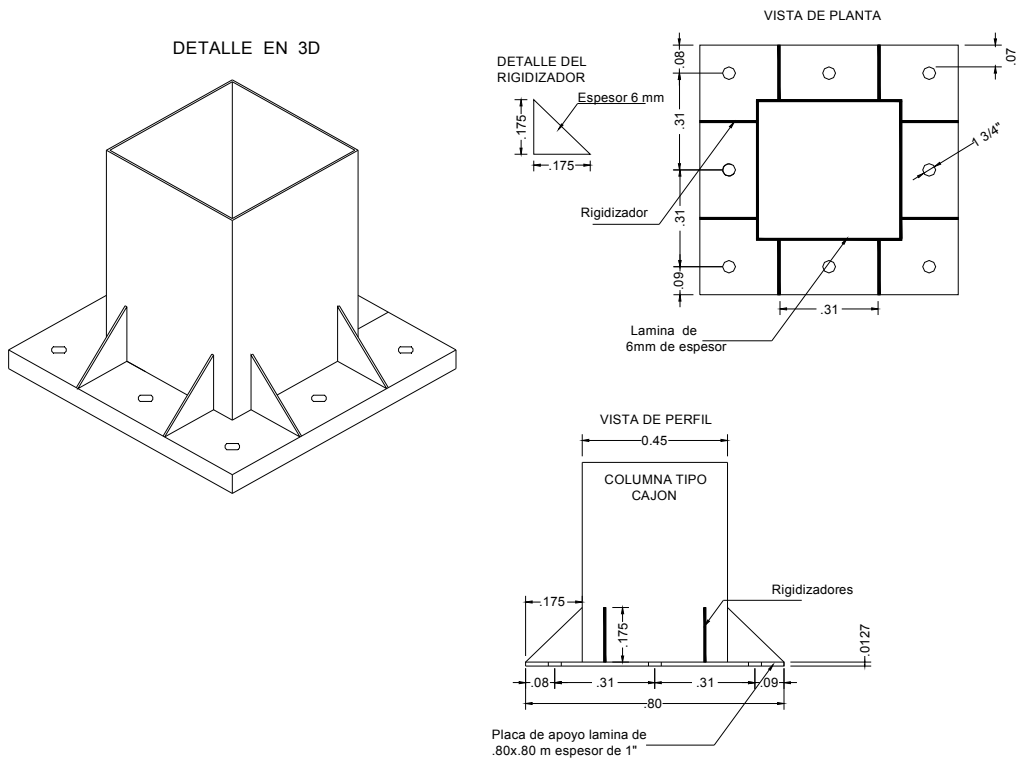
PLANO No.


6

UBICACION:
SANTANDER

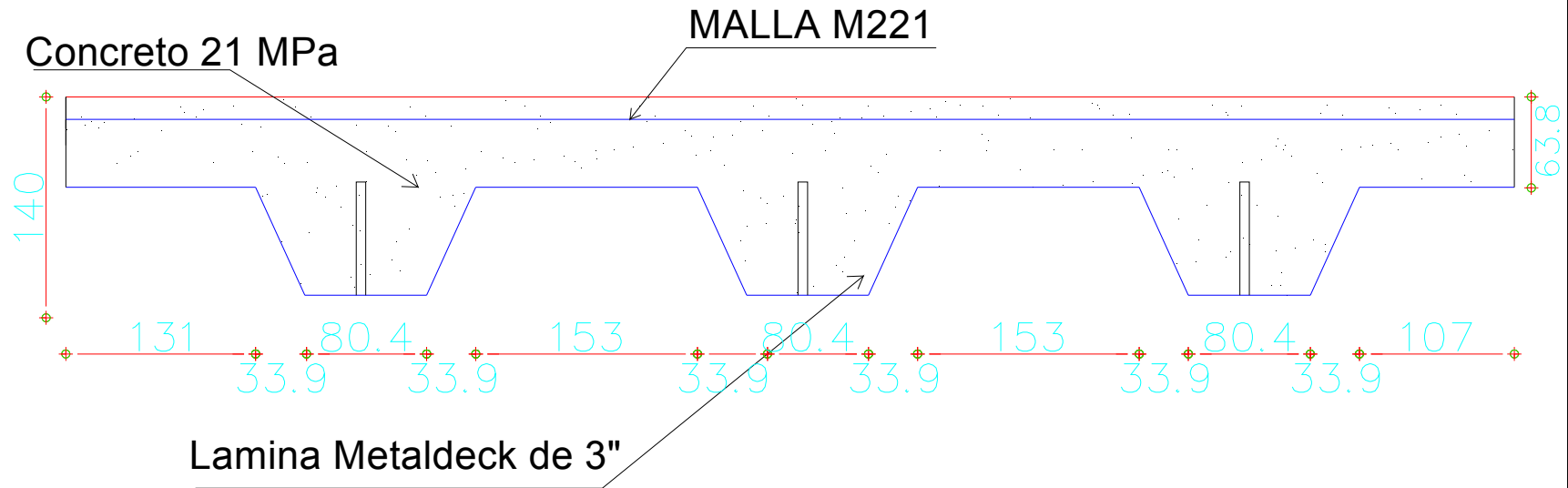
REVISO:
ING. ALVARO REY SOTO

DETALLE DE LA PLACA DE APOYO



		UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO REFORZADO		DIGITO: MARCO ANTONIO SANDOVAL M.	ESCALA: 1:25
		OBSERVACIONES <hr/> <hr/> <hr/>	
CONTIENE: DETALLE DE LA PLACA DE BASE PARA LA COLUMNA		DISEÑO: JESUS EVELIO SANCHEZ MARCO ANTONIO SANDOVAL	
UBICACION: SANTANDER	REVISO: ING. ALVARO REY SOTO	7	

SECCION DE PLACA



* MEDIDAS EN mm



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO REFORZADO

CONTIENE:

DETALLE DE 1 m LA PLACA CON LAMINA COLABORANTE

DISEÑO:

JESUS EVELIO SANCHEZ
MARCO ANTONIO SANDOVAL

ESCALA:

1:5

DIGITO:

MARCO ANTONIO SANDOVAL M.

PLANO No.

8

UBICACION:

SANTANDER

REVISO:

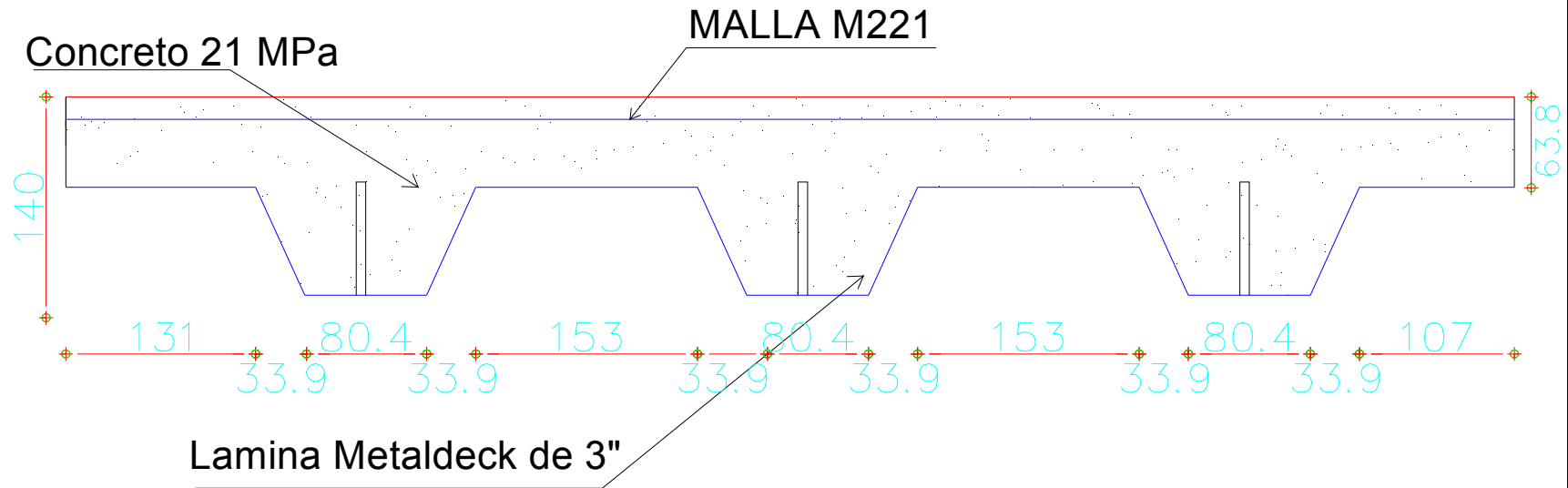
ING. ALVARO REY SOTO

FECHA:

JULIO DE 2011

OBSERVACIONES

SECCION DE PLACA



* MEDIDAS EN mm



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO REFORZADO

CONTIENE:

DETALLE DE 1 m LA PLACA CON LAMINA COLABORANTE

DISEÑO:

JESUS EVELIO SANCHEZ
MARCO ANTONIO SANDOVAL

ESCALA:

1:5

DIGITO:

MARCO ANTONIO SANDOVAL M.

PLANO No.

8

UBICACION:

SANTANDER

REVISO:

ING. ALVARO REY SOTO

FECHA:

JULIO DE 2011

OBSERVACIONES