



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TEMA: "ESTUDIO Y APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS MEJORADOS FEMA 440 PARA EL ANÁLISIS PUSHOVER Y SU INCIDENCIA EN EL CÁLCULO DE PÓRTICOS DE ACERO ESTRUCTURAL SPECIAL MOMENT FRAMES SEGÚN AISC"

AUTOR: PÉREZ FREIRE LENIN SANTIAGO

TUTOR: PATRICIO M. VASCO L. Ing. Civil

AMBATO - ECUADOR

2015

APROBACIÓN DEL TUTOR

En calidad de Tutor del trabajo de investigación bajo el tema: **"ESTUDIO Y APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS MEJORADOS FEMA 440 PARA EL ANÁLISIS PUSHOVER Y SU INCIDENCIA EN EL CÁLCULO DE PÓRTICOS DE ACERO ESTRUCTURAL SPECIAL MOMENT FRAMES SEGÚN AISC"**, desarrollado por el señor Lenin Santiago Perez Freire, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica considero que el informe investigativo reúne los requisitos mínimos tanto técnicos como científicos y está realizado de acuerdo a las normas establecidas en el Reglamento de Graduación de Pregrado de la Universidad Técnica de Ambato.

Por lo tanto autorizo la presentación del mismo para ser sometido a la evaluación del jurado calificador designado por H. Consejo Universitario.

Ambato, marzo 2015

Ing. PATRICIO M. VASCO L. Ing. Civil

TUTOR DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

AUTORÍA DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

La responsabilidad del contenido presentado: **"ESTUDIO Y APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS MEJORADOS FEMA 440 PARA EL ANÁLISIS PUSHOVER Y SU INCIDENCIA EN EL CÁLCULO DE PÓRTICOS DE ACERO ESTRUCTURAL SPECIAL MOMENT FRAMES SEGÚN AISC"**, es de exclusiva responsabilidad de mi persona, como autor de este trabajo de investigación

Ambato, marzo 2015

Egdo. Lenin Santiago Perez Freire

C.I.: 1804541736

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Calificación de Grado aprueban el trabajo de investigación con el tema: **"ESTUDIO Y APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS MEJORADOS FEMA 440 PARA EL ANÁLISIS PUSHOVER Y SU INCIDENCIA EN EL CÁLCULO DE PÓRTICOS DE ACERO ESTRUCTURAL SPECIAL MOMENT FRAMES SEGÚN AISC"**, elaborado por el señor Lenin Santiago Pérez Freire, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

Para constancia firman:

DEDICATORIA

A Dios todo poderoso por haberme dado la fortaleza para concluir este trabajo, a mi padre cuya sabiduría, comprensión y consejos me hicieron una mejor persona. A mi madre que por su esfuerzo y amor soy quien soy. A mi hermano que me ha apoyado siempre de manera incondicional, y a mi novia que me ha brindado su amor y comprensión en los momentos más difíciles.

Por ustedes y para ustedes

AGRADECIMIENTOS

A Dios por haberme permitido llegar hasta hoy y culminar este sueño.

A toda mi familia por haberme dado su confianza, cariño y apoyo, durante todo este tiempo transcurrido para conseguir el preciado título de Ingeniero Civil, gracias por haber creído en mí y en mis capacidades para la realización del presente trabajo investigativo

De manera especial expreso mi gratitud a mi tutor, así como a mis calificadoros de tesis quienes aportaron a la elaboración de este trabajo con paciencia y dedicación agradezco su invaluable ayuda y apoyo.

Un especial agradecimiento a la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato ya que aquí se me transmitieron los conocimientos y herramientas necesarias de investigación, incentivando mi curiosidad por el diseño estructural y amor por esta profesión.

Un especial y sincero agradecimiento a mi hermano el Ing. Fabricio Pérez quien me supo orientar de manera adecuada a lo largo de todo este trabajo investigativo dándome siempre su apoyo y aliento en los momentos más difíciles de este proceso.

Finalmente a todas las personas que estuvieron a mi lado a lo largo de este proyecto y aportaron con un granito de arena para que esto sea una realidad.

A todos ustedes, “Muchas Gracias...”

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

A. PÁGINAS PRELIMINARES

Portadai
Aprobación del tutorii
Autoría del trabajo de investigacióniii
Aprobación del Tribunal de Gradoiv
Dedicatoriav
Agradecimientosvi
Índice General de Contenidosvii
Índice de Gráficos y Tablasxii
Resumen Ejecutivoxxxiv

B. TEXTO

Introducciónxxxv
--------------	-----------

CAPÍTULO I EL PROBLEMA

1.1. Tema.....	1
1.2. Planteamiento del problema.....	1
1.2.1. Contextualización del problema.....	1
1.2.2. Análisis crítico.....	4
1.2.3. Prognosis.....	4
1.2.4. Formulación del problema.....	5
1.2.5. Preguntas directrices.....	5
1.2.6. Delimitación del problema.....	5
1.2.6.1 Delimitación de contenido.....	5
1.2.6.2 Delimitación Espacial.....	6
1.2.6.3 Delimitación Temporal.....	6
1.3. Justificación.....	6
1.4. Objetivos.....	7
1.4.1 Objetivo General.....	7
1.4.2 Objetivos Especificos.....	7

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes Investigativos.....	8
2.2. Fundamentación Filosófica.....	9
2.3. Fundamentación Legal.....	9
2.4. Categorías Fundamentales.....	10
2.4.1 Supraordinación de variables.....	10
2.4.2 Definiciones de la variable Dependiente.....	11
2.4.2.1 Cálculo de pórticos de acero estructural especiales resistentes a momento (SMF).....	11
2.4.2.2 Estimación de acciones.....	15
2.4.2.3 Prediseño.....	18
2.4.2.4 Análisis estructural.....	24
2.4.2.5 Diseño sismo resistente en acero (LRFD).....	25
2.4.3 Definiciones de la variable Independiente.....	41
2.4.3.1 Análisis pushover.....	41
2.4.3.2 Curva de capacidad.....	42
2.4.3.3 Punto de desempeño.....	43
2.4.3.3.1 Método mejorado del espectro de capacidad y linerización equivalente según la normativa fema 440.....	44
2.4.3.3.1.1 Conversión de la curva de demanda a formato Adrs.....	46
2.4.3.3.1.2 Conversión de la curva de capacidad a formato Adrs.....	47
2.4.3.3.1.3 Proceso empleado para estimar la máxima respuesta.....	49
2.4.3.3.2 Método mejorado del coeficiente de modificación de desplazamiento según la normativa fema 440.....	57
2.4.3.4 Niveles de desempeño.....	66
2.4.3.4.1 Objetivos de desempeño.....	67
2.4.3.4.2 Intensidad de los movimientos sísmicos.....	67
2.4.3.4.3 Objetivo básico de seguridad.....	68
2.4.3.5 Evaluación del desempeño sismo resistente.....	69
2.5. Hipótesis.....	69
2.6. Señalamiento de variables de la hipótesis.....	69

CAPÍTULO III METODOLOGÍA

3.1 Enfoque.....	70
3.2. Modalidad básica de la investigación.....	70
3.3. Nivel o tipo de investigación.....	70
3.4. Población y muestra.....	71

3.5. Operacionalización de variables	72
3.5.1 Operacionalización de la Variable Independiente.....	72
3.5.2 Operacionalización de la Variable Dependiente.....	73
3.6. Recolección de la información	74
3.7. Procesamiento y Análisis.....	75
3.7.1 Plan de procesamiento de la información.....	75
3.7.2 Análisis e interpretación de resultados.....	75

CAPÍTULO IV ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Análisis e interpretación de los resultados.....	76
4.2. Verificación de la hipótesis.....	79

CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones	80
5.2. Recomendaciones.....	82

CAPÍTULO VI

6.1. Datos informativos.....	83
6.2. Antecedentes de la propuesta.....	89
6.3. Justificación.....	89
6.4. Objetivos.....	90
6.4.1. Objetivo General.....	90
6.4.2. Objetivos Específicos.....	90
6.5. Análisis de factibilidad.....	91
6.6. Fundamentación	91
6.6.1 Preparación de Datos para la modelación en el programa	91
6.6.1.1. Selección del espesor de la placa colaborante y espesor de la losa como sección compuesta.....	91
6.6.1.2. Carga Viva.....	111
6.6.1.3. Carga de Paredes.....	113

6.6.1.4. Cálculo del espectro sísmico según la norma Ecuatoriana de la construcción NEC-15.....	116
6.6.1.4.1. Zonas sísmicas y factor de zona Z.....	117
6.6.1.4.2. Clasificación de los perfiles de suelo.....	117
6.6.1.4.3. Coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo.....	119
6.6.1.4.4. Coeficientes de importancia de la estructura.....	121
6.6.1.4.5. Coeficientes de configuración estructural.....	121
6.6.1.4.6. Periodo de Vibración.....	131
6.6.1.4.7. Determinación del espectro de diseño.....	131
6.6.1.4.8. Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, sistemas estructurales dúctiles.....	134
6.6.1.4.9. Valores y gráficos del espectro de diseño elástico e inelástico.....	135
6.6.1.5 Pre dimensionamiento del sistema SMF según AISC 341-10.....	138
6.6.1.5.1 Dimensiones del Pórtico a analizar.....	138
6.6.1.5.2 Predimensionado de vigas por rigidez.....	139
6.6.1.5.2.1 Verificación de longitud no arriostrada.....	140
6.6.1.5.2.2 Pandeo local del perfil de Vigas.....	145
6.6.1.5.2.3 Predimensionado de columnas por criterio columna fuerte - viga débil.....	148
6.6.1.5.3.1 Revisión del pandeo local en los perfiles de columnas.....	153
6.6.1.5.4 Predimensionado del sistema de piso.....	156
6.6.1.5.4.1 Predimensionado de vigas de transferencia.....	156
6.6.1.5.4.2 Predimensionado de correas.....	157
6.6.2. Modelación de la estructura en el software	157
6.6.2.1. Importando el modelo desde Autocad.....	158
6.6.2.2. Definición del material a utilizar.....	160
6.6.2.3. Definición de las secciones y perfiles a utilizar en la estructura.....	166
6.6.2.4. Dibujo del modelo.....	171
6.6.2.5. Dibujo de escalera metálica.....	177
6.6.2.6. Asignación de cargas al modelo.....	180
6.6.2.6.1. Definición de casos de carga estáticos.....	181
6.6.2.6.2. Asignación de cargas gravitacionales en la estructura.....	182
6.6.2.7. Asignaciones sísmicas, espectro de diseño.....	188
6.6.2.7.1 Definición de casos de análisis espectrales.....	191
6.6.2.7.1.1 Torsión adicional o accidental.....	194
6.6.2.8. Asignación de diafragmas Rígidos.....	196
6.6.2.9. Definición de las masas a considerar en el análisis sísmico.....	198

6.6.2.10. Definición de parámetros especiales para el diseño sísmico.....	200
6.6.2.11 Opciones de análisis.....	205
6.6.2.12 Asignación de brazos rígidos.....	209
6.6.2.13 Asignación de Restricciones.....	210
6.6.2.14 Criterio de configuración del sistema SMF.....	211
6.6.2.15. Análisis de la estructura.....	213
6.6.2.15.1 Control de las derivas de piso de la estructura	214
6.6.2.15.2 Evaluación de los modos de vibración de la estructura.....	225
6.6.2.15.3 Verificación de la participación modal y del número de modos de vibración.....	230
6.6.2.15.4 Control del cortante basal y valores de diseño.....	232
6.6.2.15.5 Evaluación de la respuesta estructural de la edificación ante el régimen de cargas gravitacionales y sísmicas.....	237
6.6.2.15.5.1 Fuerzas internas en los elementos y reacciones en los apoyos.....	246
6.6.2.15.5.2 Verificación del índice de estabilidad (Q_i), efectos p- δ	271
6.6.2.16. Diseño de la estructura.....	276
6.6.2.16.1 Aplicación de los códigos aisc -2010 para el diseño de pórticos especiales resistentes a momento "SMF" en un ejemplo del diseño manual del pórtico del eje 1 para los niveles 1 y 2 de la estructura	296
6.6.2.16.2 Diseño del sistema de piso y la sección compuesta aplicando el programa Software especializado.....	323
6.6.2.17 Estudio del análisis Push-over empleando Software especializado.....	335
6.6.2.17.1. Análisis de la curva de capacidad de la estructura.....	350
6.6.2.17.2. Análisis del punto de desempeño.....	357
6.6.2.17.3. Calculo de la ductilidad y el verdadero valor del factor de reducción de respuesta "R".....	375
6.6.2.17.4. Estudio del mecanismo de colapso.....	379
6.6.2.17.5. Estudio del nivel de desempeño alcanzado.....	413
6.6.2.18 Diseño de la conexión precalificada (Welded Unreinforced Flange - Welded Web Moment Connection – WUF-W) según AISC 358-2010.....	422
6.6.2.19 Evolución de la conexión precalificada WUF-W	442
6.6.2.20. Conclusiones.....	448
6.6.2.21. Recomendaciones.....	451
6.7 Metodología Modelo Operativo.....	452
6.8 Administración.....	453
6.9 Previsión de la evaluación.....	453

C. MATERIALES DE REFERENCIA

Bibliografía.....	457
Anexos.....	458

ÍNDICE DE GRÁFICOS Y TABLAS

Grafico II.1. Supraordinación de Variables.....	10
Grafico II.2. . Diagrama tensión- deformación del acero.....	12
Gráfico II.3. Sistema de Pórticos Resistentes a Momentos.....	13
Gráfico II.4. Sistema de Pórticos con Diagonales Concéntricas.....	14
Gráfico II.5. Sistema de Pórticos con Diagonales Excéntricas.....	14
Tabla II.1 Flechas Máximas Verticales Recomendadas.....	19
Tabla II.2 Valores de altura de vigas mínima recomendada para Fy= 2 530Kg/cm2.....	21
Tablas II.3 Relación entre modulo plástico de columnas y vigas.....	22
Gráfico II.6: Pórtico Resistente a Momento.....	26
Gráfico II.7: Posible ubicación de mecanismo en un sistema SMF.....	27
Gráfico II.8: Diagrama de histéresis típico esperado.....	28
Gráfico II.9: Distribución de Fuerzas en la Zona del Panel.....	29
Grafico II-10 Espesor de planchas de continuidad.....	34
Grafico II-11 Mecanismo de falla ideal debido a un buen criterio columna fuerte viga débil en un sistema "SMF".....	35
Grafico II-12 Descripción grafica del cálculo de M*pb".....	37
Grafico II-13 Descripción grafica del cálculo de M*pc".....	37
Grafico II-14 Arriostramiento lateral en vigas.....	39
Grafico II-15 Efecto P-Delta.....	40
Grafico II-16 Patrón de Cargas laterales sobre una estructura.....	41

Grafico II-17	Ejemplo de curva de Capacidad.....	43
Grafico II-18	Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS) mostrando los parámetros periodo y amortiguamiento efectivo de un sistema lineal equivalente, sobrepuestos a la curva de capacidad....	45
Grafico II-19	Conversión de la demanda a formato ADRS	46
Grafico II-20	Conversión de la Capacidad a formato ADRS.....	48
Grafico II-21	Representación bilineal del espectro de Capacidad.....	49
Tabla II-4	Coeficientes para usar en las ecuaciones del cálculo del amortiguamiento efectivo.....	51
Tabla II-5	Coeficientes para usar en las ecuaciones del cálculo del periodo efectivo.....	52
Grafico II-22	Coeficientes de amortiguamiento, B , como una función del amortiguamiento, β_{eff} , desde varios documentos de origen.....	54
Grafico II-23	Lugar de posibles puntos de desempeño usando MADRS.....	56
Grafico II-24	Expresión para el coeficiente C_1 (con $a=90$ para una clase de sitio C) y expresión actual en el FEMA356.....	59
Grafico II-25	Coeficiente C_2 según el FEMA 356 para las clases de sitio B, C y D....	60
Grafico II-26	Curva idealizada fuerza - desplazamiento para un análisis estático no lineal.....	63
Grafico II-25	Objetivos de desempeño.....	68
Grafico VI.A	Fachada Frontal.....	84
Grafico VI.B	Elevación Principal.....	85
Grafico VI.C	Planta Baja	86
Grafico VI.D	Planta Alta Tipo.....	87
Grafico VI.E	Elevación Posterior.....	88
Grafico VI.1	Terremoto del 5 de agosto de 1949 en Ambato.....	89
Grafico VI.2	Corte de losa Steel Deck.....	92
TABLA VI.1	Cuantificación de cargas de losa del Nv +3.06m HASTA NV+11.16 m...92	
TABLA VI.2	Cuantificación de cargas de losa del Nv+13.86m.....	92

TABLA VI.3 Factor de sobrecarga del elemento de soporte.....	112
Gráfico VI. 3 Esquema pared tipo 1.....	113
Gráfico VI. 4 Esquema pared tipo 2.....	114
Gráfico VI. 5 Esquema pared tipo 3.....	114
Gráfico VI. 6 Esquema pared tipo 4.....	115
Gráfico VI. 7 Esquema pared tipo 5.....	116
Gráfico VI.8 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z.....	117
Tabla VI.4 Clasificación de los perfiles de suelo según la tabla 2.3 del NEC 2015....	118
Tabla VI.5 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa según tabla 2.5 del NEC2015.....	119
Tabla VI.6 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd según tabla 2.6 del NEC2015.....	120
Tabla VI.7 Tipo de suelo y Factores de sitio Fs según tabla 2.7 del NEC2015.....	120
Tabla VI.8 Tabla de Categorías y coeficiente de importancia según tabla 2.9 del NEC 2015.....	121
Tabla VI.9 Coeficientes de irregularidad en planta según tabla 2.12 del NEC2015...	129
Tabla VI.10 Coeficientes de irregularidad en elevación según tabla 2.13 del NEC 2015.....	133
Tabla VI.11 Valores de R según NEC2015.....	133
Tabla VI.12 Valores de n según NEC2015.....	134
Tabla VI.13 Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, según NEC2015.....	134
Tabla VI.14 Valores del espectro sísmico elástico e inelástico.....	135
Gráfico VI.9 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	137
Gráfico VI.10 Espectro sísmico inelástico de aceleraciones que representa el sismo de Diseño.....	137
Gráfico VI.11 Niveles 1 y 2 Pórtico eje C Dirección Y.....	137
Tabla VI.15 Perfiles tentativos para vigas.....	139
Tabla VI.16 Tipo de acero en vigas y columnas.....	139

Gráfico VI.12 Longitud Lb que representa la longitud no arriostrada.....	140
Tabla VI.17 Perfiles tentativos en vigas para la modelación en	145
Tabla VI.18 Perfiles tentativos en columnas para la modelación.....	153
Gráfico VI.13 Inicialización del nuevo modelo.....	158
Gráfico VI.14 Datos del modelo	159
Gráfico VI.15 Datos de importación al programa.....	160
Gráfico VI.16 Modelo de planta arquitectónica exportada al programa.....	161
Gráfico VI.17 Definición de Materiales.....	162
Gráfico VI.18 Datos de Propiedades del Material.....	163
Gráfico VI.19 Datos de Diseño de Propiedades del Material.....	164
Gráfico VI.20 Definición de Secciones.....	165
Gráfico VI.21 Importación de propiedades de las secciones	166
Gráfico VI.22 Definición de secciones tipo Deck	167
Gráfico VI.23 Cuadro de Propiedades para el elemento Deck.....	168
Gráfico VI.24 A Cuadro para asignación de propiedades del elemento Deck.....	169
Gráfico VI.24 B Cuadros para la definición del material ASTM A653 Gr37.....	170
Gráfico VI.25 Procedimiento para el dibujo de vigas del modelo.....	171
Gráfico VI.26 Procedimiento para el dibujo de columnas del modelo.....	172
Gráfico VI.27 Procedimiento para el dibujo de vigas secundarias del modelo.....	173
Gráfico VI.28 Procedimiento para el dibujo de losas Deck en el modelo.....	174
Gráfico VI.29 Configuración de opciones de visualización.....	175
Gráfico VI.30 Vista en planta del modelo con secciones de prediseño asignadas.....	176
Gráfico VI.31 Vista tridimensional del edificio con sistemas SMF.....	177
Gráfico VI.32 Creación de planos de referencia	178
Gráfico VI.33 Modelación de gradas metálicas	179
Gráfico VI.32 Vista tridimensional del edificio con sistemas SMF modelado con gradas metálicas.....	180
Gráfico VI.33 Definición de patrones de carga.....	181
Gráfico VI.34 Menú para asignación de cargas uniformemente distribuidas.....	182

Gráfico VI.35	Formulario de asignación de cargas uniformemente distribuidas.....	182
Gráfico VI.36	Menú de cargas uniformemente distribuidas sobre elementos frame...	183
Gráfico VI.37	Formulario de cargas uniformemente distribuidas sobre elementos Frame.....	183
Gráfico VI.37	Cargas de mampostería de bloque Piso 1.....	184
Gráfico VI.37	Cargas de mampostería de bloque Piso 2.....	185
Gráfico VI.37	Cargas de mampostería de bloque Piso 3.....	186
Gráfico VI.37	Cargas de mampostería de bloque Piso 4.....	187
Gráfico VI.37	Cargas de mampostería de bloque Piso 5.....	188
Gráfico VI.38	Asignación del Espectro de Respuesta.....	189
Gráfico VI.39	Asignación del Espectro de Respuesta.....	189
Gráfico VI.40	Definición del Espectro de Respuesta.....	190
Gráfico VI.41	Formulario para el ingreso de un nuevo caso de carga.....	192
Gráfico VI.42	Definición de casos de análisis espectrales.....	195
Gráfico VI.43	Ruta para la asignación de Diafragmas.....	196
Gráfico VI.44	Formulario para la asignación de diafragmas.....	197
Gráfico VI.45	Formulario para la modificación o creación de un nuevo diafragma....	198
Gráfico VI.45	Formulario para la modificación o creación de un nuevo diafragma....	199
Gráfico VI.46	Ruta para la definición de la masa en el modelo.....	199
Gráfico VI.47	Definición de masas	200
Gráfico VI.48	Parámetros especiales para el diseño sísmico.....	200
Gráfico VI.49	Formulario para la asignación de parámetros especiales para el diseño sísmico.177.....	201
Gráfico VI.50	Valores del factor de sobre resistencia del sistema estructural, Ω	202
Gráfico VI.51	Respuesta global del sistema, con indicación de los factores R, Ω_0 y Cd.....	203
Gráfico VI.52	Definición de los grados de Libertad de la estructura.....	205
Gráfico VI.53	Formulario para la activación de los grados de libertad de la Estructura.....	206

Gráfico VI.54 Menú Modal Cases.....	206
Gráfico VI.55 Definición de casos modales.....	207
Gráfico VI.56 Formulario Definición de parámetros para el análisis Dinámico.....	207
Gráfico VI.57 Menú para definir el factor de zona rígida.....	209
Gráfico VI.58 Formulario para la asignación del factor de zona rígida.....	209
Gráfico VI.58 Menú para asignar restricciones a un modelo.....	210
Gráfico VI.59 Formulario para seleccionar el tipo de restricción a asignar.....	210
Gráfico VI.60 Planta del edificio de Acero Estructural Compuesto por Pórticos Resistentes a Momento y Gravitacionales.....	211
Gráfico VI.60 Configuración estructural propuesta.....	212
Gráfico VI.61 Análisis de la estructura.....	213
Gráfico VI.62 Chequeo de la deriva de Piso.....	214
Gráfico VI.63 Secciones optimizadas en vigas y columnas pórtico eje 0.....	215
Gráfico VI.64 Secciones optimizadas en vigas y columnas pórtico eje 1.....	216
Gráfico VI.65 Secciones optimizadas en vigas y columnas pórtico eje 2	217
Gráfico VI.66 Secciones optimizadas en vigas y columnas pórtico eje 3.....	218
Gráfico VI.67 Secciones optimizadas en vigas y columnas pórtico eje 4.....	219
Gráfico VI.68 Secciones optimizadas en vigas y columnas pórtico eje 5.....	220
Gráfico VI.69 Secciones optimizadas en vigas y columnas pórtico eje A.....	221
Gráfico VI.70 Secciones optimizadas en vigas y columnas pórtico eje B.....	222
Gráfico VI.71 Secciones optimizadas en vigas y columnas pórtico eje C.....	223
Gráfico VI.72 Chequeo de la deriva de piso de la estructura con secciones optimizadas.....	224
Gráfico VI.73 Formulario para la evaluación de los modos de vibración	225
Gráfico VI.74 Primer modo vibracional de la estructura	226
Gráfico VI.75 Segundo modo vibracional de la estructura	227
Gráfico VI.76 Tercer modo vibracional de la estructura	228
Tabla VI.19 Tabla de Participación Modal de la estructura (parte 1).....	231
Tabla VI.19 Tabla de Participación Modal de la estructura (parte 2).....	231

Tabla VI.20 Tabla de Fuerzas actuantes en la estructura para el caso de sismo horizontal expresada en (T-m).....	233
Tabla VI.21 Tabla de masa de la estructura.....	235
Gráfico VI.77 Formulario para el ingreso de factores de escalamiento para la corrección del cortante basal.....	237
Gráfico VI.78 Configuración estructural optimizada acorde al reajuste del análisis Dinámico.....	238
Gráfico VI.79 Secciones optimizadas en pórtico A (Eje Y) acorde al reajuste del análisis dinámico.....	239
Gráfico VI.80 Secciones optimizadas en pórtico B (Eje Y) acorde al reajuste del análisis dinámico.....	240
Gráfico VI.81 Secciones optimizadas en pórtico C (Eje Y) acorde al reajuste del análisis dinámico.....	241
Gráfico VI.82 Secciones optimizadas en pórtico 0 (Eje x) acorde al reajuste del análisis dinámico.....	242
Gráfico VI.83 Secciones optimizadas en pórtico 1 (Eje x) acorde al reajuste del análisis dinámico.....	242
Gráfico VI.84 Secciones optimizadas en pórtico 2 (Eje x) acorde al reajuste del análisis dinámico.....	243
Gráfico VI.85 Secciones optimizadas en pórtico 3 (Eje x) acorde al reajuste del análisis dinámico.....	243
Gráfico VI.86 Secciones optimizadas en pórtico 4 (Eje x) acorde al reajuste del análisis dinámico.....	244
Gráfico VI.87 Secciones optimizadas en pórtico 5 (Eje x) acorde al reajuste del análisis Dinámico.....	245

Gráfico VI.88 Secciones optimizadas en pórtico 6 (Eje x) acorde al reajuste del análisis dinámico.....	245
Gráfico VI.89 Formulario para la visualización de fuerzas internas en los elementos estructurales.....	246
Gráfico VI.90 Diagramas de momentos en la estructura.....	247
Gráfico VI.91 Diagramas de momentos alrededor del eje 3 en el pórtico A (T-m) ...	248
Gráfico VI.92 Diagramas de momentos alrededor del eje 3 en el pórtico B (T-m) ...	249
Gráfico VI.93 Diagramas de momentos alrededor del eje 3 en el pórtico C (T-m)..	250
Gráfico VI.94 Diagramas de momentos alrededor del eje 3 en los pórticos 0 (izquierdo) y 1 (derecho)	251
Gráfico VI.95 Diagramas de momentos alrededor del eje 3 en el pórtico 2 (T-m).....	252
Gráfico VI.96 Diagramas de momentos alrededor del eje 3 en el pórtico 3 (T-m).....	253
Gráfico VI.95 Diagramas de momentos alrededor del eje 3 en el pórtico 4 (T-m).....	254
Gráfico VI.96 Diagramas de momentos alrededor del eje 3 en el pórtico 5 (T-m).....	255
Gráfico VI.97 Diagramas de momentos alrededor del eje 3 en el pórtico 6 (T-m).....	255
Gráfico VI.98 Diagramas de corte alrededor del eje 2 en el pórtico A (Tn.).....	256
Gráfico VI.99 Diagramas de corte alrededor del eje 2 en el pórtico B (Tn.).....	257
Gráfico VI.100 Diagramas de corte alrededor del eje 2 en el pórtico C (Tn.)	258
Gráfico VI.101 Diagramas de corte alrededor del eje 2 en los pórticos 0 (izquierdo) y (derecho) (Tn.).....	259
Gráfico VI.102 Diagramas de corte alrededor del eje 2 en el pórtico 2 (Tn.).....	260
Gráfico VI.103 Diagramas de corte alrededor del eje 2 en el pórtico 3 (Tn.).....	261
Gráfico VI.104 Diagramas de corte alrededor del eje 2 en el pórtico 4 (Tn.).....	262
Gráfico VI.105 Diagramas de corte alrededor del eje 2 en el pórtico 5 (Tn.)... ..	263
Gráfico VI.106 Diagramas de corte alrededor del eje 2 en el pórtico 6 (Tn.)... ..	263
Gráfico VI.107 Reacciones en el pórtico A.....	264
Gráfico VI.108 Reacciones en el pórtico B.....	264

Gráfico VI.120	Relación Demanda / Capacidad en el Pórtico eje 5.....	282
Gráfico VI.121	Relación Demanda / Capacidad en el Pórtico eje 6.....	282
Gráfico VI.122	Relación Demanda / Capacidad en el Pórtico eje A.....	283
Gráfico VI.123	Relación Demanda / Capacidad en el Pórtico eje B.....	284
Gráfico VI.124	Relación Demanda / Capacidad en el Pórtico eje C.....	285
Gráfico VI.125	Resultados de la relación Viga / Columna en el Pórtico del eje A.....	287
Gráfico VI.126	Resultados de la relación Viga / Columna en el Pórtico del eje B.....	288
Gráfico VI.127	Resultados de la relación Viga / Columna en el Pórtico del eje C.....	289
Gráfico VI.128	Resultados de la relación Viga / Columna en el Pórtico del eje 0.....	290
Gráfico VI.129	Ruta de acceso para la obtención de valores de diseño de planchas adidas al alma y planchas de continuidad.....	291
Gráfico VI.130	Valores de diseño de espesores de planchas adidas al alma y áreas de planchas de continuidad expresadas en (mm) en el eje A...	292
Gráfico VI.131	Valores de diseño de espesores de planchas adidas al alma y áreas de planchas de continuidad expresadas en (mm) en el eje B.....	293
Gráfico VI.132	Valores de diseño de espesores de planchas adidas al alma y áreas de planchas de continuidad expresadas en (mm) en el eje C	294
Gráfico VI.133	Valores de diseño de espesores de planchas adidas al alma y áreas de planchas de continuidad expresadas en (mm) en el eje 0	295
Gráfico VI.134	Pórtico Eje 1 con niveles 1 y 2 objetos de Estudio.....	297

Gráfico VI.135 Gráficos de referencia que indican la ubicación de los soportes laterales.....	299
Tabla VI.28 Tabla de resumen de valores límite para evitar el pandeo lateral torsional aplicando la Ecuación del AISC II-34.....	299
Tabla VI.29 Tabla de resumen de control del pandeo Local en alas de los perfiles vigas según normativa AISC 341-2010.....	300
Tabla VI.30 Tabla de resumen de control del pandeo Local en alma de los perfiles vigas según normativa AISC 341-2010.....	300
Tabla VI.31 Tabla de Cargas axiales y combinaciones con y sin sismo amplificado acorde a la normativa AISC-2010.....	304
Tabla VI.32 Tabla de resumen de control del pandeo local en alas de los perfiles de columnas según normativa AISC 341-2010.....	305
Tabla VI.33 Tabla de resumen de control del pandeo local en almas de los perfiles de columnas centrales según normativa AISC 341-2010.....	305
Tabla VI.34 Tabla de resumen de control del pandeo Local en almas de los perfiles de columnas laterales según normativa AISC 341-2010.....	306
Tabla VI.35 Tabla de resumen de control esbeltez máxima permitida en columnas según normativa AISC -2010.....	307
Tabla VI.36 Tabla de resumen de control de KL/r (MAX) según normativa AISC 360-2010.....	307
Tabla VI.37 Tabla de resumen de control de la resistencia axial de las columnas a compresión según normativa AISC 360 -2010.....	308
Tabla VI.38 Tabla de resumen de control de la relación $P_u/\phi P_n$ que sirve para la revisión especial de columnas según la normativa AISC – 2010.....	309
Gráfico VI.148 Representación gráfica del momento plástico probable en viga.....	310
Tabla VI.38 Tabla de resumen de control de momento plástico (M_{pr}) según la normativa AISC – 2010.....	310

Tabla VI.39 Tabla de resumen de control de corte final en la rótula plástica de la viga (V_{uv}) según la normativa AISC – 2010.....	311
Tabla VI.40 Tabla de resumen de control de Resistencia a flexión de las columnas inferiores (M_{pc}) según la normativa AISC – 2010.....	312
Tabla VI.41 Tabla de resumen de control de Resistencia a flexión de las columnas superiores (M_{pc}) según la normativa AISC – 2010.....	312
Gráfico VI.149 Representación grafica de la resistencia a flexión de vigas y columnas proyectadas al nodo.....	313
Tabla VI.42 Tabla de resumen de control del criterio columna fuerte viga débil según la normativa AISC – 2010.....	314
Tabla VI.49 Tabla de control de la resistencia esperada a flexión actuando en la cara de la columna según la norma AISC-2010	315
Tabla VI.50 Tabla de control de la resistencia requerida de planchas adosadas según la norma AISC-2010.....	316
Tabla VI.51 Tabla de control de espesores mínimos requeridos de planchas adosadas según la norma AISC-2010	317
Gráfico VI.153 Representación gráfica de las dobles planchas adosadas al alma....	318
Gráfico VI.154 Representación gráfica de las cargas a tracción y compresión generadas sobre la columna.....	318
Tabla VI.52 Tabla de control de fuerzas concentradas en las columnas calculadas según la norma AISC-2010	319
Tabla VI.53 Tabla de control de fuerzas concentradas en las columnas por nodos calculadas según la norma AISC-2010.....	319

Tabla VI.54 Tabla de control de cedencia local del ala en columnas según la norma AISC-2010.....	319
Tabla VI.55 Tabla de control de cedencia local del alma en columnas según la norma AISC-2010	320
Tabla VI.56 Evaluación del pandeo local del alma en columnas según la norma AISC-2010	320
Tabla VI.57 Evaluación del aplastamiento local del alma en columnas según la norma AISC-2010	321
Tabla VI.58 Tabla de resumen de áreas calculadas y espesores mínimos calculados y comerciales de planchas de continuidad aplicando la norma AISC-2010.....	321
Gráfico VI.156 Representación gráfica de espesores mínimos de planchas de continuidad requeridos según la normativa AISC-2010.....	322
Gráfico VI.157 Formulario para la configuración de preferencias en el diseño de la sección compuesta.....	323
Gráfico VI.158 Formulario para la configuración de preferencias en el diseño de la sección compuesta.....	324
Gráfico VI.159 Ruta para el diseño de Secciones Compuestas empleando Software especializado.....	325
Gráfico VI.160 Relación Demanda/Capacidad a corte y momento para la condición de servicio y ultima en el Piso 1.....	326
Gráfico VI.161 Relación Demanda/Capacidad a corte y momento para la condición de servicio y ultima en el Piso 2.....	327

Gráfico VI.162 Relación Demanda/Capacidad a corte y momento para la condición de servicio y ultima en el Piso 3.....	328
Gráfico VI.163 Relación Demanda/Capacidad a corte y momento para la condición de servicio y ultima en el Piso 4.....	329
Gráfico VI.164 Relación Demanda/Capacidad a corte y momento para la condición de servicio y ultima en el Piso 5.....	330
Gráfico VI.165 Secciones definitivas de vigas de transferencia y correas (PISO TIPO).....	331
Gráfico VI.166 Cuadro de dialogo de diseño interactivo	332
Gráfico VI.167 Sumario de valores de momento y corte por resistencia del elemento seleccionado para la etapa constructiva y final.....	333
Gráfico VI.168 Resumen de detalles de conectores de corte entregados por Software Especializado.....	334
Gráfico VI.169 Revisión de criterios de flechas y vibración del elemento seleccionado, entregados por Software Especializado	335
Gráfico VI.170 Ruta de acceso para la asignación de rótulas plásticas en Software Especializado	336
Gráfico VI.171 Formulario para la asignación de rótulas plásticas para vigas en Software Especializado	337
Gráfico VI.172 Formulario para la configuración de las propiedades de las rótulas plásticas para vigas en Software Especializado.....	338
Gráfico VI.173 Formulario para la asignación de las rótulas plásticas para columnas en Software Especializado	339

Gráfico VI.174 Formulario para la configuración de las propiedades de las rótulas plásticas para columnas en Software Especializado	339
Tabla VI.58 Tabla de resumen fuerzas laterales en la dirección X, según - NEC2015.....	341
Tabla VI.59 Tabla de resumen fuerzas laterales en la dirección Y, según - NEC2015.....	341
Gráfico VI.175 Formulario para la creación del vector de cargas para la "distribución por código" en Software Especializado	342
Gráfico VI.176 Formulario para la introducción de valores del vector de cargas para la "distribución por código" en Software Especializado	343
Gráfico VI.177 Formulario para la introducción de valores del vector de cargas uniforme en Software Especializado.....	343
Gráfico VI.178 Formulario para la asignación de casos no lineales en Software Especializado	344
Gráfico VI.179 Formulario para la configuración del caso no lineal gravitacional según FEMA 356 en Software Especializado	345
Gráfico VI.180 Formulario para la configuración del control de la aplicación de la carga para el casos no lineal gravitacional según FEMA 356 en Software Especializado	345
Gráfico VI.181 Formulario para la configuración de los casos de carga lateral no lineal según FEMA 356 y FEMA 440 en Software Especializado.....	347
Gráfico VI.182 Formulario para la configuración del control de la aplicación de la carga para el caso no lineal gravitacional según FEMA 356 en Software Especializado	347

Gráfico VI.183	Formulario para la configuración de los resultados a guardar para el caso no lineal estático en Software Especializado	348
Gráfico VI.184	Formulario para la configuración de parámetros no lineales en Software Especializado	348
Gráfico VI.185	Curva de capacidad para el caso de carga PUSHOVER-CL-X sin incluir efecto P-delta.....	351
Gráfico VI.186	Curva de capacidad para el caso de carga PUSHOVER-CL-Y sin incluir efecto P-delta.....	351
Gráfico VI.187	Curva de capacidad para el caso de carga PUSHOVER-CL-1MX sin incluir efecto P-delta	352
Gráfico VI.188	Curva de capacidad para el caso de carga PUSHOVER-CL-1MY sin incluir efecto P-delta.....	352
Gráfico VI.189	Curva de capacidad para el caso de carga PUSHOVER-CL-U-X sin incluir efecto P-delta.....	353
Gráfico VI.190	Curva de capacidad para el caso de carga PUSHOVER-CL-U-Y sin incluir efecto P-delta.....	353
Gráfico VI.191	Comparación gráfica de las curvas de capacidad obtenidas para los diferentes casos de carga no lineales en dirección X generados según el código FEMA.....	354
Tabla VI.60	Tabla de datos de la curva de capacidad en la dirección X para los diferentes casos de carga no lineales generados según recomendaciones para el diseño por desempeño del código FEMA	355
Gráfico VI.192	Comparación grafica de las curvas de capacidad obtenidas para los diferentes casos de carga no lineales en dirección Y generados según el código FEMA 440.....	355

Tabla VI.61 Tabla de datos de la curva de capacidad en la dirección Y para los diferentes casos de carga no lineales generados según recomendaciones para el diseño por desempeño del código FEMA.....	356
Tabla VI.62 Valores del factor de masa efectiva según Fema 356 y Fema 440.....	357
Gráfico VI.193 Punto de Desempeño para el caso PUSHOVER-CL-X según el método mejorado de Linerización Equivalente propuesto por el FEMA440...	360
Gráfico VI.194 Punto de Desempeño para el caso PUSHOVER-CL-Y según el método mejorado de Linerización Equivalente propuesto por el FEMA 440...	361
Gráfico VI.195 Punto de Desempeño para el caso PUSHOVER-CL-1MX según el método mejorado de Linerización Equivalente propuesto por el FEMA 440.....	362
Gráfico VI.196 Punto de Desempeño para el caso PUSHOVER-CL-1MY según el método mejorado de Linerización Equivalente propuesto por el FEMA 440.....	363
Gráfico VI.197 Punto de Desempeño para el caso PUSHOVER-CL-U-X según el método mejorado de Linerización Equivalente propuesto por el FEMA 440.....	364
Gráfico VI.198 Punto de Desempeño para el caso PUSHOVER-CL-U-Y según el método mejorado de Linerización Equivalente propuesto por el FEMA 440	365
Gráfico VI.199 Punto de Desempeño para el caso PUSHOVER-CL-X según el método mejorado de Desplazamiento Modificado propuesto por el FEMA 440.....	366
Gráfico VI.200 Punto de Desempeño para el caso PUSHOVER-CL-Y según el método mejorado de Desplazamiento Modificado propuesto por el FEMA 440.....	367

Gráfico VI.201 Punto de Desempeño para el caso PUSHOVER-CL-1MX según el método mejorado de Desplazamiento Modificado propuesto por el FEMA 440.....	368
Gráfico VI.202 Punto de Desempeño para el caso PUSHOVER-CL-1MY según el método mejorado de Desplazamiento Modificado propuesto por el FEMA 440.....	369
Gráfico VI.203 Punto de Desempeño para el caso PUSHOVER-CL-U-X según el Método mejorado de Desplazamiento Modificado propuesto por el FEMA 440	370
Gráfico VI.204 Punto de Desempeño para el caso PUSHOVER-CL-U-Y según el método mejorado de Desplazamiento Modificado propuesto por el FEMA440.....	371
Tabla VI.63 Tabla de resumen del cálculo del punto de desempeño empleando el método de "Linerización equivalente" propuesto por la normativa FEMA 440.....	372
Tabla VI.64 Tabla de resumen del cálculo del desplazamiento máximo objetivo (punto de desempeño) empleando el método de "Modificación de desplazamiento" propuesto por la normativa FEMA 440.....	372
Tabla VI.65 Tabla comparativa de los puntos de desempeño obtenidos por los métodos de Linerización Equivalente y Modificación de Desplazamiento propuestos por la normativa FEMA 440.....	374
Gráfico VI.205 Comparación grafica de los puntos de desempeño obtenidos por los métodos mejorados de Linerización equivalente y modificación de desplazamientos propuestos por FEMA 440.....	379
Gráfico VI.206 Simbología de colores mostrados en las rotulas plásticas explicadas en función de los criterios de aceptación de las normas FEMA 356 y ASCE 41-06.....	379

Gráfico VI.207	Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 0.....	380
Gráfico VI.208	Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 1.....	381
Gráfico VI.209	Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 2.....	382
Gráfico VI.210	Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 3.....	383
Gráfico VI.211	Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 4.....	384
Gráfico VI.212	Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 5.....	385
Gráfico VI.213	Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 6.....	386
Gráfico VI.214	Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 7.....	387
Gráfico VI.215	Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 8.....	388
Gráfico VI.216	Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 9.....	389
Gráfico VI.217	Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 10.....	390
Gráfico VI.218	Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 11.....	391
Gráfico VI.219	Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 11.....	392
Gráfico VI.220	Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 13.....	393
Gráfico VI.221	Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 14.....	394

Gráfico VI.222 Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 15.....	395
Gráfico VI.223 Deformación global medida en el centro de masas de la estructura debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) cercana al punto de desempeño Paso 4.....	396
Gráfico VI.224 Deformación global medida en el centro de masas de la estructura debida al caso de carga no lineal en X (PUSHOVER-CL-X) cuando la caída de la resistencia es significativa (Fracaso inicial de la estructura) Paso 15.....	397
Gráfico VI.225 Deformación debida al caso de carga no lineal en Y ((PUSHOVER-CL-Y)) Paso 3.....	401
Gráfico VI.226 Deformación debida al caso de carga no lineal en Y ((PUSHOVER-CL-Y)) Paso 4.....	402
Gráfico VI.227 Deformación debida al caso de carga no lineal en Y ((PUSHOVER-CL-Y) Paso 7.....	403
Gráfico VI.228 Deformación debida al caso de carga no lineal en Y ((PUSHOVER-CL-Y)) Paso 9.....	404
Gráfico VI.229 Deformación debida al caso de carga no lineal en Y ((PUSHOVER-CL-Y)) Paso 11.....	405
Gráfico VI.230 Deformación debida al caso de carga no lineal en Y ((PUSHOVER-CL-Y)) Paso 15.....	406
Gráfico VI.231 Deformación debida al caso de carga no lineal en Y ((PUSHOVER-CL-Y)) Paso 18.....	407
Gráfico VI.232 Deformación debida al caso de carga no lineal en Y ((PUSHOVER-CL-Y)) Paso 21.....	408
Gráfico VI.233 Deformación global medida en el centro de masas de la estructura debida al caso de carga no lineal en Y (PUSHOVER-CL-1MY)	

Gráfico VI.242 Diagrama del cuerpo libre de la viga comprendida entre rótulas plásticas.....	427
Gráfico VI.243 Valor del Corte Gravitacional máximo en la Viga Izquierda (IPE - 300) debido a la combinación de carga recomendada por el código AISC 358- 2010.....	427
Gráfico VI.244 Valor del Corte Gravitacional máximo en la Viga Derecha (IPE - 360) debido a la combinación de carga recomendada por el código AISC 358- 2010.....	427
Gráfico VI.245 Detalles de la plancha de corte en la conexión (WUF-W).....	431
Gráfico VI.246 Valores de Carga Axial Ultima de las columnas del eje B.....	433
Gráfico VI.247 Corte en la zona del Panel por efecto de la acción sísmica.....	436
Gráfico VI.247 Corte en la zona del Panel por efecto de la acción sísmica (Primer caso posible).....	437
Gráfico VI.248 Corte en la zona del Panel por efecto de la acción sísmica (Segundo caso posible).....	438
Tabla VI.66 Tabla de resumen de fuerzas concentradas actuando en la zona del panel.....	439
Gráficos 249 al 253 Evolución de la conexión WUW-F.....	442-447

RESUMEN EJECUTIVO

Tema: "ESTUDIO Y APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS MEJORADOS FEMA 440 PARA EL ANÁLISIS PUSHOVER Y SU INCIDENCIA EN EL CÁLCULO DE PÓRTICOS DE ACERO ESTRUCTURAL SPECIAL MOMENT FRAMES SEGÚN AISC"

Autor: Lenin Santiago Pérez Freire

Tutor: Ing. Patricio Vasco

Fecha: Marzo 2015

El presente trabajo de investigación presenta el cálculo de un edificio con pórticos de acero especiales resistentes a momento (SMF) y la aplicación del análisis pushover en los mismos mediante el empleo de una herramienta computacional adecuada, para lo cual se propone a medida de ejemplo el cálculo estructural de un edificio de acero de 5 pisos de departamentos realizado para la ciudad de Ambato, ya que el análisis tradicional se convierte en parte del análisis para llegar a un resultado no lineal llamado PUSHOVER, se ha procedido primero a modelar la estructura propuesta para luego realizar un análisis modal espectral con la ayuda del software adecuado para dicho propósito, requisito fundamental antes de realizar el análisis pushover, herramienta matemática con la que finalmente se procede a evaluar el comportamiento de la estructura y de esta manera ratificar el diseño o realizar las acciones correctoras pertinentes para que la estructura tenga un desempeño adecuado para el sismo de diseño propuesto por la NEC obteniéndose las respectivas conclusiones y recomendaciones para la estructura analizada.

Con la intención de hacer el diseño sismo resistente en acero, se recopilaron los lineamientos, teorías y filosofías recomendadas por el Instituto Americano de la Construcción en Acero ya que particularmente el AISC (American Institute Steel Construction), se ha dedicado exclusivamente al diseño adecuado de las estructuras de acero, ha publicado sus disposiciones sísmicas; las cuales recogen toda la experiencia y conocimiento adquirido de los movimientos sísmicos anteriores.

Este trabajo plantea una serie de procedimientos y recomendaciones, implementando nuevas metodologías y mejorando la comprensión en cuanto el comportamiento general de edificios de acero con pórticos especiales resistentes a momentos (SMF) en zonas sísmicas; siempre buscando estructuras más seguras.

INTRODUCCIÓN

El propósito fundamental del presente trabajo investigativo es el de elaborar una guía práctica para la aplicación de la metodología pushover así como el de verificar cual es la incidencia que tiene la aplicación de esta herramienta matemática en el diseño de edificios con pórticos de acero especiales resistentes a momentos (SMF) empleándose para tal el software adecuado. El concepto y la filosofía de diseño en la que se ha inspirado este trabajo se basa en códigos especializados para el caso como el AISC 2010 para el diseño en acero, el Fema 356, Fema 350, Fema 341 y documentos de la WP4, proyectos de investigación como el Hazus y el proyecto Radius en Guayaquil entre otras investigaciones de gran renombre e importancia a nivel mundial sobre el problema a tratar que respaldan ampliamente lo que se presenta en este proyecto investigativo.

En el Capítulo 1 se formula el problema que trata fundamentalmente del inadecuado criterio que se tiene al momento de diseñar edificios con pórticos de acero estructural debido al empleo de normas desactualizadas así como también el hecho de que existe muy poca difusión de las nuevas metodologías que sirven para conocer con mejor precisión el comportamiento de una estructura ante un evento sísmico, dando como resultado una total inseguridad frente a un evento de tal naturaleza.

En el Capítulo 2 se recopila la información referente al tema de la indagación, sobre antecedentes investigativos, criterios de diseño de pórticos SMF de acuerdo a la norma AISC 341-2010, descripción del efecto P-Delta, Curvas de capacidad y fragilidad, punto de desempeño, niveles y objetivos de desempeño, la evaluación del desempeño sismo resistente; es decir el fundamento teórico que sirvió como base para la realización de la propuesta.

En el Capítulo 3 Metodología, se presenta la modalidad básica, el nivel y tipo de investigación que se realizó, así como la determinación de la población y muestra, y la operacionalización de variables.

El Capítulo 4 se presenta lo concerniente al análisis e interpretación de los resultados para la realización del presente trabajo investigativo

En el Capítulo 5 se incluyen las conclusiones a las que llevó la investigación y recomendaciones consecuentes.

Finalmente en el Capítulo 6 se formula la propuesta en la que se describe paso a paso el correcto diseño de un edificio de acero con pórticos especiales resistentes a momento empleando un Software Especializado, posteriormente se realiza un análisis Pushover a la estructura y se procede a evaluar su desempeño sísmico para el sismo de diseño propuesto por la NEC obteniéndose las respectivas conclusiones para la estructura.

Además se incluye el correcto diseño de las conexiones precalificadas resistentes a momentos según la Norma ANSI/AISC 358-10 "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", de manera que se obtuvieron las conclusiones y recomendaciones que ayudarán a diseñar de manera correcta edificios de acero con pórticos resistentes a momento (SMF), y finalmente se elaboran los planos estructurales correspondientes.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1.- TEMA: "ESTUDIO Y APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS MEJORADOS FEMA 440 PARA EL ANÁLISIS PUSHOVER Y SU INCIDENCIA EN EL CÁLCULO DE PÓRTICOS DE ACERO ESTRUCTURAL SPECIAL MOMENT FRAMES SEGÚN AISC"

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1. CONTEXTUALIZACIÓN DEL PROBLEMA

Es importante mencionar que las estructuras en acero son una opción ampliamente usada en muchos países del mundo, debido a su facilidad y rapidez de construcción, así como la seguridad que tienen estas estructuras debido a muchas décadas de estudio en la materia, en el país esta rama de la construcción no se ha desarrollado ampliamente, teniendo así poca información en el medio y normas que tratan de este tema desactualizadas en comparación a los avances hechos por el Instituto Americano de la Construcción en Acero, (AISC), como si lo anterior no fuera suficiente añadiéndole más peso al problema en ciertos casos, el procedimiento de diseño se basa en normas para perfiles laminados en caliente los cuales pueden desarrollar ductilidades en el orden de 6 a 7 (ANSI/AISC 341-010), sin embargo los miembros estructurales que realmente se utilizan son perfiles doblados en frío los que por el proceso inherente de fabricación de dichos perfiles, no podrían alcanzar las ductilidades que demandaría un sismo moderado o severo por lo que se infiere que no se han utilizados los criterios sísmicos incluidos en la ANSI/AISC 341-10. En nuestro medio no se usan las conexiones precalificadas especificadas en el ANSI/AISC 358-10 y en el FEMA 350. Estas conexiones garantizan un buen desempeño sísmico debido a que han sido

ensayadas previamente en el laboratorio ante varios escenarios de eventos sísmicos. El uso de soldaduras de filete en las conexiones viga – columna no tienen un comportamiento adecuado ante sismos moderados o severos de acuerdo al FEMA 355E¹

En lo anterior en lo referente al diseño de Edificios de acero han venido dándose soluciones precarias desconociéndose las condiciones frente a un sistema tan revolucionario que se ha ido enraizando en los últimos años, como es el caso del análisis pushover como una herramienta para identificar el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico determinado, esta nueva técnica de cálculo y diseño estructural sismo resistente es en la mayoría de los casos todavía desconocida para muchos profesionales y peor aún para la clase estudiantil, realmente el concepto de establecer criterios de evaluación que permitan clasificar los niveles de daño en estructuras según lo descrito en el ATC 40 o por el Comité Visión 2000 del (SEAOC) y obtenerlo mediante un análisis pushover, con el cual se determina la curva de capacidad de la estructura es un concepto muy poco difundido en la actualidad.

La experiencia de sismos recientes ha puesto en evidencia una importante limitación del enfoque implícito en los códigos de diseño sísmico hasta ahora empleados; el desempeño de una edificación durante un sismo no está dado de manera explícita en estos códigos y los enfoques empleados no conducen a un eficiente control de los daños ni a una plena satisfacción de la filosofía de diseño sismo resistente. De hecho, la mayoría de las metodologías de evaluación y previsiones para el diseño sísmico, sólo consideran un nivel de movimiento del terreno para el cual, la edificación no debería colapsar. Estas previsiones raramente reconocen que pueden ocurrir daños sustanciales y grandes pérdidas asociados a sismos de naturaleza más frecuente.

Las líneas de investigación actuales sobre riesgo sísmico se han enfocado al estudio del comportamiento sísmico de los edificios, gracias al importante desarrollo alcanzado en los métodos de análisis estructural, a las técnicas experimentales que permiten conocer las características mecánicas de los edificios construidos, y al papel del computador en la ingeniería de edificios; gracias a estos avances es que hoy día se pueden hacer cálculos rápidos y crear herramientas útiles y versátiles. Sin embargo, a

pesar de estos avances siguen ocurriendo grandes catástrofes ocasionadas por los terremotos, debido al colapso de los edificios.

En los últimos años en la ciudad de Ambato las estructuras de acero han ocupado un lugar muy importante en el panorama de las construcciones civiles ya que constituyen una respuesta favorable a muchos requerimientos de la industria de la construcción y debido a la importancia que tiene en nuestro medio el conocer el comportamiento de los elementos estructurales bajo la acción de fuerzas sísmicas se hace necesario realizar un estudio del análisis pushover y su incidencia en el cálculo de edificios con pórticos de acero especiales resistentes a momento (SMF) y de esta manera preparar estructuras de acero sismo resistentes.

1. Estado de la Práctica del Diseño y Construcción de Edificios Existentes de Acero Resistentes a Momento y Recomendaciones para la Construcción de Edificios de Acero Nuevo en la Ciudad de Guayaquil.

1.2.2.- ANÁLISIS CRÍTICO

A pesar que los procedimientos de diseño establecidos en la mayoría de normas sismo resistentes en el mundo están orientados a evitar el colapso de las edificaciones ante sismos severos; la modelación, diseño y construcción de las edificaciones en zonas catalogadas de acción sísmica se encuentran sometidos a una gran problemática, resultado de la magnitud en la incertidumbre del fenómeno sísmico y dado que Ambato es zona de alta sismicidad es fundamental el conocimiento de la realidad sísmica en el ámbito de la edificación, que haga que el ingeniero que aborde este tipo de situaciones en relación a la gran responsabilidad que tenemos en nuestras manos.

1.2.3.- PROGNOSIS

Después de las tragedias ocurridas en México (1985) y el terremoto de Kobe Japón (1995), donde las fuerzas sísmicas transmitidas a las estructuras sobrepasaron en una magnitud tan elevada a lo esperado, tuvieron que ser modificados todos los reglamentos y normativas llevándose a cabo múltiples investigaciones al respecto hasta llegar a la implementación de modernas técnicas de análisis avanzado en estructuras como lo son el pushover.

Si no se realizara un estudio del análisis pushover y su incidencia en el cálculo de edificios con pórticos de acero especiales resistentes a momento (SMF) en el cantón Ambato el cual es de alta peligrosidad sísmica, de ninguna manera podríamos garantizar un adecuado desempeño sismo resistente en una edificación en acero ni mucho menos evaluar la vulnerabilidad de estas estructuras ante sismos de diversa magnitud, entendiéndose finalmente que no podremos dar seguridad estructural arriesgándose a que otra vez ocurran tragedias similares a las ocurridas en los sismos de México y Kobe causándose devastación económica y más importante aún poner en riesgo invaluable vidas humanas.

1.2.4.- FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Qué tipo de estudio será necesario para la aplicación de los métodos mejorados FEMA 440 para el análisis pushover y su incidencia en el cálculo de pórticos de acero estructural Special Moment Frames según AISC"?

1.2.5.- PREGUNTAS DIRECTRICES

¿Cómo se calcula un pórtico de acero especial resistente a momentos según la aplicación de las normas (ANSI/AISC 341-010) y empleando el método LRFD?

¿Qué es el análisis pushover?

¿Qué es lo que se debe hacer antes de realizar un buen análisis pushover en un edificio con pórticos de acero especiales resistentes a momento (SMF)?

¿Cuál es el procedimiento adecuado para realizar un análisis pushover empleando una herramienta computacional?

¿Cómo se interpretarán los resultados obtenidos al realizar un análisis pushover?

1.2.6.- DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.6.1.- DELIMITACIÓN DE CONTENIDO

El presente trabajo de investigación se lo realizará en el área de la ingeniería sísmo-resistente, teniendo particular interés en el en el cálculo de pórticos de acero especiales resistentes a momento (SMF)

1.2.6.2.- DELIMITACIÓN ESPACIAL

La investigación se desarrollará en una oficina privada en la ciudad de Ambato y en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, en la provincia de Tungurahua, dentro de la República del Ecuador.

1.2.6.3.- DELIMITACIÓN TEMPORAL

El ciclo en investigación se ha establecido desde el mes de Diciembre, hasta el mes de marzo del 2015

1.3.- JUSTIFICACIÓN

Existen buenas razones para realizar un estudio de los métodos mejorados del FEMA 440 para la predicción de demandas sísmicas, por ejemplo en muchos casos de acuerdo al mismo FEMA 440, dichos métodos proporcionan mucha más información relevante que aquella obtenida de un análisis estático elástico o aún de un análisis dinámico.

La ventaja de su utilización consiste en que el ingeniero mediante la aplicación de los métodos mejorados para el análisis no lineal propuestos por el FEMA 440 puede conocer la importancia de la respuesta sísmica y cuantificar juiciosamente las demandas y capacidades de fuerza y deformación en la estructura. De igual manera, permite tener una idea de la capacidad y el control de la respuesta sísmica de una estructura que está cercana a la falla.

Sin embargo, es necesario enfatizar que el estudio de los métodos mejorados propuestos por el FEMA 440 es solo una parte de este estudio pues dado que las estructuras de acero han venido ha convertirse en una opción ampliamente aceptada a nivel mundial por su rapidez de trabajo y por su sustentabilidad por citar algunas de las ventajas que conlleva el trabajar en acero y dado que el sistema estructural mas popular lo constituyen los pórticos especiales resistentes a momento "SMF", queda pues justificada una aplicación del estudio de los métodos mejorados propuestos por el FEMA 440 en un sistema con pórticos especiales resistentes a momento en acero estructural aplicando claro para su correcto diseño las últimas normativas propuestas por los códigos AISC.

1.4.-OBJETIVOS

1.4.1.- OBJETIVO GENERAL

- Realizar el estudio y aplicación de los métodos mejorados FEMA 440 para el análisis Pushover y su incidencia en el cálculo de pórticos de acero estructural Special Moment Frames según AISC.

1.4.2.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Desarrollar criterios de diseño sísmico para los pórticos especiales resistentes a momentos (SMF) según lo dispuesto en las normas (ANSI/AISC 341-10)
- Definir los métodos mejorados FEMA 440 para el análisis pushover
- Introducir la filosofía de diseño establecida en los códigos AISC para el cálculo de pórticos de acero estructural Special Moment Frames
- Evaluar la incidencia de los métodos mejorados FEMA 440 para el análisis Pushover y su incidencia en el cálculo de pórticos de acero estructural Special Moment Frames según AISC empleando una herramienta computacional.
- Obtener resultados confiables e interpretarlos

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1.- ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

Tradicionalmente, Las técnicas de diseño de estructuras asumen a priori, que las edificaciones se comportarán de forma lineal ante terremotos. Sin embargo, es importante destacar, que terremotos con importantes magnitudes pueden provocar que dichas edificaciones se comporten más bien de forma no lineal, produciéndose por lo tanto, una importante disipación de energía de deformación. Suponer el comportamiento lineal no es más que una simplificación del problema estructural, y que muchas veces puede conducir a resultados erróneos en relación al comportamiento real que la estructura tendrá.

En vista de la necesidad de un procedimiento que permita a los Ingenieros Estructurales realizar, con un importante nivel de exactitud, la revisión de la capacidad que una edificación cualquiera tendrá ante cargas sísmicas, se creó el Análisis Estático No Lineal o comúnmente conocido como el “Pushover”. Esta herramienta de cálculo permite predecir el comportamiento inelástico de todos los componentes (miembros) ante la acción de fuerzas sísmicas, mediante la determinación de la verdadera “capacidad” que presenta la estructura, medida en base a relaciones de rigidez y resistencia. Estos valores serán graficados, junto con la curva de demanda sísmica, con lo cual, la intersección de las curvas indicará el punto donde la capacidad y la demanda sísmica son iguales. Este “punto de comportamiento estructural” permite estimar el máximo desplazamiento de la edificación para un movimiento del terreno específico. Utilizando este punto, los Ingenieros pueden caracterizar el estado de daño asociado a la estructura y compararlo con su comportamiento deseado, con lo cual quedarán en evidencia los lugares o puntos de posible falla estructural.

El Ingeniero dirigirá su atención a esos puntos, y realizará los correctivos necesarios para aumentar la capacidad ante la acción de un posible sismo. El procedimiento le brinda al Ingeniero la posibilidad de comprender mejor las características del comportamiento sísmico de una edificación cualquiera, y permite soluciones mucho más económicas y efectivas. En resumen, el Pushover permite identificar cuál parte de la edificación fallará primero, y para lograr esto, la carga aplicada a la estructura (demanda) se va incrementando paulatinamente, con lo cual aumentan también los desplazamientos laterales. Por lo tanto, algunos miembros comenzarán a ceder y deformarse inelásticamente antes que otros.

2.2.- FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA

La investigación se halla bajo el paradigma crítico propositivo, ya que es objetiva y predominan los métodos cuantitativos, sabemos que existen leyes y reglamentos pre estructurados y esquematizados es decir que no podemos cambiar el procedimiento, además está orientado a la verificación, confirmación y análisis de resultados.

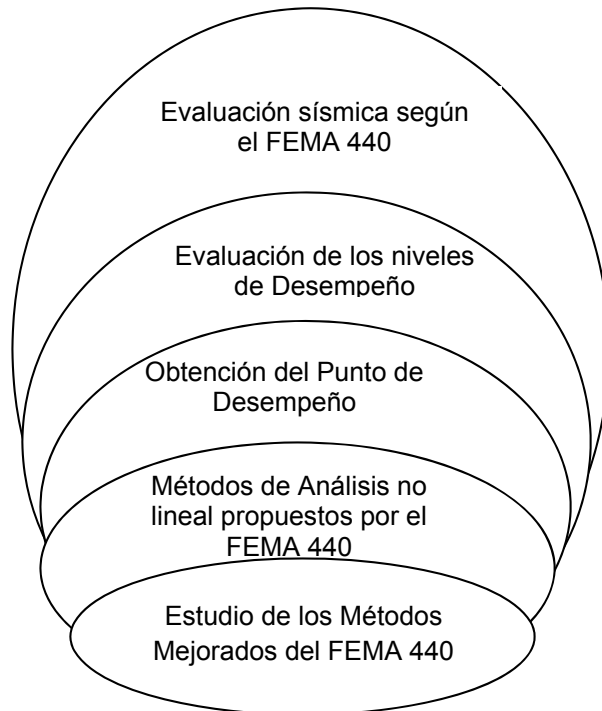
2.3.- FUNDAMENTACIÓN LEGAL

Como se ha indicado anteriormente en la introducción, los fundamentos legales para el análisis Pushover se encuentran en los códigos FEMA- 356, FEMA 351, ATC – 40, documentos oficiales de la WP4, documentos del grupo Vision2000 del SEAOC, que si bien no son normas ecuatorianas, su aplicación es de uso internacional. Como apoyo a estos fundamentos, se empleara también los códigos AISC 360-2010, AISC 341-2010, AISC 358-10, AISC LRFD-99, AISC Steel design guide, FEMA 350, para el diseño de edificios con pórticos de acero especiales resistentes a momentos, además con la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 para la parte de fuerzas sísmicas y espectros de diseño.

2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES

2.4.1 SUPRAORDINACIÓN DE VARIABLES.

VARIABLE INDEPENDIENTE. Estudio de los Métodos Mejorados del FEMA 440



VARIABLE DEPENDIENTE. Cálculo de pórticos de acero estructural especiales resistentes a momento

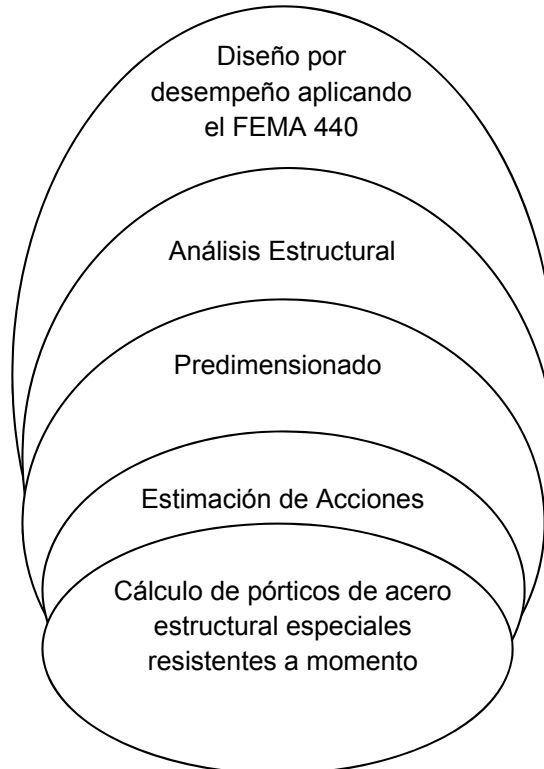


Gráfico II.1. Supraordinación de Variables.

Fuente: (Elaboración propia)

2.4.2 DEFINICIONES DE LA VARIABLE DEPENDIENTE

2.4.2.1 CÁLCULO DE PÓRTICOS DE ACERO ESTRUCTURAL ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO (SMF)

Se entiende por cálculo de pórticos de acero especiales resistentes a momentos (SMF) al proceso creativo mediante el cual se le da forma al sistema estructural de acero para que cumpla una función determinada con un grado de seguridad razonable y que en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado.

Acero estructural: El diseño de elementos de acero estructurales implica determinar la resistencia y rigidez del material estructural, estas propiedades se pueden relacionar, si se evalúa una barra sometida a una fuerza axial para la cual se registra simultáneamente la fuerza aplicada y el alargamiento producido. Estos valores permiten determinar la tensión y la deformación que al graficar originan el denominado diagrama de tensión - deformación.

Los diagramas son similares si se trata del mismo material y de manera general permite agrupar los materiales dentro de dos categorías con propiedades afines que se denominan materiales dúctiles y materiales frágiles. Los diagramas de materiales dúctiles se caracterizan por ser capaces de resistir grandes deformaciones antes de la rotura, mientras que los frágiles presentan un alargamiento bajo cuando llegan al punto de rotura.

La forma del diagrama de tensiones-deformaciones del acero presenta un período elástico en el cual las tensiones son proporcionales a las deformaciones específicas.

El Módulo de Elasticidad que es una constante para todos los tipos de acero es $E = 29000 \text{ Ksi}$ (200000 Mpa), este valor se encuentra especificado en el código AISC 341-2010, así como también en el código NEC 2015, se puede notar que los códigos mencionados trabajan en el sistema de unidades inglés, sin embargo el mismo valor del módulo de elasticidad expresado en el sistema métrico (MKS) aunque a veces se lo suele adoptar como $E = 2.039 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$, es mucho más aceptado el valor de $E = 2.100.000 \text{ Kg/cm}^2$, por practicidad, debido a los problemas que implican el cambio de un sistema de unidades a otro.

Si aumentan las cargas se produce un efecto denominado fluencia por el cual crecen las deformaciones específicas sin incremento de tensiones. Es decir, la recta cambia bruscamente de dirección y sigue una trayectoria prácticamente horizontal.

Concluido este período existe un rango de grandes deformaciones plásticas, previas a la rotura. En el diagrama de tensión-deformación del acero tampoco se produce la rotura con una tensión máxima, pero esto se debe a que con anterioridad a la rotura se produce una reducción de la sección de la barra.

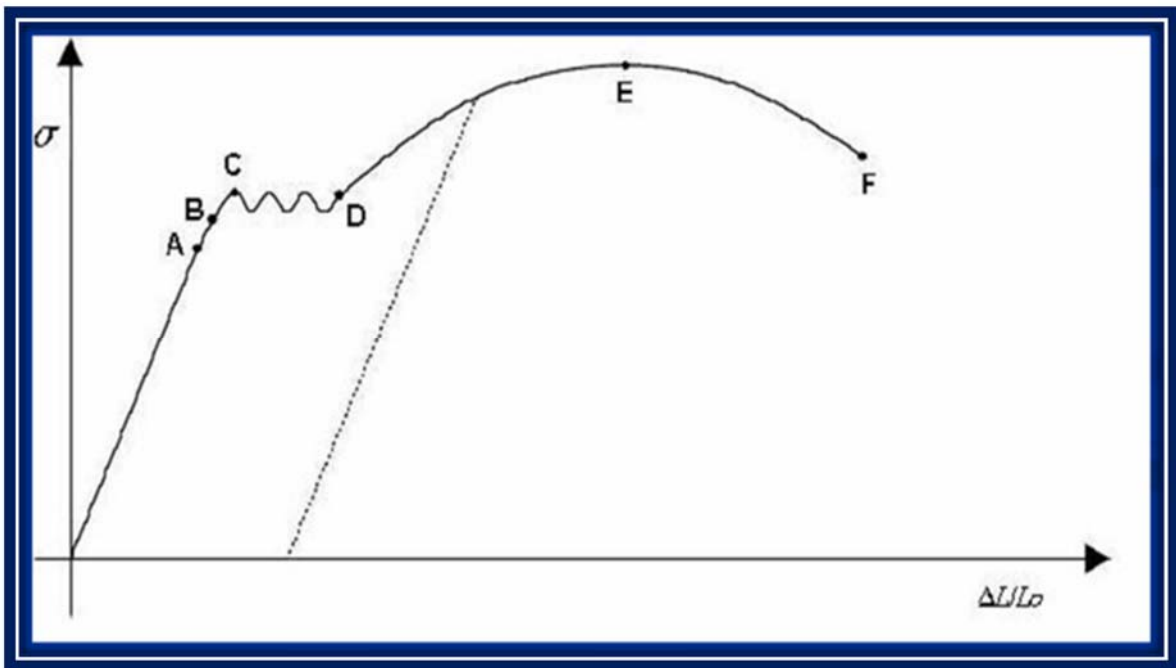


Gráfico II.2. Diagrama tensión- deformación del acero

(Fuente: Análisis Pushover en edificios con pórticos de acero en Bogotá, Universidad Politécnica de Cataluña)

Pórtico resistente a momentos (SMF): Son estructuras capaces de resistir las acciones mediante deformaciones debidas principalmente a la flexión de sus vigas y columnas de acero. En los sistemas resistentes a sismos estos tipos de pórticos corresponden a aquellos que cumplen con lo establecido en la sección 8.1 de la NEC 2015 NEC SE AC (ESTRUCTURAS DE ACERO)

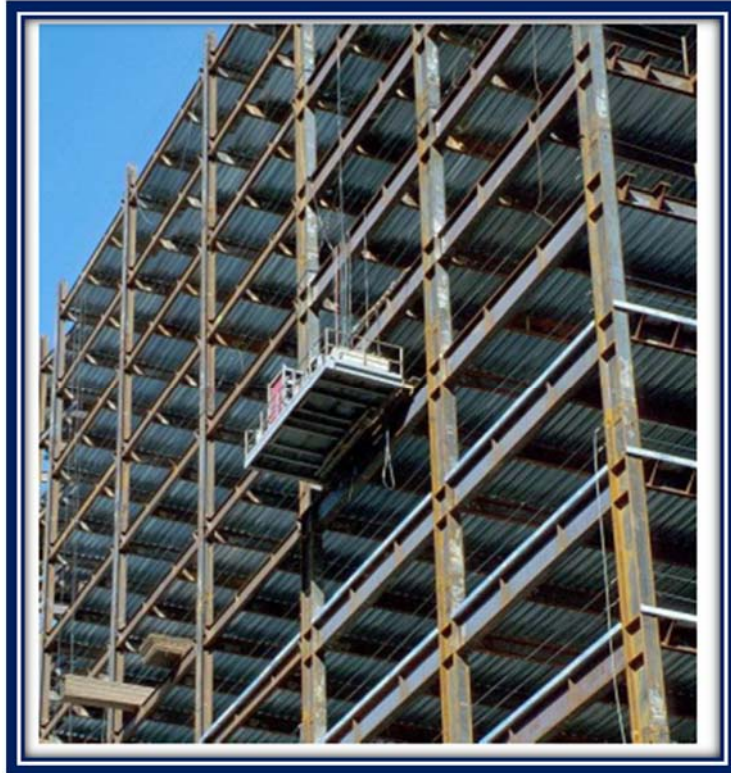


Gráfico II.3. Sistema de Pórticos Resistentes a Momentos

Fuente: Presentaciones AISC

Tipo pórtico con diagonales concéntricas (SCBF): son pórticos de acero cuya estabilidad o resistencia a las acciones se suministra por medio de diagonales, y en la cual todos sus miembros están solicitados principalmente por fuerzas axiales. En los sistemas resistentes a sismos los pórticos con diagonales concéntricas corresponden a aquellos que cumplen con lo establecido en la sección 8.2 de la NEC 2015 NEC SE AC (ESTRUCTURAS DE ACERO)

La configuración de pórticos con diagonales en X corresponde a un par de diagonales que se cruzan aproximadamente en su punto medio. Los pórticos con diagonales simples son aquellos con solo un arriostamiento que se conectan en los nodos extremos del pórtico. Cuando un par de arriostamientos se conectan en un punto único por encima de la luz de la viga se denominan diagonales en V y cuando se conectan por debajo de la viga se les denomina pórticos con diagonales en Λ o V invertida.



Gráfico II.4. Sistema de Pórticos con Diagonales Concéntricas

Fuente: Presentaciones AISC

Tipo pórtico con diagonales excéntricas (EBF): comprende los pórticos de acero con diagonales excéntricas vinculadas a vigas dúctiles, denominadas viga eslabón, capaces de concentrar la absorción y disipación de la energía del sistema. Las diagonales excéntricas pueden disponerse en diversas configuraciones. El eslabón dúctil puede situarse en la longitud media de la viga entre las dos conexiones de las diagonales, o adyacente a una columna, entre la conexión de la viga a la diagonal y la cara de la columna. En los sistemas resistentes a sismos los pórticos con arriostramientos excéntricos corresponden a aquellos que cumplen con lo establecido en la sección 8.3 de la NEC 2015 NEC SE AC (ESTRUCTURAS DE ACERO)

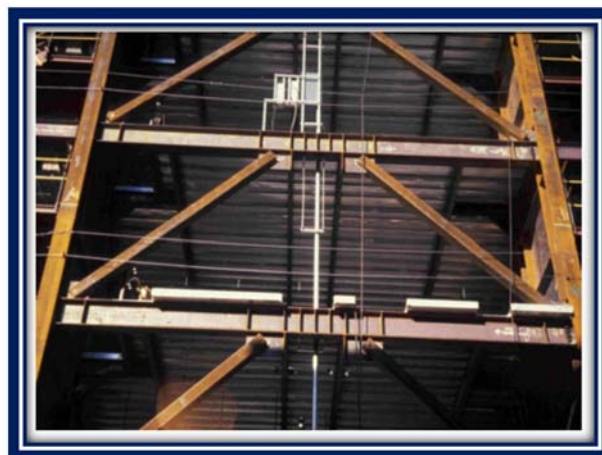


Gráfico II.5. Sistema de Pórticos con Diagonales Excéntricas

Fuente: Presentaciones AISC

2.4.2.2 ESTIMACIÓN DE ACCIONES

Son fuerzas que actúan o pueden actuar sobre una estructura. Con el propósito de predecir el comportamiento resultante de la estructura, las cargas, o influencias externas, incluyendo las fuerzas, los desplazamientos consecuentes y los asentamientos de los apoyos, se suponen conocidos. Estas influencias están especificadas en normas, por ejemplo en los códigos de construcción, en los códigos de prácticas recomendadas o en las especificaciones del propietario, o pueden determinarse por criterios de ingeniería. Las cargas se dividen en dos tipos generales: carga muerta, la cual es el peso de una estructura, incluyendo todos sus componentes permanentes, y carga viva, que comprende todas las demás cargas aplicadas sobre la estructura como son: cargas de viento, lluvia, nieve, sísmicas, etc.

Cargas Estáticas: Todas las estructuras están sometidas a alguna carga estática, por ejemplo, su propio peso. Sin embargo, hay muchas cargas que usualmente se aproximan a cargas estáticas por conveniencia. Las cargas de ocupación y las cargas de viento con frecuencia se suponen estáticas.

Cargas Dinámicas: se caracterizan por duraciones muy cortas y la respuesta de la estructura depende del tiempo. Los movimientos sísmicos, las ráfagas de viento de alto nivel, y las cargas vivas móviles pertenecen a esta categoría.

Cargas de Larga Duración: Las cargas de larga duración son las que actúan sobre una estructura por extensos periodos. Para algunos materiales y niveles de esfuerzo, dichas cargas ocasionan que las estructuras sufran deformaciones bajo carga constante que pueden tener efectos graves. Puede ocurrir flujo plástico y relajación de los materiales estructurales, al estar sometidos a cargas de larga duración. El peso de una estructura y cualquier carga muerta superpuesta pertenecen a esta categoría.

Cargas Repetitivas: son aquellas que se aplican y se remueven varias veces. Si se repiten gran cantidad de veces, pueden hacer que la estructura falle por fatiga. Las cargas vivas móviles corresponden a esta categoría.

Carga de Viento: Es la carga producida por la acción del viento, la cual trata de empujar a la estructura en una determinada dirección, dependiendo de la zona en la que se vaya

a construir la estructura esta carga puede ser considerablemente grande, y por lo tanto no se puede dejar de lado su efecto.

Carga de Lluvia y granizo: Es un peso extra que se suma sobre la estructura, al igual que la de viento esta debe ser tomada en cuenta en el diseño dependiendo de la zona en la que se encuentre la edificación.

Esta carga se calcula como el producto del volumen de granizo sobre la estructura multiplicado por la densidad del agua dividida entre dos. El volumen es calculado utilizando el área de superficie de la cubierta multiplicado por la altura que se desea que soporte la estructura.

Carga de sismo: Estas cargas inducidas en las estructuras están en relación a su masa y elevación a partir del suelo; así como de las aceleraciones del terreno y de la capacidad de la estructura para disipar energía; estas cargas se pueden determinar cómo fuerzas estáticas horizontales aplicadas a las masas de la estructura, aunque en ocasiones debido a la altura de los edificios o esbeltez se hace necesario un análisis dinámico para determinar las fuerzas máximas a que estará sometida la estructura.

Combinación de cargas: Los tipos de carga descritos anteriormente pueden actuar simultáneamente. Por tanto, los máximos esfuerzos o deformaciones pueden resultar de alguna combinación de las cargas. Los códigos de construcción especifican diversas combinaciones que deben usarse, dependiendo del método de diseño utilizado, cabe resaltar que en este trabajo de grado se utilizará el método (LRFD) siguiendo lo especificado según el código AISC 341-2010 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings) debido a que el diseño corresponde al de sistemas en acero especiales resistentes a sismos descritos en el numeral anterior por lo cual se tienen las siguientes combinaciones de carga:

- | | | |
|--------------------------|---|---|
| 1) 1.4 CP | } | Combinaciones para el diseño de los elementos fusibles |
| 2) 1.2 CP+1.6 CV +0.5CVt | | |
| 3) 1.2 CP+1.6 CVt +0.5CV | | |
| 4) 1.2 CP+γCv+1.0Eb | | |
| 5) 0.9 CP+1.0Eb | | |

6) $1.2CP + \gamma Cv + 1.0 Ea$
 7) $0.9CP + 1.0 Ea$ } **Combinaciones para el diseño del Resto de los elementos que conforman el sistema resistente a sismo**

CP: Carga Permanente
 CV: Carga Variable
 CVt: Carga variable de techo
 γ : Factor de participación
 Eb: Acción sísmica básica
 Ea: Acción sísmica amplificada } **Casos de Carga**

Acción Sísmica:

$Eb = pQe \pm 0.2S_{DS}CP$
 $Ea = \Omega_o Qe \pm 0.2S_{DS}CP$ } **Acción sísmica (E)
 Ecuaciones II-1 y II-2**

Donde:

$\Omega_o Qe$ = (Toma en cuenta efectos de Fuerzas Horizontales)

$0.2S_{DS}CP$ = (Toma en cuenta efectos de Fuerzas Verticales)

Qe = Carga Sísmica Horizontal

S_{DS} = Aceleración del espectro de diseño para periodos cortos

CP = Carga Permanente

p = Factor que varía de 1 a 1.5 (Depende de la Redundancia estructural "Hiperestaticidad")

Ω_o = Factor de Sobre - Resistencia Sísmica (Depende del sistema Estructural)

Ahora bien si reemplazamos la acción sísmica Eb y Ea en las combinación 4,5,6 y 7 tenemos:

Reemplazando Eb Para la combinación (4) tenemos:

4) $1.2 CP + \gamma Cv + 1.0 Eb$ $(1.2 + 0.2S_{DS})CP + \gamma CV + 1.0 pQ_E$
 $Eb = pQe + 0.2S_{DS}CP$

Reemplazando Eb Para la combinación (5) tenemos:

$$5) \quad 0.9 CP + 1.0 Eb \qquad (0.9 - 0.2S_{DS})CP + 1.0pQ_E$$
$$Eb = pQ_E - 0.2S_{DS}CP$$

Reemplazando Ea Para la combinación (6) tenemos:

$$6) \quad 1.2CP + \gamma C_v + 1.0 Ea \qquad (1.2 + 0.2S_{DS})CP + \gamma C_v + 1.0 \Omega_o Q_E$$
$$Ea = \Omega_o Q_E - 0.2S_{DS}CP$$

Reemplazando Ea Para la combinación (7) tenemos:

$$6) \quad 0.9CP + 1.0 Ea \qquad (0.9 - 0.2S_{DS})CP + 1.0 \Omega_o Q_E$$
$$Ea = \Omega_o Q_E - 0.2S_{DS}CP$$

2.4.2.3 PREDISEÑO

En esta etapa se realiza un predimensionado de los elementos que conforman la estructura tomando en cuenta el sistema estructural adoptado y las acciones que inciden sobre la misma. En esta etapa es fundamental la experiencia del ingeniero ya que un predimensionado óptimo reduce el tiempo de análisis.

Predimensionado de Vigas: El predimensionado de vigas se realizará por la condición de servicio de las deflexiones o flechas máximas recomendadas, por la AISC, para dichos elementos:

Edificio	Carga	Descripción	Flecha Recomendada
Industrial	CV	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimiento no flexibles	L/240
		Tramos de miembros que soportan techos con recubrimiento flexibles	L/180
		Tramos de miembros que soportan pisos	L/300
	P _G	Tramos de miembros que soportan grúas móviles con capacidad: ≥ 25 Ton < 25 Ton	L/800 L/600
Otros	CV	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados susceptibles de agrietarse	L/360
		Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados no susceptibles de agrietarse	L/300

CV: Cargas Variables

P_G: Fuerza máxima vertical para el apoyo de grúa móvil

Tabla II.1 Flechas Máximas Verticales Recomendadas

Fuente: Diseño Estructural de Acero por Estados Límites Prof. A. Güell

Tomando en cuenta los valores aproximados de momento (M) y deformación (Δ) máximos, para vigas simplemente apoyadas con cargas uniformes:

$$M = \frac{qL^2}{8} \quad \text{Ecuación II-3}$$

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} \quad \text{Ecuación II-4}$$

Ahora sabiendo que el momento de (I) es igual a:

$$I = S \frac{d}{2} \quad \text{Ecuación II-5}$$

Y asumiendo conservadoramente que:

$$M = 0.5F_y S \rightarrow \frac{M}{S} = 0.5F_y \quad \text{Ecuación II-6}$$

Se puede despejar la ecuación de deflexión máxima:

$$\Delta = \frac{5}{48} \left(\frac{qL^2}{8} \right) \frac{L^2}{ES \left(\frac{d}{2} \right)} = \frac{5ML^2}{24SEd} = \frac{5}{24} (0.5F_y) \frac{L^2}{Ed}$$

$$\Delta = \frac{5}{12} \frac{L^2}{Ed} F_y \quad \text{Ecuación II-7}$$

Para el primer caso de deflexión máxima en la Tabla II.1 se obtiene:

$$\Delta = \frac{L}{240} = \frac{5}{12} \frac{L^2}{Ed} F_y \quad \text{Ecuación II-8}$$

$$d = \frac{5 \times 240}{12} \frac{F_y}{E} L \quad \text{Ecuación II-9}$$

Edificio	Vigas en	d_{min}
Industrial	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimiento no flexibles	L/23
	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimiento flexibles	L/28
	Tramos de miembros que soportan pisos	L/18
	Tramos de miembros que soportan grúas móviles con capacidad: <div style="text-align: right; margin-right: 20px;"> ≥ 25 Ton L/10 < 25 Ton L/12 </div>	
Otros	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados susceptibles de agrietarse	L/16
	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados no susceptibles de agrietarse	L/20

Tabla II.2 Valores de altura de vigas mínima recomendada para $F_y = 2\ 530\text{Kg/cm}^2$

Fuente: Diseño Estructural de Acero por Estados Limites Prof. A. Güell

En la tabla anterior se muestran los valores recomendados para alturas de vigas (d), haciendo una aproximación, para un valor de $F_y = 2\ 530\text{Kg/cm}^2$. Para obtener valores para vigas con otro esfuerzo cedente bastará multiplicar el cociente de L por el valor dado $2\ 530/F_y$ real

Predimensionado de Columnas: Para las columnas se acostumbra a usar un predimensionado del área requerida basado en las cargas gravitacionales factorizadas (Q) por el área tributaria (A) que recibe cada uno de estos elementos, entre un porcentaje (20-50%) del esfuerzo cedente de la columna.

$$A_g = \frac{A_t Q}{\%F_y} \quad \text{Ecuación II-10}$$

A este criterio se le adiciona un método de predimensionado basado en la esbeltez del elemento:

$$\lambda = \frac{KL}{r_{min}} \leq 200 \quad \text{Ecuación II-11}$$

Es importante señalar que ninguno de los métodos mostrados anteriormente considera criterios sísmicos por lo cual se deberá realizar un predimensionado basado en el criterio columna fuerte - viga débil especialmente para el caso de sistemas SMF el cual será detallado minuciosamente en el capítulo VI cuando se proceda a realizar la fundamentación, con lo cual se garantizará que la columna permanecerá en un rango elástico mientras en la viga se empiezan a formar las rótulas plásticas garantizando un adecuado mecanismo de falla en la estructura lo cual hará que tenga gran capacidad de disipación energética.

A continuación se muestran las tablas obtenidas de un Estudio de Resistencia Mínima de Columnas para Pórticos Especiales Resistentes a Momento (SMF), donde se muestran los siguientes valores de relación entre módulo plástico de la columna y módulo plástico de la viga, éstas tablas son de bastante utilidad para un prediseño rápido y sencillo de los elementos columnas en sistemas SMF ya que se han elaborado considerando el criterio columna fuerte - viga débil:

Zc / Zb	CONEXIÓN DE DOS VIGAS Y DOS COLUMNAS A UNA JUNTA					
	ACERO EN VIGAS					
ACERO EN COLUMNAS	A36	A36 (PLATES)	A572 G42	A992	A572 G50	A500 GC
A36	2,50	2,17	2,14	2,55	2,55	3,24
A36 (PLATES)	2,50	2,17	2,14	2,55	2,55	3,24
A572 G42	2,14	1,86	1,83	2,18	2,18	2,78
A992	1,80	1,56	1,54	1,84	1,84	2,33
A572 G50	1,80	1,56	1,54	1,84	1,84	2,33
A500 GC	1,80	1,56	1,54	1,84	1,84	2,33

Zc / Zb	CONEXIÓN DE UNA VIGA Y DOS COLUMNAS A UNA JUNTA					
	ACERO EN VIGAS					
ACERO EN COLUMNAS	A36	A36 (PLATES)	A572 G42	A992	A572 G50	A500 GC
A36	1,25	1,08	1,07	1,27	1,27	1,62
A36 (PLATES)	1,25	1,08	1,07	1,27	1,27	1,62
A572 G42	1,07	0,93	0,92	1,09	1,09	1,39
A992	0,90	0,78	0,77	0,92	0,92	1,17
A572 G50	0,90	0,78	0,77	0,92	0,92	1,17
A500 GC	0,90	0,78	0,77	0,92	0,92	1,17

Tablas II.3 Relación entre modulo plástico de columnas y vigas

Fuente: Estudio de Resistencia Mínima de Columnas para Pórticos Especiales Resistentes a Momento (SMF)

El valor Z_c dependerá de la colocación de la columna, si las vigas llegan al ala de la columna se tomará el módulo del eje fuerte $Z_c=Z_{xc}$ mientras que si llegan al alma de la columna se tomara el módulo del eje débil $Z_c=Z_{yc}$

Ahora si se presentase el problema de que la viga y la columna fueran de distintos aceros la solución es sencillamente multiplicar el valor de la relación dado por el factor F_{yb}/F_{yc}

Predimensionado del Sistema de Piso: El predimensionado del sistema de piso no obedece a criterios sísmicos sino a los criterios de cargas gravitacionales y arriostramiento lateral de los elementos resistentes de la estructura. Entre los elementos del sistema de piso se encuentran las correas, vigas de transferencia y losas.

Predimensionado de Correas y Vigas de Transferencia: La orientación y número de las correas vendrá dado por la necesidad de arriostramiento de la viga a la que llegan. Una distancia ocasionalmente usada para colocar las correas es un valor entre 1.0 a 1.5 metros, orientadas paralelas a la menor luz de vigas, u ortogonal al pórtico con vigas que requieran una menor longitud no arriostrada

Para pre dimensionar el perfil por su capacidad se debe tomar la acción gravitacional factorizada (Q) por el ancho tributario (a) de la correa o viga de transferencia. Donde su capacidad está dada por la sección que resista el siguiente momento:

$$\phi M_n = 0.9 Z_x F_y \geq \frac{(Q a_t) L^2}{8} \quad \text{Ecuación II-12}$$

Donde:

L=Longitud de de correa o viga de transferencia

Q=Carga distribuida por acciones gravitacionales (Combinaciones 1 y 2)

Para considerar el criterio de flecha máxima se debe respetar el siguiente parámetro:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{56000}{F_y} \left(\frac{Z_x}{Z_{req}} \right) \quad \text{Inecuación II-13}$$

Donde:

d= Altura del perfil de la correa o viga de transferencia

Z_x=Módulo plástico del perfil de la correa o viga de transferencia

Z_{req}=Módulo plástico mínimo que satisfaga la **inecuación II-13**

Predimensionado de losa: Típicamente en acero se usa la losa con encofrado colaborante o losa acero, ya que parte de los esfuerzos por flexión los absorbe el sófite metálico que sirve de encofrado. El predimensionado de la altura (h) de este elemento dependerá de la distancia entre apoyos o correas que la sostienen siendo la altura mínima recomendada de la losa 90mm y el espesor mínimo del concreto sobre la parte más exterior del sofito metálico 50mm

2.4.2.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se define como el procedimiento que lleva la determinación del sistema estructural ante la sollicitación de las acciones externas que puedan incidir sobre dicho sistema.

La respuesta de una estructura o de un elemento bajo una acción determinada; está en función de sus propias características y puede expresarse en términos de deformaciones, desplazamientos, esfuerzos, fuerzas, reacciones, vibraciones, agrietamiento, etc.

2.4.2.5 DISEÑO SISMO RESISTENTE EN ACERO (LRFD)

En esta etapa se definen los elementos que cumplen bajo los criterios de resistencia y de servicio, tomando en cuenta las máximas solicitaciones provenientes del análisis y los aspectos normativos que apliquen.

Basado en las recomendaciones de la organización FEMA por sus siglas en inglés “Federal Emergency Management Agency” se establecen los siguientes pasos para un adecuado diseño sismo resistente en acero:

- Seleccionar un Tipo de Sistema Estructural y configuración de pórticos adecuados a la arquitectura presentada.
- Hacer un predimensionado de los miembros pertenecientes a los pórticos.
- Determinar los datos para poder llevar a cabo el análisis estructural tales como las cargas gravitacionales y acciones
- Llevar a cabo el modelaje y análisis matemático de la estructura.
- Comprobar el adecuado comportamiento de los miembros seleccionados para el pórtico según las fuerzas, derivas y limitantes de estabilidad adecuadas.
- Confirmar o revisar las dimensiones de los miembros basado en los requerimientos establecidos para cada uno de los tipos de sistemas estructurales, en caso de no cumplir con dichos requerimientos se deberá redimensionar los elementos y regresar al paso anterior.
- Completar el diseño de las conexiones, rigidizadores, arriostramientos laterales, entre otros elementos que dependerán del tipo de sistema estructural.

El diseño de la estructura de acero según la AISC pudiese ser según el Método de las Tensiones Admisibles o el Método de los Estados Límites, sin embargo debido a que este último método es ampliamente mucho más aceptado a nivel mundial se ha optado por, principalmente, el Método de los Estados Límites (LRFD), cuyo objetivo es mantener una baja probabilidad de alcanzar un estado límite preestablecido para una tipología estructural dada. Para lograr este objetivo la demanda de rigidez, resistencia, estabilidad y de absorción y disipación de energía sobre la estructura sus miembros y juntas no deben exceder la capacidad en los ámbitos mencionados. En las normas se alcanzan estos objetivos multiplicando las solicitaciones por sus factores de mayoración para cuantificar la demanda y multiplicando las resistencias teóricas por sus correspondientes factores de minoración para calcular la capacidad.

Estructuras tipo pórtico resistente a momentos: En este tipo de sistema estructural se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos de acero sean capaces de soportar deformaciones inelásticas significativas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con las acciones gravitacionales. Las características principales de este tipo de sistemas estructurales son:

Sistema de vigas y columnas con conexiones resistentes a momentos.

Comportamiento a flexión y corte en vigas y columnas.

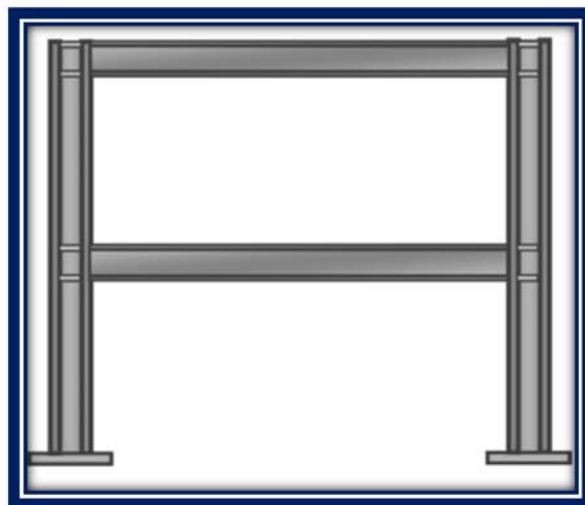


Gráfico II.6: Pórtico Resistente a Momento.

(Fuente: Presentaciones AISC)

Desempeño Estructural: Son sistemas capaces de desarrollar ductilidad, disipación de energía e incursiones significativas en el rango inelástico.

Sistema con poca rigidez elástica.

Los mecanismos que pueden presentarse son:

- Cedencia por flexión en las **Vigas**.
- Cedencia por corte en la zona del **Panel**.
- Cedencia por flexión y fuerza axial en **Columnas**.

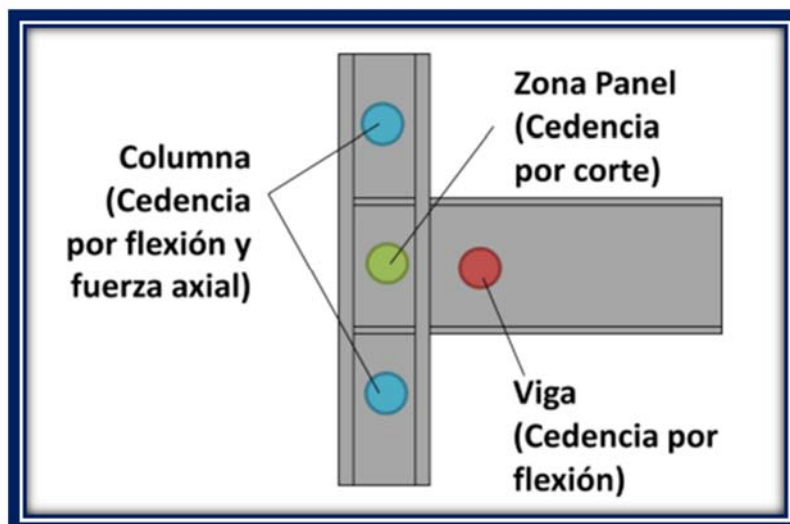


Gráfico II.7: Posible ubicación de mecanismo en un sistema SMF

(Fuente: Thomas Murray Diseño de Edificios de Acero)

Requisitos en Pórticos Especiales a Momento: Los Pórticos Especiales a Momento o SMF deberán satisfacer los requerimientos establecidos en el Capítulo 9 de la Parte I de la Norma AISC 341-10.

Las conexiones de vigas con columnas usadas en un sistema resistente deberán satisfacer los tres siguientes requerimientos:

- Deben ser capaces de desarrollar una deriva de piso que sea igual o mayor a 0.04 rad.
- Deben ser diseñadas de acuerdo a la resistencia esperada a flexión de la viga conectada a la cara de la columna. Además, las conexiones deben desarrollar como mínimo un momento resistente igual a $0.8 M_p$ de la viga conectada, para una deriva de piso de 0.04 rad.

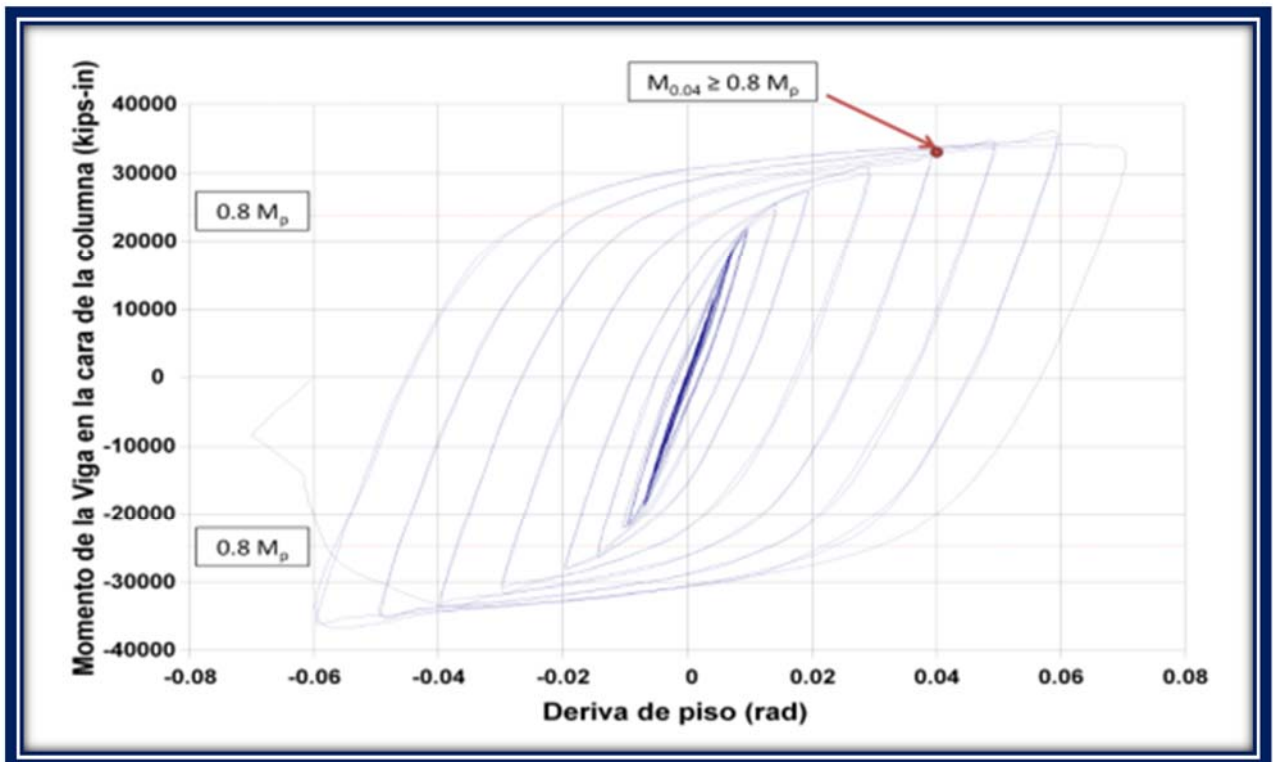


Gráfico II.8: Diagrama de histéresis típico esperado

(Fuente: Thomas Murray Diseño de Edificios de Acero)

Deben ser diseñadas a corte considerando el desarrollo de rótulas plásticas en los extremos de la viga conectada:

$$V_{ub} = \left(\frac{2M_{pr}}{L_h} \right) + V_g \quad \text{Ecuación II-14}$$

Donde:

V_{ub} = Cortante actuando en la rótula plástica de la viga

$M_{pr} = 1.1 R_y M_p = 1.1 R_y Z_b F_{yb}$ = Resistencia Esperada a Flexión actuando en la rótula plástica de la viga o Momento Plástico Probable en la viga.

L_h = Longitud entre rótulas plásticas.

V_g = Corte proveniente de las cargas gravitacionales mayoradas.

Para la presente investigación el proceso de diseño de las conexiones se lo hará según lo especificado en el Apéndice P de la Norma AISC 341-10 y en la Norma **ANSI/AISC 358-10 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic”**, además podrán utilizarse las Conexiones Precalificadas, que satisfacen las características para los sistemas SMF, definidas en el Apéndice P de la mencionada norma.

Zona del Panel de conexiones vigas-columnas: La resistencia requerida a corte de la Zona Panel deberá ser determinada por la suma de los momentos en las caras de las columnas determinado por la proyección de los momentos esperado en los puntos de las rótulas plásticas en las caras de las columnas.

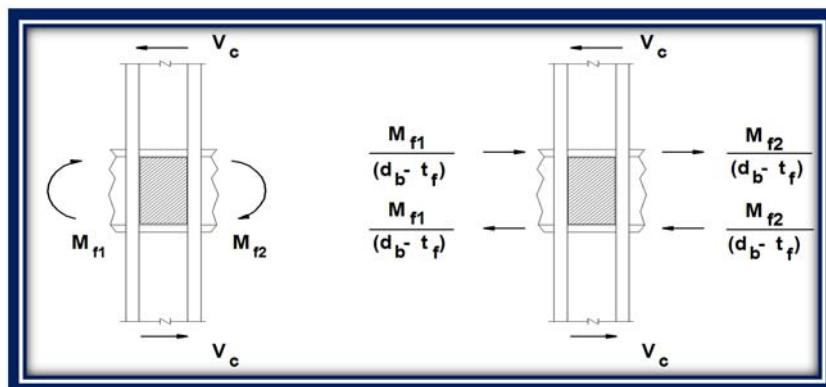


Gráfico II.9: Distribución de Fuerzas en la Zona del Panel

(Fuente: Thomas Murray Diseño de Edificios de Acero)

La Resistencia Esperada a Flexión actuando en la cara de la columna (M_f) se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$M_f = M_{pr} + V_{ub} S_h \quad \text{Ecuación II-15}$$

Donde:

M_{pr} = Momento Plástico Probable en la rótula plástica de la viga.

V_{ub} = Cortante actuando en la rótula plástica de la viga.

S_h = Distancia donde ocurre la rótula plástica, medida desde la cara de la columna (Depende de la Conexión Utilizada).

Además se tendrá que considerar el efecto de la Resistencia Esperada a Corte actuando en la columna (V_{uc}) determinado de la siguiente forma:

$$V_{uc} = (2 M_{pc} / L_c) \quad \text{Ecuación II-16}$$

Donde:

M_{pc} = Resistencia esperada a flexión en la columna

L_c = Luz libre de la columna

La Resistencia Esperada a flexión actuando en la cara de la columna se calcula con la siguiente Ecuación:

$$M_{pc} = Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) \quad \text{Ecuación II-17}$$

P_{uc} : Carga Axial Mayorada actuando en la columna.

A_g : Área gruesa de la columna.

El diseño de la Zona Panel se determinara de la siguiente forma:

$$R_u \leq \phi_v R_v \quad \text{donde } \phi_v = 1.0 \quad \text{Ecuación II-18}$$

De donde la resistencia requerida por corte se determinara de la siguiente forma:

$$R_u = \frac{\sum M_f}{(d_b - t_f)} - V_{uc} \quad \text{Ecuación II-19}$$

La resistencia Nominal basada en el estado límite de cedencia por Corte (**R_v**) se determinara según lo establecido en la sección J10.6 AISC 2010 "Specification for Structural Steel Buildings"

Caso a: Cuando no se considera el efecto de la deformación en la zona del panel en la estabilidad del pórtico

Cuando $P_u \leq 0.40 P_y$ en la Columna:

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_p \quad \text{Ecuación II-20}$$

Cuando $P_u > 0.40 P_y$ en la Columna:

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_p \left[1.4 - \frac{P_u}{P_y} \right] \quad \text{Ecuación II-21}$$

P_u : Carga Axial Mayorada actuando en la zona del Panel

Caso b: Cuando se considera el efecto de la deformación en la zona del panel en la estabilidad del pórtico

Cuando $P_u \leq 0.75 P_y$ en la Columna

$$R_v = 0.6F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad \text{Ecuación II-22}$$

Cuando $P_u > 0.75 P_y$ en la Columna (No Recomendado):

$$R_v = 0.6F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \left[1.9 - \frac{1.2P_u}{P_y} \right] \quad \text{Ecuación II-23}$$

Donde:

$P_y = F_y A_g$ Rendimiento de la columna a Fuerza Axial

d_c = Altura de la Columna

d_b = Altura de la Viga

b_{cf} = Ancho del Ala de la Columna

t_{cf} = Espesor del Ala de la Columna

F_y = Resistencia Cedente de la Columna

A_g = Área Gruesa de la Columna

t_p = Espesor Total del Alma de la Columna, incluyendo las planchas adosadas de refuerzo

El espesor individual de las almas de la columna y de las planchas adosadas, cuando sean utilizadas, deberá satisfacer la condición:

$$t \geq \frac{(d_c - 2t_{fc}) + (d_b - 2t_{fb})}{90} \quad \text{Ecuación II-24}$$

Donde:

d_c = Altura de la Columna

d_b = Altura de la Viga

t_{fc} = Espesor del Ala de la Columna

t_{fb} = Espesor del Ala de la Viga

t = Espesor mínimo en la zona del panel incluyendo doubles planchas

Alas de Vigas: No se permiten cambios drásticos en las alas de las vigas en zonas de rótulas plásticas, a menos que se demuestre a través de ensayos calificados que la misma puede lograr en dicha región incursiones inelásticas estables

Relación Ancho-Espesor: Las Vigas y Columnas deben cumplir con la condición de secciones de Alta Ductilidad (Compactas Sísmicas), conforme a la sección D1.1 de la Norma AISC 341-10. Esto implica el control del pandeo local y lateral torsional

Respecto al control del PANDEO LOCAL, en el caso de VIGAS se establece que la relación (ancho / espesor) de alas y alma deben cumplir específicamente con las siguientes condiciones

$$\text{Alas de Vigas} \quad \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{Ecuación II-25}$$

$$\text{Alma de vigas} \quad \frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{Ecuación II-26}$$

El control del pandeo local permite que se desarrolle la capacidad plástica de la viga.

Respecto al control del PANDEO LOCAL, en el caso de COLUMNAS, la relación (ancho / espesor) de alas y alma deben cumplir específicamente con las siguientes condiciones:

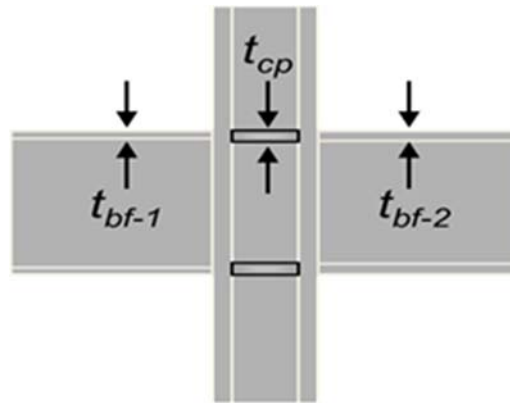
$$\text{Alas de Columnas} \quad \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{Ecuación II-27}$$

Alma de Columnas

$$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125 \quad \frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[1 - 0.93 \frac{P_u}{\phi P_y} \right] \quad \text{Ecuación II-28}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125 \quad \frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[2.93 - \frac{P_u}{\phi P_y} \right] > 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{Ecuación II-29}$$

Planchas de Continuidad (9.5 AISC Seismic Provisions): En las Uniones Viga Columna deben incorporarse planchas de continuidad de conformidad a las conexiones precalificadas utilizadas y siguiendo los parámetros mínimos que se describen a continuación:



$$t_{cp} \geq \text{Mayor Valor entre } (t_{bf-1} \text{ y } t_{bf-2})$$

Gráfico II-10 Espesor de planchas de continuidad

(Fuente: Thomas Murray Diseño de Edificios de Acero)

Para las uniones de Vigas-Columnas en una sola cara el espesor de Plancha de Continuidad debe ser como mínimo la mitad del espesor del ala de la viga que se conecta a la columna.

Para uniones de Viga-Columnas en ambas caras el espesor de la Plancha de Continuidad debe ser como mínimo el mayor de los espesores de las alas de las vigas conectadas a la columna.

Podrían Omitirse las Planchas de Continuidad si se presentan las siguientes condiciones:

Si al Realizar el Análisis y Diseño de la Conexión Precalificada, no son requeridas las planchas de continuidad para las fuerzas concentradas en la Columna debido a los Momentos Máximos probables provenientes de las vigas.

Si se cumple que:

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \quad t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad \text{Ecuación II-30}$$

De Donde:

t_{cf} = Espesor del Ala de la Columna

b_{bf} = Ancho del Ala de la Viga

t_{bf} = Espesor del Ala de la Viga

R_{yb} = Factor de sobre-resistencia en Vigas

R_{yc} = Factor de sobre-resistencia en Columna

Relación de Momentos – Criterio Columna Fuerte / Viga Débil: Para establecer un Criterio Columna Fuerte – Viga Débil, debe cumplirse en cada junta la Relación de Momentos presentada, salvo algunas excepciones.

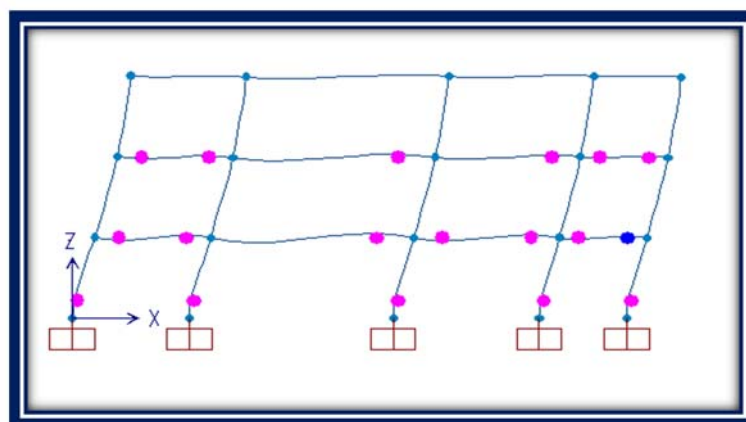


Gráfico II-11 Mecanismo de falla ideal debido a un buen criterio columna fuerte viga débil en un sistema "SMF"

(Fuente: Thomas Murray Diseño de Edificios de Acero)

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad \text{Ecuación II-31}$$

$\sum M_{pc}^*$ = Sumatoria de las resistencias teóricas a flexión plástica de las columnas incluyendo la reducción de la carga axial mayorada, ubicadas en los extremos (superior e inferior) de las conexiones a momentos de las vigas, proyectadas sobre el punto de intersección de los ejes baricéntricos de vigas y columnas que concurren al nodo.

$\sum M_{pb}^*$ = Sumatoria de las resistencias esperadas a flexión ubicadas en las rótulas plásticas de las vigas, proyectadas sobre el punto de intersección de los ejes baricéntricos de las vigas y las columnas que concurren al nodo.

La forma de calcular cada uno de estos momentos proyectados en el punto de intersección es la siguiente:

$$M_{pb}^* = M_{pr} + V_{uv} (s_h + d_{col} / 2) \quad \text{Ecuación II-32}$$

De Donde:

M_{pr} : Resistencia Esperada a Flexión actuando en la rótula plástica de la viga

V_{uv}: Resistencia Esperada a Corte actuando en la rótula plástica de la viga

S_h: Distancia donde ocurre la rótula plástica, medida desde la cara de la columna.

d: Ancho de la columna (Medido de cara a cara donde llegan las vigas).

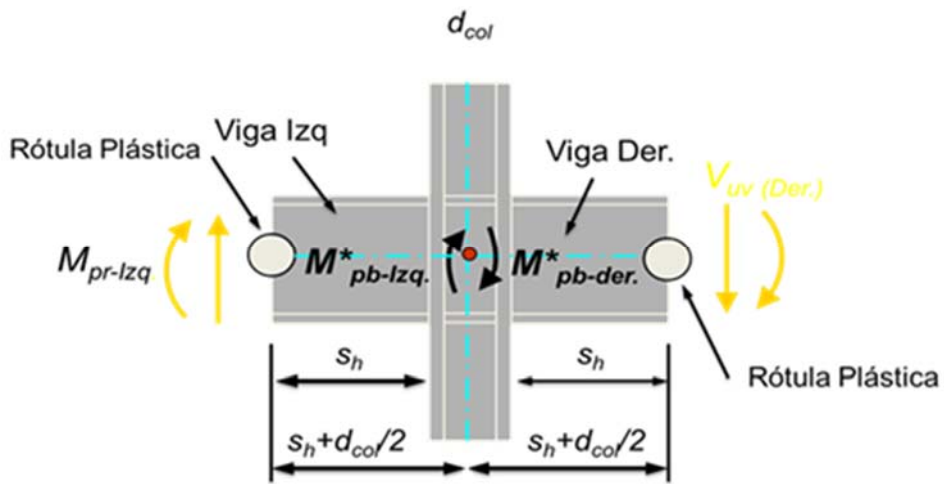


Gráfico II-12 Descripción grafica del cálculo de M^*_{pb}

(Fuente: Thomas Murray Diseño de Edificios de Acero)

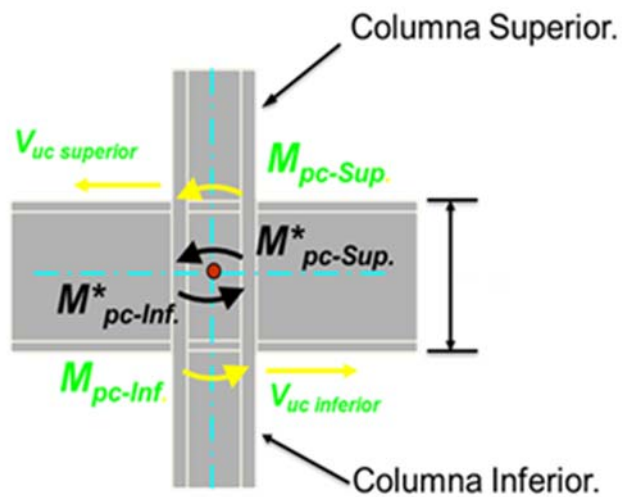


Gráfico II-13 Descripción grafica del cálculo de M^*_{pc}

(Fuente: Thomas Murray Diseño de Edificios de Acero)

$$M^*_{pc} = M_{pc} + V_{uc} (d_{viga} / 2) \quad \text{Ecuación II-33}$$

M_{pc} : Resistencia Teórica a Flexión de la Columna incluyendo la Carga Axial Mayorada.

V_{uc} : Resistencia Esperada a Corte de la Columna actuando en la cara de la viga

d : Ancho de la viga

De no cumplirse la relación de momentos presentada podría generarse un Mecanismo de colapso de piso al desarrollarse rótulas plásticas en columnas del mismo nivel.

Las excepciones para la cual no aplica este requerimiento son las siguientes:

- Cuando la fuerza axial mayorada actuando en la columna (P_u) sea menor al 30% del rendimiento a fuerza axial de la columna ($0.30P_y$) para todas las combinaciones de cargas que no incluyan carga sísmica mayorada por sobre resistencia de la estructura y además se cumplan cualquiera de las condiciones siguientes:
- Columnas en edificios de un piso o en columnas en el último piso.
- Columnas donde la suma de las resistencia minoradas de corte de todas las columnas exentas sea menos del 20% de la demanda por corte en el entrepiso y además la suma de las resistencias minoradas a corte de todas las columnas exentas en cada una de las líneas de columnas dentro de ese entrepiso sea menor al 33% de las solicitaciones
- En cualquier entrepiso donde la relación de resistencia minorada entre solicitaciones mayoradas sea mayor que el 50% del entrepiso superior contiguo.

Arriostramiento Lateral de Vigas: Las alas de las vigas del sistema resistente a sismos deben estar debidamente arriostradas lateralmente para controlar el pandeo lateral torsional de las mismas.

$$L_b \leq 0.086 \left(\frac{E_s}{F_y} \right) r_y \quad \text{Ecuación II-34}$$

Donde:

L_b = Distancia entre arriostramientos laterales.

r_y = Radio de giro menor (Propiedad del Perfil Utilizado).

E_s = Módulo de elasticidad del acero

F_y = Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

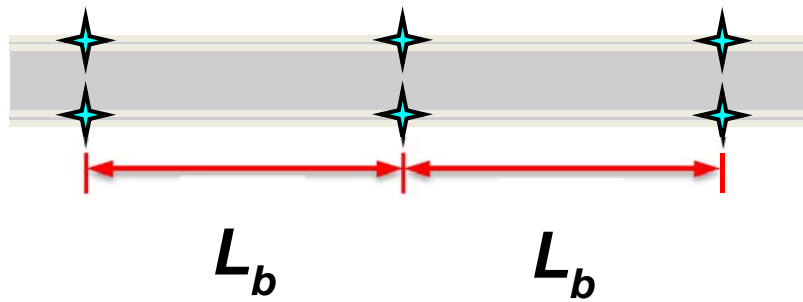


Gráfico II-14 Arriostramiento lateral en vigas

(Fuente: Elaboración Propia)

Efecto p-delta: Este es un efecto de segundo orden que sufren las estructuras, el cual debe ser considerado en las dos direcciones, en el siguiente gráfico se explica el efecto P-Delta de forma más detallada:

En el análisis del efecto P-Delta, se debe obtener el índice de estabilidad de piso , si este valor es menor que 0.10 no se toma en cuenta el efecto P-Delta El índice de estabilidad se calcula de la siguiente forma:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad \text{Ecuación II-35}$$

De donde:

Q i = Índice de estabilidad en el piso i.

P i = Es la suma de carga vertical por carga viva y muerta sin mayorar del piso i y los pisos superiores.

Δ i = Es la deriva del piso i.

V i = Cortante sísmico en el piso i.

h = Altura del piso considerado.

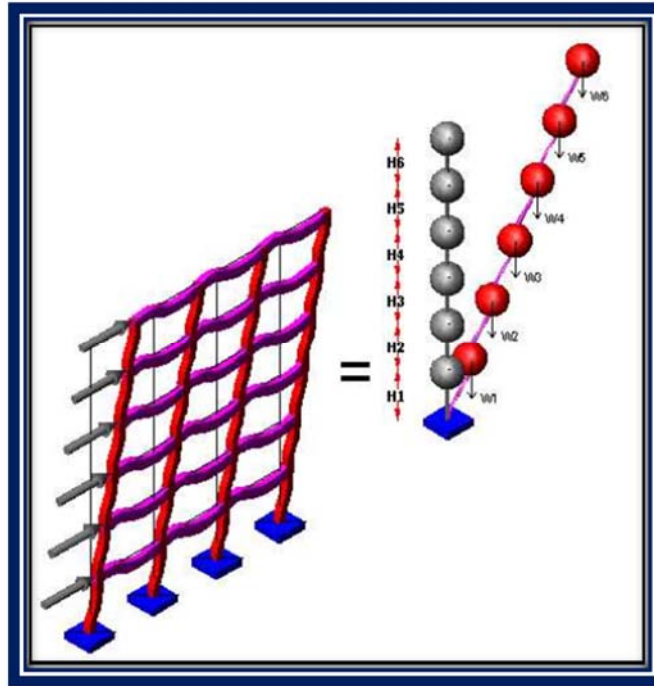


Gráfico II-15 Efecto P-Delta

(Fuente: Publicaciones ESPE)

Cuando el índice de estabilidad es mayor a 0.30, la estructura es demasiado flexible o inestable, este índice nos indica que esta estructura está próxima al colapso o ya ha colapsado, en el caso de que los valores estén entre 0.1 y 0.3 se debe calcular un factor de mayoración mediante la siguiente ecuación:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i} \quad \text{Ecuación II-36}$$

Este factor de mayoración debe ser multiplicado por las fuerzas horizontales producidas por el sismo en cada piso.

2.4.3 DEFINICIONES DE LA VARIABLE INDEPENDIENTE

2.4.3.1 ANÁLISIS PUSHOVER.

Es un método numérico empleado para determinar la carga máxima y la capacidad de desplazamiento de una estructura, que considera el comportamiento no lineal (inelástico) de los materiales a partir de un cierto nivel de carga, ante la aplicación de fuerzas estáticas incrementales sobre la estructura que componen dichos materiales.

El análisis Pushover es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia- deformación, de una estructura bajo distribución de fuerzas inerciales esperadas.

Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i que se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia, los estados límites de servicio, la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponden a la curva de capacidad.

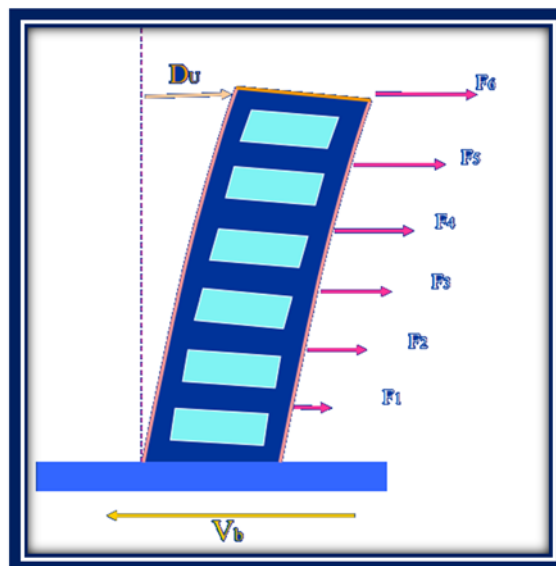


Gráfico II-16 Patrón de Cargas laterales sobre una estructura

(Fuente: Ingeniería sísmica prof. Oscar Lopez)

2.4.3.2 CURVA DE CAPACIDAD

El objetivo central del análisis no lineal estático “Pushover” es la generación de la Curva de Capacidad, que representa el desplazamiento lateral como una función de la fuerza aplicada a la estructura. Este proceso provee al diseñador valores que le dan una visión más clara del comportamiento de una estructura.

La Capacidad es la representación gráfica de cuanto una estructura resiste una demanda sísmica. El comportamiento de una estructura depende de la manera en que su Capacidad maneja la Demanda Sísmica. En otras palabras, la estructura debe ser capaz de resistir la demanda del terremoto tal que el comportamiento de la estructura sea compatible con los objetivos de desempeño.

La Capacidad total de una estructura depende de la resistencia y capacidades de deformación de sus componentes individuales. Para determinar la capacidad más allá de los límites elásticos, se requiere alguna forma de análisis no lineal, tal como el procedimiento Pushover. Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad fuerza-desplazamiento de toda la estructura. El procedimiento se puede resumir en lo siguiente: el modelo matemático una estructura, inicialmente sin rótulas, es expuesto a fuerzas laterales hasta que algunos elementos alcancen su límite elástico, luego la estructura es modificada para tomar en cuenta la resistencia reducida de elementos donde su capacidad ha sido rebasada y se han producido rótulas. Una distribución de fuerzas laterales es otra vez aplicada hasta que en adicionales elementos se produzcan rótulas.

Este proceso se continúa hasta que la estructura se vuelva inestable o hasta que un predeterminado límite sea alcanzado. La curva de capacidad pushover aproximadamente nos indica como la estructura se comporta después de exceder su límite elástico.

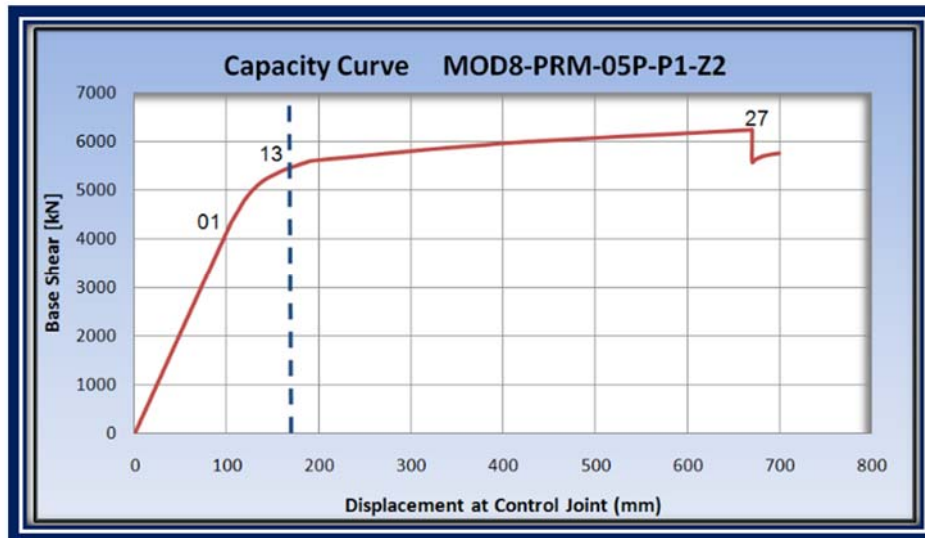


Gráfico II-17 Ejemplo de curva de Capacidad

(Fuente: Análisis Pushover en edificios con pórticos de acero en Bogotá, Universidad Politécnica de Cataluña)

2.4.3.3 PUNTO DE DESEMPEÑO

El punto de desempeño representa el desplazamiento estructural máximo esperado para una demanda de sismo especificada. La identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo.

Una vez obtenida la curva de Capacidad se puede usar cualquiera de los métodos mencionados a continuación para determinar el punto de desempeño o máxima respuesta de desplazamiento que a su vez con la ayuda de las curvas de fragilidad pueden además obtenerse las probabilidades de daño en la estructura:

- Método Mejorado del Coeficiente de Modificación de Desplazamiento propuesto por el FEMA 440 (MD)
- Método Mejorado del Espectro de Capacidad y Linerización Equivalente, propuesto por la normativa FEMA 440 (LE)

- Dado que el presente trabajo de investigación se enfoca en realizar el análisis Pushover mediante la aplicación de una herramienta computacional y ya que la misma emplea los métodos anteriormente descritos, precisamente para la obtención del punto de desempeño de la estructura se procede a describir dichos métodos en los siguientes numerales.

2.4.3.3.1 MÉTODO MEJORADO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD Y LINEARIZACIÓN EQUIVALENTE SEGÚN LA NORMATIVA FEMA 440

Consiste en un procedimiento gráfico con el que se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta reducido. La representación gráfica hace posible una evaluación visual de cómo podría comportarse la estructura cuando se somete a un determinado movimiento sísmico.

La capacidad de la estructura se representa por medio de una curva que relaciona la fuerza lateral, cortante basal V , con el desplazamiento en la parte superior. Esta curva se puede obtener mediante un análisis "Pushover". Para comparar directamente la demanda con la capacidad de la estructura, ambos parámetros se convierten a un grupo de coordenadas espectrales usando las características dinámicas del modo fundamental, que representa la estructura como un sistema de un solo Grado De Libertad (1 GDL.); a esta representación se le conoce con el nombre de espectro de capacidad. La demanda sísmica se representa por medio de un espectro inelástico en formato ADSR (S_a vs S_d), que considera la respuesta no lineal de la estructura.

El espectro inelástico se obtiene a partir de la reducción del espectro elástico lineal, por medio de un amortiguamiento histerético efectivo (β_{eff}). Para determinar el punto de desempeño de la estructura se superponen los espectros de demanda y capacidad sísmica. Este punto debe cumplir con las siguientes condiciones:

1) debe estar sobre el espectro de capacidad para representar a la estructura en un determinado desplazamiento y 2) debe estar sobre el espectro de demanda (reducido a partir del espectro elástico) que representa la demanda no lineal en el mismo desplazamiento estructural.

En general para la aplicación de este método hay que seguir los siguientes pasos:

1. Realizar el proceso analítico de la estructura
2. Generar la curva de capacidad lateral
3. Superponer la demanda y la capacidad en coordenadas espectrales
4. Reducir la Demanda y Obtener la Máxima respuesta de desplazamiento

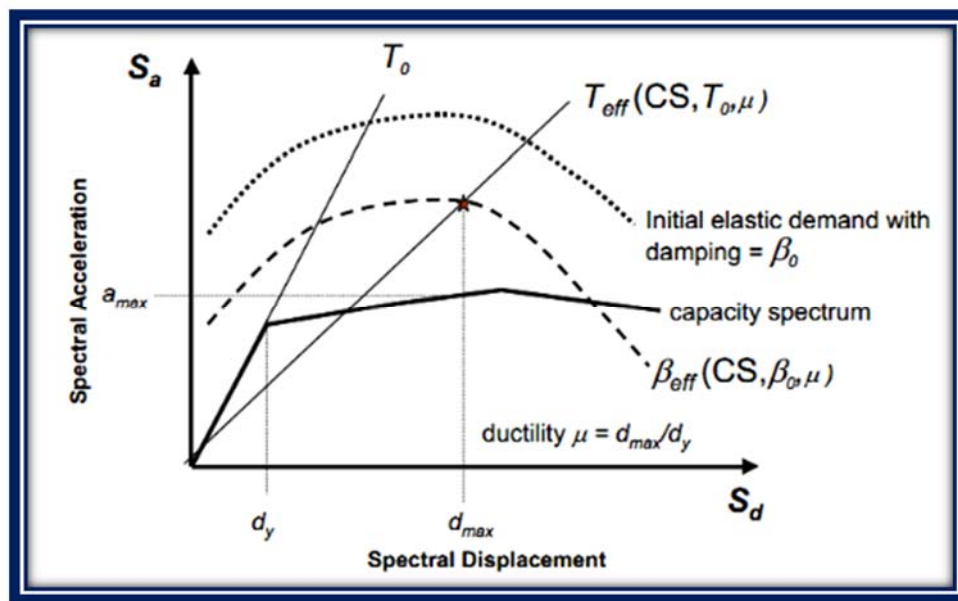


Gráfico II-18 Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS) mostrando los parámetros periodo y amortiguamiento efectivo de un sistema lineal equivalente, sobrepuestos a la curva de capacidad.

(Fuente: FEMA 440)

Ahora para poder realizar la gráfica II-16 es obvio que tanto la demanda y la capacidad deben estar en el mismo formato (ADSR) tal y como se describió en el paso 3, ahora el modo en el que lo hace el programa se presenta en el siguiente numeral.

2.4.3.3.1.1 CONVERSION DE LA CURVA DE DEMANDA A FORMATO ADRS

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando el espectro de respuesta elástico de aceleración típicamente definido para un amortiguamiento del 5%, el cual debe ser transformado a un formato ADRS, es decir, un espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (S_a como una fracción de la aceleración de gravedad g) respecto el desplazamiento espectral S_d .

Para dicha conversión cada punto (S_{ai}, T_i) del espectro de respuesta donde T_i es el periodo en segundos, corresponde a un punto (S_{ai}, S_{di}) del espectro de demanda, según las siguientes ecuaciones;

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2 \quad \text{Ecuación II-37}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad \text{Ecuación II-38}$$

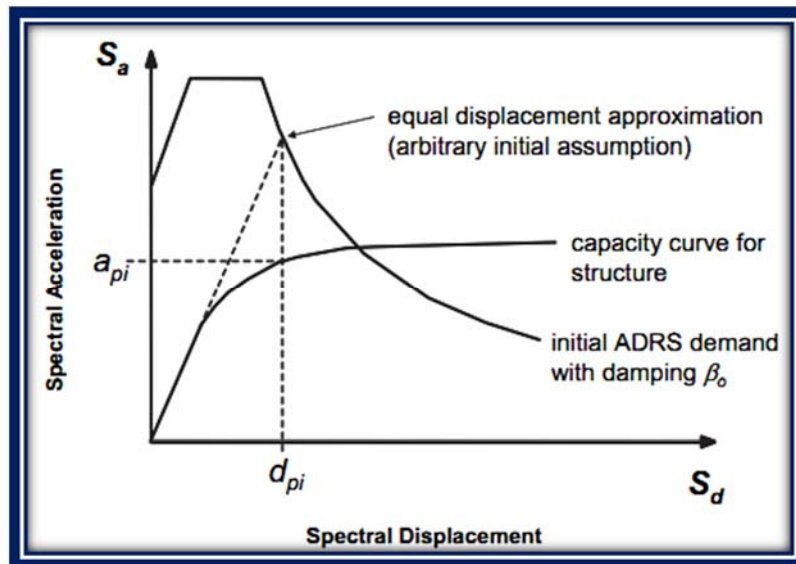


Gráfico II-19 Conversión de la demanda a formato ADRS

(Fuente: FEMA 440)

2.4.3.3.1.2 CONVERSIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD A FORMATO ADRS

Usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectra*) donde se representa la aceleración espectral (S_a), respecto al desplazamiento espectral (S_d), denominado *espectro de capacidad*. (Freeman, 1975, 1998).

Para esta conversión, cada punto (V_{oi}, Δ_{Ri}) de la curva de capacidad, corresponde a un punto (S_{ai}, S_{di}) del espectro de capacidad, de esta forma es posible la comparación directa de la capacidad del edificio y el espectro de demanda y la determinación del punto de comportamiento. Las ecuaciones requeridas para hacer esta transformación son:

1) Desplazamiento Espectral:

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{(PF_1 X \phi_{1,roof})} \quad \text{Ecuación II-39}$$

2) Aceleración Espectral:

$$S_{ai} = \frac{V_i/W}{\alpha_m} \quad \text{Ecuación II-40}$$

3) Factor de Participación:

$$PF_m = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im})/g]}{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im}^2)/g]} \quad \text{Ecuación II-41}$$

4) Coeficiente de Masa Modal:

$$\alpha_m = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im})/g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i/g] \sum_{i=1}^N w_i \phi_{im}^2/g} \quad \text{Ecuación II-42}$$

De Donde:

PF_m= Factor de participación modal para el primer modo modal

α_m= Coeficiente modal de masa para el primer modo natural

w_i/g= Masa asignada al nivel i

Φ_{im}= Amplitud del modo 1 en el nivel i

N= nivel N, nivel que es el mas alto en la parte principal de la estructural

V=Cortante basal

W=Peso muerto del edificio más probable carga viva

Δ_{techo}= Desplazamiento del techo

S_a= Aceleración espectral

S_d= De4splazamiento espectral

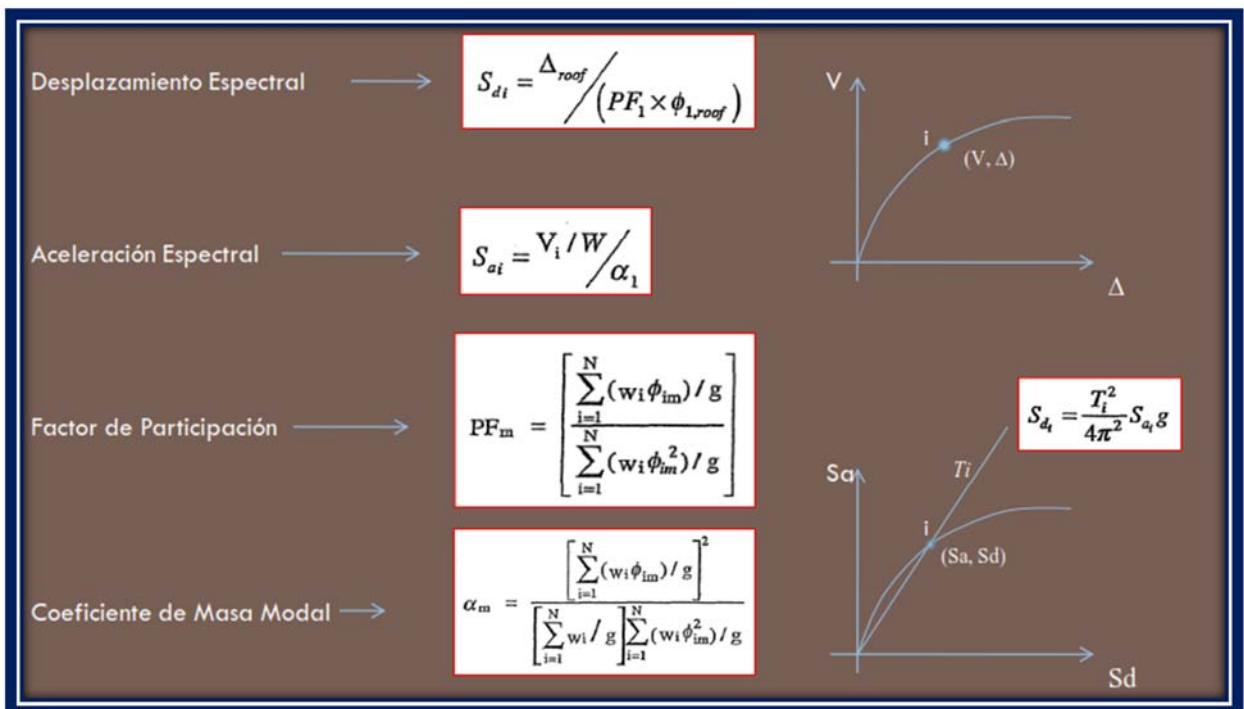


Gráfico II-20 Conversión de la Capacidad a formato ADRS

(Fuente: Desempeño Sísmico de Estructuras prof. Oscar López)

2.4.3.3.1.3 PROCESO EMPLEADO PARA ESTIMAR LA MAXIMA RESPUESTA

Para la realización del proceso del método mejorado de Linealización equivalente la normativa FEMA 440 propone tres procedimientos alternativos, sin embargo dado que para la realización de este proceso lo haremos con la ayuda de un Software Especializado a continuación procederemos a describir el procedimiento que sigue el programa para la ejecución de dicho método:

1. Desarrollar el Espectro de Demanda 5% Amortiguamiento
2. Calcular la Curva de Capacidad Lateral.
3. Transformar las Coordenadas a Formato (ADRS).
4. Superponer los dos gráficos.
5. Seleccionar un punto de desempeño inicial (aceleración máxima, a_{pi} y desplazamiento d_{pi}), esto puede estar basado en una aproximación de igual desplazamiento como se muestra en el grafico II.19
6. Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad, esto definirá el periodo inicial, T_0 , desplazamiento de fluencia, d_y , y la aceleración de fluencia, a_y tal y como se muestra en el grafico II.21, es preciso acotar que estos valores varían para diferentes hipótesis de a_{pi} y d_{pi}

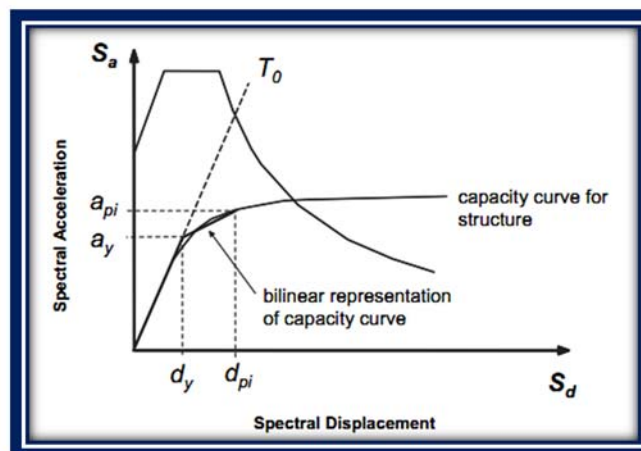


Gráfico II-21 Representación bilineal del espectro de Capacidad

(Fuente: FEMA 440)

- El punto (d_{pi}, a_{pi}) será el origen de rotación hasta lograr que $A1 = A2$
- Una vez la pendiente de pos fluencia es establecida esta no cambia permanece constante

7. Para la representación bilineal desarrollada en el paso 6, calcular los valores de la rigidez post-elástica, α , y de la ductilidad, μ , como sigue:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \quad \text{Ecuación II-43}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad \text{Ecuación II-44}$$

8. Usando los valores calculados para la rigidez post-elástica, α , y la ductilidad, μ , del paso 7, calcular el correspondiente amortiguamiento efectivo, β_{eff} , similarmente calcular el correspondiente periodo efectivo, T_{eff} .

Los valores del amortiguamiento viscoso efectivo, expresados como un porcentaje del amortiguamiento crítico, para todos los tipos de modelos histeréticos y valores α , tienen la siguiente forma:

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad \text{Ecuación II-45}$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$:

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0 \quad \text{Ecuación II-46}$$

Para $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu - 1) - 1}{F(\mu - 1)^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad \text{Ecuación II-47}$$

De donde los valores de de los coeficientes del A al F se muestran en las tablas a presentadas continuación:

<i>Model</i>	α (%)	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>
Bilinear hysteretic	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Bilinear hysteretic	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilinear hysteretic	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Bilinear hysteretic	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Bilinear hysteretic	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Stiffness degrading	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Stiffness degrading	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Stiffness degrading	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Stiffness degrading	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Stiffness degrading	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Strength degrading	-3 ^a	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Strength degrading	-5 ^a	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

a. Negative values of post-elastic stiffness should be limited to α_e .

Tabla II-4 Coeficientes para usar en las ecuaciones del cálculo del amortiguamiento efectivo

(Fuente: FEMA 440)

Adicionalmente se pueden emplear las siguientes ecuaciones, aproximadas para el valor del amortiguamiento efectivo, las mismas que han sido optimizadas para su aplicación a cualquier curva, independientemente del tipo de modelo histerético o valores alfa usados:

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad \text{Ecuación II-48}$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$:

$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad \text{Ecuación II-49}$$

Para $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{0.64(\mu - 1)^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad \text{Ecuación II-50}$$

Por otra parte los valores del periodo efectivo para todos los tipos de modelos histeréticos y valores alfa, tienen la siguiente forma:

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad \text{Ecuación II-51}$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$:

$$T_{eff} = [1 + J(\mu - 1) + 1]T_0 \quad \text{Ecuación II-52}$$

Para $\mu > 6.5$:

$$T_{eff} = \left[K \sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 T_0 \quad \text{Ecuación II-53}$$

Model	$\alpha(\%)$	G	H	I	J	K	L
Bilinear hysteretic	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Bilinear hysteretic	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Bilinear hysteretic	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Bilinear hysteretic	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Bilinear hysteretic	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Stiffness degrading	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Stiffness degrading	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Stiffness degrading	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Stiffness degrading	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Stiffness degrading	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Strength degrading	-3 ^a	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Strength degrading	-5 ^a	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

a. Negative values of post-elastic stiffness may be limited to α_e .

Tabla II-5 Coeficientes para usar en las ecuaciones del cálculo del periodo efectivo

(Fuente: FEMA 440)

Adicionalmente se pueden emplear las siguientes ecuaciones, aproximadas para el valor del periodo efectivo, las mismas que han sido optimizadas para su aplicación a cualquier curva, independientemente del tipo de modelo histerético o valores alfa usados:

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad \text{Ecuación II-54}$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$:

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0 \quad \text{Ecuación II-55}$$

Para $\mu > 6.5$:

$$T_{eff} = \left[0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right] T_0 \quad \text{Ecuación II-56}$$

Se debe notar que estas expresiones, sólo son aplicadas para $T_0 = 0.2$ a 2.0 s.

9. Usando el amortiguamiento efectivo determinado en el paso anterior ajustar el ADRS inicial al β_{eff}

Los procedimientos de linerización equivalente aplicados en la práctica, normalmente requieren el uso de factores de reducción espectral para ajustar la respuesta espectral inicial al nivel apropiado del amortiguamiento efectivo, β_{eff} . Estos factores son una función del amortiguamiento efectivo y son denominados coeficientes de amortiguamiento, $B(\beta_{eff})$. Ellos son usados para ajustar las ordenadas aceleraciones espectrales, como sigue:

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \quad \text{Ecuación II-57}$$

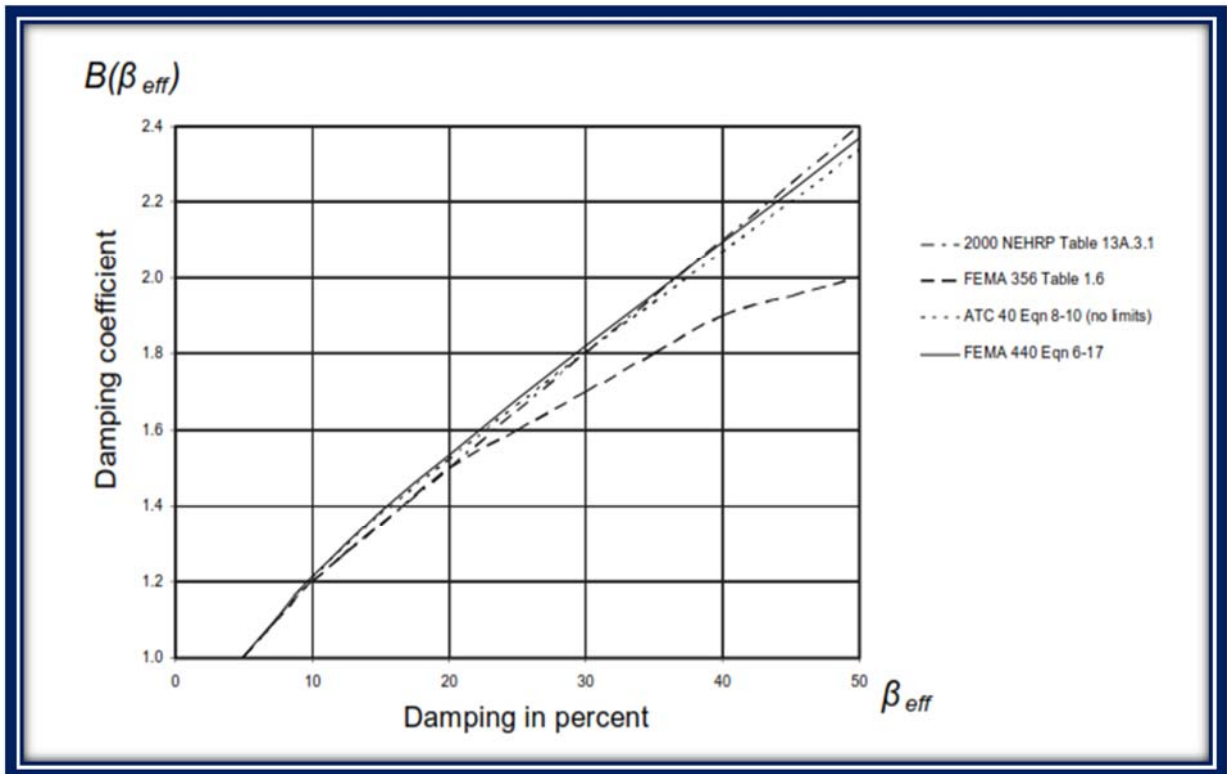


Gráfico II-22 Coeficientes de amortiguamiento, B, como una función del amortiguamiento, β_{eff} , desde varios documentos de origen.

(Fuente: FEMA 440)

Hay un número de opciones en los actuales procedimientos para determinar $B(\beta_{eff})$. Algunos de estos son trazados en el gráfico II-22. También se muestra además de la figura mencionada, la siguiente expresión:

$$\beta = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff} (\text{in } \%)} \quad \text{Ecuación II-58}$$

10. Multiplicar las ordenadas de aceleración del ADRS para β_{eff} por el factor de modificación M, determinado usando el periodo efectivo calculado, T_{eff} , para generar el espectro de respuesta aceleración-desplazamiento modificado (MADRS).

El uso de las ecuaciones para el periodo y amortiguamiento efectivo genera un máximo desplazamiento, que coincide con la intersección del periodo lineal efectivo radial y la demanda ADRS para el amortiguamiento efectivo (gráfico II-18). El periodo efectivo del

procedimiento mejorado, T , es generalmente menor al periodo secante, T_{sec} , definido por el punto sobre la curva de capacidad correspondiente al desplazamiento máximo, d_{max} . La aceleración efectiva, a_{eff} , no es relevante, ya que la aceleración actual máxima, a_{max} , debe estar sobre la curva de capacidad y coincidir con el desplazamiento máximo, d_{max} . Multiplicando las ordenadas de la demanda ADRS correspondiente al amortiguamiento efectivo, β_{eff} , por el factor de modificación:

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} \quad \text{Ecuación II-59}$$

resulta, en la curva de demanda ADSR modificada (MADRS), que puede ahora intersectar la curva de capacidad en el punto de desempeño. Ya que los valores de la aceleración son directamente relacionados a los periodos correspondientes, el factor de modificación puede ser calculado como:

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 \quad \text{Ecuación II-60}$$

donde:

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad \text{Ecuación II-61}$$

donde α es la rigidez post-elástica

11. Un posible punto de desempeño es generado por la intersección del periodo secante radial, T_{sec} , con la MADRS (Grafico II-23).

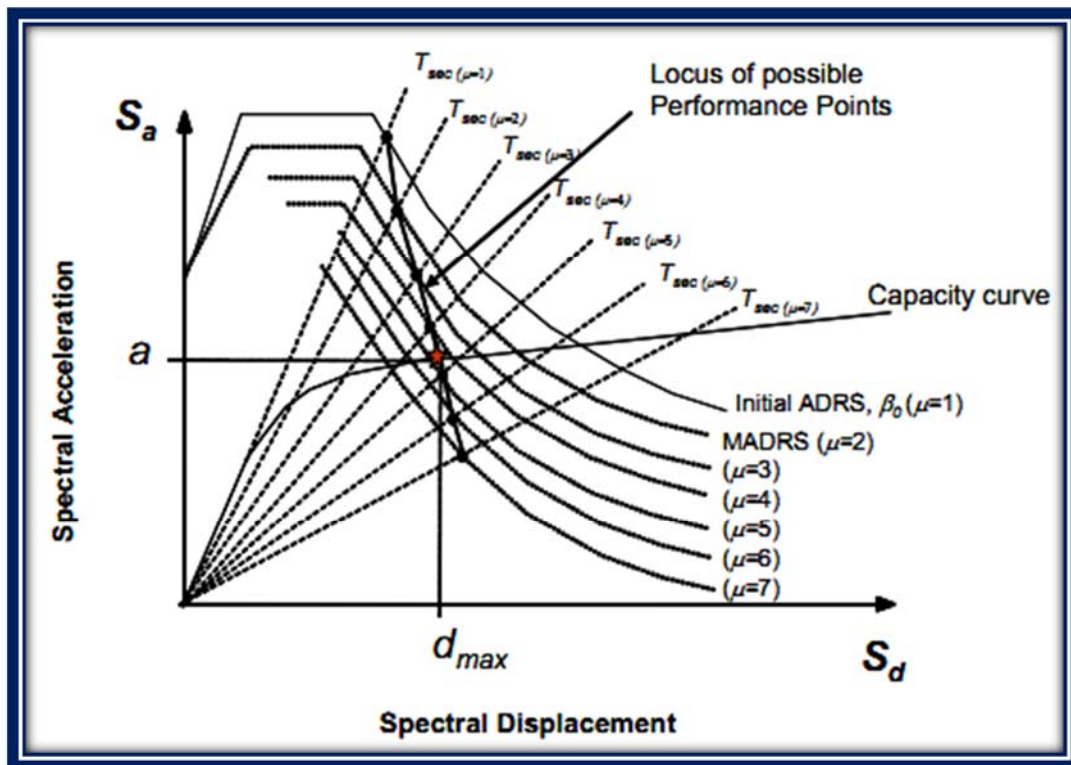


Gráfico II-23 Lugar de posibles puntos de desempeño usando MADRS

(Fuente: FEMA 440)

12. Incrementar o disminuir el punto de desempeño asumido y repetir el proceso para generar una serie de posibles puntos de desempeño.

13. El actual punto de desempeño es definido por la intersección del lugar de puntos del paso 12 y el espectro de capacidad.

En resumen el software especializado usa el espectro de respuesta de la aceleración modificada para múltiples soluciones asumidas (a_{pi} y d_{pi}) y las correspondientes ductilidades para generar un lugar de posibles puntos de desempeño. El actual punto de desempeño es localizado en la intersección de este lugar y el espectro de capacidad, adicionalmente se debe notar que el procedimiento es propicio para un proceso automático donde la solución inicial se asume que corresponde a una ductilidad de 1.0

y los subsecuentes procesos se establecen como ductilidades gradualmente mayores (ejemplo 2, 3, 4, ...).

2.4.3.3.2 MÉTODO MEJORADO DEL COEFICIENTE DE MODIFICACION DE DESPLAZAMIENTO SEGUN LA NORMATIVA FEMA 440

En el FEMA 440, se dan recomendaciones que incluyen muchas mejoras alternativas para las relaciones básicas del máximo desplazamiento (elástico más inelástico), para un elástico perfectamente plástico oscilador SDOF al desplazamiento máximo para un oscilador completamente elástico lineal que es diseñado como el coeficiente C en el FEMA 356. También se recomienda que las limitaciones actuales (nivelación, capping) que se permitían en el FEMA 356, al coeficiente C_1 sean descartadas. Se recomienda que el coeficiente C_2 se tome en cuenta la degradación cíclica en resistencia y rigidez, y también se sugiere que el coeficiente C_3 sea eliminado y reemplazado con limitaciones sobre la resistencia.

- **Relación del Máximo Desplazamiento (Coeficiente C_1)**

El coeficiente C_1 en el FEMA 356 es usado con otros coeficientes en un procedimiento estático no lineal conocido como el Método del Coeficiente. Se propone una relación simple para el coeficiente C_1 . Según el FEMA 356, el coeficiente C_1 es limitado (nivelado), para estructuras con periodos relativamente cortos, sin embargo últimas investigaciones sugieren que esta limitación no sea usada, con lo que quizá puede incrementarse el desplazamiento para algunas estructuras por lo que FEMA 440 presenta procedimientos racionales para tomar en cuenta algunas características en estructuras con periodos cortos (interacción suelo-estructura), que pueden reducir la respuesta del movimiento del suelo en lugar de las actuales limitaciones sobre el coeficiente C_1 .

- **Expresión Simplificada**

Para la mayoría de las estructuras, la siguiente expresión simplificada puede ser usada para el coeficiente C_1 :

$$C_1 = 1 + \frac{R - 1}{aT_e^2} \quad \text{Ecuación II-62}$$

Donde T_e , es el periodo fundamental efectivo del modelo SDOF de la estructura, en segundos; R es la relación de resistencia calculada según el FEMA 356. La constante a es igual a 130, 90 y 60 para las clases de sitio B, C y D respectivamente. Para periodos menores a 0.2s, el valor del coeficiente C_1 puede obtenerse con la expresión simplificada. Para periodos mayores a 1.0s, C_1 puede asumirse igual a 1.0.

La expresión provee mejores estimaciones de la relación deformación pico de sistemas SDOF inelásticos con comportamiento elasto-plástico al pico de deformación de sistemas SDOF lineales.

La expresión simplificada es graficada en el grafico II-24. Esta expresión estima los valores medios de esta relación. Dispersión considerable existe alrededor de la media. Cuando se interpreten los resultados y se evalúe el desempeño estructural, los ingenieros deben considerar las implicancias de estas incertidumbres. Por ejemplo, la expresión puede ser usada con $a=60$ para suelos suaves (clases E y f), para estimar los desplazamientos, pero es menos fiable debido a la alta dispersión de los resultados en estudios de osciladores SDOF para sitios con suelos suaves. Similarmente, esta ecuación puede no proporcionar resultados completamente adecuados para movimientos del suelo fuertemente influenciados por efectos de la directividad hacia adelante, por la misma razón

Sistemas con comportamiento histerético elástico no lineal (ejemplo balanceo), pueden tener relaciones de deformación mayores a los calculados con la expresión simplificada. Los resultados de estudios en sistemas elásticos no lineales, indican que los osciladores pueden exhibir desplazamientos hasta 40% mayores que su contraparte elasto-plástico. Sin embargo, muchos sistemas que exhiben balanceo también tienen alguna disipación

histerética de energía (como oposición al “puro” balanceo del oscilador elástico no lineal), que podría reducir esta tendencia.

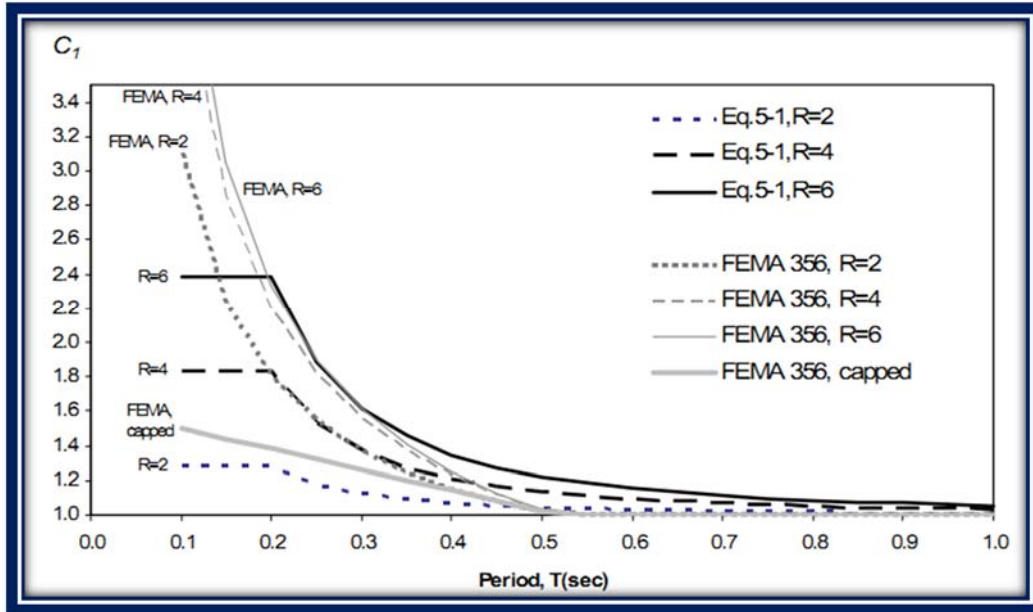


Gráfico II-24 Expresión para el coeficiente C_1 (con $a=90$ para una clase de sitio C) y expresión actual en el FEMA 356

(Fuente: FEMA 440)

El FEMA 356 contiene una limitación sobre el valor máximo del coeficiente C_1 . La evaluación del Método del Coeficiente demuestra que esta limitación contribuye a la imprecisión en la predicción del máximo desplazamiento. Los autores del FEMA 440 incluyen la limitación por dos razones. La primera razón, es que hay una creencia en la comunidad ingenieril que edificios cortos y rígidos no responden al movimiento sísmico como adversamente se podría predecir usando un modelo analítico simplificado. De hecho, pueden hacerse explicaciones lógicas para este fenómeno, incluyendo varios aspectos de la interacción suelo-estructura. Estos factores son citados a menudo cualitativamente, junto con observaciones de buen desempeño de tales edificios en pasados terremotos, como justificación para parámetros de demanda menos onerosos en códigos y procedimientos de diseño.

- **Ajuste por la Degradación Cíclica (Coeficiente C_2)**

Dos tipos de degradación pueden afectar la respuesta. También el efecto de cada tipo difiere del uno del otro. Para propósitos del procedimiento de modificación de desplazamientos en acuerdo con el FEMA 356, este sugiere que el coeficiente C_2 represente sólo los efectos de la degradación de rigidez. Los efectos de la degradación de la resistencia son limitados al comportamiento con degradación cíclica y en el ciclo. El FEMA 356 recomienda que el coeficiente C_2 sea calculado con la expresión siguiente:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T} \right)^2 \quad \text{Ecuación II-63}$$

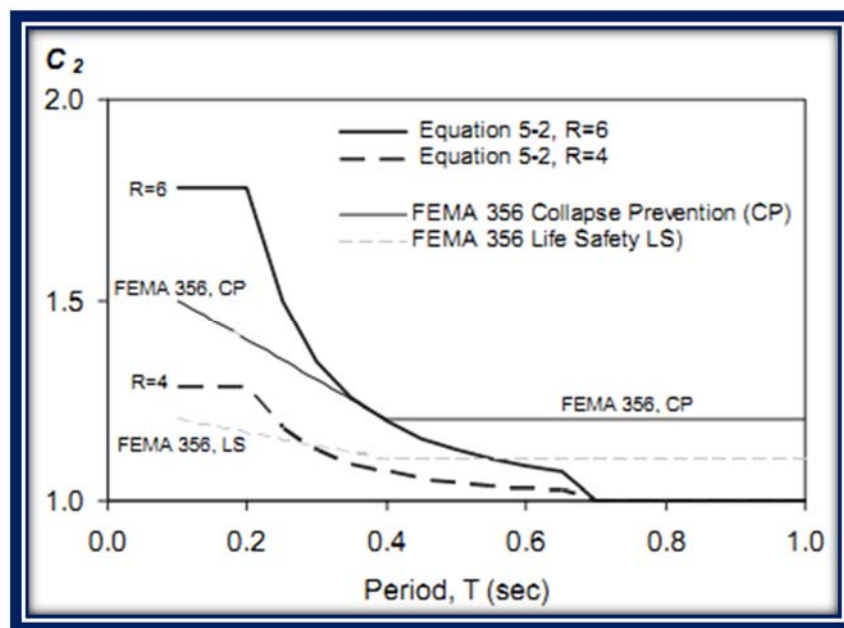


Gráfico II-25 Coeficiente C_2 según el FEMA 356 para las clases de sitio B, C y D

(Fuente: FEMA 440)

Para periodos menores a 0.2s, el valor del coeficiente C_2 puede ser usado según la expresión correspondiente. Para periodos más grandes que 0.7s, C_2 puede asumirse igual a 1.0. La expresión para C_2 es trazada en el grafico II-25. El coeficiente C_2 ,

necesita ser aplicado sólo a estructuras que exhiben significativa degradación de rigidez y/o resistencia.

El grado con el cual las demandas de deformación son incrementadas por la degradación cíclica depende de las características del comportamiento histerético, que son muy sensibles al material estructural, detallado, y características del movimiento del suelo. Debido a los muchos parámetros envueltos, es difícil capturar los efectos de todos los posibles tipos de degradación cíclica con un simple factor de modificación.

La expresión presentada, representa una simplificación e interpretación de muchos resultados estadísticos con muchos tipos de sistemas de degradación cíclica. La dispersión de los resultados de osciladores SDOF estudiados usados para formular el factor C_2 es mayor que para el factor C_1 . Entonces es importante considerar esta mayor dispersión cuando se interpreten los resultados obtenidos de los procedimientos simplificados obtenidos con esta expresión, en especial para estructuras con periodos de vibración menores a 0.5s.

- **Comportamiento Global Fuerza-Desplazamiento con Degradación de Resistencia**

En muchas estructuras, la degradación de resistencia es muy compleja. Una curva pushover para un ejemplo de un edificio de concreto armado de mediana altura es mostrada en el grafico II-26. Hay una aparente rigidez negativa post-fluencia, que puede deberse a tres efectos. Podría haber degradación de la resistencia cíclica (que es de ciclo a ciclo), asociado con daños de fatiga de bajo ciclo de varios componentes en el sistema resistente a fuerzas laterales. Podría haber pérdidas intercaladas de resistencia en el ciclo debido a los componentes dañados por las deformaciones monofónicamente incrementadas. Sobreimpuesta sobre esta se encuentra la pendiente negativa asociada con los efectos P- Δ , los que podrían o no ser significantes.

Para propósitos de análisis estáticos no lineales, las relaciones calculadas entre la cortante en la base y el desplazamiento del nodo de control, puede ser reemplazado con una relación idealizada para calcular la rigidez efectiva lateral (K_e), la resistencia a la fluencia efectiva (V_y), y la rigidez efectiva positiva (α_1) y/o negativa (α_2), como se muestra en el grafico II-26. La porción lineal inicial de la curva idealizada fuerza-desplazamiento inicia en el origen. Una segunda porción lineal finaliza en un punto sobre la curva calculada fuerza-desplazamiento, o el punto de máxima cortante en la base (V_d), el que sea menor. La intersección de los dos segmentos idealizados define la rigidez lateral efectiva, (K_e), la resistencia a la fluencia efectiva (V_y), y la rigidez post-fluencia efectiva ($\alpha_1 K_e$). El punto de intersección es determinado satisfaciendo dos limitaciones. Primero, la rigidez efectiva, K_e , debe ser tal que el primer segmento pase a través de la curva calculada en un punto donde la cortante en la base sea el 60% de la resistencia a la fluencia efectiva. Segundo, las áreas sobre y por debajo de la curva, deberán ser aproximadamente iguales. Para modelos que exhiben rigidez negativa post-elástica, un tercer segmento idealizado puede ser determinado por el punto de cortante en la base máxima sobre la curva calculada fuerza-desplazamiento y el punto en el cual la cortante en la base decrece al 60% de la resistencia a la fluencia efectiva (la misma resistencia que fue usada para establecer K_e). Este segmento define la máxima rigidez post-elástica negativa ($\alpha_2 K_e$). La pendiente negativa, aproxima el efecto de la degradación de la resistencia cíclica y en el ciclo.

Se debe notar que la selección del 60% de la resistencia a la fluencia para definir la pendiente, es basada puramente en el juicio.

Con el objetivo de obtener mejores puntos de vista entre las resistencias cíclicas y en el ciclo una rigidez post-elástica puede entonces ser determinada como:

$$\alpha_e = \alpha_{p-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{p-\Delta}) \quad \text{Ecuación II-64}$$

donde $0 \leq \lambda \leq 1.0$. El conocimiento actual del comportamiento de los componentes, así como las características desconocidas del movimiento del suelo futuro, hacen imposible en el presente, conocer los correctos valores de λ . Se recomienda que se asignen

valores de $\lambda=0.2$ para sitios no sometidos a efectos de campo cercanos y de 0.8 para los que si se someten. Estos valores, únicamente basados en el juicio, son un intento por reconocer el potencial de la inestabilidad dinámica que podría surgir de pérdidas de resistencia en el ciclo asociado con largos movimientos impulsivos de campo cercano, mientras al mismo tiempo, evita la penalización de la estructura con predominante pérdida de resistencia cíclica asociada con movimientos no impulsivos.

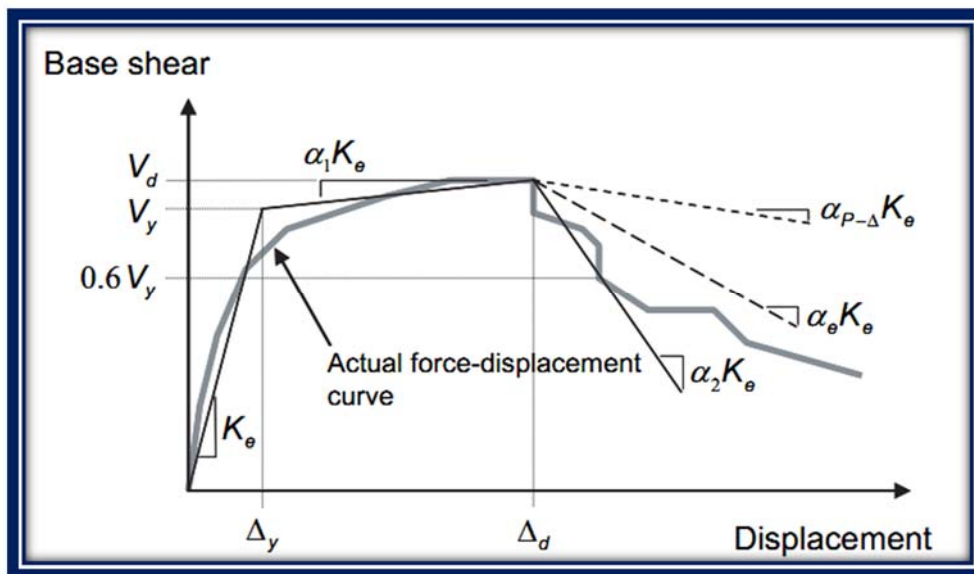


Gráfico II-26 Curva idealizada fuerza - desplazamiento para un análisis estático no lineal

(Fuente: FEMA 440)

- **Limitaciones sobre la Resistencia para la Degradación de la Resistencia en el Ciclo incluyendo Efectos P-Δ**

Cuando se usan técnicas de modificación de desplazamiento similar al Método del Coeficiente del FEMA 356, se recomienda que la predicción del desplazamiento sea modificado tomando en cuenta la degradación cíclica de la resistencia y rigidez. por lo que para este propósito anteriormente se presento el ajuste por la degradación cíclica

del coeficiente C_2 que es una de las características esenciales que definen el método mejorado de modificación de desplazamiento del FEMA 440.

Los estudios del Método del Coeficiente indican que la demanda de desplazamiento global no es amplificada significativamente por la degradación de resistencia hasta un punto crítico en el que la inestabilidad dinámica puede ocurrir. Este punto es relacionado a la resistencia inicial y periodo del oscilador, así como la magnitud de la rigidez negativa post-fluencia causada por la degradación de la resistencia en el ciclo.

Se sugiere que el coeficiente actual C_3 sea eliminado y reemplazado con un límite sobre la resistencia mínima (máximo valor de R), que se requiere para evitar la inestabilidad dinámica. Las mismas limitaciones sobre R_{max} son recomendadas por el método alternativo de linerización equivalente del que se habló en el numeral anterior

La limitación recomendada sobre la reducción de la fuerza de diseño, R_{max} , es como sigue (ver **Grafico II-26** para la notación):

$$R_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|}{4} \quad \text{Ecuación II-65}$$

Donde:

$$t = 1 + 0.5 \ln T \quad \text{Ecuación II-66}$$

Y α_e se lo calcula de acuerdo a la expresión II-64:

$$\alpha_e = \alpha_{p-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{p-\Delta})$$

La ecuación para R_{max} presentada, es una simplificación de una expresión derivada por Miranda y Akkar (2003), el cual fue obtenido usando sistemas de un solo grado de libertad. Podría notarse que existe significativa variabilidad en la resistencia, requerida para evitar la inestabilidad dinámica; por tanto, esta ecuación es propuesta sólo para identificar casos donde la inestabilidad dinámica debe ser más investigada usando análisis de respuesta historia, y no como una medición precisa de la resistencia lateral requerida para evitar la inestabilidad dinámica en sistemas de múltiples grados de libertad (MDOF). El uso de las técnicas de linerización equivalente, pueden proporcionar puntos de vista inicial sobre si vale la pena un análisis dinámico no lineal.

En el FEMA 440, un requerimiento de resistencia mínimo (máximo valor de R), fue desarrollado como una medición aproximada de la necesidad para investigar más el potencial para la inestabilidad dinámica lateral causada por la degradación de resistencia en el ciclo y los efectos P- Δ .

La degradación de la resistencia en el ciclo causado por el efecto P- Δ está representado por $\alpha_{p-\Delta}$, los efectos desde otras fuentes de degradación de resistencia y rigidez cíclica y en el ciclo son representados por el término $(\alpha_2 - \alpha_{p-\Delta})$. Al momento, fueron aparentes que las reglas de modelado especifiquen el uso de envolventes histeréticos desde resultados de pruebas cíclicas y podría, consecuentemente, sobreestimar la actual pérdida en el ciclo. Por esta razón, estos efectos fueron reducidos por el factor λ , el que fue menos que 1.0.

Los estados límites de colapso (inestabilidad dinámica lateral), deberán ser evaluados para intensidades asociadas con movimientos del suelo raros (largos periodos de retorno). La evaluación de los estados límites de colapso en intensidades bajas del movimiento del suelo, dejan abierta la posibilidad que el colapso ocurra durante eventos en las cuales estas intensidades son excedidas.

2.4.3.4 NIVELES DE DESEMPEÑO

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: 1) los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales, 2) la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños y 3) la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (SEAOC VISION 2000 Committee, 1995).

Totalmente Operacional: Corresponde a un nivel en el cual no ocurre esencialmente daño. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no requieren reparaciones.

Operacional: En este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.

Seguridad de Vida: Está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir carga laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

Próximo al Colapso: La degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde el punto de vista económico.

2.4.3.4.1 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

Un objetivo de desempeño especifica el nivel deseado de comportamiento de un edificio para una o varias demandas sísmicas. El comportamiento sísmico es descrito por el máximo estado de daño permitido, (expresado en la deformación de la rótula), para un nivel de demanda sísmica. Un objetivo de desempeño puede incluir varios niveles de comportamiento del edificio para varios niveles demanda sísmica y entonces es denominado un objetivo de desempeño dual o múltiple.

Un Objetivo de desempeño se define seleccionando un nivel de desempeño del edificio deseado para un nivel dado de sismo. Un Objetivo de Comportamiento dual o múltiple puede ser creado seleccionando dos o más niveles de comportamiento del edificio deseados, cada uno para un diferente nivel de sismo.

2.4.3.4.2 INTENSIDAD DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS

El movimiento del suelo debido a un terremoto se combina con un deseado nivel de desempeño del edificio y formamos un Objetivo de Desempeño. El terremoto puede ser expresado con una probabilidad de ocurrencia (una propuesta probabilística), o en términos de la máxima sacudida esperada para una específica fuente de falla (una propuesta determinista). El nivel del terremoto se expresa en términos ingenieriles para su uso en el diseño. Un espectro de respuesta o una equivalente serie de registros simulados de sismos se usan para este propósito.

Sismo de Servicio (SE): Sismo con 50% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años.

Sismo de Diseño (DE): Sismo con 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años.

Sismo Máximo (ME): Máximo nivel de sismo esperado dentro del marco geológico conocido, o el movimiento de suelo con 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años de período.

2.4.3.4.3 OBJETIVO BÁSICO DE SEGURIDAD

El Objetivo Básico de Seguridad, Presentado por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California SEAOC (VISION 2000) se puede apreciar en este cuadro en el que se agrega un nivel más de movimiento del suelo por sismo.

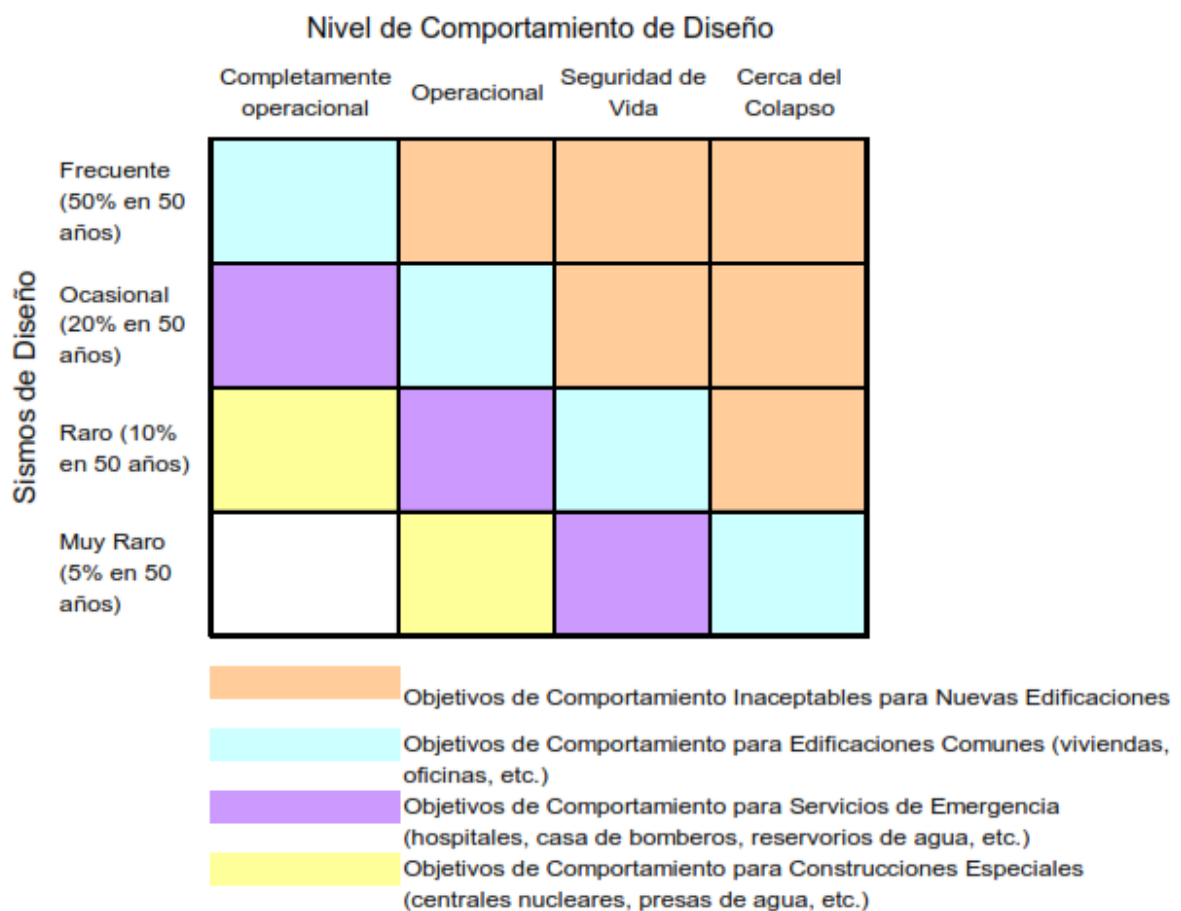


Gráfico II-25 Objetivos de desempeño

(Fuente: Comité Visión 2000 (SEAOC))

2.4.3.5 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORESISTENTE

El proceso fundamental para la evaluación estructural es desarrollar un modelo de la estructura y evaluar su respuesta a una determinada peligrosidad sísmica por uno o más métodos de análisis estructural. El análisis estructural permite predecir el valor de varios parámetros de respuesta estructural, como son los desplomes locales y las fuerzas axiales en las columnas. Estos parámetros de respuesta estructural están relacionados con la cantidad de daño que pueden sufrir los componentes individuales de la estructura, así como toda ella como conjunto.

2.5.- HIPÓTESIS

El estudio y aplicación de los métodos mejorados del FEMA 440 para el análisis pushover nos permitirá entender su incidencia en el cálculo de pórticos de acero estructural Special Moment Frames según AISC

2.6.-SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS

Variable Independiente:

- El estudio y aplicación de los métodos mejorados del FEMA 440 para el análisis pushover

Variable Dependiente:

- Entender su incidencia en el cálculo de pórticos de acero estructural Special Moment Frames según AISC

Nexo:

- Nos permitirá

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1.- ENFOQUE

La investigación a realizar será de modo analítico, es decir por una preferente utilización de datos numéricos, orientándose a la comprobación de la hipótesis propuesta mediante el estudio y la aplicación de los métodos mejorados del FEMA 440 y su incidencia en el cálculo de pórticos especiales de acero estructural resistentes a momento (SMF) con la ayuda de un software especializado.

3.2.- MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN

- Confrontación de Variables: Puesto que se analizan las dos variables presentadas en la hipótesis con el fin de dar una solución al problema planteado

-Aplicada: Pues se investiga el problema mencionado con el fin de darle una solución.

3.3.- NIVEL OTIPO DE INVESTIGACIÓN

Es de tipo explicativa ya que se comprobará la hipótesis la cual describe el estudio y la aplicación de los métodos mejorados del FEMA 440 para saber la incidencia que tienen en el cálculo de pórticos de acero estructural resistentes a momento “Special Moment Frames”

3.4.- POBLACIÓN Y MUESTRA

- **POBLACIÓN**

Las poblaciones identificadas a continuación, fueron analizadas tomando en cuenta el Objetivo a alcanzar, el problema e inclusive la hipótesis; de este modo se obtuvieron los siguientes datos:

Tamaño de la población= 4 Métodos para el Análisis Pushover Estático

Referencia: Bibliografía especializada.

- **MUESTRA**

Para determinar el tamaño de la muestra utilizaremos la siguiente fórmula:

$$n = \frac{N}{E^2(N - 1) + 1}$$

Dónde:

n= Tamaño de la muestra

N= Población adoptada

E= Error admitido (1% - 5%)=5%

$$n = \frac{4}{0.05^2(4 - 1) + 1}$$

n=4 Muestras

3.5.- OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.5.1 OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE INDEPENDIENTE: Estudio y aplicación de los métodos mejorados FEMA 440 para el análisis pushover

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICAS DE INSTRUMENTACION
<p>Conjunto de procedimientos dispuestos en una secuencia lógica que permiten entender el análisis Pushover la cual es una herramienta matemática para determinar la carga máxima y la capacidad de desplazamiento de una estructura, que considera el comportamiento no lineal de los materiales a partir de un cierto nivel de carga ante la aplicación de fuerzas estáticas incrementales sobre la estructura que componen dichos materiales.</p>	<p>Carga máxima</p> <p>Capacidad de desplazamiento</p> <p>Fuerzas aplicadas</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Desempeño de la Estructura • Desplazamiento máximo en el techo • Derivas • Punto de fluencia 	<ul style="list-style-type: none"> • ¿Debe verificarse el nivel de desempeño alcanzado de una estructura en acero con sistemas SMF? • ¿Cuál es el desplazamiento Máximo en el techo de una estructura según FEMA ? • ¿Cómo se relaciona la deriva con la capacidad de desplazamiento del pórtico ? • ¿Cómo se determina el punto de fluencia de una estructura según el FEMA 440? 	<ul style="list-style-type: none"> • Herramienta Computacional • Cuaderno de apuntes • Observación

3.5.2 OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE DEPENDIENTE: Entender su incidencia en el cálculo de pórticos de acero estructural Special Momen Frames según AISC.

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	TECNICAS DE INSTRUMENTACIÓN
<p>Un pórtico de acero especial resistente a momentos (SMF) es una estructura conformada por columnas y vigas diseñadas para soportar las fuerzas de carga viva, carga muerta, fuerzas sísmicas a las que ha sido solicitada la estructura en la cual sus componentes están formados por acero estructural unidos por conexiones dúctiles para absover los momentos de flexión, compresión y torsión que estas fuerzas ocasionan .</p>	<ul style="list-style-type: none"> •Columnas y Vigas de acero estructural • Conexiones Dúctiles • Momentos de Flexión, Compresión y Torsión 	<ul style="list-style-type: none"> • Columnas y Vigas de acero estructural •Desarrollo de tensiones correspondientes a su máxima resistencia • Comportamiento sísmico y estructural 	<ul style="list-style-type: none"> •¿Qué requerimientos deben cumplir los elementos estructurales de un pórtico de acero especial resistente a momentos (SMF) de acuerdo a la normativa AISC 341-2010? •¿Qué tipo de conexiones disiparan de forma adecuada la energía al verse sometidas a ciclos de deformación en sistemas SMF de acero estructural? •¿Cómo se demuestra que la estructura tendrá un comportamiento sísmico y estructural adecuado? 	<ul style="list-style-type: none"> • Herramienta Computacional • Cuaderno de apuntes • Observación

3.6.- PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

Preguntas Básicas	Explicación
1.- ¿Para Qué?	-Demostrar la necesidad de conocer que el estudio y aplicación de los métodos mejorados del FEMA 440 para el análisis pushover tienen gran incidencia en el cálculo de pórticos de acero estructural "Special Moment Frames".
2.- ¿Cuál es la población?	-La población son los métodos para el Análisis Pushover estático.
3.- ¿Sobre Qué Aspectos?	Precisión y características de los diferentes métodos del análisis estático no lineal (Pushover)
4.- ¿Quién?	El investigador, Santiago Pérez
5.- ¿Cuándo?	Diciembre 2014 – marzo 2015
6.- ¿Dónde?	Parroquia La Matriz – Cantón Ambato
7.- ¿Frecuencia de aplicación?	4 muestras
8.- ¿Qué técnicas de Recolección?	Observación
9.- ¿Con Qué?	Cuaderno de apuntes

3.7.- PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

3.7.1- PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

- Revisión de la información recolectada
- Análisis de la información presentada
- Interpretación de la información

3.7.2- ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

- Análisis de la información obtenida
- Comprobación de la hipótesis
- Conclusiones
- Recomendaciones

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

Los resultados obtenidos acerca del trabajo de investigación titulado **"ESTUDIO Y APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS MEJORADOS FEMA 440 PARA EL ANÁLISIS PUSHOVER Y SU INCIDENCIA EN EL CÁLCULO DE PÓRTICOS DE ACERO ESTRUCTURAL SPECIAL MOMENT FRAMES SEGÚN AISC"**, mediante la elaboración de una matriz de los diferentes métodos para el pushover estático realizada en base a Publicaciones como (Aschheim et al., 1998; Akkar and Metin, 2007; Chopra and Goel, 2000; Goel, 2007; Miranda and Ruiz Garcia, 2002), y normativas como el FEMA 440 , ATC-55 (2003), ASCE41-13, (2013) es presentada a continuación:

El análisis de la información recolectada servirá para determinar la factibilidad de llevar a cabo la investigación la que garantice una guía adecuada en el tema en estudio presentado en el presente trabajo de investigativo.

Métodos del Pushover Estático	Características	Resultados y Comparación según publicaciones y normativas FEMA Y ATC actualizadas
Método del Espectro de Capacidad (ATC – 40) (Año 1996)	<p>-Se basa en la linerización equivalente de un sistema no lineal</p> <p>-Asume que el comportamiento inelástico de un sistema no lineal de un solo un grado de libertad será igual al desplazamiento máximo elástico del sistema de un solo grado de libertad lineal pero con período de tiempo natural y valores de amortiguamiento mucho mayores que los iniciales para aquellos en el sistema no lineal</p>	Publicaciones como (Aschheim et al., 1998; Akkar and Metin, 2007; Chopra and Goel, 2000; Goel, 2007; Miranda and Ruiz Garcia, 2002), y normativas como el FEMA 440 , ATC-55 (2003), ASCE41-13, (2013) indican que el método antiguo del espectro de capacidad en varios casos tiende a arrojar resultados poco precisos, puesto que al comparar los movimientos registrados de edificios que fueron fuertemente sacudidos y deformados más allá del límite de fluencia ante terremotos reales, los resultados divergen mucho del comportamiento real de los edificios.
Método del Coeficiente de desplazamiento (Fema 356) (Año 2000)	-El desplazamiento del sistema de múltiples grados de libertad no lineal se obtiene a partir del espectro lineal de demanda elástica usando ciertos coeficientes que se basan en ecuaciones empíricas obtenidas por calibración de un gran número de análisis dinámicos	-Los resultados obtenidos por el método son más coherentes y se aproximan de mejor manera a la realidad, puesto que al comparar los registros de desplazamientos reales de edificios ante terremotos de fuerte intensidad los resultados tienden a converger.
Método Mejorado de Modificación De Desplazamiento (Fema 440) (Año 2005)	<p>-Es una versión mejorada del método del Coeficiente de Desplazamiento propuesto por el Fema 356.</p> <p>-Esta versión mejorada emplea ecuaciones avanzadas para diferentes coeficientes, por otra parte el coeficiente para considerar los efectos P-Delta propuesto por el FEMA 356 se lo ha reemplazado por un verificación del índice de inestabilidad dinámica lateral mediante la definición de un valor máximo de la fuerza lateral de tal manera que:</p> $R_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{(\alpha_e)^{-t}}{4}$ <p>Este cambio se lo ha hecho para capturar de mejor manera las propiedades dinámicas de una estructura ante diferentes movimientos sísmicos.</p>	Los resultados presentados por el FEMA 440, ASCE 41-2013 y NIST, así como publicaciones como las de Akkar and Metin, 2007 y Goel 2007 por citar algunas demuestran que la precisión del método es mucho más cercana a la realidad puesto que al comparar los registros de desplazamientos de edificios ante sismos reales medidos con sensores colocados en edificios y registrados en la base de datos del US National Center for Engineering Strong Motion Data (NCESMD), los resultados se acercan con muy buena precisión a los registrados por los sensores de los edificios ante sismos reales, por otra parte los resultados también se acercan bastante si se los compara con un análisis no lineal tiempo historia.
Método Mejorado de Linerización Equivalente (Fema 440) (Año 2005)	<p>-Es una versión mejorada del método basado en la linerización equivalente propuesto por el antiguo ATC-40</p> <p>-A diferencia del método del ATC - 40 no se asume que la rigidez equivalente del sistema inelástico sea igual que su rigidez secante, sino que se deriva del análisis estadístico de un gran número de respuestas contra diferentes movimientos sísmicos reales de donde se obtienen las propiedades de amortiguamiento, mientras que la rigidez equivalente se obtiene a partir del período efectivo.</p>	El método mejorado del Fema 440 de linerización equivalente ha demostrado ser el más exacto de todos los métodos para el análisis pushover presentados, así lo demuestran las comparaciones con los registros de sensores instalados en edificios que se han visto sometidos a sismos reales y que se han deformado más allá de su límite de fluencia, por otra parte los resultados obtenidos con este método son los más parecidos a los obtenidos mediante un análisis dinámico no lineal tiempo-historia, demostrándose que el método mejorado de linerización equivalente del FEMA 440 es una mejor opción que la del método del antiguo ATC -40, de hecho así lo indica el proyecto ATC-55 y el ASCE 41-13

ANÁLISIS.- En la matriz elaborada en base a normativas y publicaciones especializadas para el análisis no lineal estático (pushover) se muestran 4 métodos, el método del espectro de capacidad del ATC- 40 (1996), el método de coeficientes de desplazamiento propuesto por el FEMA 356 (2000) y finalmente sus contrapartes mejoradas propuestas por el FEMA 440 (2005), se han establecido sus principales características y finalmente se han mostrado los resultados y comparaciones de dichos métodos en base a publicaciones como (Aschheim et al., 1998; Akkar and Metin, 2007; Chopra and Goel, 2000; Goel, 2007; Miranda and Ruiz Garcia, 2002), y normativas como el FEMA 440 , ATC-55 (2003), ASCE41-13, (2013), en las que se destaca la precisión de los métodos mejorados del FEMA 440 en base a comparaciones con los registros de sensores instalados en edificios que se han visto sometidos a sismos reales y que se han deformado más allá de su límite de fluencia, registrados en la base de datos del US National Center for Engineering Strong Motion Data (NCESMD), así como también los métodos mejorados del FEMA 440 sobresalen por los resultados obtenidos ya que son los más parecidos a los obtenidos mediante un análisis dinámico no lineal tiempo-historia según las publicaciones y normativas mencionadas.

INTERPRETACIÓN.- Los métodos mejorados propuestos por el FEMA 440, para el análisis estático no lineal (Pushover), en base a lo observado en las publicaciones como (Aschheim et al., 1998; Akkar and Metin, 2007; Chopra and Goel, 2000; Goel, 2007; Miranda and Ruiz Garcia, 2002), y normativas como el FEMA 440 , ATC-55 (2003), ASCE41-13, (2013) debido a su nivel de precisión constituyen una alternativa razonable para la evaluación del desempeño sísmico de una estructura.

4.2 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

Una vez realizada la matriz de comparación de los métodos para el análisis estático no lineal (pushover) en base a publicaciones como (Aschheim et al., 1998; Akkar and Metin, 2007; Chopra and Goel, 2000; Goel, 2007; Miranda and Ruiz Garcia, 2002), y normativas como el FEMA 440 , ATC-55 (2003), ASCE41-13, (2013), se ha observado que los métodos mejorados propuestos por el FEMA 440 constituyen una alternativa razonable para la evaluación del desempeño sísmico de una estructura debido al nivel de precisión mucho más aproximado a la realidad que dichos métodos ofrecen, por lo tanto se puede verificar que la hipótesis que se planteó “El estudio y aplicación de los métodos mejorados del FEMA 440 para el análisis Pushover nos permitirá entender su incidencia en el cálculo de pórticos de acero estructural Special Moment Frames según AISC” es verdadera por lo tanto se justifica su elaboración.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.- CONCLUSIONES

- Esta investigación se orienta a dar los lineamientos y criterios de diseño adecuados según las normativas AISC para el diseño de sistemas SMF en acero estructural, para los nuevos edificios de acero que se realicen en la ciudad de Ambato, así como también de difundir la aplicación de los métodos mejorados propuestos por el FEMA 440 para el análisis pushover, y con ello contribuir a la reducción de la vulnerabilidad sísmica en nuestra ciudad, en lo cual radica la utilidad práctica del documento de investigación presentado.

- En base a publicaciones como (Aschheim et al., 1998; Akkar and Metin, 2007; Chopra and Goel, 2000; Goel, 2007; Miranda and Ruiz Garcia, 2002), y normativas como el FEMA 440 , ATC-55 (2003), ASCE41-13, (2013), se ha observado que los métodos mejorados propuestos por el FEMA 440 constituyen una alternativa razonable para la evaluación del desempeño sísmico de una estructura debido al nivel de precisión mucho más aproximado a la realidad que dichos métodos ofrecen.

- Los métodos mejorados propuestos por el FEMA 440 han sido adoptados por normativas actualizadas como el ASCE41-13 (2013), por lo que resulta de gran utilidad práctica realizar un estudio de dichos métodos para el análisis pushover y su incidencia en el cálculo de pórticos de acero estructural Special Moment Frame según AISC y plasmarlos de manera práctica en este trabajo de investigación.

- La aplicación de los métodos mejorados del FEMA 440 permite verificar la ductilidad y niveles de desplazamiento alcanzado ante un nivel de sismo dado, así como también el punto de fluencia de la estructura por lo que constituye una herramienta útil y práctica a la hora de verificar el desempeño sísmico adecuado de una estructura.
- Las especificaciones sísmicas vigentes requieren la consideración de las deformaciones del panel nodal y plantean verificaciones de la resistencia del mismo ya que mediante la aplicación de este criterio se busca controlar los problemas de inestabilidad y otros efectos negativos por deformación plástica excesiva de la zona del panel y precisamente debido a esto es que en una estructura de acero con sistemas SMF que se diseñe con criterio sismo resistente es fundamental que se realice este chequeo pudiendo verificarse la importancia de dicho criterio mediante la aplicación de los métodos mejorados del FEMA 440 para el análisis pushover, utilizando de manera práctica la información generada en el presente trabajo de investigación

5.2.- RECOMENDACIONES

- Utilizando la información generada en este trabajo investigativo es importante destacar se realicen trabajos de investigación complementarios como por ejemplo la importancia del estudio del criterio columna fuerte - viga débil en sistemas especiales resistentes a momento SMF empleando acero A572 - A992 y su incidencia en la reducción de la vulnerabilidad sísmica para la construcción de los nuevos edificios de acero para la ciudad de Ambato.
- Dado que muchas veces los códigos AISC para el diseño en acero vienen en inglés y no para todos resulta tan fácil de comprender y por otra parte al existir gran cantidad de extensiones del mismo como por ejemplo el AISC- 358, el AISC – 341, el AISC-360 , por citar algunos, se requiere emplear ingentes cantidades de tiempo para entender lo descrito en la respectiva normativa a más de ser un requisito indispensable tener fuertes bases sobre el diseño en acero, por lo que se recomienda a los estudiantes que requieran incursionar en el adecuado diseño en acero de sistemas SMF primero utilizar la información generada en este trabajo investigativo para entender de una manera didáctica el tema en mención, puesto que en este trabajo se ha descrito de una forma práctica toda la información pertinente mencionada por los códigos AISC y sus extensiones, ya que luego de hacerlo sin duda se entenderá de mejor manera lo que el código AISC indica y se podrán realizar trabajos de investigación complementarios sobre el tema.
- Es importante considerar todos los lineamientos y filosofía de diseño, establecidos en códigos como los del AISC, puesto que en estos se recogen las experiencias de sismos pasados, por lo que ayudan a diseñar estructuras en acero más seguras y eficientes.

CAPÍTULO VI

6.1. DATOS INFORMATIVOS

Para el desarrollo de la presente investigación se plantea calcular, y analizar una estructura de 5 pisos de acero conformada por pórticos especiales resistentes a momento (SMF), utilizando los criterios establecidos por la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, los códigos FEMA - 356, FEMA 440, documentos oficiales de la WP4, documentos del grupo Vision2000 del SEAOC, AISC 360-2010, AISC 341-2010, AISC 358-10, AISC Steel design guide, FEMA 350, y utilizaremos una herramienta computacional para ver la incidencia del método "Pushover" en el cálculo estructural.

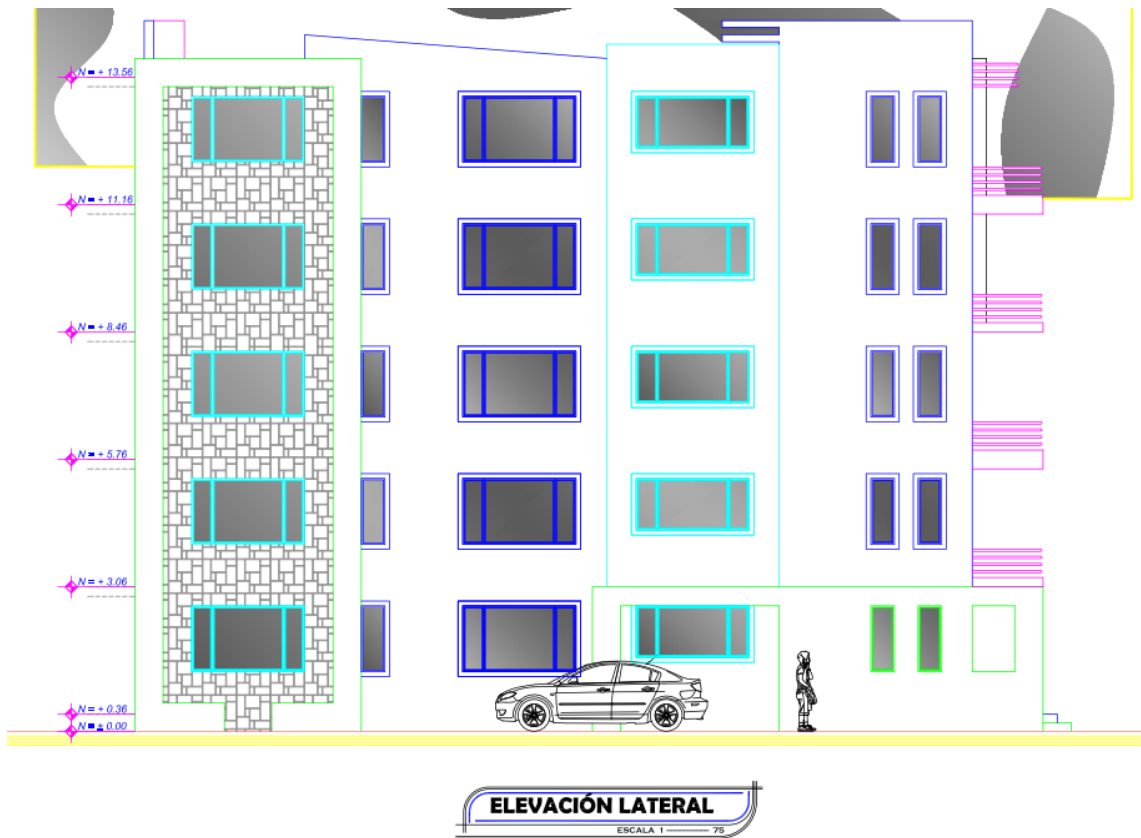
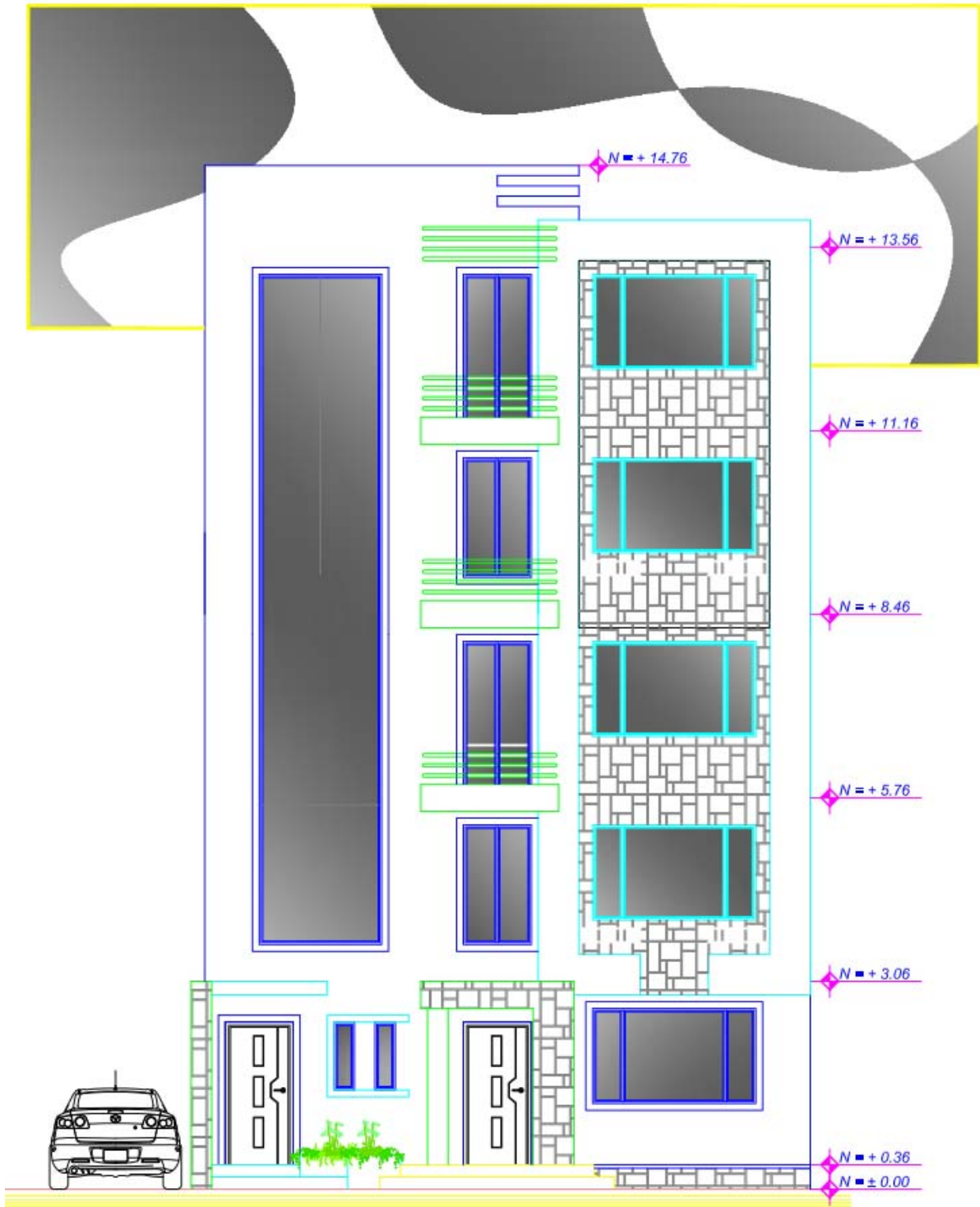


Gráfico VI.A Elevación Lateral

(Fuente: Elaboración Propia)



ELEVACIÓN PRINCIPAL
 ESCALA 1 ——— 75

Gráfico VI.B Elevación Principal

(Fuente: Elaboración Propia)

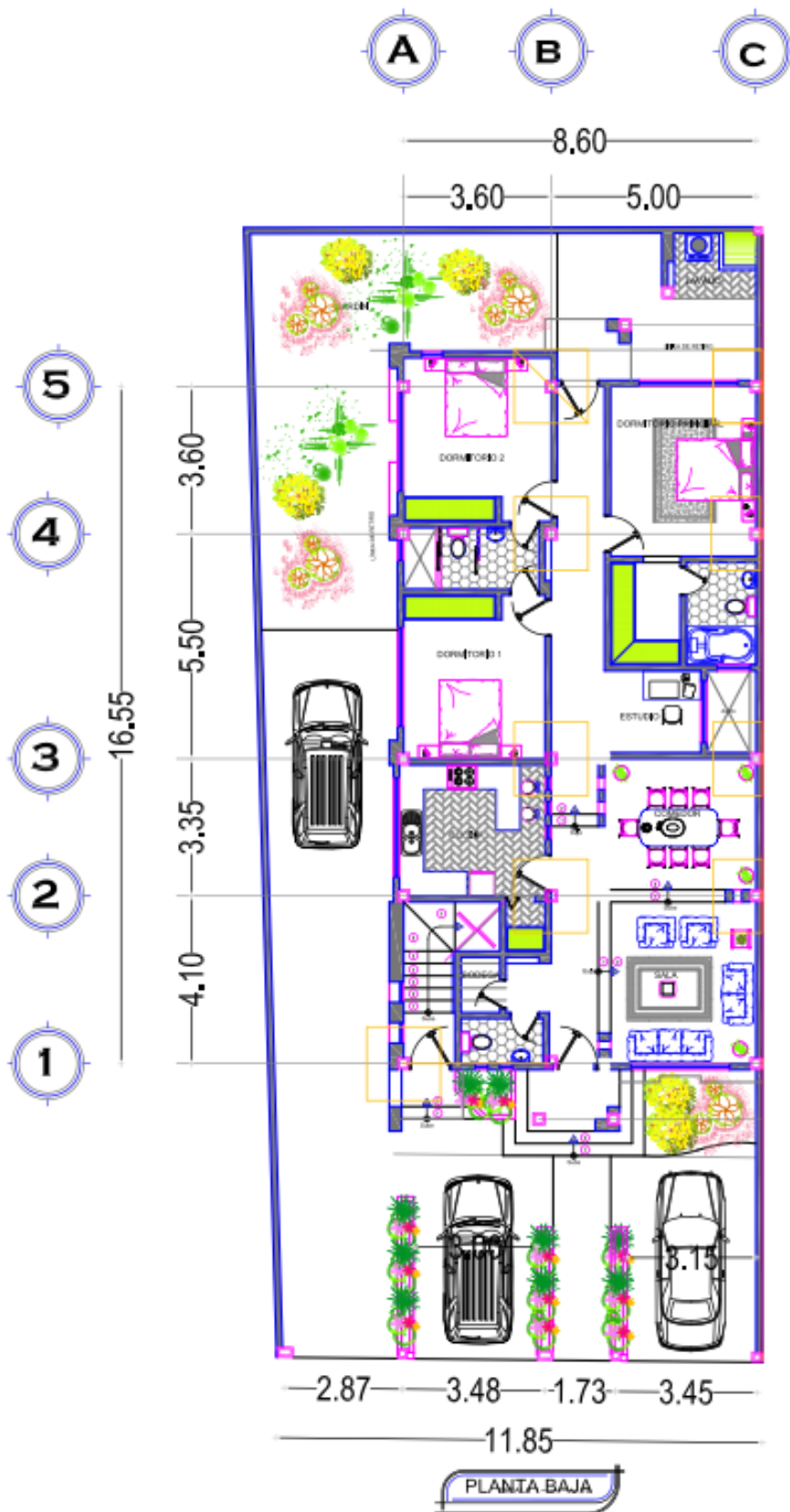


Gráfico VI.C Planta Baja

(Fuente: Elaboración Propia)

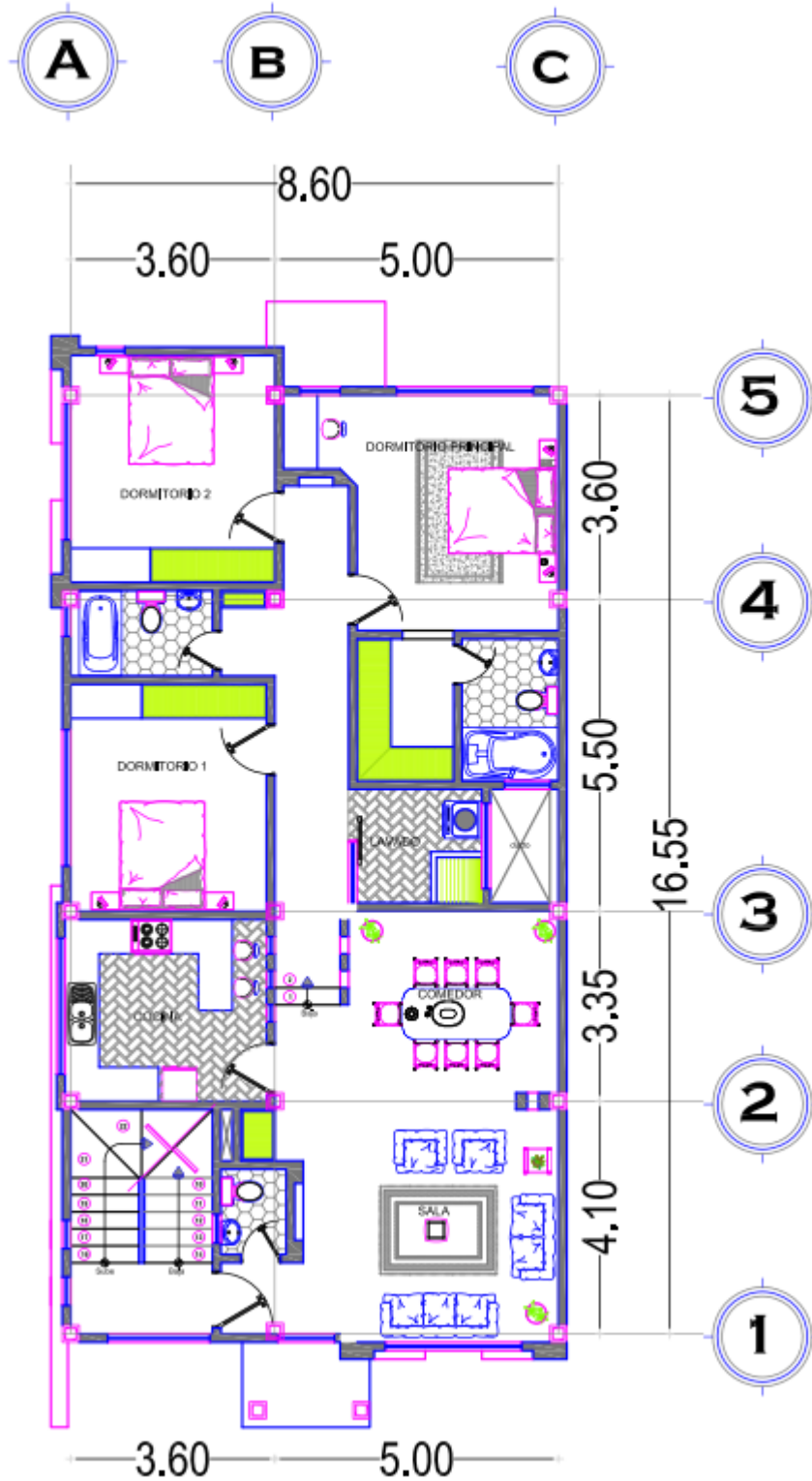
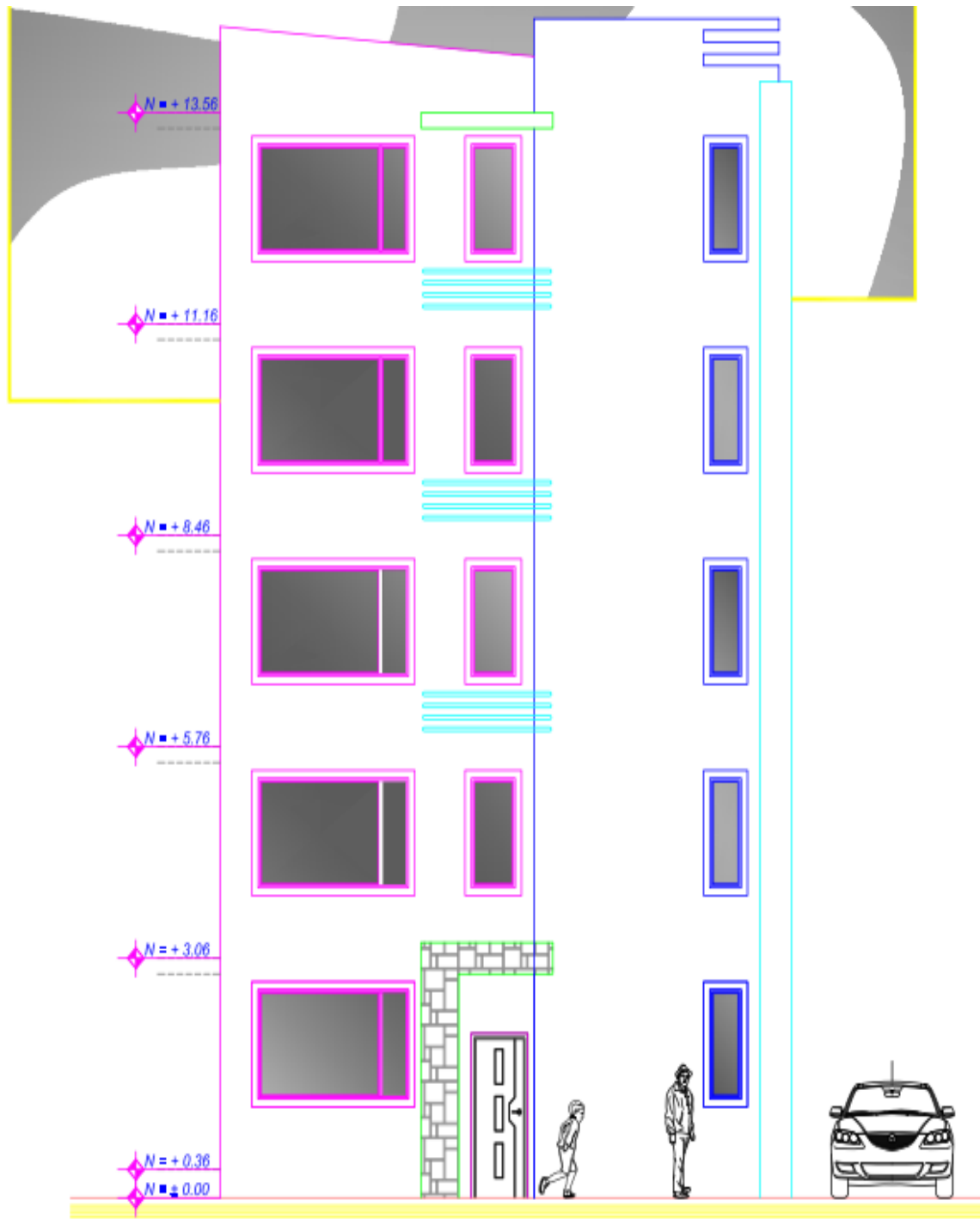


Gráfico VI.D Planta Alta Tipo

(Fuente: Elaboración Propia)



ELEVACIÓN POSTERIOR
ESCALA 1 — 75

Gráfico VI.E Elevación Posterior

(Fuente: Elaboración Propia)

6.2.- ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA

El lugar donde se encuentra el proyecto es en la zona de Ambato que es un lugar de alta peligrosidad sísmica, como el temblor ocurrido el 5 de agosto de 1949 en la que hubo grandes pérdidas humanas y económicas por lo que, hay que tener en cuenta un posible retorno de este sismo, por lo tanto hay que diseñar estructuras que soporten las fuerzas sísmicas y de esta manera evitar en lo posible la pérdida de vidas humanas debido a terremotos.



Grafico VI.1 Terremoto del 5 de agosto de 1949 en Ambato

FUENTE: “ANÁLISIS DEL MÉTODO “MODAL PUSH-OVER” Y SU INCIDENCIA EN EL CÁLCULO DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO EN EL CANTÓN AMBATO”

6.3.- JUSTIFICACIÓN

La tendencia mundial a realizar obras en forma más rápida, segura y económica nos lleva a pensar que la construcción del futuro es la prefabricación y en el caso nuestro, uno de los países más sísmicos del mundo, el edificio de acero se presenta como uno de los sistemas de construcción prefabricada, altamente viable, para estructuras sismo resistentes.

Desde hace mucho tiempo, la construcción en acero se ha identificado en nuestro medio con el área industrial, pero no ha tendido una penetración importante en el área inmobiliaria. La mayoría de los edificios habitacionales y/o comerciales de nuestro país están estructurados en base a hormigón armado, si bien estas estructuras han tenido un buen comportamiento frente a sismos severos que nos han afectado, es importante

aprovechar las bondades estructurales y arquitectónicas que nos ofrecen otros materiales tales como el acero.

Por todo esto resulta de gran interés llevar a cabo un estudio e investigación que permita a los Ingenieros estructurar los nuevos edificios del área inmobiliaria en acero, asegurando así la economía, viabilidad y especialmente la seguridad de estas estructuras en un país de alta sismicidad como el nuestro.

6.4.- OBJETIVOS

6.4.1.- OBJETIVO GENERAL

Realizar un estudio y aplicación de los métodos mejorados FEMA 440 para el análisis pushover y su incidencia en el cálculo de pórticos de acero estructural Special Moment Frames según AISC

6.4.2.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Verificar mediante el estudio y aplicación de los métodos mejorados del FEMA 440 para el análisis pushover su incidencia en el cálculo de pórticos de acero estructural Special Moment Frames según AISC
- Diseñar un edificio con pórticos de acero resistentes a momentos (SMF) aplicando lo establecido en las normas (ANSI/AISC 341-2010)
- Entender la importancia del diseño sísmico para la conexión precalificada (WUF-W) según el AISC 358-2010 para pórticos especiales de acero resistentes a momento (SMF)
- Emplear los métodos mejorados del FEMA 440 para el análisis pushover y evaluar el desempeño sísmico de los pórticos especiales resistentes a momento (SMF) diseñados acorde a lo dispuesto en las normas AISC.

- 6.5.- ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD

Es aplicable la propuesta en base a las siguientes consideraciones:

- Se deberán aplicar la Normativa Ecuatoriana de la Construcción, lo establecido en el ANSI-AISC-2010, el código FEMA 356, FEMA 440 para el cálculo y diseño del proyecto en mención como respaldos, la descripción de los procedimientos de análisis, vínculos y acciones que permitan interpretar los aspectos analíticos del proyecto estarán sustentados en los códigos antes mencionados.

- Se obtendrán los resultados esperados si la aplicación del modelo cumple con todas las especificaciones requeridas y de esta manera garantizar un buen análisis y diseño estructural.

6.6.- FUNDAMENTACIÓN

6.6.1 PREPARACIÓN DE DATOS PARA LA MODELACIÓN EN EL PROGRAMA

6.6.1.1. SELECCIÓN DEL ESPESOR DE LA PLACA COLABORANTE Y ESPESOR DE LA LOSA COMO SECCIÓN COMPUESTA

Para seleccionar el espesor de la placa colaborante es necesario verificar las deflexiones y la capacidad admisible y última de la misma por lo que se aplicará la metodología descrita por la especificación AISI 2010, así como también lo descrito por el Steel Deck Institute ANSI/SDI C-2011, ya que ambas normas gobiernan el diseño de la placa colaborante actuando como encofrado puesto que en definitiva es un perfil laminado en frío por lo que el proceso de cálculo se describe a continuación:

Considerando las condiciones de apoyo más críticas para la estructura se presenta el gráfico siguiente:

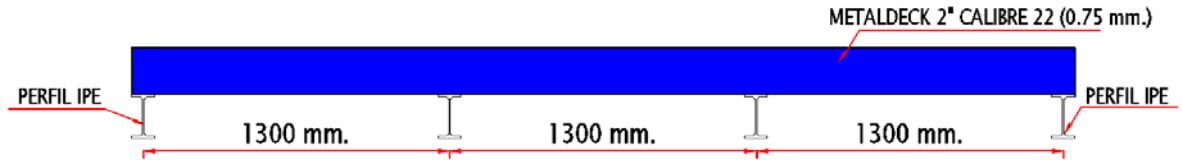


Gráfico VI.2.A Condiciones De Apoyo

(Fuente: Elaboración Propia)

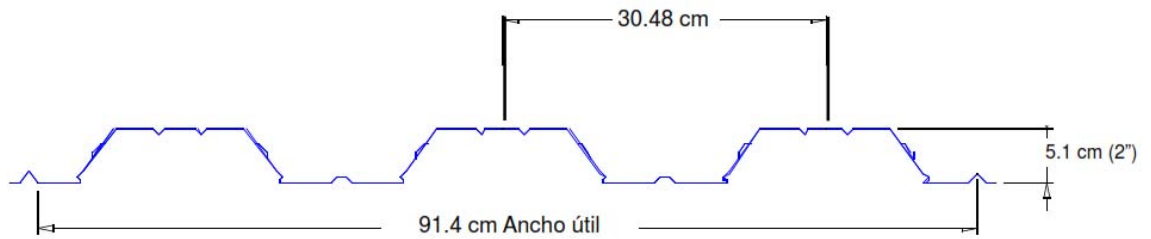


Gráfico VI.2.B Sección Transversal

(Fuente: Metaldeck)

CUANTIFICACIÓN DE CARGAS DE LOSA

Peso propio hormigón sección Deck 2" cal 22 para losa espesor 12cm. (Catálogo Metaldeck)	234.7 Kg/m ²
P.P. placa colaborante Deck 2" calibre 22 para losa espesor 12 cm (Catálogo Metaldeck)	6.97 Kg/m ²
P.P. Malla electrosoldada (Tomado del Catálogo mallas Armex Ultra tipo U-71)	1.13 Kg/m ²
Alizado= (0,015 m.*1m.*1m.*1900 Kg/m ³)	28,5 Kg/m ²
Cielo raso de machimbre y entramado= (0.3 KN/m ²) Tomado de la norma NSR-10	30.58 Kg/m ²
Instalaciones eléctricas y sanitarias= (0.3 KN/m ²) Tomado de la norma NSR-10	30.58 Kg/m ²
Acabado= (0,015m.* 1m. * 1m. * 2000 Kg/m ³)	30 Kg/m ²
W=	362,46 Kg/m²

TABLA VI.1 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS DE LOSA

(Fuente: Elaboración Propia)

Peso de la losa = **362,46 Kg/m²** (Tabla VI.1)

Peso de pared = **200 Kg/m²** (Considerando el peso del tablero mas cargado)

Carga Viva= **204 Kg/m²** Tabla 9 del NEC 2015 NEC SE CG (Cargas no sísmicas)

- **Dimensionamiento de las correas:**

Para el dimensionamiento de las correas se tomará como referencia la que estará sometida a las condiciones mas adversas que para este caso corresponde a la que tiene 2750 mm. de longitud y un ancho cooperante de 1300 mm, con esta información se tiene que:

$$U=1.2D + 1.6L$$

De Donde:

D= Carga Permanente + Peso propio de la Losa

L= Carga Viva

$$U = 1.2 * \left(362,46 \frac{Kg}{m^2} + 200 \frac{Kg}{m^2} \right) + 1.6 * \left(204 \frac{Kg}{m^2} \right)$$

$$U = 1001.352 \frac{Kg}{m^2}$$

Multiplicando por el ancho cooperante se obtiene la carga por longitud uniformemente distribuida

$$U = 1001.352 \frac{Kg}{m^2} \times 1.30 m = 1301.76 \frac{Kg}{m}$$

Con esta información se procede a calcular el momento positivo máximo para la viga simplemente apoyada

$$Mu = \frac{wL^2}{8}$$

$$Mu = \frac{1301.76 \frac{Kg}{m} * (2.75 m)^2}{8}$$

$$Mu = 1230.57Kg m$$

Mediante la siguiente ecuación se calcula el valor del módulo plástico requerido Z_{xreq} :

$$Z_{xreq} = \frac{Mu}{\phi_b * f_y}$$

$$Z_{xreq} = \frac{1230.57 \text{ Kg m} * 100}{0.9 * 2530 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$Z_{xreq} = 54.04 \text{ cm}^3$$

PERFIL	d (mm)	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	K (mm)	Area (cm ²)	Z _x (cm ³)
IPE-80	80	46	3,8	5,2	5	10,2	7,64	23,2
IPE-100	100	55	4,1	5,7	7	12,7	10,3	39,4
IPE-120	120	64	4,4	6,3	7	13,3	13,2	60,7
IPE-140	140	73	4,7	6,9	7	13,9	16,4	88,3

TABLA VI.2 Propiedades de Perfiles Tipo I

(Fuente: Publicaciones AISC)

Ahora con la ayuda de las tablas publicadas por el **AISC** y que se muestran también en los anexos de este trabajo de investigación se selecciona un elemento comercial cuyo módulo de sección plástico sea similar al de sección requerido, por lo que para este caso satisface un perfil IPE 120 para un estado límite de colapso, sin embargo considerando lo establecido por la normativa **AISC** para condiciones de servicio es importante realizar un chequeo adicional considerando criterios de rigidez para minimizar la sensación de que el piso se mueve con el paso de las personas por lo que considerando ahora una longitud de correa de $5500/2 = 2750$ mm (mitad ejes 3-4) se tiene:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{5600}{F_y}$$

$$d \geq \frac{2530 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 2750 \text{ mm}}{5600 * 10}$$

$$d \geq 124.24mm$$

Por lo tanto se empleará un **PERFIL IPE 140** para las correas con el fin de adoptar un peralte adecuado de perfil para limitar las vibraciones del sistema de piso tal y como lo recomienda la normativa **AISC**

- **TABLERO METÁLICO ACTUANDO COMO FORMALETA**

Espesor de la losa: De acuerdo al manual técnico de metaldeck es recomendable utilizar las relaciones luz/espesor máximas, $100L_e/h$, a menos que se realicen verificaciones específicas de las deflexiones para las condiciones de servicio:

Con varios extremos continuos:

$$\frac{100 * L_e}{h} \geq 32$$

$$h \geq \frac{100 * 1.30}{32}$$

$$h \geq 4.06 \text{ cm.}$$

Considerando lo anterior es escogerá un espesor total de losa de 12 cm del catálogo Metaldeck con una lámina calibre 22 (0.75 mm)

- **Determinación de Pesos**

VOLUMEN TEORICO DE CONCRETO m^3/m^2

Sección estructural	Espesor total de la losa (cm)					
	10	11	12	13	14	15
METALDECK 2"	0.077	0.085	0.105	0.105	0.115	0.125

TABLA VI.2.A Volumen Teórico de Concreto m^3/m^2

(Fuente: MANUAL TÉCNICO METALDECK)

Volumen losa e=12 cm = 0.105 m³/m² (Tomado de la tabla VI.2.A)

$$\text{Peso del Hormigón} = 0.105 \frac{m^3}{m^2} * 2400 \frac{Kg}{m^3} = 252 \frac{Kg}{m^2}$$

$$\text{Peso de la Placa (76 mm)} = 6.97 \frac{Kg}{m^2}$$

$$\text{Peso de la losa} = 252 \frac{Kg}{m^2} + 6.97 \frac{Kg}{m^2}$$

$$\text{Peso de la losa} = 258.97 \frac{Kg}{m^2}$$

$$W_{pp} = \text{Peso losa} * 1 \text{ metro de ancho}$$

$$W_{pp} = 258.97 \frac{Kg}{m^2} * 1 \text{ metro de ancho}$$

$$W_{pp} = 258.97 \frac{Kg}{m}$$

- **Deflexión admisible:**

$$\delta_{\text{calculado}} \leq \delta_{\text{admisible}}$$

$$\delta_{adm} = \frac{Le}{180}$$

$$\delta_{adm} = \frac{1300mm}{180}$$

$$\delta_{adm} = 7.22 \text{ mm} = 0.72 \text{ cm.}$$

Donde:

$$\delta_{\text{calculado}} = \frac{0.0069 * W_{pp} * L^4}{EI_s}$$

L= Luz libre entre apoyos =1.30 m.

E= Módulo de elasticidad del acero= 2077500 Kg/ cm² **(Ver Anexos)**

Is= Inercia de la lámina METALDECK = 47,41 cm⁴/m. **(Ver Anexos)**

Los valores presentados se han tomado de las tablas de propiedades de las láminas del Metaldeck mostradas en los anexos de este trabajo de investigación

$$\delta_{\text{calculado}} = \frac{0.0069 \times 258.97 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times (1.30 \text{ m})^4}{2077500 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 47,41 \frac{\text{cm}^4}{\text{m}}} \times 10^6$$

$$\delta_{\text{calculado}} = 0.052 \text{ cm} = 0.52 \text{ mm}$$

$$0.52 \text{ mm} < 7.22 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{calculado}} < \delta_{\text{admisible}} \quad \mathbf{OK \ PASA}$$

Acorde al catálogo Metaldeck las cargas de construcción temporales se calculan como la más severa entre una carga uniformemente distribuida de 100 Kg/m² sobre una superficie de la lámina y una carga concentrada de 300 Kg que actúan sobre una sección de formaleta de 1 m. de ancho. Estas cargas corresponden a cargas de construcción como son sobrepesos por el manejo del concreto y al peso de la maquinaria y las personas que trabajan en la construcción de la losa. Las verificaciones para dichas condiciones de carga se consideran a continuación

- **Verificación de esfuerzos admisibles por carga distribuida (100 Kg/m²)**

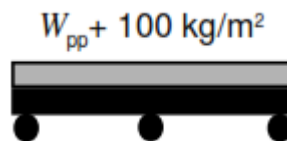


Gráfico VI.2.C Verificación de esfuerzos admisibles por carga distribuida (100 Kg/m²)

(Fuente: Metaldeck)

$$\sigma_{adm} = 0.6fy$$

$$\sigma_{adm} = 0.6 \times 2325 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{adm} = 1395 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{calculado} = \frac{0.08 \times \left(W_{pp} + 100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right) \times L^2}{S_{min}}$$

De donde:

S_{min}= Módulo elástico de la sección de acero para el ala superior a flexión

$$(+)=17.85 \text{ cm}^3/\text{m}$$

TABLA DE PROPIEDADES METALDECK 2"

PROPIEDAD DEL PANEL								
CALIBRE	ESPELOR	PESO	I _s	S _s (+)	S _i (+)	S _s (-)	S _i (-)	A _s
	mm	kg/m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ² /m
22	0.75	6.97	47.41	17.85	19.11	15.25	17.19	9.37
20	0.90	8.89	57.22	21.34	22.96	19.52	20.75	11.37
18	1.20	11.83	76.20	28.23	30.48	27.90	28.55	15.05
16	1.50	14.70	95.32	35.00	37.96	34.78	36.72	18.99

TABLA VI.2.B TABLA DE PROPIEDADES DEL METALDECK

(Fuente: MANUAL TÉCNICO METALDECK)

Los valores de (q) tanto como los de (S) se han tomado en función a las tablas de propiedades de las láminas del Metaldeck mostradas en los anexos de este trabajo de investigación.

Momento Positivo

$$\sigma_{calculado} = \frac{0.08 \times \left(258.97 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} + 100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right) \times (1.30 \text{ m})^2}{17.85 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}} \times 100$$

$$\sigma_{calculado} = 271.89 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{calculado} < \sigma_{adm}$$

$$271.89 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 1395 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK PASA}$$

Ahora realizaremos el mismo chequeo anterior pero considerando el valor del módulo elástico de la sección de acero para el ala superior a flexión (-) = 15.25 cm³/m, para un momento negativo

Momento Negativo

$$\sigma_{calculado} = \frac{0.1 \times \left(258.97 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} + 100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right) \times (1.30 \text{ m})^2}{15.25 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}} \times 100$$

$$\sigma_{calculado} = 397.80 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{calculado} < \sigma_{adm}$$

$$397.80 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 1395 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK PASA}$$

- Verificación de esfuerzos admisibles por carga puntual (300 Kg)



Gráfico VI.2.D Verificación de esfuerzos admisibles por carga puntual (300 Kg)

(Fuente: Metaldeck)

$$\sigma_{adm} = 1.33 \times (0.6fy)$$

$$\sigma_{adm} = 1.33 \times 0.6 \times 2325 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{adm} = 1855.35 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{calculado} = \frac{(0.08 \times W_{pp} \times L^2) + (0.20 \times 300 \times L)}{S_{min}}$$

$$\sigma_{calculado} = \frac{(0.08 \times 258.97 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \times (1.30 \text{ m})^2) + (0.20 \times 300 \times 1.30 \text{ m})}{17.85 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}} \times 100$$

$$\sigma_{calculado} = 633.12 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{calculado} < \sigma_{adm}$$

$$633.12 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 1855.35 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK PASA}$$

Ahora considerando un momento negativo y un valor menor valor del módulo elástico de la sección de acero para el ala superior a flexión (-) =15.25 cm³/m se tiene:

$$\sigma_{calculado} = \frac{(0.1 \times W_{pp} \times L^2) + (0.1 \times 300 \times L)}{S_{min}}$$

$$\sigma_{calculado} = \frac{(0.1 \times 258.97 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \times (1.30 \text{ m})^2) + (0.1 \times 300 \times 1.30 \text{ m})}{15.25 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}} \times 100$$

$$\sigma_{calculado} = 542.73 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{calculado} < \sigma_{adm}$$

$$542.73 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 1855.35 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK PASA}$$

Como ha quedado demostrado la selección del material Metaldeck 2" calibre 22 (0.75mm) para un espesor de losa de 12 cm. actuando como formaleta es adecuado, puesto que, como demuestran los cálculos realizados, se han cumplido las demandas de etapa constructiva con un amplio margen de seguridad por lo que resta es evaluar el tablero de acero y concreto como una unidad compuesta.

- **TABLERO DE ACERO Y CONCRETO COMO UNIDAD COMPUESTA**

- **Pesos**

$$\text{Peso de la losa} = 362,46 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de pared} = 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga Viva} = 204 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{pp} = \text{Total} \times 1 \text{ metro de ancho}$$

$$W_{pp} = 766.46 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 1 \text{ m}$$

$$W_{pp} = 766.46 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cs} = 200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} + 204 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{cs} = 404 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 1 \text{ m}$$

$$W_{cs} = 404 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

- **Deflexiones Admisibles**

$$\bar{\delta}_{\text{calculado}} \leq \bar{\delta}_{\text{admisible}}$$

$$\delta_{adm} = \frac{Le}{360}$$

$$\delta_{adm} = \frac{1300mm}{360}$$

$$\delta_{adm} = 3.61 \text{ mm} = 0.36cm.$$

$$\delta_{calculado} = \frac{0.013 \times W_{cs} \times L^4}{E_s I_c} \times 10^6$$

De donde:

W_{cs} = Valor de la máxima carga sobrepuesta que resiste la sección
considerando criterios de deflexión

L = Luz libre entre apoyos = 1.30 m.

E = Módulo de elasticidad del acero = 2077500 Kg/ cm²

I_c = Inercia de la sección compuesta = 564.30 cm⁴/m (**VER ANEXOS**)

Los valores presentados se han tomado de las tablas de propiedades de las láminas del Metaldeck mostradas en los anexos de este trabajo de investigación

$$\delta_{calculado} = \frac{0.013 \times W_{cs} \times L^4}{E_s \times I_c} \times 10^6$$

$$\delta_{calculado} = \frac{0.013 \times 404 \frac{Kg}{m} \times (1.30m)^4}{2077500 \frac{Kg}{cm^2} \times 564.30 \frac{cm^4}{m}} \times 10^6$$

$$\delta_{calculado} = 0.013 \text{ cm} = 0.13 \text{ mm}$$

$$\delta_{calculado} \leq \delta_{admisible}$$

$$0.13 \text{ mm} \leq 3.61 \text{ mm OK PASA}$$

- Verificación del esfuerzo admisible a tensión en el acero

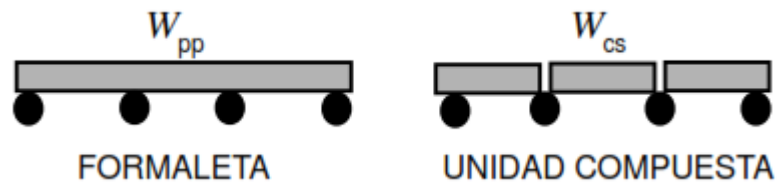


Gráfico VI.2.C Condiciones de apoyo del Metaldeck considerando dos tipos de estados

(Fuente: Metaldeck)

$$\sigma_{adm} = 1.33 \times (0.6fy)$$

$$\sigma_{adm} = 1.33 \times 0.6 \times 2325 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{adm} = 1855.35 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{calculado} = \frac{M_{pp}}{S_i} + \frac{M'_{pp} + M_{cs}}{S_{ic}}$$

Considerando:

$$M_{pp} = 0.08 * (W_{pp} + 100) * L^2$$

$$M'_{pp} = 0.125 * W_{pp} * L^2 + 0.25 * 300 * L$$

$$M_{cs} = 0.125 * W_{cs} * L^2$$

De donde:

S_{ic}= Módulo elástico de la sección compuesta para la fibra inferior de acero

S_{ic}= 67.50 cm³/m (**VER ANEXO**)

W_{pp}= Carga por peso propio de la sección compuesta

L= Luz libre entre apoyos =1.30 m.

S_i= Módulo elástico de la sección de acero para el ala inferior a flexión = 19.11 cm³/m

(**VER ANEXO**)

Los valores presentados se han tomado de las tablas de propiedades de las láminas del Metaldeck mostradas en los anexos de este trabajo de investigación

Se tiene:

$$M_{pp}=0.08 * (W_{pp}+100) * L^2$$

$$M_{pp} = 0.08 * \left(766.46 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} + 100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}\right) * (1.30\text{m})^2$$

$$\mathbf{M_{pp} = 117.145 \text{ Kg} - m}$$

$$M'_{pp}=0.125 * W_{pp} * L^2 +0.25*300 *L$$

$$M'_{pp} = 0.125 * \left(766.46 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}\right) * (1.30\text{m})^2 + 0.25 * 300\text{Kg} * 1.30\text{m}$$

$$\mathbf{M'_{pp} = 259.41 \text{ Kg} - m}$$

$$M_{cs}=0.125 * W_{cs} * L^2$$

$$M_{cs} = 0.125 * \left(404 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}\right) * (1.30\text{m})^2$$

$$\mathbf{M_{cs} = 85.35 \text{ Kg} - m}$$

$$\sigma_{calculado} = \frac{M_{pp}}{S_i} + \frac{M'_{pp} + M_{cs}}{S_{ic}}$$

$$\sigma_{calculado} = \frac{117.145 \text{ kg} - m}{19.11 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}} * 100 + \frac{259.41 \text{ Kg} - m + 85.35 \text{ Kg} - m}{67.50 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}} * 100$$

$$\sigma_{calculado} = 1123.76 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{calculado} \leq \sigma_{admisible}$$

$$1123.76 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \leq 1855.35 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK PASA}$$

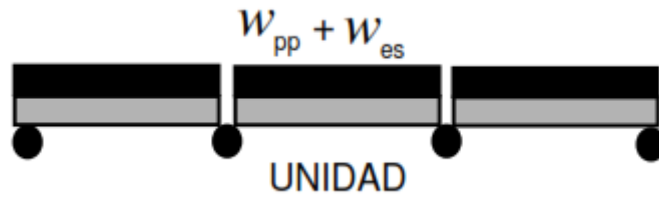


Gráfico VI.2.D Condiciones de apoyo del Metaldeck considerando una sola unidad

(Fuente: Metaldeck)

$$\sigma_{adm} = 0.6fy$$

$$\sigma_{adm} = 0.6 \times 2325 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{adm} = 1395 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{calculado} = \frac{M_{pp} + M'_{pp} + M_{cs}}{S_{ic}}$$

$$\sigma_{calculado} = \frac{117.145 \text{ Kg} - \text{m} + 259.41 \text{ Kg} - \text{m} + 85.35 \text{ Kg} - \text{m}}{67.50 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}} * 100$$

$$\sigma_{calculado} = 684.30 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{calculado} \leq \sigma_{admisible}$$

$$684.30 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \leq 1395 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK PASA}$$

- **Verificación del esfuerzo admisible a compresión en el concreto**

$$\sigma_{adm} = 0.45 * f_c$$

$$\sigma_{adm} = 0.45 * 210 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{adm} = 94.5 \frac{Kg}{cm^2}$$

Considerando:

$$N = \frac{E_s}{E_c}$$

$$E_c = 14500 * \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 14500 * \sqrt{210 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$E_c = 14500 * \sqrt{210 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$E_c = 210124,9628 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$N = \frac{2077500 \frac{Kg}{cm^2}}{210124,9628 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$N = 9.89$$

$$calculado = \frac{M'_{pp} + M_{cs}}{N * S_{cc}}$$

Sc_{cc}=Módulo Elástico de la sección compuesta para la fibra superior de concreto

Sc_{cc}=155.10cm³/m (**VER ANEXOS**)

$$\sigma_{calculado} = \frac{259.41 \text{ Kg} - m + 85.35 \text{ Kg} - m}{9.89 * 155.10 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}} * 100$$

$$\sigma_{calculado} = 22.48 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{calculado} \leq \sigma_{admisible}$$

$$22.48 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \leq 94.5 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK PASA}$$

- **Flexión – Método de la Resistencia**

$$\rho_b = 0.85\beta_1 * \left(\frac{f'c}{fy}\right) \left(\frac{E_s \epsilon_c}{E_s \epsilon_c + fy}\right) \left(\frac{h - d_d}{d}\right)$$

Donde:

ρ_b = Cuantía balanceada de acero de refuerzo

$\beta_1 = 0.85$ para concretos con $f'c \leq 280 \text{ Kg/cm}^2$

ϵ_c = Deformación unitaria límite del concreto

E_s = Módulo de elasticidad del acero de la placa Metaldeck ($2077500 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$)

h = Espesor nominal fuera a fuera de losa, (cm)

d_d = Altura de la lámina colaborante, (cm)

d = Altura efectiva de la parte superior de la losa de concreto al centroide del acero a tensión, (cm)

$f'c$ = Resistencia a la compresión especificada para el concreto, (Kg/cm^2)

fy = Esfuerzo de fluencia de acero, (Kg/cm^2)

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \left(\frac{210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{2325 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}\right) \left(\frac{2077500 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 0.003}{2077500 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 0.003 + 2325 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}\right) \left(\frac{12\text{cm} - 5.1\text{cm}}{9.45 \text{ cm}}\right)$$

$$\rho_b = 0.0347$$

PRODUCTO	ALTURA LAMINA	ESPESOR MINIMO CONCRETO
METALDECK 2"	5.1cm (2")	10 cm (4")
METALDECK 3"	7.6 cm (3")	12 cm (5")

TABLA VI.2.C TABLA ALTURAS DE LA LÁMINA METALDECK Y ESPESORES MÍNIMOS DE CONCRETO

(Fuente: MANUAL TÉCNICO METALDECK)

$$\rho_{b1} = \left(\frac{A_s}{bd} \right)$$

$$\rho_{b1} = \left(\frac{9.37 \frac{cm^2}{m} * 1m}{100cm * 9.45cm} \right)$$

$$\rho_{b1} = 0.0099$$

$$\rho_{b1} < \rho_b$$

0.0099 < 0.0347 LOSA SUBREFORZADA

$$a = \left(\frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \right)$$

$$a = \left(\frac{9.37 \frac{cm^2}{m} * 1m * 2325 \frac{Kg}{cm^2}}{0.85 * 210 \frac{Kg}{cm^2} * 100cm} \right)$$

$$a = 1.22 \text{ cm}$$

$$Mn = As * fy * \left(d - \frac{a}{2} \right) * 10^{-5}$$

$$Mn = 9.37 \frac{cm^2}{m} * 1m * 2325 \frac{Kg}{cm^2} * \left(9.45cm - \frac{1.22cm}{2} \right) * 10^{-5}$$

$$Mn = 1.93 \text{ ton} * m$$

$$\phi Mn = 0.9 * 1.93 \text{ ton} * m$$

$\phi Mn = 1.74 \text{ ton} * m$ (Momento Nominal Resistente)

$$Mu = 1.4Mpp + 1.7Mcs$$

$$Mu = 1.4 * (117.45 \text{ Kg} - m) + 1.7 * (85.35 \text{ Kg} - m)$$

$Mu = 0.309 \text{ Ton} - m$ (Momento total actuante mayorado)

$$Mu \leq \phi Mn$$

$$0.309 \text{ ton-m} \leq 1.74 \text{ ton-m OK PASA}$$

- **RESISTENCIA DE ADHERENCIA A CORTANTE**

$$V_{pp} + V_{cs} \leq V_R$$

De Donde:

V_{pp} = Fuerza cortante producida por la carga de peso propio

V_{cs} = Fuerza cortante última producida por la carga sobrepuesta

V_R = Cortante vertical resistente utilizado en los cálculos **1209 Kg/ m (Ver anexos)**

$$\left(\frac{1}{2} W_{pp} * L\right) + \left(\frac{1}{2} W_{cs} * L\right) \leq V_R$$
$$\left(\frac{1}{2} * 766.46 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} * 1.30\text{m}\right) + \left(\frac{1}{2} * 404 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} * 1.30\text{m}\right) \leq 1209 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$(760.80 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \leq 1209 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \text{ OK PASA}$$

- **ESFUERZOS CORTANTES EN EL CONCRETO**

$$\vartheta_U \leq 0.8 V_c$$

Donde:

ϑ_U = Esfuerzo cortante de adherencia último actuante, (Kg/cm²)

V_c = Esfuerzo cortante del hormigón, (Kg/cm²)

$$0.8 * V_c = 0.8 * 0.53 * \sqrt{210} \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$0.8 * V_c = 6.14 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\vartheta_U = \frac{Vu}{Ac}$$

$$Vu = (1.4 * \gamma * \frac{W_{upp} * b}{2 * 100} * Le) + (1.7 * \frac{W_{ucs} * b}{2 * 100} * Le)$$

De donde:

γ = Factor de carga por tipos de apoyo durante la construcción, se determina de acuerdo al gráfico VI. 2. E ($\gamma = 0$ caso a sin apoyo intermedio)

Vu = Fuerza cortante última

b = Ancho de análisis (100 cm.)

Ac = Área de concreto disponible para cortante $776.50 \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right)$ VER ANEXOS

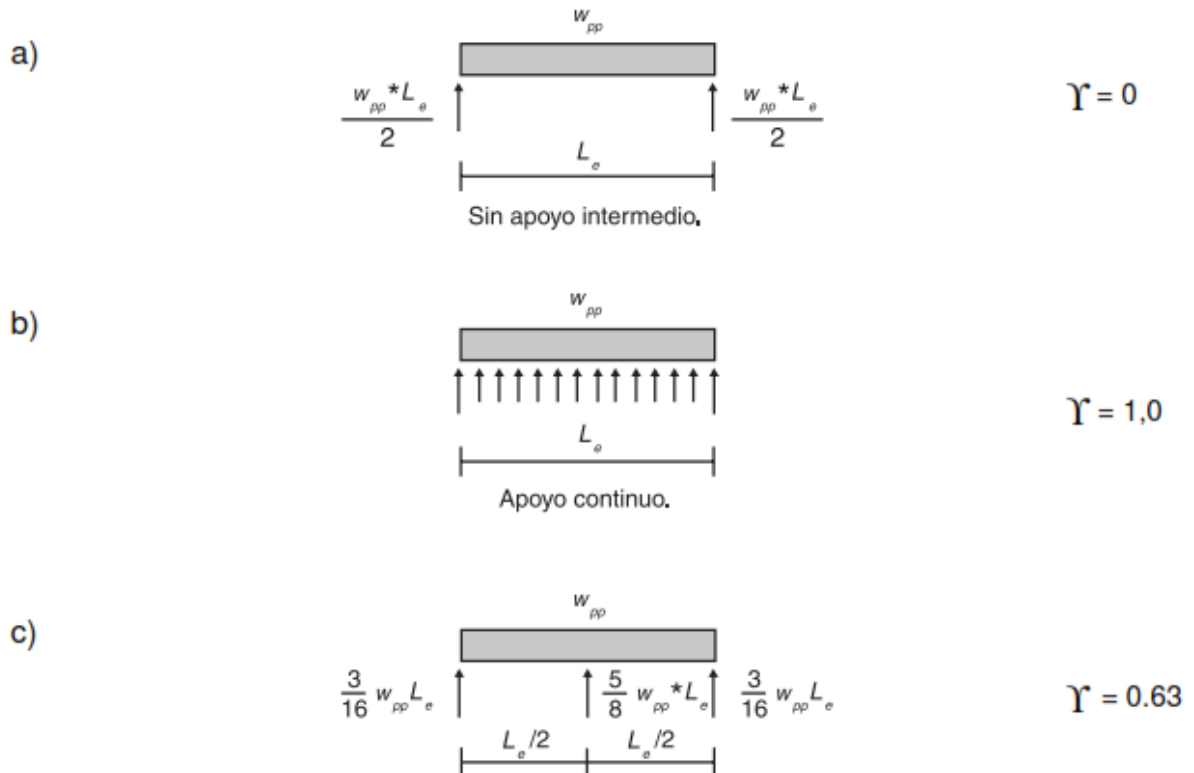


FIGURA 7
ESQUEMA DE APOYO DURANTE LA CONSTRUCCION

Gráfico VI.2.E Factor de carga por tipos de apoyo durante la construcción

(Fuente: Metaldeck)

$$Vu = 0 + (1.7 * \frac{404 \frac{Kg}{m} * 100cm}{2 * 100} * 130cm)$$

$$Vu = 0 + (1.7 * \frac{404 \frac{Kg}{m} * 1m}{2 * 1m} * 1.30m)$$

$$Vu = 446.42 Kg$$

$$\vartheta_U = \frac{Vu}{Ac}$$

$$\vartheta_U = \frac{446.42Kg}{776.50 cm^2}$$

$$\vartheta_U = 0.57 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\vartheta_U \leq 0.8 Vc$$

$$0.57 \frac{Kg}{cm^2} \leq 6.14 \frac{Kg}{cm^2} \text{ OK PASA}$$

Por lo tanto la selección de la losa e=12 cm con lámina METALDECK calibre 22” (0.75 mm) es adecuada

6.6.1.2. CARGA VIVA:

Para residencias según Tabla 9 del NEC 2015 NEC SE CG (Cargas no sísmicas) se tiene que:

$$CV = 2Kn/m^2 \approx 204 Kg/m^2$$

$$CVT = 1Kn/m^2 \approx 102 Kg/m^2 \text{ (para la cubierta)}$$

Esta carga distribuida (Lo), en el programa se la puede asignar directamente a la losa y el software la distribuye automáticamente a las vigas de acuerdo a su área tributaria (AT).

Esta carga viva mínima (Lo) es reducida automáticamente por el mismo programa de acuerdo a la ecuación 4-1 del ASCE y al factor de carga viva del elemento (KLL). Esta reducción según la norma ASCE 7-10 se puede realizar sólo para miembros estructurales en los que el producto (KLL * AT) sea mayor o igual que 35 m² lo cual también es indicado por la norma NEC 2015 NEC SE CG (Cargas no sísmicas)

$$L=L_o\left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}}\right) \quad \text{Ecuación VI-1}$$

Ecuación para determinar la carga viva reducida (L)

Donde:

L = Sobrecarga distribuida en kN/m², aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.

L_o = Sobrecarga distribuida sin reducir, aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte, según Tabla 9 del NEC 2015 NEC SE CG (Cargas no sísmicas)

K_{LL} = Factor de sobrecarga según el elemento de soporte, ver Tabla 2 del NEC 2015 NEC SE CG (Cargas no sísmicas)

A_T = Área tributaria en metros cuadrados

Elemento	K _{LL} ^a
Columnas	
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas en volado	4
Columnas de borde con losas en volado	3
Columnas esquineras con losas en volado	2
Vigas de borde sin losas en volado	2
Vigas interiores	2
Todos los demás elementos no identificados incluyendo:	
Vigas de borde con losas en volado	1
Vigas en volado	
Losas en una dirección	
Losas en dos direcciones	
Elementos que no tengan mecanismos de transferencia de cortante normal a la dirección de la luz	

Tabla 2: Factor de sobrecarga del elemento de soporte K_{LL}

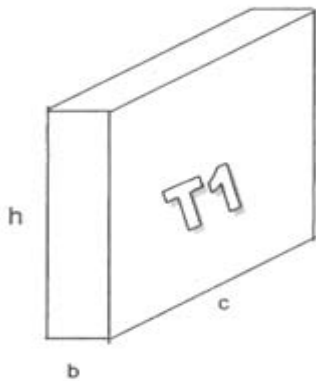
TABLA VI.3 Factor de sobrecarga del elemento de soporte

(Fuente: Tabla 2 del NEC 2015 NEC SE CG (Cargas no sísmicas))

Esta reducción no se realiza en cargas vivas de techo, y en cargas que sobrepasen los 4,8 KN / m² (100 lb / pie²).

6.6.1.3. CARGA DE PAREDES:

PARED TIPO 1



Consideraciones: De acuerdo al proyecto la altura libre es de 2.70 m. Sin embargo para el cálculo de pesos se toma en cuenta sólo 2.25 m. Para prever que las vigas se descuelguen 45 cm. adicionales al espesor de la losa. El espesor de la pared terminada es de 15 cm según proyecto.

Gráfico VI. 3 Esquema pared tipo 1

Fuente(Elaboración Propia)

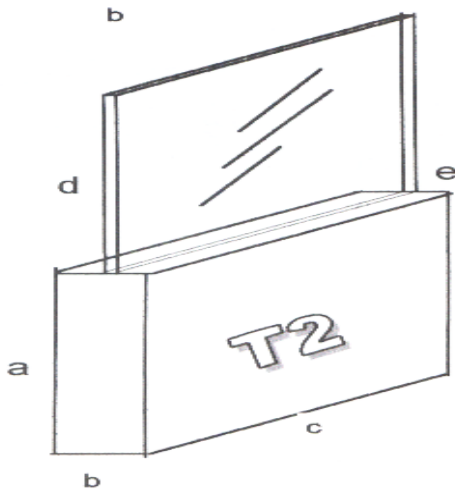
$$PPP1 = b * h * c * \gamma_{\text{ladrillo y mortero}} \text{ (Valores tomados libro Análisis y Diseño Sismo Resistente W. Medina)}$$

$$PPP1 = 0.15m * 2.25m * 1.00m * 1600kg/m^3$$

$$PPP1 = 540 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Pared tipo 1} = 540.0 \text{ kg/m}$$

PARED TIPO 2



$$\gamma_{\text{vidrio}} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{aluminio}} = 2800 \text{ kg/m}^3$$

Gráfico VI. 4 Esquema pared tipo 2

Fuente(Elaboración Propia)

PPP₂

MAMPOSTERIA

$$= 0.15\text{m} * 0.60\text{m} * 1\text{m}$$

$$* 1600\text{Kg/m}^3 = 144.00\text{Kg/ml}$$

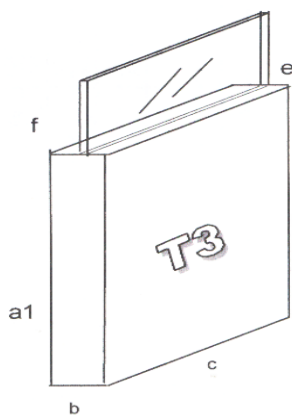
$$\text{VIDRIO} = 0.006\text{m} * 9.76\text{m} * 1\text{m} * 2500\text{Kg/ml} = 146.4\text{Kg/ml}$$

$$\text{PERFILERIA DE ALUMINIO} = 10.00\text{Kg/ml}$$

$$\text{PARED TIPO 2} = 144.00 \frac{\text{Kg}}{\text{ml}} + 146.4 \frac{\text{Kg}}{\text{ml}} + 10.00 \frac{\text{Kg}}{\text{ml}}$$

$$\text{PARED TIPO 2} = 300.40 \frac{\text{Kg}}{\text{ml}}$$

PARED TIPO 3



(Valores tomados libro Análís y Diseño Sismo

Resistente W. Medina)

$$\gamma_{\text{vidrio}} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{aluminio}} = 2800 \text{ kg/m}^3$$

Gráfico VI. 5 Esquema pared tipo 3

Fuente(Elaboración Propia)

PPP₃

$$MAMPOSTERIA = 0.15m * 0.83m * 1m * 1600Kg/m^3 = 199.2Kg/ml$$

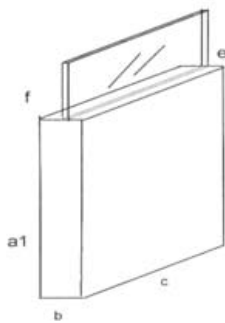
$$VIDRIO = 0.006m * 1.67m * 1m * 2500Kg/m^3 = 25.05Kg/ml$$

$$PERFILERIA DE ALUMINIO = 10.00Kg/ml$$

$$PARED TIPO 3 = 199.20 \frac{Kg}{ml} + 25.05 \frac{Kg}{ml} + 10.00 \frac{Kg}{ml}$$

$$PARED TIPO 3 = 234.25 \frac{Kg}{ml}$$

PARED TIPO 4



$$\gamma_{vidrio} = 2500 \frac{kg}{m^3}$$

$$\gamma_{aluminio} = 2800 \frac{kg}{m^3}$$

Gráfico VI. 6 Esquema pared tipo 4

Fuente(Elaboración Propia)

PPP₄

$$MAMPOSTERIA = 0.15m * 0.60m * 1m * 1600Kg/m^3 = 144Kg/ml$$

$$VIDRIO = 0.006m * 1.10m * 1m * 2500Kg/m^3 = 16.5Kg/ml$$

$$PERFILERIA DE ALUMINIO = 10.00Kg/ml$$

$$PARED TIPO 4 = 144 \frac{Kg}{ml} + 16.5 \frac{Kg}{ml} + 10.00 \frac{Kg}{ml}$$

$$PARED TIPO 4 = 170.5 \frac{Kg}{ml}$$

PARED TIPO 5

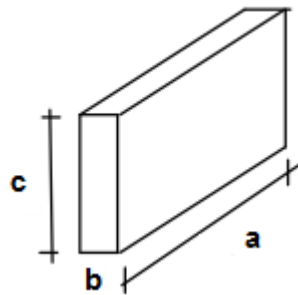


Gráfico VI. 7 Esquema pared tipo5

Fuente(Elaboración Propia)

PPP₅

$$MAMPOSTERIA = 0.15m * 1.20m * 1.00 m * 1600Kg/m^3 = 288.00Kg/ml$$

$$PARED TIPO 5 = 288.00 \frac{Kg}{ml}$$

6.6.1.4 CÁLCULO DEL ESPECTRO SÍSMICO SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC 2015

La revisión de la carga sísmica en esta sección se realizará de acuerdo a los lineamientos establecidos en el Capítulo NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO): PELIGRO SÍSMICO Y REQUISITOS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE, de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

6.6.1.4.1. ZONAS SÍSMICAS Y FACTOR DE ZONA Z

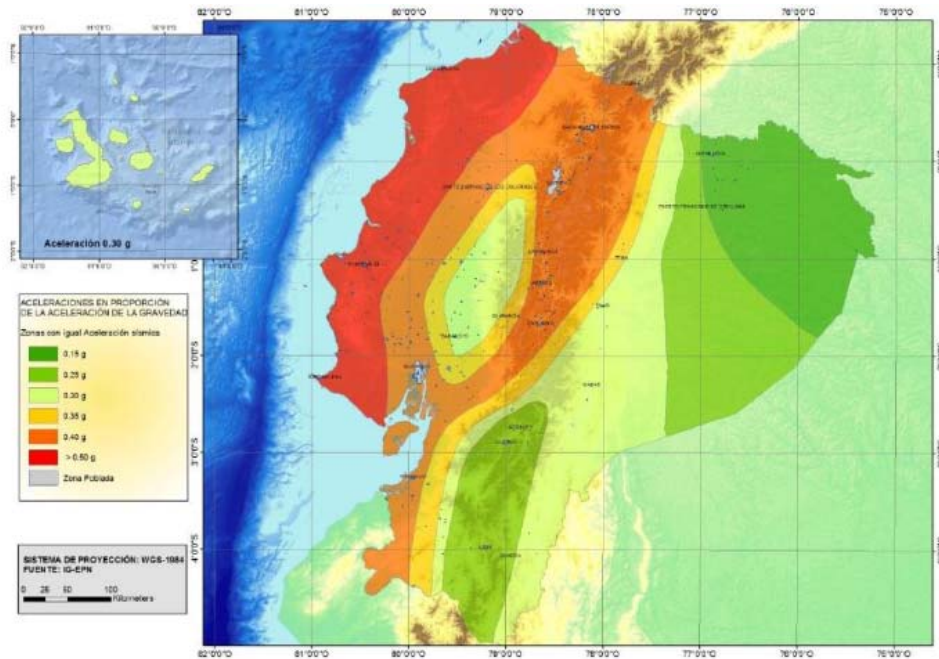


Gráfico VI.8 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z

(Fuente: NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO), figura 1)

Para propósitos de diseño utilizando la tabla de “Población ecuatoriana y valor Z” establecida en la tabla 10.2 de la norma NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO), se determina el factor de zona ubicando la ciudad de Ambato a la que corresponde un factor de zona Z de 0,40.

Este factor Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

6.6.1.4.2. CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DEL SUELO

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la tabla siguiente:

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s

Tipo de perfil	Descripción	Definición
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia o ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo

Tabla VI.4 Clasificación de los perfiles de suelo según la tabla 2 del NEC 2015

(Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO))

Para la realización del presente proyecto investigativo se ha considerado un tipo de suelo granular, semidenso con una velocidad de onda de corte V_s entre 200-750 y valor N del STP entre 10-30 ya que son las condiciones que más se ajustan a las características del suelo de Ambato. Ahora si se comparan estos datos con los mostrados en la tabla VI.4 se puede apreciar que el perfil que se ajusta más a estas condiciones es el perfil de suelo tipo D. Cabe recalcar que para otros proyectos en donde no se tenga certeza de las características del suelo del sitio obligatoriamente se deberá de realizar un estudio de suelos para poder clasificarlo de una manera adecuada de acuerdo a la tabla VI.4 antes mencionada.

6.6.1.4.3. COEFICIENTES DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE PERFILES DE SUELO

Con el factor de zona Z y el tipo de perfil de suelo, se obtiene los coeficientes de amplificación dinámica mostrados en las Tablas VI.5, VI.6, VI.7

TABLA 3 Fa (Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq 0,5$
A		0,9 ○	0,9 ○	0,9 ○	0,9 ○	0,9 ○	0,9 ○
B		1 ○	1 ○	1 ○	1 ○	1 ○	1 ○
C		1,4 ○	1,3 ○	1,25 ○	1,23 ○	1,2 ○	1,18 ○
D		1,6 ○	1,4 ○	1,3 ○	1,25 ○	1,2 ●	1,12 ○
E		1,8 ○	1,4 ○	1,25 ○	1,1 ○	1 ○	0,85 ○
F		Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla VI.5 Tipo de suelo y Factores de sitio F_a según tabla 3 del NEC 2015

(Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO))

NOTA: Para suelos tipo F no se proporcionan valores de F_a , F_d , ni F_s , debido a que requieren un estudio especial, conforme lo estipula la sección 10.5.4 de la NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO)

El coeficiente F_a amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

El coeficiente F_d amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de desplazamientos para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

TABLA 4 F_d (Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0.5
A		0,9 ○	0,9 ○	0,9 ○	0,9 ○	0,9 ○	0,9 ○
B		1 ○	1 ○	1 ○	1 ○	1 ○	1 ○
C		1,36 ○	1,28 ○	1,19 ○	1,15 ○	1,11 ○	1,06 ○
D		1,62 ○	1,45 ○	1,36 ○	1,28 ○	1,19 ●	1,11 ○
E		2,1 ○	1,75 ○	1,7 ○	1,65 ○	1,6 ○	1,5 ○
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4						

Tabla VI.6 Tipo de suelo y Factores de sitio F_d según tabla 4 del NEC 2015

(Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO))

TABLA5 F_s (Comportamiento no lineal de los suelos)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0.5
A		0,75 ○	0,75 ○	0,75 ○	0,75 ○	0,75 ○	0,75 ○
B		0,75 ○	0,75 ○	0,75 ○	0,75 ○	0,75 ○	0,75 ○
C		0,85 ○	0,94 ○	1,02 ○	1,06 ○	1,11 ○	1,23 ○
D		1,02 ○	1,06 ○	1,11 ○	1,19 ○	1,28 ●	1,4 ○
E		1,5 ○	1,6 ○	1,7 ○	1,8 ○	1,9 ○	2 ○
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4						

Tabla VI.7 Tipo de suelo y Factores de sitio F_s según tabla 5 del NEC2015

(Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO))

NOTA: Para suelos tipo F no se proporcionan valores de F_a , F_d , ni F_s , debido a que requieren un estudio especial, conforme lo estipula la sección 10.5.4 de la NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO).

El coeficiente F_s , que considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio, y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Para nuestro caso de estudio se consideran los valores de $F_a=1.2$; $F_d=1.19$ y $F_s= 1.28$, los cuales se pueden observar subrayados de amarillo en las tablas VI 5 ; VI 6 y VI 7

6.6.1.4.4. COEFICIENTES DE IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA

El coeficiente de importancia se define en la tabla 6 del NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO), teniendo en cuenta que el uso de la estructura es para departamentos, al que corresponde un factor de importancia de 1.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Tabla VI.8 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura según tabla 6 del NEC 2015

(Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO))

6.6.1.4.5. COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

El diseño de estructuras irregulares es penalizado por coeficientes de configuración estructural, tanto en planta como en elevación. Las tablas 13 y 14 del NEC 2015, NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO), describen los tipos de irregularidades de edificaciones y sus coeficientes de configuración, para este proyecto se tienen:

$\emptyset P = 0.81$ Irregularidad penalizada en planta

$\emptyset E = 0.9$ Irregularidad penalizada en elevación

Debido a la forma en planta que tiene la estructura es necesario justificar el valor propuesto para configuración en planta por lo que esta demostración se presenta en el siguiente ítem

- **Coefficiente de configuración estructural en planta \emptyset_p**

Para la determinación del coeficiente de configuración estructural en planta se utiliza la siguiente expresión.

$$\emptyset_p = \emptyset_{PA} * \emptyset_{PB}$$

\emptyset_{PA} = Se calcula como el mínimo valor \emptyset_{pi} de cada piso i de la estructura obtenido de la tabla VI.9, para cuando existan las irregularidades del tipo 1, 2 y 3 descritas en dicha tabla (el valor de \emptyset_{pi} para cada nivel se calcula como el valor mínimo expresado por la tabla VI.9 para las tres irregularidades)

\emptyset_{PB} = Se calcula de manera similar a \emptyset_{PA} pero para cuando se encuentren presentes las irregularidades mostradas en la tabla VI.9 del tipo 4 en la estructura.

Para calcular el coeficiente estructural en planta de la estructura en análisis se analizarán cada una de las irregularidades mostradas en la tabla VI.9 de este trabajo investigativo y que son las siguientes:

- Irregularidad Torsional
- Retrocesos excesivos en las esquinas
- Discontinuidades en el sistema de piso
- Ejes estructurales no paralelos

-Irregularidad Torsional

Este tipo de irregularidad se produce cuando el centro de masas no coincide con el centro de rigidez, lo que genera una excentricidad originándose así la irregularidad torsional en la estructura

La Normativa (NEC-2015) NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO) penaliza la irregularidad torsional con un coeficiente $\phi_p = 0.9$ por lo que para determinar si existe excentricidad entre los centros de masa y de rigidez en la estructura se procede a calcularlos como se indica a continuación:

Cálculo del Centro de masas

De acuerdo al libro Diseño De Estructuras Sismo Resistentes de la autora María Fratelli expresa que en un piso genérico (i) el centro de masas es el punto por donde pasa la resultante de las cargas de las columnas de todo el piso que se analiza, y las ecuaciones empleadas para su cálculo son las siguientes:

$$X_{cm} = \frac{\sum A_i * X_i}{\sum A_i}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum A_i * Y_i}{\sum A_i}$$

De donde:

A_i = Área de cada piso

$X_i - Y_i$ = Longitud desde el origen hasta el centro de gravedad de la figura

Cálculo del Centro de rigidez

María Fratelli expresa que el centro de rigidez o de torsión de un determinado nivel (i) de la estructura es el punto donde al aplicar la fuerza de corte horizontal correspondiente el piso solo se traslada horizontalmente, sin rotar con respecto al nivel inferior , y las ecuaciones empleadas para su cálculo son las siguientes:

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{y-y} * X_i}{\sum K_{y-y}}$$

$$Y_{cr} = \frac{\sum K_{x-x} * Y_i}{\sum K_{x-x}}$$

De donde:

K= Rigidez del pórtico en el sentido de las abscisas (X) o en el sentido de las ordenadas (Y)

$X_i - Y_i$ = Longitud desde el origen hasta el eje de las columnas

Ahora si bien los procedimientos mencionados para el cálculo del centro de masas y centro de rigidez son válidos, constituyen métodos aproximados por ejemplo en el primer caso para el cálculo del centro de masas el método aproximado solo toma en cuenta la planta y la divide en figuras geométricas simples pero no toma en cuenta el peso de la losa, ni de las vigas, y en el segundo caso para el cálculo de rigideces tal y como lo propusieron Tso y Cheung en 1985 es mucho más real calcular el centro de rigidez de una estructura a partir de su matriz de rigidez espacial y las fuerzas laterales actuantes en cada sentido, dado que el proceso manual de los métodos refinados es bastante complejo tanto que ameritan su propio análisis que no es objeto de estudio de este trabajo de investigación, y además con el fin de obtener los resultados más reales posibles es que se procederán a calcular las coordenadas del centro de masas y centro de rigideces de la estructura con la ayuda de un software especializado que utiliza dichos métodos refinados y cuyos resultados se resumen en la tabla mostrada a continuación:

COMPARACIÓN ENTRE EL CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA						
Story	CENTRO DE MASAS		CENTRO DE RIGIDEZ		EXCENRICIDAD	
	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey
	m	m	m	m	m	m
Story5	4,202	8,4822	4,31	8,55	-0,108	-0,0678
Story4	4,2862	8,4338	4,2517	8,4084	0,0345	0,0254
Story3	4,2569	8,3638	4,2234	8,3757	0,0335	-0,0119
Story2	4,2594	8,3666	4,1478	8,3574	0,1116	0,0092
Story1	4,2527	8,4546	4,0109	8,3453	0,2418	0,1093

Tabla VI.8A Tabla de centro de masas, centros de rigidez y excentricidades

(Fuente: Datos calculados con software especializado)

Los valores de E_x y E_y mostrados en la tabla **VI.8** corresponden a los valores de excentricidad calculados por planta para la estructura en estudio, el cálculo de estas excentricidades no es más que la resta entre las coordenadas de centro de masas y centro de rigidez obtenidos, por otra parte el signo negativo indica la ubicación del centro de rigidez con respecto al centro de masas.

La normativa ecuatoriana (NEC-2015) NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO) indica aplicar la ecuación presentada en la tabla VI.9 de este trabajo de investigación para el cálculo de la irregularidad torsional, sin embargo con el fin de calcular el verdadero valor del coeficiente de configuración estructural en planta se tomará el criterio del **Dr. Roberto Aguiar en su publicación “Principales problemas estructurales por la interacción tabique pórtico ante acciones sísmicas” pág.119** para adoptar si existe o no problemas de torsión donde el muy respetado autor menciona:

“Las estructuras con geometrías complejas, irregulares o asimétricas tienen un mal comportamiento ante las fuerzas ocasionadas por los sismos, la falta de uniformidad facilita la concentración de fuerzas por lo general en los extremos y genera problemas de excentricidad en planta los mismos que dejan a la estructura susceptibles a los efectos de torsión, al tener geometrías sencillas el centro de masas coincidirá con el centro de rigidez de la estructura, por lo tanto al no existir excentricidad estática, no habrán momentos torsores, por el contrario, si la geometría o la distribución de elementos resistentes es asimétrica o irregular, no coincidirá con el centro de masas y en consecuencia habrá problemas de torsión inicial (o de diseño) en la estructura².”

Al analizar la tabla VI.8A se puede apreciar que el centro de masas no coincide con el centro de de rigidez de la estructura, por lo tanto siguiendo el criterio del Dr Roberto Aguiar descrito en el anterior párrafo la estructura en estudio presenta problemas de torsión, por lo que se la penalizará con el coeficiente $\phi_{pi}= 0.9$, valor con el cual una vez analizadas todas las irregularidades en planta de la estructura se procederá con el cálculo del verdadero coeficiente de configuración en planta.

² **Fuente:** “Principales problemas estructurales por la interacción tabique pórtico ante acciones sísmicas”- Dr. Roberto Aguiar

- RETROCESOS EXCESIVOS EN LAS ESQUINAS

Siguiendo el criterio establecido por la normativa NEC- 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO) se utilizará la ecuación mostrada en la tabla VI.9 para la penalización de la irregularidad en planta del tipo 2 por retrocesos excesivos en las esquinas por lo que se tiene:

$$A > 0.15 * B \text{ Y } C > 0.15D$$

De donde:

A y C= Entrantes en las esquinas de la configuración en planta

B y D = Lados de la configuración en planta de la estructura

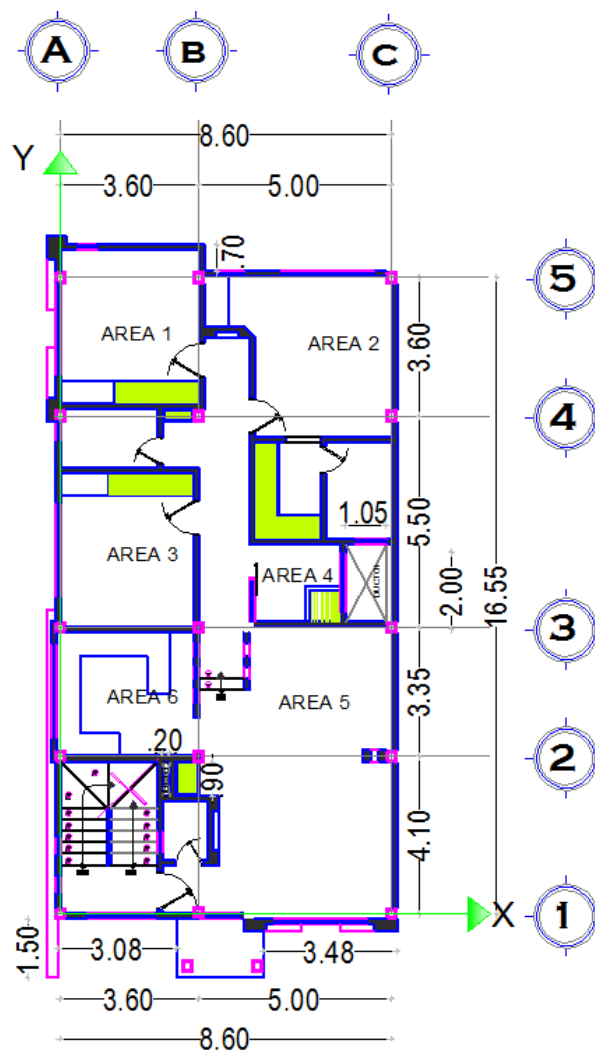


Gráfico VI.8A Entrantes en las esquinas planta tipo

(Fuente: Elaboración propia)

$A = 1.50 \text{ m}$ y $B = (16.55 + 1.50 + 0.70) \text{ m} = 18.75 \text{ m}$.

$0.15 * B = 0.15 * 18.75 \text{ m} = 2.81 \text{ m}$.

$1.50 \text{ m} < 2.81 \text{ m}$. Por lo tanto no existe la irregularidad del tipo 2 en el sentido Y

Por otra parte:

$C = 5 \text{ m}$ y $D = 8.60 \text{ m}$

$0.15 * D = 0.15 * 8.60 \text{ m} = 1.29 \text{ m}$.

$5 \text{ m} > 1.29 \text{ m}$. Por lo tanto existe irregularidad del tipo 2 en el sentido X

Analizando la irregularidad del tipo 2 de acuerdo a lo descrito en la tabla VI.9 de este trabajo de investigación se demuestra que la estructura presenta irregularidad por retrocesos excesivos en las esquinas en el sentido (X) y por lo tanto se la penalizará con un factor $\phi_{pi} = 0.9$

-DISCONTINUIDAD EN EL SISTEMA DE PISO

La discontinuidad en el sistema de piso de acuerdo a la tabla VI.9 se la denomina como una irregularidad del tipo 3 y se la calcula de la siguiente manera:

$$C * D > 0.5 * A * B$$

$$[C * D + C * E] > 0.5 * A * B$$

De donde:

C, D y E= Aberturas existentes en la configuración en planta

A y B= Lados de la configuración en planta de la estructura

Con la ayuda de un software especializado para el detallado estructural se ha calculado el área de la planta tipo, así como las de sus aberturas cuyos resultados se muestran a continuación:

Área total de la planta tipo: 148.66 m^2

Área de las aberturas en planta tipo: 19.87 m^2

$$19.87 < 0.5 \cdot 148.66$$

19.87 < 74.33 (No existen problemas por irregularidades del tipo 3)

Al ser el área de las aberturas menor al 50% del área total de la planta tipo, se demuestra que no existen problemas por irregularidades del tipo 3 en la estructura de estudio y por lo tanto siguiendo lo establecido por la normativa NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO) se le asignará un valor $\phi_{pi} = 1$

- EJES ESTRUCTURALES NO PARALELOS

Analizando el gráfico VI.8 A en el que se muestra la planta tipo se puede apreciar que todos sus ejes estructurales son paralelos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura y por lo tanto no tiene problemas de irregularidad del tipo 4 de acuerdo a lo presentado en la tabla VI.9 de este trabajo investigativo por lo que se adoptará un valor $\phi_{pi} = 1$

- CÁLCULO DEL VERDADERO VALOR DEL COEFICIENTE DE IRREGULARIDAD EN PLANTA PARA LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO

Para facilitar el cálculo del verdadero valor del coeficiente de irregularidad en planta a continuación se presenta una tabla resumen de las irregularidades existentes en la estructura con su respectivo factor de penalización según lo establecido en la NEC – 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO)

RESUMEN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA CON SU FACTOR DE PENALIZACIÓN		
IRREGULARIDAD EN PLANTA	EXISTE IRREGULARIDAD	ϕ_{pi} (Según NEC – 2015)
Irregularidad torsional	SI	0,9
Retrocesos excesivos en las esquinas	SI	0,9
Discontinuidades en el sistema de piso	NO	1
Ejes estructurales no paralelos	NO	1

Tabla VI.8B Tabla de resumen de irregularidades en planta para la estructura en estudio

(Fuente: Elaboración propia)

$$\phi_p = \phi_{PA} * \phi_{PB}$$

$$\phi_p = 0.9 * 0.9 * 1 * 1$$

$\phi_p = 0.81$ (Verdadero Valor del coeficiente de Irregularidad en planta)

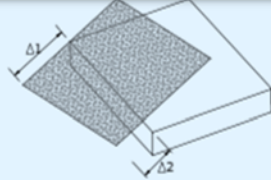
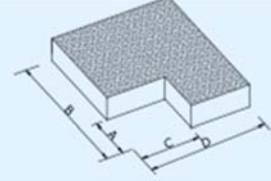
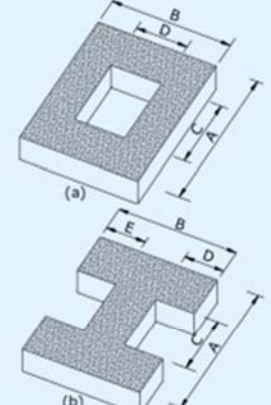

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{p1} = 0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{p2} = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{p3} = 0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{p4} = 0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	

Tabla VI.9 Coeficientes de irregularidad en planta según tabla 13 del NEC2015

(Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO))

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN	
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{Ei}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{Ei}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{Ei}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla VI.14 Coeficientes de irregularidad en elevación según tabla 14 del NEC 2015

(Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO))

6.6.1.4.6. PERÍODO DE VIBRACIÓN

Para estructuras de edificación, el valor de período de vibración T , se determina de manera aproximada en el apartado 6.3.3 del NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO) mediante la expresión:

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad \text{Ecuación VI-2}$$

Donde:

h_n = Altura máxima del edificio en metros desde la base

C_t = 0.072, α = 0.8 para estructuras de Acero sin arriostramientos, valores que se establecen en el apartado 6.3.3 del NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO)

El valor de h_n se lo ha considerado solo hasta la altura 13.86 m. pero descontada 8 cm en cada nivel pues se propone una losa de acero de espesor de 12 cm pues como quedó demostrado en el numeral 6.6.1.1 de este trabajo de investigación la sección resulta ser mas que competente ante las demandas solicitadas, por otro lado tal y como se lo puede ver en los planos arquitectónicos mostrados en los anexos, la altura de 14.76 m. no corresponde a un tapagrada, de hecho la losa del último piso tal y como lo demuestran los planos de arquitectura en los cortes A-A y B-B corresponde al de una terraza inaccesible, por lo que la altura de 14.76 m. hace referencia a un detalle arquitectónico para realzar la fachada de la estructura.

$$T = 0.072 * 13.46^{0.8} \quad \text{Ecuación VI-3}$$

$$T=0.5762 \text{ seg.}$$

6.6.1.4.7. DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO

Los límites para el período de vibración (T_0 , T_c y T_L), se determinan en la sección 3.3 del NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO) mediante las expresiones:

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación VI-4}$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación VI-5}$$

$$T_L = 2.4 F_d \quad \text{Ecuación VI-6}$$

Donde:

$$T_0 = 0.10 * 1.28 * \frac{1.19}{1.2}$$

$$T_0 = 0.1269 \text{ segundos}$$

$$T_c = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.2}$$

$$T_c = 0.6981 \text{ segundos}$$

$$T_L = 2.4 * 1.19$$

$$T_L = 2.856 \text{ segundos}$$

Ahora el espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad S_a , para el nivel del sismo de diseño puede obtenerse mediante las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para} \quad 0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ecuación VI-7}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para} \quad T > T_c \quad \text{Ecuación VI-8}$$

$$S_a = Z F_a \left(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right) \quad \text{para} \quad T \leq T_0 \quad \text{Ecuación VI-9}$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ecuación VI-4

De donde los valores de r y η se observan en las tablas VI.11 y VI.12 y se han subrayado los valores correspondientes a los de este trabajo de investigación

r	1	PARA TODOS LOS SUELOS, CON EXCEPCIÓN DEL SUELO TIPO E SUELOS E
r	1,5	

Tabla VI.11 Valores de r según NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO) pg34

(Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO))

η	1,8	(Provincias de la Costa,(excepto Esmeraldas)
η	2,48	(Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos)
η	2,6	(Provincias del Oriente)

Tabla VI.12 Valores de η según NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO) pg34

(Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO))

De acuerdo a lo anterior se puede concluir que el valor de T calculado con la ecuación VI-3 es menor que el límite T_c y mayor que el límite T_0 por lo que la ecuación a emplear será la VI-7 de donde:

$$S_a = 2.48 * 0.40 * 1.20$$

$$S_a = 1.1904$$

6.6.1.4.8. VALORES DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA

ESTRUCTURAL R, SISTEMAS ESTRUCTURALES DÚCTILES

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales)	8
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momentos	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, con armadura electrosoldada de alta resistencia	2,5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2,5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Tabla VI.13 Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, según

Tabla 16 del NEC 2015

(Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO))

Para el proyecto al tratarse del diseño de una estructura con pórticos de acero especiales resistentes a momento (SMF) en ambas direcciones se eligiera el valor de 6 que se ha subrayado en la tabla VI.13.

6.6.1.4.9. VALORES Y GRÁFICOS DEL ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO E INELÁSTICO

Finalmente ya tenemos todos los datos para graficar el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño de acuerdo a la norma NEC 2015, NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO) pero además se tiene que tener en cuenta que este sismo de diseño tiene un determinado tamaño, pero no se puede construir una edificación para resistirlo sin daños, entonces se diseña para valores de aceleraciones sísmicas menores, que resultan de dividir las aceleraciones espectrales del sismo de diseño para un factor R por consideraciones de tipo económico. Al hacer esto se acepta daño, pero se debe diseñar para que ese daño sea controlable y que la estructura no colapse sino que disipe energía en el rango inelástico razón por la cual se muestra también el espectro inelástico de aceleraciones.

α	0.8000
Ct	0.0720
T	0.5762
T_o	0.1269
T_c	0.6981
T_L	2.8560
h_n	13.4600
S_{ax} = S_{ay}	1.1904
η	2.4800
r	1.0000
I	1.0000
R	8.0000
Z	0.4000
Fa	1.2000
Fd	1.1900
Fs	1.2800
$\Phi_{p=}$	0.81
$\Phi_{e=}$	0.9

Espectro Elástico		Espectro Inelástico	
T (seg.)	Sa (m/seg ²)	T (seg.)	Sa (m/seg ²)
0,0000	1,1904	0,0000	0,2041
0,0500	1,1904	0,0500	0,2041
0,1000	1,1904	0,1000	0,2041
0,1500	1,1904	0,1500	0,2041
0,2000	1,1904	0,2000	0,2041
0,2500	1,1904	0,2500	0,2041
0,3000	1,1904	0,3000	0,2041
0,3500	1,1904	0,3500	0,2041
0,4000	1,1904	0,4000	0,2041
0,4500	1,1904	0,4500	0,2041
0,5000	1,1904	0,5000	0,2041
0,5500	1,1904	0,5500	0,2041
0,6000	1,1904	0,6000	0,2041
0,6500	1,1904	0,6500	0,2041
0,7000	1,1872	0,7000	0,2036
0,7500	1,1081	0,7500	0,1900
0,8000	1,0388	0,8000	0,1781
0,8500	0,9777	0,8500	0,1676
0,9000	0,9234	0,9000	0,1583
0,9500	0,8748	0,9500	0,1500
1,0000	0,8311	1,0000	0,1425
1,0500	0,7915	1,0500	0,1357
1,1000	0,7555	1,1000	0,1295
1,1500	0,7227	1,1500	0,1239
1,2000	0,6925	1,2000	0,1187
1,2500	0,6648	1,2500	0,1140
1,3000	0,6393	1,3000	0,1096
1,3500	0,6156	1,3500	0,1056
1,4000	0,5936	1,4000	0,1018

α	0.8000
Ct	0.0720
T	0.5762
T_o	0.1269
T_c	0.6981
T_L	2.8560
h_n	13.4600
S_{ax} = S_{ay}	1.1904
η	2.4800
r	1.0000
l	1.0000
R	8.0000
Z	0.4000
Fa	1.2000
Fd	1.1900
Fs	1.2800
$\Phi_{p=}$	0.81
$\Phi_{e=}$	0.9

Tabla VI.14 Valores del espectro sísmico elástico e inelástico

(Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2015)



Espectro Elástico		Espectro Inelástico	
T (seg.)	Sa (m/seg ²)	T (seg.)	Sa (m/seg ²)
1,4500	0,5731	1,4500	0,0983
1,5000	0,5540	1,5000	0,0950
1,5500	0,5362	1,5500	0,0919
1,6000	0,5194	1,6000	0,0891
1,6500	0,5037	1,6500	0,0864
1,7000	0,4889	1,7000	0,0838
1,7500	0,4749	1,7500	0,0814
1,8000	0,4617	1,8000	0,0792
1,8500	0,4492	1,8500	0,0770
1,9000	0,4374	1,9000	0,0750
1,9500	0,4262	1,9500	0,0731
2,0000	0,4155	2,0000	0,0712
2,0500	0,4054	2,0500	0,0695
2,1000	0,3957	2,1000	0,0679
2,1500	0,3865	2,1500	0,0663
2,2000	0,3778	2,2000	0,0648
2,2500	0,3694	2,2500	0,0633
2,3000	0,3613	2,3000	0,0620
2,3500	0,3536	2,3500	0,0606
2,4000	0,3463	2,4000	0,0594
2,4500	0,3392	2,4500	0,0582
2,5000	0,3324	2,5000	0,0570
2,5500	0,3259	2,5500	0,0559
2,6000	0,3196	2,6000	0,0548
2,6500	0,3136	2,6500	0,0538
2,7000	0,3078	2,7000	0,0528
2,7500	0,3022	2,7500	0,0518
2,8000	0,2968	2,8000	0,0509
2,8500	0,2916	2,8500	0,0500
2,9000	0,2866	2,9000	0,0491
2,9500	0,2817	2,9500	0,0483
3,0000	0,2770	3,0000	0,0475
3,0500	0,2725	3,0500	0,0467
3,1000	0,2681	3,1000	0,0460
3,1500	0,2638	3,1500	0,0452
3,2000	0,2597	3,2000	0,0445
3,2500	0,2557	3,2500	0,0438
3,3000	0,2518	3,3000	0,0432
3,3500	0,2481	3,3500	0,0425
3,4000	0,2444	3,4000	0,0419
3,4500	0,2409	3,4500	0,0413
3,5000	0,2374	3,5000	0,0407
3,5500	0,2341	3,5500	0,0401
3,6000	0,2308	3,6000	0,0396
3,6500	0,2277	3,6500	0,0390
3,7000	0,2246	3,7000	0,0385
3,7500	0,2216	3,7500	0,0380
3,8000	0,2187	3,8000	0,0375
3,8500	0,2159	3,8500	0,0370
3,9000	0,2131	3,9000	0,0365
3,9500	0,2104	3,9500	0,0361
4,0000	0,2078	4,0000	0,0356



Gráfico VI.9 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

(Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO))

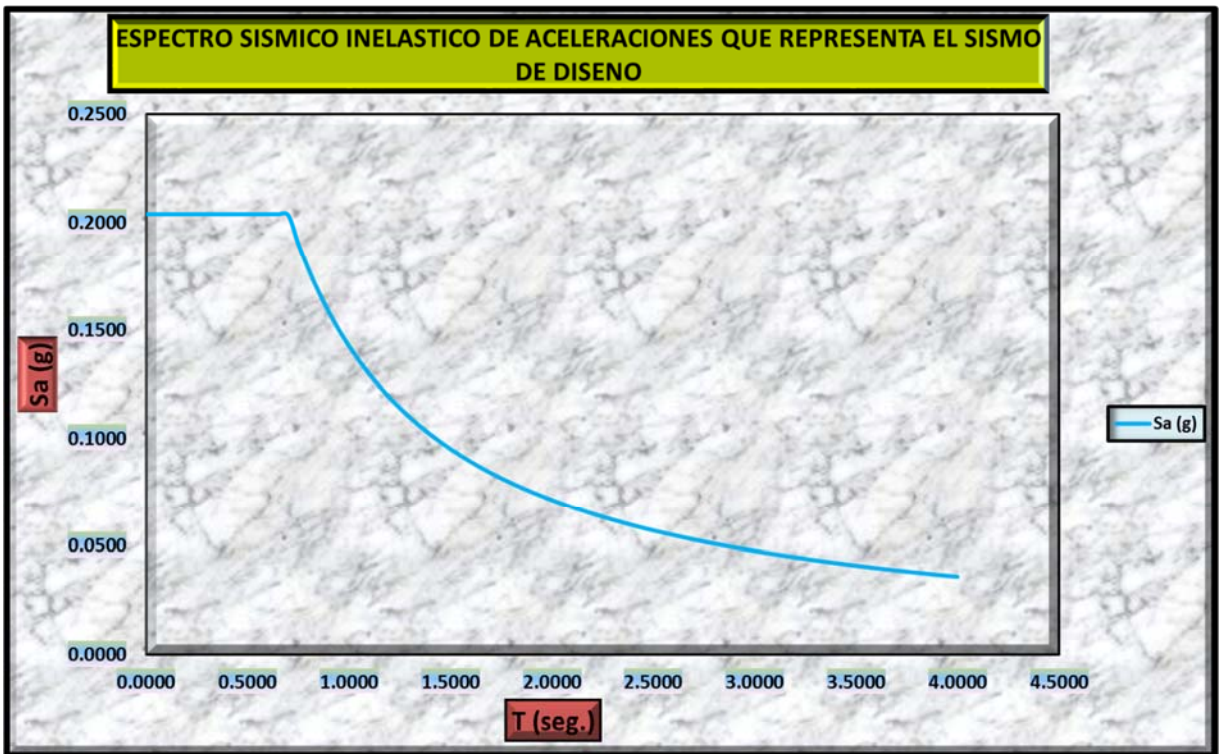


Gráfico VI.10 Espectro sísmico inelástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

(Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO))

6.6.1.5 PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA SMF SEGÚN AISC 341-10

Entendiéndose que el prediseño de una estructura consiste en encontrar las secciones tentativas de los elementos estructurales de la misma, las cuales posteriormente deberán ser verificadas tanto por capacidad como por sismo resistencia para validarlas o rectificarlas, conviene hacerlo usando ayudas que conduzcan a resultados definitivos y rápidos para lo cual se emplea los criterios dados por la AISC 341-10 para sistemas de pórticos de acero especiales resistentes a momentos (SMF)

6.6.1.5.1 DIMENSIONES DEL PÓRTICO A ANALIZAR

Para efectos del proceso de predimensionado se analiza el pórtico del eje C y se toman en cuenta los niveles 1 y 2 del mismo debido a que ahí se obtendrán las secciones de mayor demanda de la estructura las mismas que se replicarán a los demás pisos y a los otros pórticos, para este proceso se tomarán en cuenta efectos de rigidez y el criterio columna fuerte y viga débil:

Niveles 1 y 2 Pórtico eje C Dirección Y

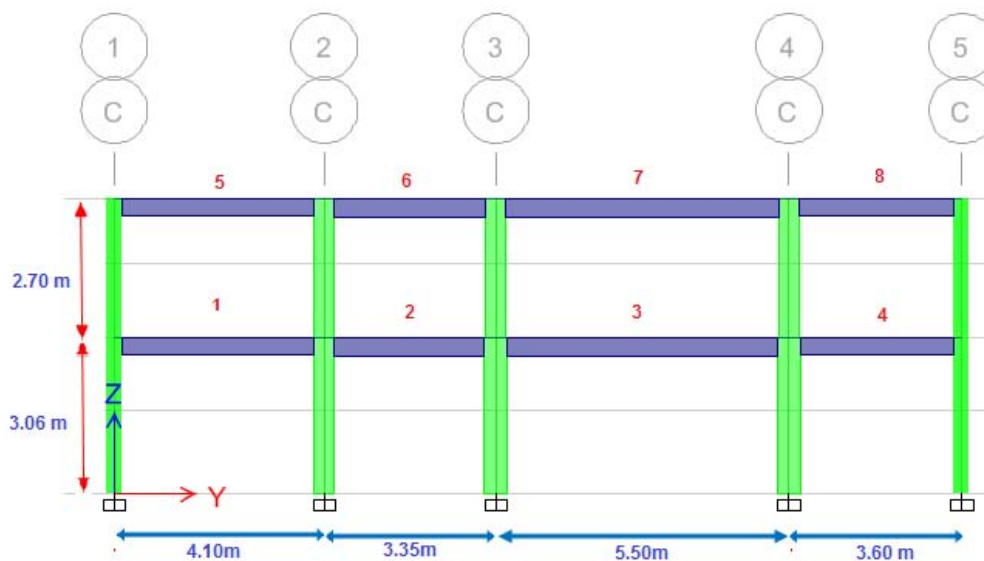


Gráfico VI.11 Niveles 1 y 2 Pórtico eje C Dirección Y

(Fuente: Elaboración propia)

6.6.1.5.2 PREDIMENSIONADO DE VIGAS POR RIGIDEZ:

Considerando la tabla II.2 "Valores de altura de vigas mínima recomendada" se tiene:

Viga	L (mm)	d=L/20	Perfil Tentativo
TIPO 1	4100	205	IPE 220
TIPO 2	3350	168	IPE 180
TIPO 3	5500	275	IPE 300
TIPO 4	3600	180	IPE 180

Tabla VI.15 Perfiles tentativos para vigas

(Fuente: Elaboración propia)

El material que se empleará para columnas del sistema SMF será:

Acero: ASTM –A992			
$F_y=$	3515	Kg/cm ²	Esfuerzo de cedencia
$F_u=$	4,570	Kg/cm ²	Esfuerzo último
$R_y=$	1.1		Factor de sobre resistencia

Tabla VI.16 A Tipo de acero en columnas del sistema SMF

(Fuente: Norma ASTM 2005)

El material que se empleará tanto en vigas como para correas y elementos secundarios será:

Acero: ASTM A36			
$F_y=$	2530	Kg/cm ²	Esfuerzo de cedencia
$F_u=$	4,080	Kg/cm ²	Esfuerzo último
$R_y=$	1.5		Factor de sobre resistencia

Tabla VI.16 B Tipo de acero en vigas, correas y elementos secundarios de la estructura

(Fuente: Norma ASTM 2005)

6.6.1.5.2.1 VERIFICACIÓN DE LONGITUD NO ARRIOSTRADA

Aplicando la ecuación II-34 se tiene:
$$L_b \leq 0.086 \left(\frac{E_s}{F_y} \right) r_y$$

Chequeo de la viga tipo 1: Para el perfil **IPE 220** el radio de giro en el eje y, según las tablas correspondientes de propiedades de los perfiles mostradas en los anexos de este trabajo de investigación se puede observar que su valor es de $r_y=2.48$ cm.

De donde reemplazando se obtiene el valor límite correspondiente a:

$$L_b = 0.086 * \left(\frac{2100000 \frac{Kg}{cm^2}}{2530 \frac{Kg}{cm^2}} \right) * 2.48 \text{ cm}$$

$$L_b = 177 \text{ cm. (Valor limite)}$$

Ahora es conveniente mandar vigas de transferencia perpendiculares a las vigas principales del sistema SMF (tipo 1), para restringir su rotación en ambos extremos con el fin de evitar el pandeo lateral torsional como se muestra en el siguiente gráfico:

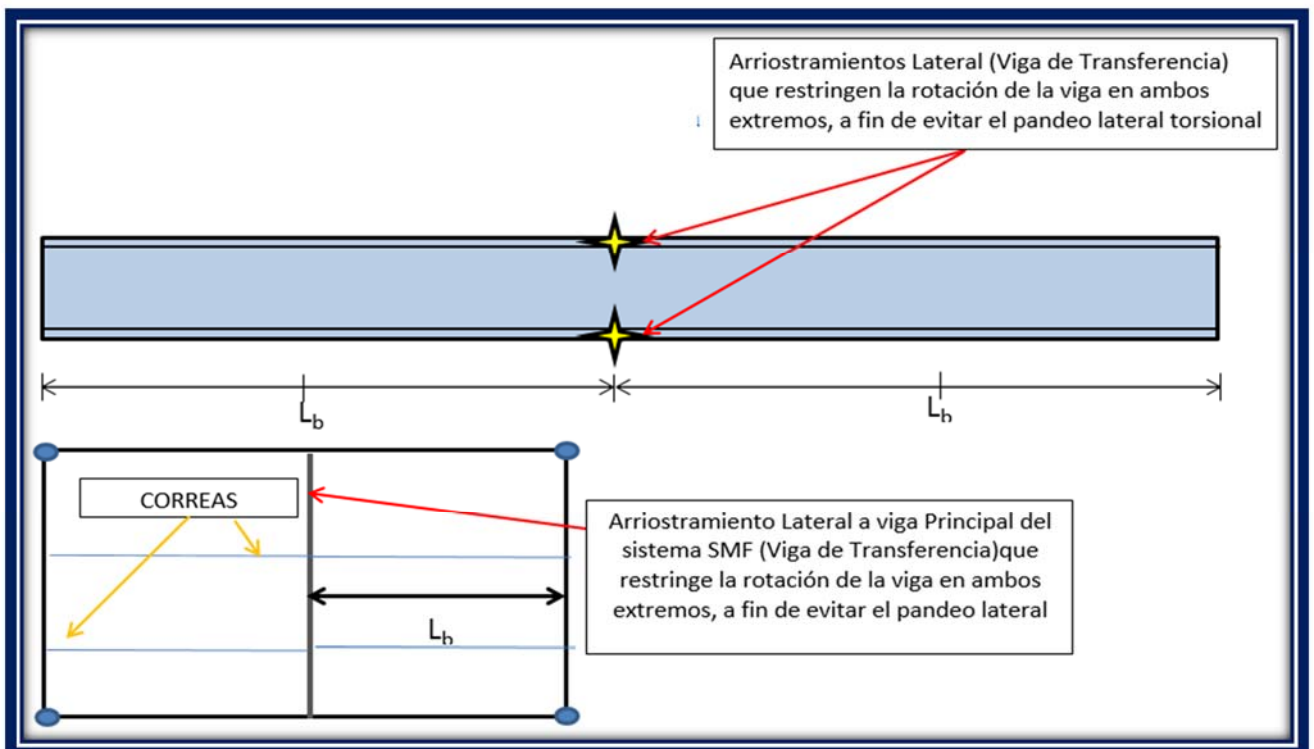


Gráfico VI.12 Longitud L_b que representa la longitud no arriostrada

(Fuente: Elaboración propia)

Del gráfico VI.12 se puede observar que el valor de longitud no arriostrada (L_b) sería:

$$L_b = \frac{410}{2}$$

$L_b=205$ cm (valor calculado)

$$L_{b\text{calculado}} < L_{b\text{limite}}$$

205 cm < 177 cm NO CUMPLE

Ahora como el valor de la longitud no arriostrada del perfil **205 cm** es mayor que el valor limite **177cm** vemos que el perfil seleccionado no cumple por lo que de elegir el perfil **IPE 220** se producirá pandeo lateral torsional por lo que para evitar este efecto indeseable se tienen 2 opciones, la primera aumentar el perfil de la viga o en su defecto aumentar el número de arriostramientos laterales, para el caso de estudio se ha optado aumentar el perfil de la viga por ser más adecuado para nuestro caso.

Ahora aumentando la sección de la viga tipo 1 a un perfil **IPE 270** volvemos a realizar el chequeo sabiendo ahora que el valor de $r_y = 3.02$ cm con lo que se tiene:

$$L_b = 0.086 * \left(\frac{2100000 \frac{Kg}{cm^2}}{2530 \frac{Kg}{cm^2}} \right) * 3.02 \text{ cm.}$$

$L_b = 216$ cm (Nuevo límite de L_b)

De donde:

$$L_{b\text{calculado}} < L_{b\text{limite}}$$

205 cm < 216 cm OK CUMPLE

Por lo que se acepta el perfil **IPE270** para la viga tipo 1 y similares.

Chequeo de la viga tipo 2: Se procede de igual manera que para el chequeo anterior de donde:

$$L_b = 0.086 * \left(\frac{2100000 \frac{Kg}{cm^2}}{2530 \frac{Kg}{cm^2}} \right) * 2.05 \text{ cm.}$$

$$L_b = 146 \text{ cm. (valor limite)}$$

$$L_b = \frac{335}{2}$$

$$L_b = 168 \text{ cm (valor calculado)}$$

$$L_{b\text{calculado}} < L_{b\text{limite}}$$

$$168 \text{ cm} < 146 \text{ cm} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Ahora aumentando la sección de la viga tipo 2 a un perfil **IPE 220** volvemos a realizar el chequeo:

$$L_b = 0.086 * \left(\frac{2100000 \frac{Kg}{cm^2}}{2530 \frac{Kg}{cm^2}} \right) * 2.48 \text{ cm.}$$

$$L_b = 177 \text{ cm. (Nuevo límite de } L_b)$$

$$L_{b\text{calculado}} < L_{b\text{limite}}$$

$$168 \text{ cm} < 177 \text{ cm} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Por lo que se acepta el perfil **IPE220** para la viga tipo 2 y similares.

Chequeo de la viga tipo 3: Se procede de igual manera que para el chequeo anterior de donde:

$$L_b = 0.086 * \left(\frac{2100000 \frac{Kg}{cm^2}}{2530 \frac{Kg}{cm^2}} \right) * 3.35 \text{ cm.}$$

$$L_b = 239 \text{ cm. (valor limite)}$$

$$L_b = \frac{550}{2}$$

$$L_b = 275 \text{ cm (valor calculado)}$$

$$L_{b\text{calculado}} < L_{b\text{limite}}$$

$$275 \text{ cm} < 239 \text{ cm} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Ahora aumentando la sección de la viga tipo 2 a un perfil **IPE 400** volvemos a realizar el chequeo:

$$L_b = 0.086 * \left(\frac{2100000 \frac{Kg}{cm^2}}{2530 \frac{Kg}{cm^2}} \right) * 3.95 \text{ cm.}$$

$$L_b = 282 \text{ cm. (Nuevo límite de } L_b)$$

$$L_{b\text{calculado}} < L_{b\text{limite}}$$

$$275 \text{ cm} < 282 \text{ cm} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Por lo que se acepta el perfil **IPE 400** para la viga tipo 3 y similares.

Chequeo de la viga tipo 4: Se procede de igual manera que para el chequeo anterior de donde:

$$L_b = 0.086 * \left(\frac{2100000 \frac{Kg}{cm^2}}{2530 \frac{Kg}{cm^2}} \right) * 2.05 \text{ cm.}$$

$$L_b = 146 \text{ cm. (valor limite)}$$

$$L_b = \frac{360}{2}$$

$$L_b = 180 \text{ cm (valor calculado)}$$

$$L_{b\text{calculado}} < L_{b\text{limite}}$$

$$180 \text{ cm} < 146 \text{ cm} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Ahora aumentando la sección de la viga tipo 2 a un perfil **IPE 240** volvemos a realizar el chequeo:

$$L_b = 0.086 * \left(\frac{2100000}{2530} \right) * 2.69$$

$$L_b = 192 \text{ cm. (Nuevo límite de } L_b)$$

$$L_{b\text{calculado}} < L_{b\text{limite}}$$

$$180 \text{ cm} < 192 \text{ cm} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Por lo que se acepta el perfil **IPE 240** para la viga tipo 4 y similares.

Vigas	Perfiles tentativos de vigas para modelar
TIPO 1 Y SIMILARES	IPE 270
TIPO 2 Y SIMILARES	IPE 220
TIPO 3 Y SIMILARES	IPE 400
TIPO 4 Y SIMILARES	IPE 240

Tabla VI.17 Perfiles tentativos en vigas para la modelación

(Fuente: Elaboración propia)

6.6.1.5.2.2 PANDEO LOCAL DEL PERFIL DE VIGAS

De acuerdo con el código AISC 341-10 para cumplir con los requisitos de un sistema SMF en acero además de lo especificado en el numeral anterior también las secciones de vigas deberán de ser sísmicamente compactas por lo que es importante también realizar este chequeo en las vigas ya que el control del pandeo local permite que se desarrolle la capacidad plástica de la viga:

Chequeo de la viga tipo 1: Para realizar el control del pandeo lateral torsional en vigas emplearemos las ecuaciones II-25 y II-26 como sigue:

Alas del Perfil:
$$\frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$\frac{13.5cm.}{(2 * 1.02)cm.} \leq 0.30 \sqrt{\frac{2100000kg / cm^2}{2530 kg / cm^2}}$$

$$6.62 \leq 8.64$$

OK. CUMPLE

Alma del Perfil:
$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$\frac{27\text{cm.} - (2 * 1.02)\text{cm.}}{0.66\text{cm.}} \leq 2.45 \sqrt{\frac{2100000\text{kg} / \text{cm}^2}{2530 \text{kg} / \text{cm}^2}}$$

$$37.82 \leq 70.59 \quad \text{OK. CUMPLE}$$

Por lo que se ratifica el perfil **IPE 270** para la viga tipo 1 y similares.

Chequeo de la viga tipo 2: Se procede de la misma manera que para el control anterior:

Alas del Perfil:
$$\frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$\frac{11\text{cm.}}{(2 * 0.92)\text{cm.}} \leq 0.30 \sqrt{\frac{2100000\text{kg} / \text{cm}^2}{2530 \text{kg} / \text{cm}^2}}$$

$$5.98 \leq 8.64 \quad \text{OK. CUMPLE}$$

Alma del Perfil:
$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$\frac{22\text{cm.} - (2 * 0.92)\text{cm.}}{0.59\text{cm.}} \leq 2.45 \sqrt{\frac{2100000\text{kg} / \text{cm}^2}{2530 \text{kg} / \text{cm}^2}}$$

$$34.17 \leq 70.59 \quad \text{OK. CUMPLE}$$

Por lo que se ratifica el perfil **IPE 220** para la viga tipo 2 y similares.

Chequeo de la viga tipo 3: Se procede de la misma manera que para el control anterior:

Alas del Perfil:
$$\frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$\frac{18cm.}{(2 * 1.35)cm.} \leq 0.30 \sqrt{\frac{2100000kg / cm^2}{2530 kg / cm^2}}$$

$6.67 \leq 8.64$ **OK. CUMPLE**

Alma del Perfil:
$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$\frac{40cm - (2 * 1.35)cm.}{0.86cm.} \leq 2.45 \sqrt{\frac{2100000kg / cm^2}{2530 kg / cm^2}}$$

$43.37 \leq 70.59$ **OK. CUMPLE**

Por lo que se ratifica el perfil **IPE 400** para la viga tipo 3 y similares.

Chequeo de la viga tipo 4: Se procede de la misma manera que para el control anterior:

Alas del Perfil:
$$\frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$\frac{12cm.}{(2 * 0.98)cm.} \leq 0.30 \sqrt{\frac{2100000kg / cm^2}{2530 kg / cm^2}}$$

$$6.12 \leq 8.64$$

OK. CUMPLE

Alma del Perfil:
$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$\frac{24cm. - (2 * 0.98)cm}{0.62cm.} \leq 2.45 \sqrt{\frac{2100000kg / cm^2}{2530 kg / cm^2}}$$

$$35.55 \leq 70.59$$

OK. CUMPLE

Por lo que se ratifica el perfil **IPE 240** para la viga tipo 4 y similares.

6.6.1.5.3 PREDIMENSIONADO DE COLUMNAS POR CRITERIO COLUMNA

FUERTE – VIGA DÉBIL

El predimensionado de las columnas siguiendo este criterio es fundamental ya que de no cumplirse la Relación de Momentos que se presenta a continuación, y asegura el Criterio de Columna Fuerte- Viga Débil, podría generarse un mecanismo de colapso al desarrollarse rótulas plásticas en columnas del mismo nivel.

Ahora de acuerdo a la expresión II-31 se tiene:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0$$

Considerando también que en el capítulo II se había mencionado un Estudio de la Resistencia Mínima de Columnas en Pórticos Especiales Resistentes a Momento (SMF) se presentó la tabla II.3 ("Relación entre módulo plástico de columnas y vigas ") que se utiliza para el prediseño de columnas en pórticos de acero especiales resistentes a momento (SMF), también se obtuvieron las siguientes ecuaciones que derivaron de la ecuación II.31 dada por el AISC 2010 mostrada anteriormente las cuales se presentan a continuación:

$$M_{pb}^* = 1.34 R_y Z_b F_{yb} \quad \text{Momento Máx. Probable Aprox. en Vigas} \quad \text{Ecuación VI-2}$$

$$M_{pc}^* = 0.80 Z_c F_{yc} \quad \text{Momento Máx. Probable Aprox. en Col.} \quad \text{Ecuación VI-3}$$

Ahora reemplazando las ecuaciones VI-2 y VI-3 la ecuación II-31 se tiene:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > \frac{\sum 0.80 Z_c F_{yc}}{\sum 1.34 R_y Z_b F_{yb}} > \frac{\sum 0.60 Z_c F_{yc}}{\sum R_y Z_b F_{yb}} > 1.00$$

de Donde:

$$Z_c \geq \frac{\sum R_y Z_b F_{yb}}{\sum 0.60 F_{yc}} \quad \text{Ecuación VI-4}$$

Con lo que procedemos al prediseño de la siguiente manera:

Prediseño de columna Tipo 1C: Aplicando la ecuación VI-4 y reemplazando los valores de R_y y F_y que se muestran en la tabla VI-16B y el valor Z_b correspondiente al de la viga que llega a la columna analizada que se prediseño en el numeral anterior y que se puede observar en la tabla de propiedades de los perfiles mostrada en los anexos de este trabajo investigativo se tiene:

$$Z_c \geq \frac{\sum R_y Z_b F_{yb}}{\sum 0.60 F_{yc}}$$

$$Z_c \geq \frac{1.5 * 483.88 * 2530}{0.60 * 2530}$$

$$Z_c \geq \frac{1.5 * 483.88 * 2530}{2 * 0.60 * 3515}$$

$$Z_c \geq 435.35 \text{ cm}^3 \quad (\text{MÓDULO PLÁSTICO REQUERIDO})$$

Ahora para efectos demostrativos si dividimos el modulo plástico de las columnas con respecto al de las vigas que llegan al nodo de la columna analizada tendremos:

$$\frac{Z_c}{Z_b} = \frac{435.35}{483.88} = 0.90$$

Valor que se puede observar en la tabla II.3 "Relación entre módulo plástico de columnas y vigas" para el caso en que una viga y dos columnas llegan a una junta para el tipo de acero A36 para vigas y A572-A992 en columnas, si se hubiera querido obviar el procedimiento anterior y solo emplear dicha tabla que como se ve permite obtener resultados consistentes de forma inmediata.

Por lo anterior es obvio entender que requeriremos una columna con un módulo plástico superior o igual a **435.35 cm³** (ver anexos tabla de propiedades de los perfiles), o lo que es lo mismo que sea **0.90** veces el módulo plástico de las vigas que llegan a la junta requisito que se satisface plenamente con un perfil **HEB 200**

Prediseño de columna Tipo 2C: El procedimiento es exactamente igual que para el caso anterior con la diferencia que hay que considerar que ahora llegan 2 vigas a la junta por lo que:

$$Z_c \geq \frac{\sum R_y Z_b F_{yb}}{\sum 0.60 F_{yc}}$$

$$Z_c \geq \frac{1.5 * 483.88 * 2530 + 1.5 * 285.34 * 2530}{2 * 0.60 * 3515}$$

$$Z_c \geq 692.08 \text{cm}^3 \quad (\text{MÓDULO PLÁSTICO REQUERIDO})$$

(ver anexos tabla de propiedades de los perfiles)

Por lo que emplearemos un perfil **HEB 240**

Prediseño de columna Tipo 3C: El proceso es idéntico al anterior por lo que:

$$Z_c \geq \frac{\sum R_y Z_b F_{yb}}{\sum 0.60 F_{yc}}$$

$$Z_c \geq \frac{1.5 * 285.34 * 2530 + 1.5 * 1306.82 * 2530}{2 * 0.60 * 3515}$$

$$Z_c \geq 1432.49 \text{cm}^3 \quad (\text{MÓDULO PLÁSTICO REQUERIDO})$$

Por lo que emplearemos un perfil **HEB 320**

Prediseño de columna Tipo 4C: El proceso es idéntico al anterior por lo que:

$$Z_c \geq \frac{\sum R_y Z_b F_{yb}}{\sum 0.60 F_{yc}}$$

$$Z_c \geq \frac{1.5 * 1306.82 * 2530 + 1.5 * 366.52 * 2530}{2 * 0.60 * 3515}$$

$$Z_c \geq 1505.53 \text{cm}^3 \quad (\text{MÓDULO PLÁSTICO REQUERIDO})$$

Por lo que emplearemos un perfil **HEB 320**

Prediseño de columna Tipo 5C: El proceso es el mismo pero solo llega una viga a la junta por lo que:

$$Z_c \geq \frac{\sum R_y Z_b F_{yb}}{\sum 0.60 F_{yc}}$$

$$Z_c \geq \frac{1.5 * 366.52 * 2530}{2 * 0.60 * 3515}$$

$$Z_c \geq 329.76 \text{cm}^3 \quad (\text{MÓDULO PLÁSTICO REQUERIDO})$$

Por lo que emplearemos un perfil **HEB 200**

NOTA: Los valores de los módulos plásticos de las vigas empleados en estos cálculos se justifican en la tabla de propiedades de los perfiles que se adjuntan en los anexos de este trabajo de investigación

COLUMNAS	Perfiles tentativos de columnas para modelar
TIPO 1C Y SIMILARES	HEB 200
TIPO 2C, Y SIMILARES	HEB 240
TIPO 3C, CENTRALES Y SIMILARES	HEB 320
TIPO 4C, CENTRALES Y SIMILARES	HEB 320
TIPO 5C Y SIMILARES	HEB 200

Tabla VI.18 Perfiles tentativos en columnas para la modelación

(Fuente: Elaboración propia)

6.6.1.5.3.1 REVISIÓN DEL PANDEO LOCAL EN LOS PERFILES DE COLUMNAS

De acuerdo a la norma AISC 2010 las secciones deben ser compactas sísmicas (λ_{ps}), a fin de limitar el pandeo local por lo que se procede a chequear cada columna para este requerimiento aplicando las ecuaciones II-27, II-28 y II-29 como sigue:

Chequeo de la columna tipo 1C=5C :Para el caso de las alas del perfil bastará con que se cumpla con la ecuación II-27 pero para el chequeo del alma para efectos de prediseño es conveniente suponer el efecto más adverso que se presentara en el elemento por lo cual la relación de la carga axial mayorada actuando en la columna (P_u) con respecto al rendimiento de la columna a fuerza axial (ΦP_y) se asumirá que es de 0.30 como valor recomendado y se procederá a aplicar la ecuación II-29 según lo indicado por el código AISC-2010.

$$\frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{Alas del Perfil:}$$

$$\frac{200cm.}{(2 * 15)cm.} \leq 0.30 \sqrt{\frac{2100000kg / cm^2}{3515 kg / cm^2}}$$

$$6.67 \leq 7.33 \quad \text{OK. CUMPLE}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E_s}{F_y} \left[2.93 - \frac{P_u}{\phi P_y} \right]} > 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{Alma del Perfil:}$$

Siendo la altura del alma del perfil (**h**)=Altura total del perfil (**d_c**) –Dos veces el espesor de las alas (**2*tf_c**) – Dos veces el radio de curvatura (**2*r**)

$$\frac{(200 - 2 * 15 - 2 * 18)cm.}{9cm.} \leq 0.77 \sqrt{\frac{2100000kg/cm^2}{3515 kg/cm^2} [2.93 - 0.30]} > 1.49 \sqrt{\frac{2100000kg/cm^2}{3515 kg/cm^2}}$$

$$14.89 \leq 49.50 > 36.42 \quad \text{OK. CUMPLE}$$

Por lo que se ratifica el perfil **HEB 200** para la columnas tipo 1C, 5C y similares.

Chequeo de la columna tipo 2C :Se procede igual que en el caso anterior

$$\frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{Alas del Perfil:}$$

$$\frac{240cm.}{2 * 17cm.} \leq 0.30 \sqrt{\frac{2100000kg/cm^2}{3515 kg/cm^2}}$$

$$7.06 \leq 7.33 \quad \text{OK. CUMPLE}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E_s}{F_y} \left[2.93 - \frac{P_u}{\phi P_y} \right]} > 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{Alma del Perfil:}$$

$$\frac{(240 - 2 * 17 - 2 * 21)cm.}{9cm.} \leq 0.77 \sqrt{\frac{2100000kg / cm^2}{3515 kg / cm^2}} [2.93 - 0.30] > 1.49 \sqrt{\frac{2100000kg / cm^2}{3515 kg / cm^2}}$$

$$18.22 \leq 49.50 > 36.42$$

OK. CUMPLE

Por lo que se ratifica el perfil **HEB 240** para la columna tipo 1C y similares.

Chequeo de la columna tipo 3C=4C: Se procede igual que en el caso anterior

$$\frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

Alas del Perfil:

$$\frac{300cm.}{(2 * 20.5)cm.} \leq 0.30 \sqrt{\frac{2100000kg / cm^2}{3515 kg / cm^2}}$$

$$7.32 \leq 7.33$$

OK. CUMPLE

$$\frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E_s}{F_y} \left[2.93 - \frac{P_u}{\phi P_y} \right]} > 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

Alma del Perfil:

$$\frac{(320 - 2 * 20.5 - 2 * 27)cm.}{11.5cm.} \leq 0.77 \sqrt{\frac{2100000kg / cm^2}{3515 kg / cm^2}} [2.93 - 0.30] > 1.49 \sqrt{\frac{2100000kg / cm^2}{3515 kg / cm^2}}$$

$$19.57 \leq 49.50 > 36.42$$

OK. CUMPLE

Por lo que se ratifica el perfil **HEB 320** para las columnas tipo 3C, 4C y similares.

Nota: La justificación del valor $\frac{P_u}{\phi P_y} = 0.30$ para el chequeo del alma del perfil en el prediseño de columnas se basa en un Estudio de la Resistencia Mínima en Pórticos Especiales Resistentes a Momento (SMF) realizado por el profesor Thomas Murray, en este estudio se demostró que las estructuras que por lo general mostraban un buen desempeño sísmico presentaban valores de $\frac{P_u}{\phi P_y}$ aproximados a 0.30, por lo que el uso de este factor en el prediseño de columnas en sistemas estructurales de Pórticos Especiales Resistentes a Momento tiende a garantizar un buen comportamiento sísmico para la estructura, además ya que el objetivo de cualquier prediseño es el de obtener resultados confiables y eficientes en el menor tiempo posible, el empleo de este factor constituye una alternativa ideal para prediseñar estructuras con sistemas SMF en acero estructural cumpliendo así con los lineamientos del código AISC-2010, por lo que se ha decidido emplearlo en este trabajo de investigación

6.6.1.5.4 PREDIMENSIONADO DEL SISTEMA DE PISO

Como se definió en la sección 6.6.1.1 se empleará una losa de 12cm de altura con un espesor de sófite metálico calibre 22 acorde al catálogo Metaldeck

Para el predimensionado de las correas y vigas de transferencia se empleará el criterio de flecha máxima dado por la Inecuación II-13

6.6.1.5.4.1 PREDIMENSIONADO DE VIGAS DE TRANSFERENCIA:

Tomando en cuenta que la longitud del vano más grande que deberá cubrir este tipo de viga es de 5000 mm (ejes B-C) se tiene:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{5600}{F_y}$$

$$d \geq \frac{2530 * 5000}{56000}$$

$$d \geq 225mm$$

Por lo tanto se empleará un perfil **IPE 240** para la viga de transferencia.

6.6.1.5.4.2 PREDIMENSIONADO DE CORREAS: Se procede de manera similar pero considerando ahora una longitud de correa de $5500/2 = 2750$ mm (mitad ejes 3-4) se tiene:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{5600}{F_y}$$

$$d \geq \frac{2530 * 2750}{56000}$$

$$d \geq 124.24mm$$

Por lo tanto se empleará un perfil **IPE 140** para las correas

6.6.2. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Al ingresar al programa se presenta una pantalla de fondo blanco con dos ventanas separadas verticalmente. Allí en la parte inferior derecha se despliega un menú con las unidades a utilizar en la generación del modelo estructural, mientras que en la parte superior izquierda se encuentra activo el **menú File** donde se puede abrir o importar un modelo existente, importar un archivo de Autocad, o bien, generar un nuevo modelo.

Para nuestro caso procederemos a importar un archivo de Autocad con el fin de generar el modelo de la estructura para lo cual se procede como se indica en el siguiente numeral.

6.6.2.1. IMPORTANDO EL MODELO DESDE AUTOCAD

Para esta operación vamos a **FILE** que se encuentra en la parte superior izquierda de la ventana y se da clic en **NEW MODEL** con lo que se desplegará el siguiente cuadro de diálogo:

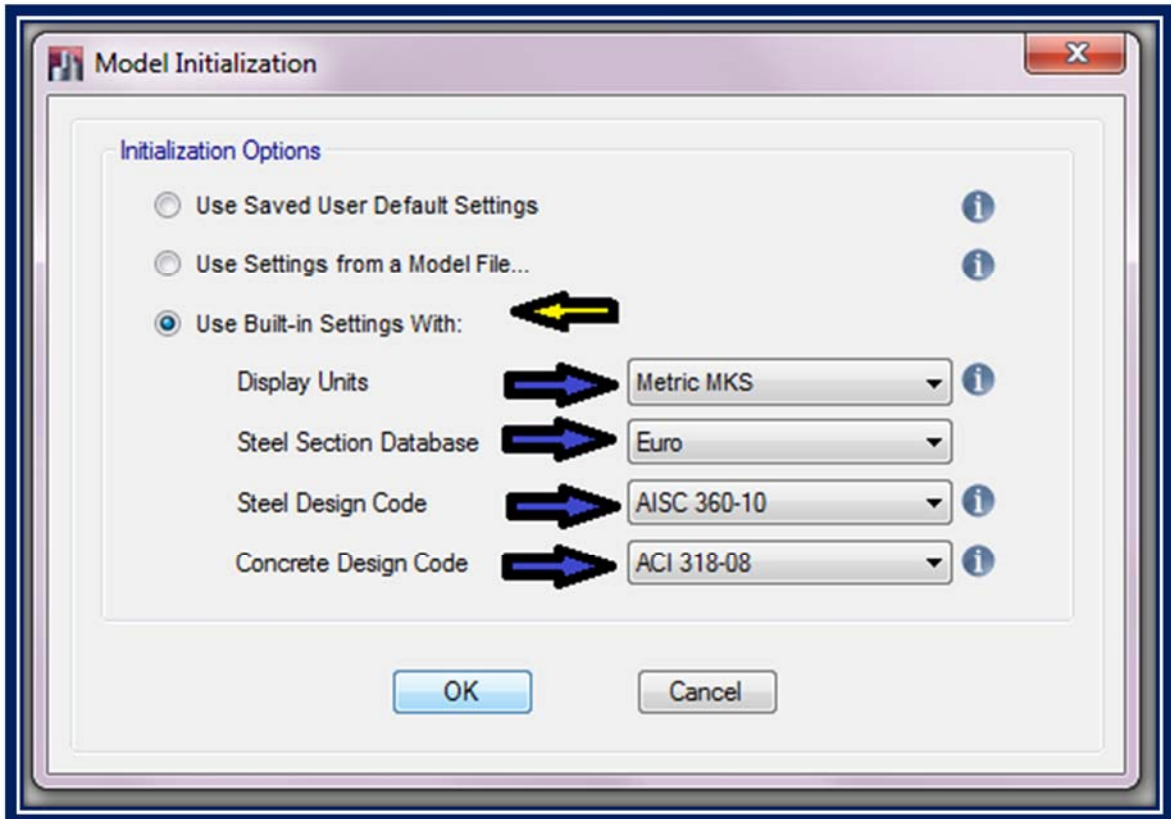


Gráfico VI.13 Inicialización del nuevo modelo

(Fuente: Captura Software Especializado)

En la ventana anterior se procede a modificar las unidades, base de datos de las secciones de acero, códigos de diseño tanto de acero como de hormigón tal como se muestra en el gráfico VI.13.

Luego de establecer las opciones deseadas, se observará la siguiente ventana que se muestra en el gráfico **VI.14** en la cual se procederá a definir el número de pisos, altura total de cada entrepiso, no se modificarán las dimensiones del grid ya que como se mencionó anteriormente para la generación del modelo procederemos a exportar la planta arquitectónica de Autocad por lo que se finalizará seleccionando la opción **Blank** y finalmente **OK**

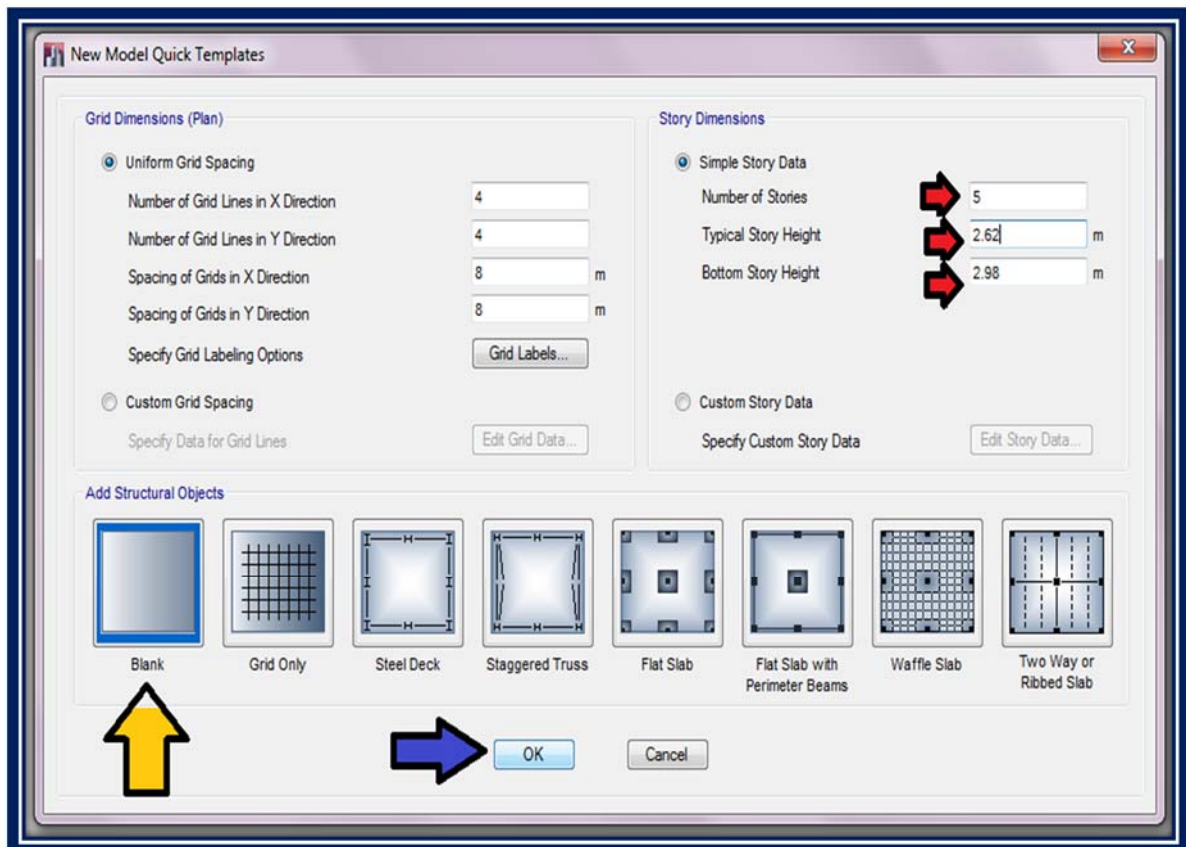


Gráfico VI.14 Datos del modelo

(Fuente: Captura Software Especializado)

El siguiente paso es la importación de la planta arquitectónica de un archivo de Autocad para lo cual en el menú **File** seleccionamos la opción **Import** y en el sub menú que aparece la opción **DXF/DWG File of Architectural plan** con lo cual se desplegará otra ventana que lo que hace básicamente es preguntar donde se desea ubicar la planta arquitectónica y como se desea escalarla, la cual para nuestro modelo se ha configurado como se indica en el gráfico **VI.15** :

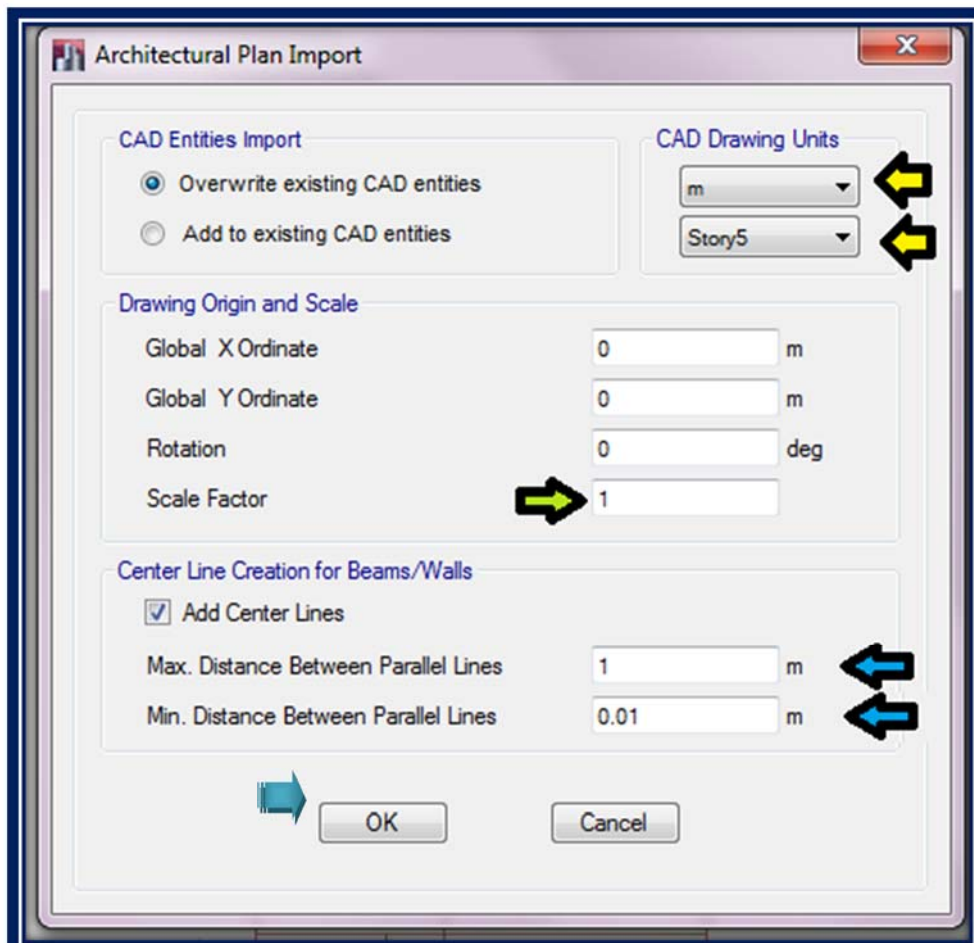


Gráfico VI.15 Datos de importación

(Fuente: Captura Software Especializado)

6.6.2.2. DEFINICIÓN DEL MATERIAL A UTILIZAR

Finalizado lo anterior la planta arquitectónica se mostrará como se observa en el gráfico **VI.16**, y se puede empezar a trabajar con el modelo, sin embargo antes de empezar ha asignar cada uno de los datos obtenidos del prediseño a la estructura es importante definir las propiedades del material a emplear en este caso será acero **A36 para vigas y elementos secundarios** y acero **A572-A992 en columnas** para lo cual se elige la opción **Define** luego **Material Properties** y en la ventana que se despliegue la opción **Add New material** que a su vez desplegará una sub ventana de donde se configura el material a emplear, se presiona **OK** y se desplegará una nueva ventana en la que se ingresará el valor del módulo de elasticidad del acero $E=2100000 \text{ Kg/cm}^2$ que se justificó en la sección 2.4.2.1 de este trabajo investigativo.

Ahora para definir las propiedades de diseño del material se ingresará en la opción **Modify/Show Material Property Design Data** y se ingresarán los valores correspondientes al esfuerzo cedente (F_y), esfuerzo último (F_u), y los valores de tensión cedente esperada (F_{ye}) y Tensión ultima esperada (F_{ue}) como se indican en los gráficos siguientes con lo cual se habrá terminado el proceso de definir las propiedades del material a emplear

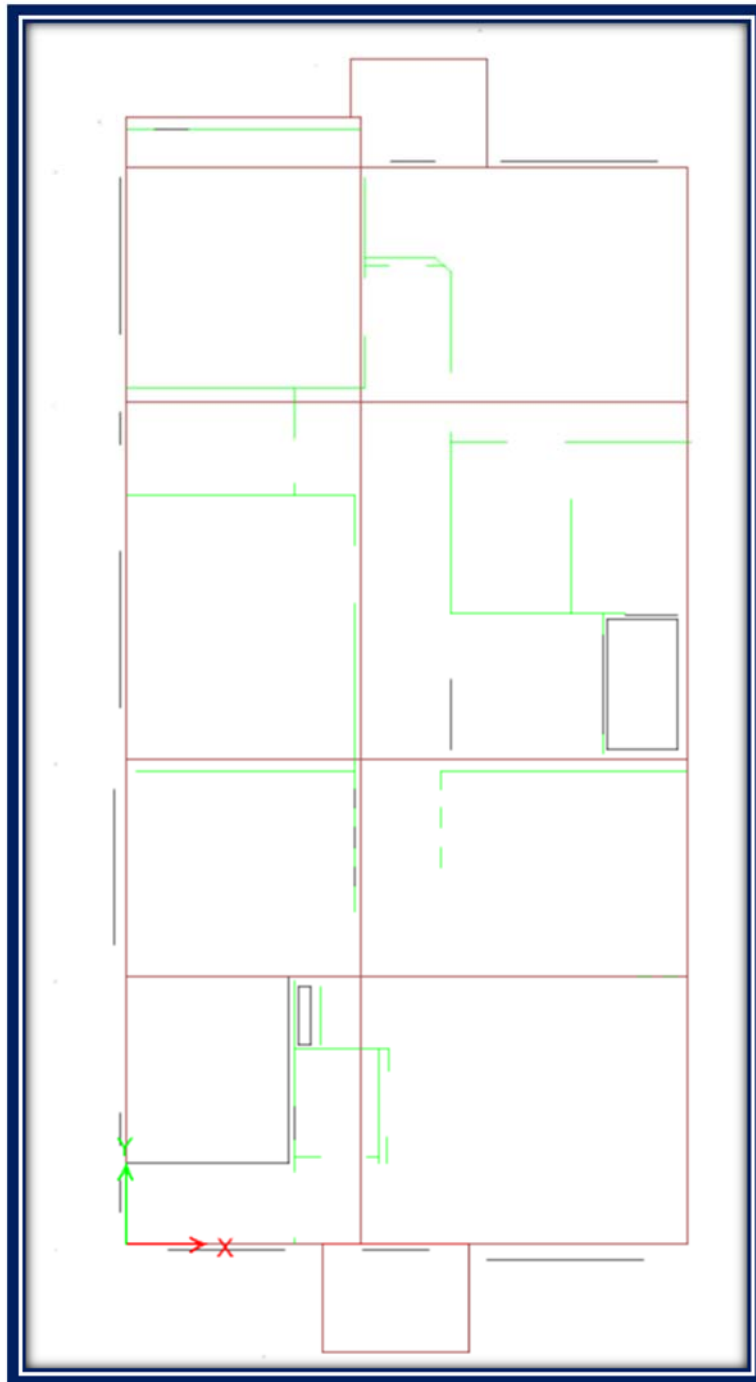


Gráfico VI.16 Modelo de planta arquitectónica exportada

(Fuente: Captura Software Especializado)

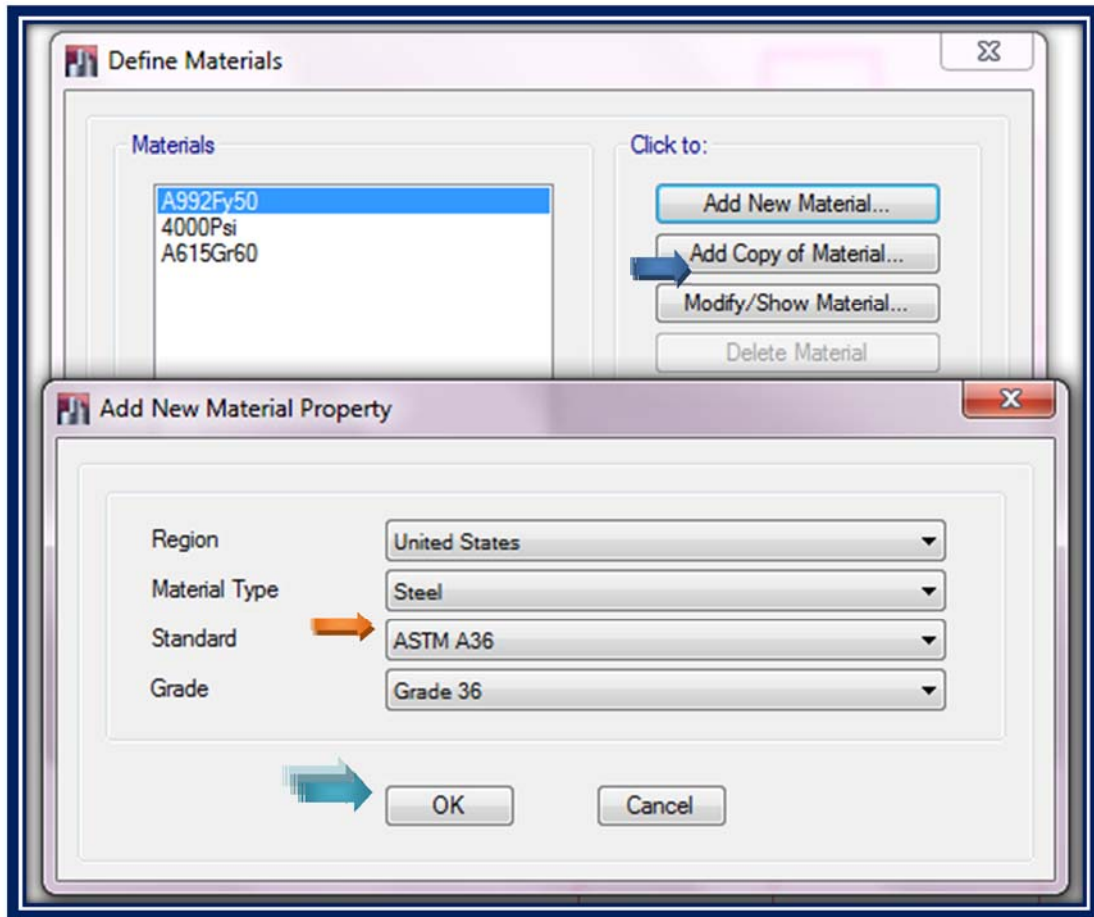


Gráfico VI.17 Definición de Materiales para vigas y elementos secundarios ASTM A36

(Fuente: Captura Software Especializado)

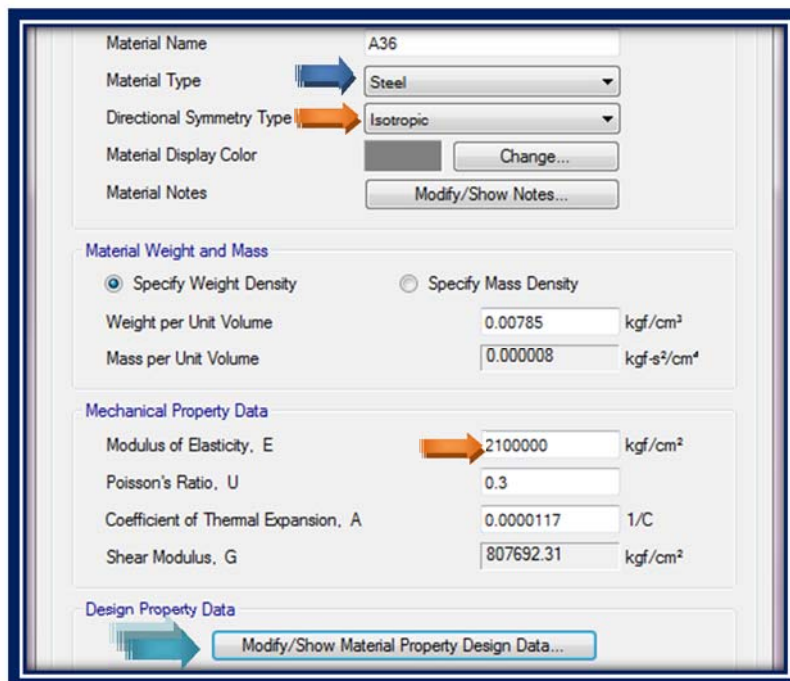


Gráfico VI.18 Datos de Propiedades del Material para vigas y elementos secundarios ASTM A36

(Fuente: Captura Software Especializado)

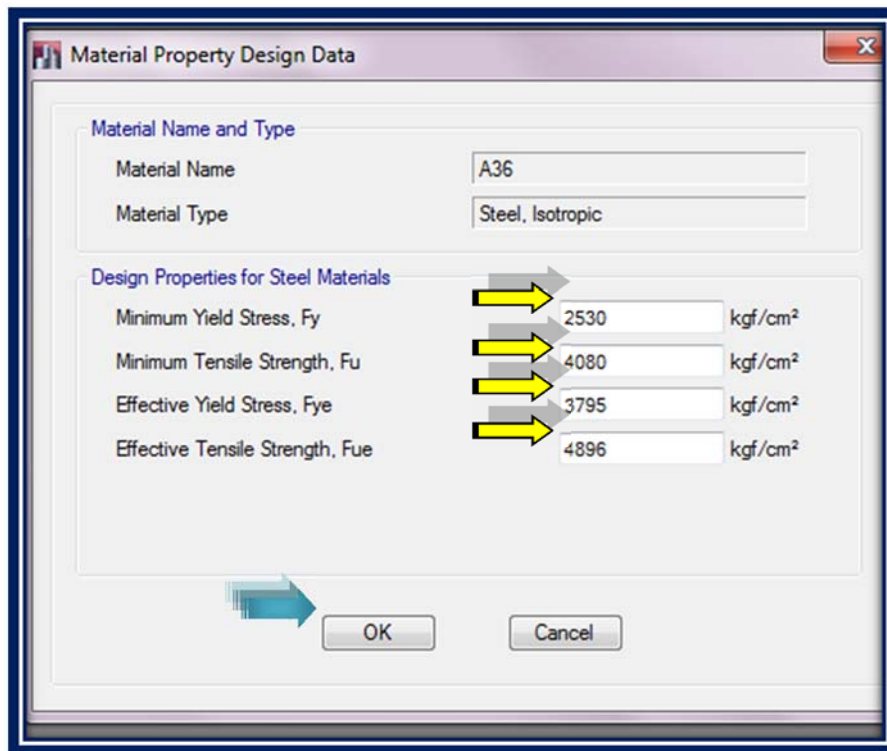


Gráfico VI.19 Datos de Diseño de Propiedades del Material para vigas y elementos secundarios ASTM A36

(Fuente: Captura Software Especializado)

Ahora bien estas propiedades se han asignado según las propiedades mecánicas de del acero las cuales se resumen a continuación:

Peso específico (γ): 7850 Kg/m³

Módulo de Elasticidad Longitudinal (E): 2.100.000 Kg/cm²

Módulo de Elasticidad Transversal o de corte (G): $E/2(1+ \nu)$

Coefficiente de Poisson (ν): 0.3 (en el rango elástico) y 0.5 (en rango plástico)

Coefficiente de dilatación térmica (α): $11.7 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

$$F_{ye}=1.5 F_y \quad \text{y} \quad F_{ue}=1.2 F_u \text{(ACERO A36)}$$

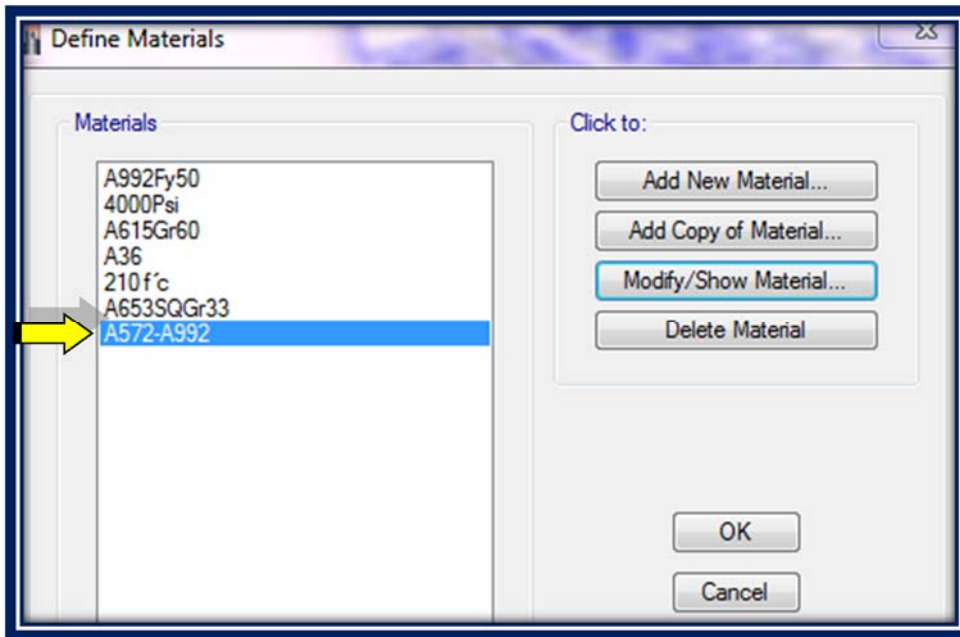


Gráfico VI.17 B Definición de Materiales para columnas ASTM A572-A992

(Fuente: Captura Software Especializado)

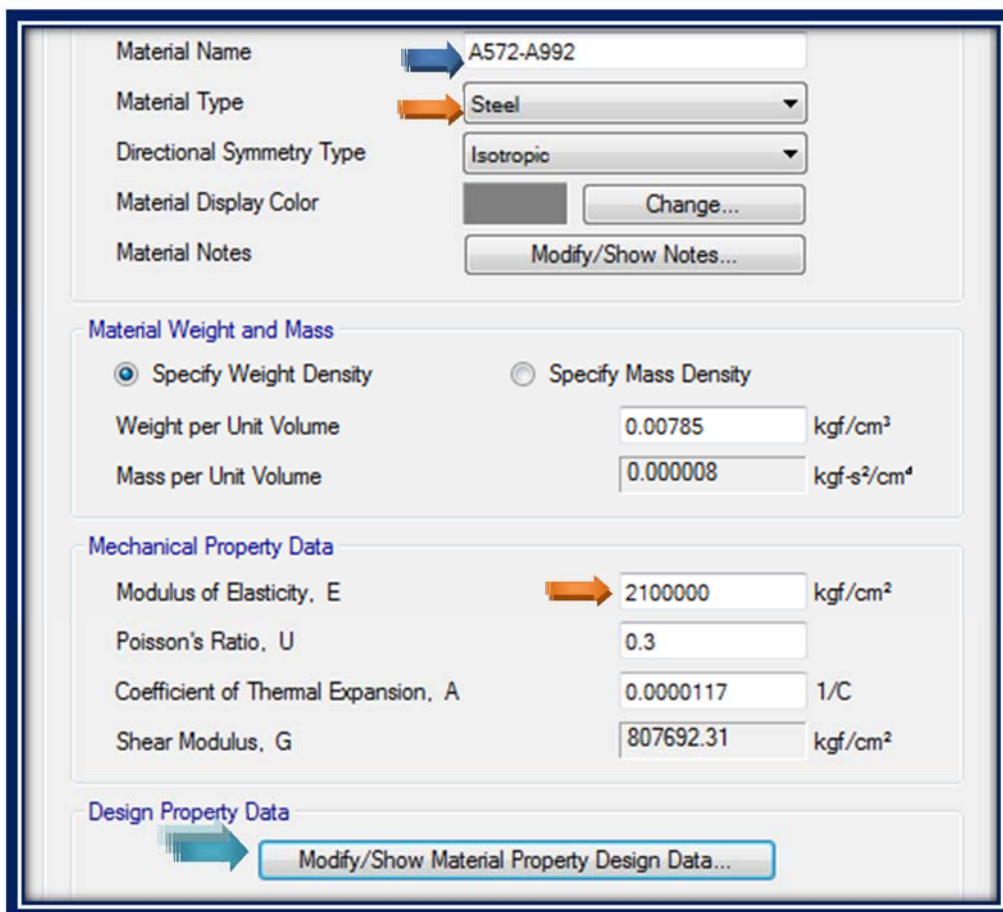


Gráfico VI.18 B Datos de Propiedades del Material para columnas ASTM A572-A992

(Fuente: Captura Software Especializado)

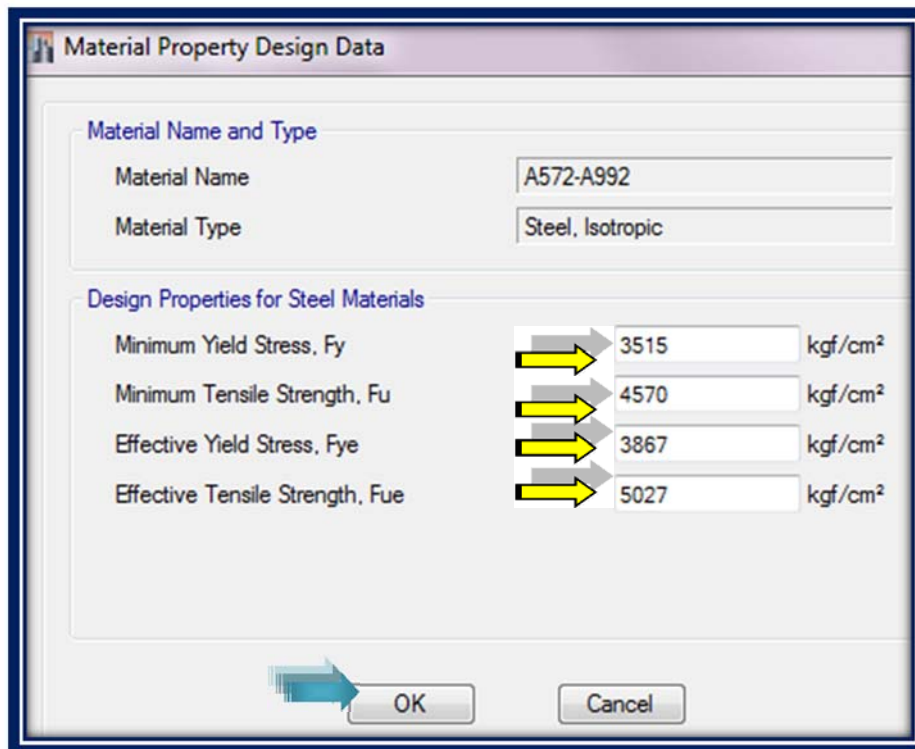


Gráfico VI.19 B Datos de Diseño de Propiedades del Material para columnas ASTM A572-A992

(Fuente: Captura Software Especializado)

Peso específico (γ): 7850 Kg/m³

Módulo de Elasticidad Longitudinal (E): 2.100.000 Kg/cm²

Módulo de Elasticidad Transversal o de corte (G): $E/2(1+ \nu)$

Coefficiente de Poisson (ν): 0.3 (en el rango elástico) y 0.5 (en rango plástico)

Coefficiente de dilatación térmica (α): $11.7 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

$$F_{ye}=1.1 F_y \quad \text{y} \quad F_{ue}=1.1 F_u \quad (\text{ACERO A572-A992})$$

6.6.2.3. DEFINICIÓN DE LAS SECCIONES Y PERFILES A UTILIZAR EN LA ESTRUCTURA

Ahora para definir las secciones de la estructura se importan los perfiles tipo **I/ Wide Flange** por lo cual seleccionaremos la opción **Define**, luego **Section Properties** y finalmente en el sub menú **Frame Section** con lo que se desplegará una nueva ventana en la cual seleccionando la opción **Import New Properties** aparecerá un nuevo cuadro de diálogo por medio del cual se podrá elegir la forma del perfil a emplear que en nuestro caso es una sección tipo I, procedimiento que se muestra en el gráfico **VI-20**

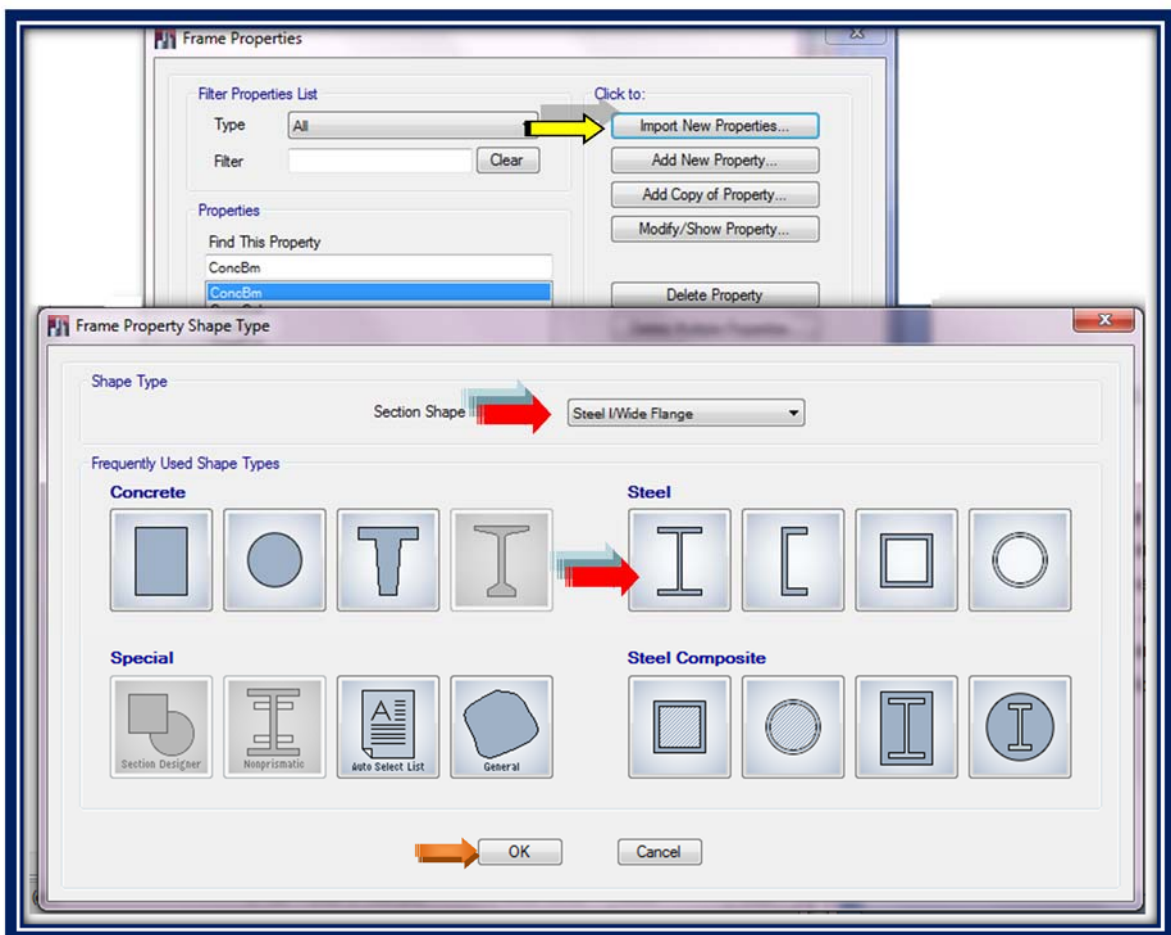


Gráfico VI.20 Definición de Secciones

(Fuente: Captura Software Especializado)

Al presionar **Ok** aparecerá otro cuadro de diálogo mostrado en la figura **VI.21** en el cual se tendrá especial cuidado de elegir los perfiles de la base de datos EURO.XML del programa puesto que trabajaremos con perfiles tipo IPE para vigas y HEB para columnas y finalmente se presiona **Ok** con lo que el proceso de definir las secciones que se utilizarán para la estructura quedaría finalizado.

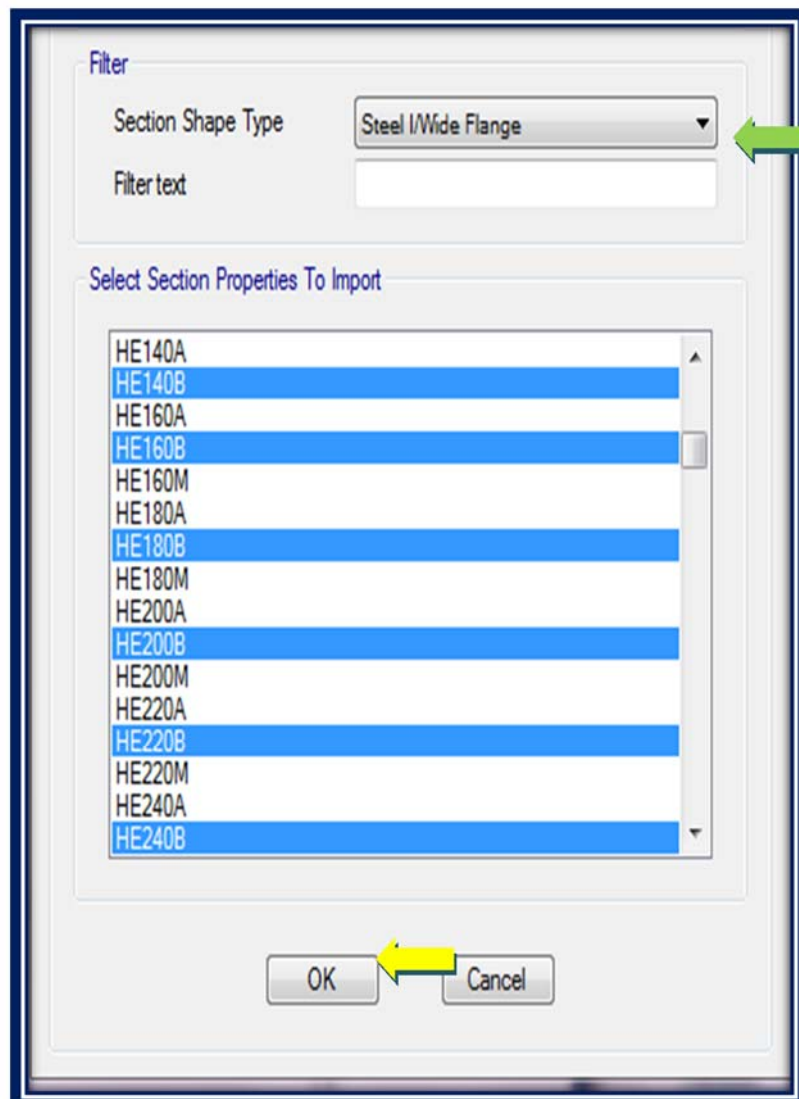


Gráfico VI.21 Importación de propiedades de las secciones

(Fuente: Captura Software Especializado)

6.6.2.4. DEFINICIÓN DE LA LOSA DECK

El siguiente paso para la generación del modelo es definir el tipo de losa a utilizar en este caso en el apartado de prediseño se definió que sería una losa de 12 cm. de altura con las características dadas por el catálogo de Metaldeck el mismo que se encuentra en los anexos de este trabajo de investigación, por lo que para definir dichas propiedades se irá al menú **Define** donde se seleccionará la opción **Section Properties** y a continuación **Deck Section** con lo que se desplegará una nueva ventana en la cual se seleccionará la opción **Add New Property** que a su vez desplegará la ventana mostrada en el gráfico **VI.24** en la que se ingresarán las propiedades dadas por el fabricante como se muestra a continuación:

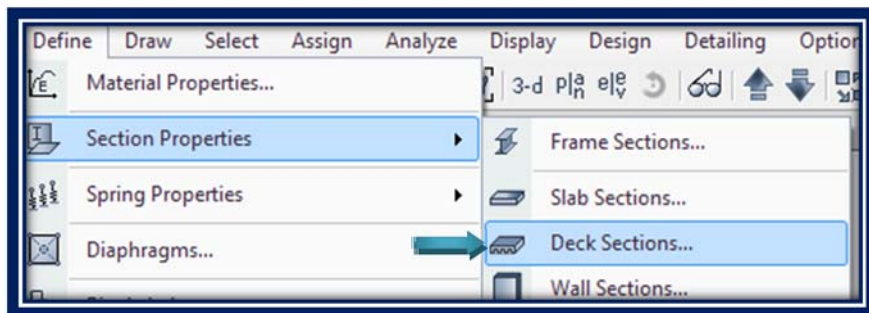


Gráfico VI.22 Definición de secciones tipo Deck

(Fuente: Captura Software Especializado)

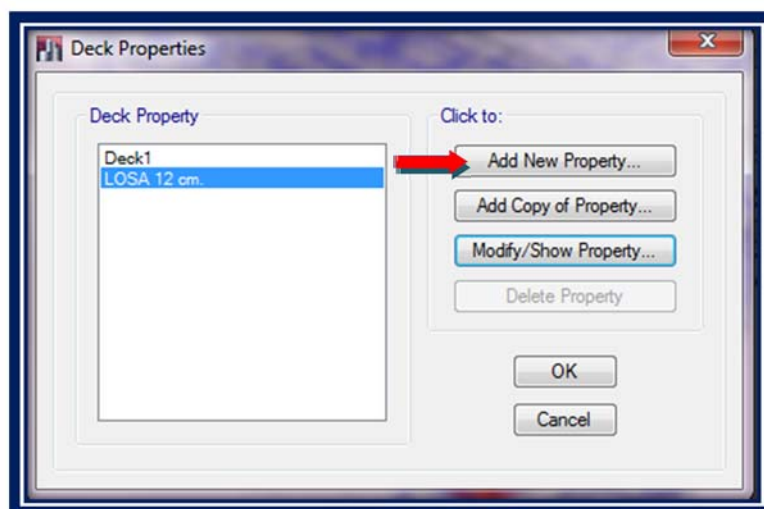


Gráfico VI.23 Cuadro de Propiedades para el elemento Deck

(Fuente: Captura Software Especializado)

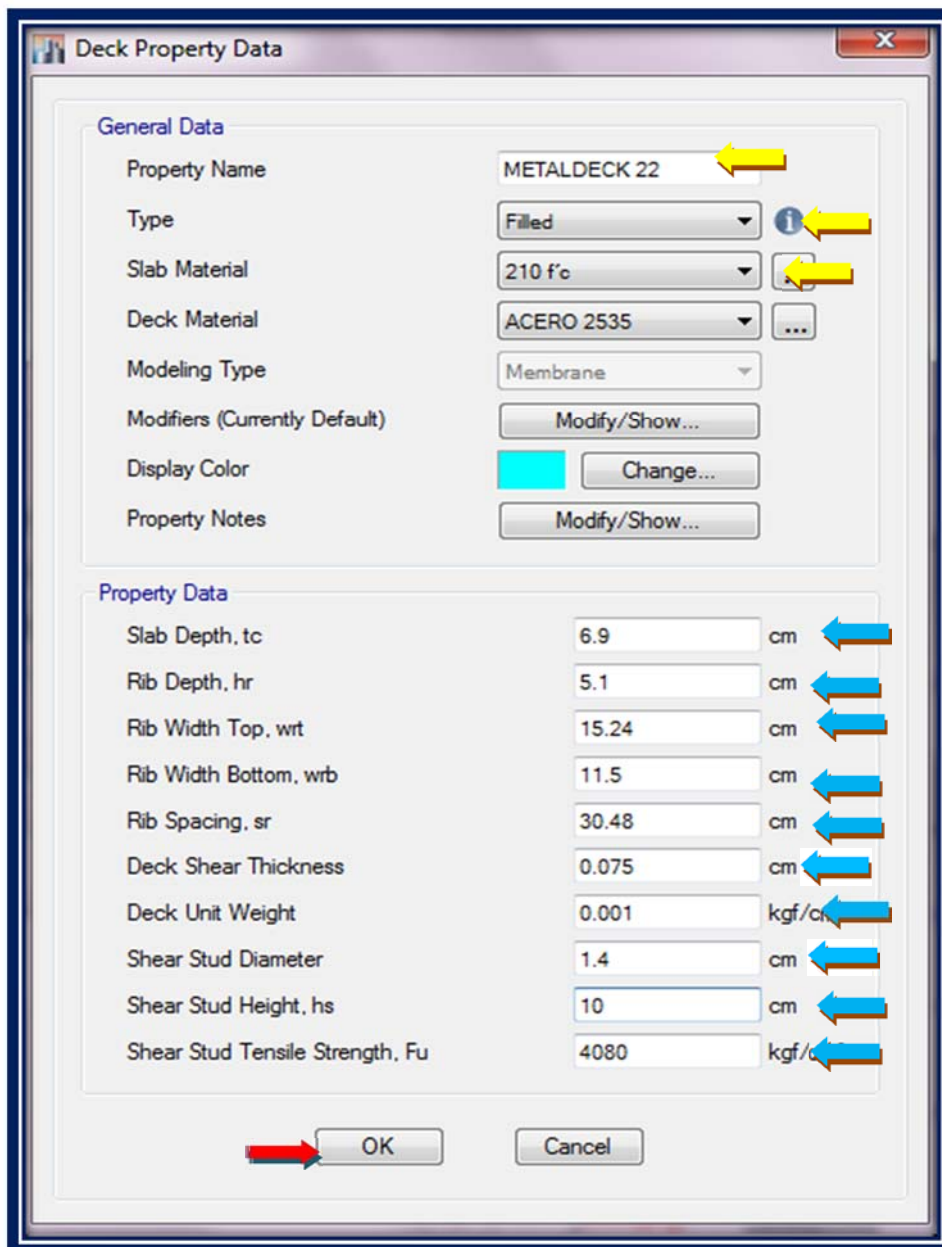


Gráfico VI.24 A Cuadro para asignación de propiedades del elemento Deck

(Fuente: Captura Software Especializado)

Material Type: ColdFormed

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Color Selection] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.00785 kgf/cm³

Mass per Unit Volume: 0.000008 kgf-s²/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2077500 kgf/cm²

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Shear Modulus, G: 799038.46 kgf/cm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Valor (E) para acero laminado en frio acorde a catálogo

Material Type: ColdFormed, Isotropic

Design Properties for Cold Formed Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 2325 kgf/cm²

Minimum Tensile Strength, Fu: 3255 kgf/cm²

OK Cancel

Valores Fy acorde a catálogo

Gráfico VI.24B Cuadros para la definición del material para Metaldeck

(Fuente: Captura Software Especializado)

6.6.2.4. DIBUJO DEL MODELO

El programa posee muchas herramientas que ayudan a la generación del modelo dependiendo del tipo de elemento que se desee modelar, a continuación se mostrará una descripción rápida de los comandos utilizados para modelar los elementos frame y la losa deck ya definidos anteriormente.

Draw Beam / Column / Brace (Dibujar Viga / Columna / Arriostramiento) 

En esta opción se dibujan los elementos línea, seleccionando el punto de inicio y arrastrando el puntero hasta el punto final de esta, es importante destacar que una vez activado el comando se activa la ventana de propiedades en la cual especificaremos las secciones de vigas que obtuvimos de prediseño según corresponda proceso que se observa en el gráfico **VI.25**

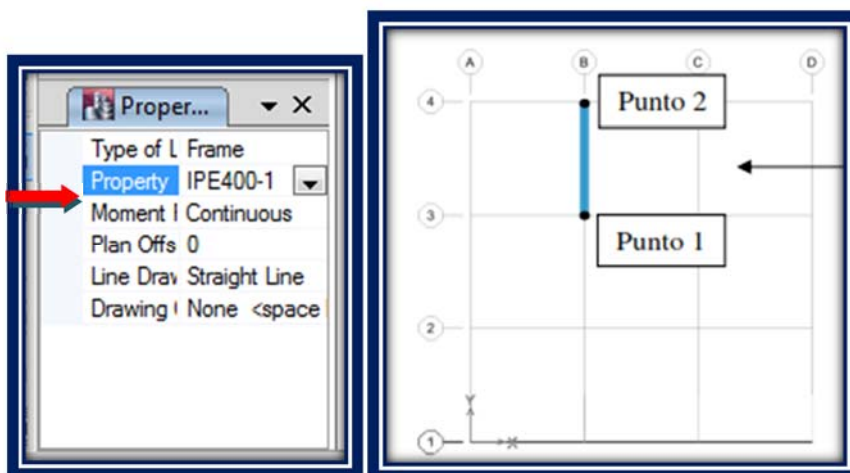



Gráfico VI.25 Procedimiento para el dibujo de vigas del modelo

(Fuente: Captura Software Especializado)

Quick Draw Beams (Dibujar de manera rápida Vigas) 

El uso de este comando es similar al anterior, la diferencia es que esta función dibuja líneas en una región (grid) al hacer click sobre ella. Esta opción se utiliza para generar vigas de manera rápida.

Create Columns in Region or at Clicks (Plan): 

Esta herramienta es muy útil a la hora de crear columnas en región (grid) haciendo un click en la vista en planta del modelo, para utilizarlo simplemente se marca con el puntero la intersección de las líneas del Grid y se dibuja automáticamente el elemento Vertical “Columna”, ahora al activarlo se desplegará el cuadro de propiedades de objeto en el cual se especifica las secciones obtenidas del prediseño para el caso de columnas, además en la misma ventana se puede elegir la orientación del eje local de nuestras columnas que dependerá de la configuración del pórtico **SMF** que estemos modelando este proceso se muestra en la gráfica VI.26

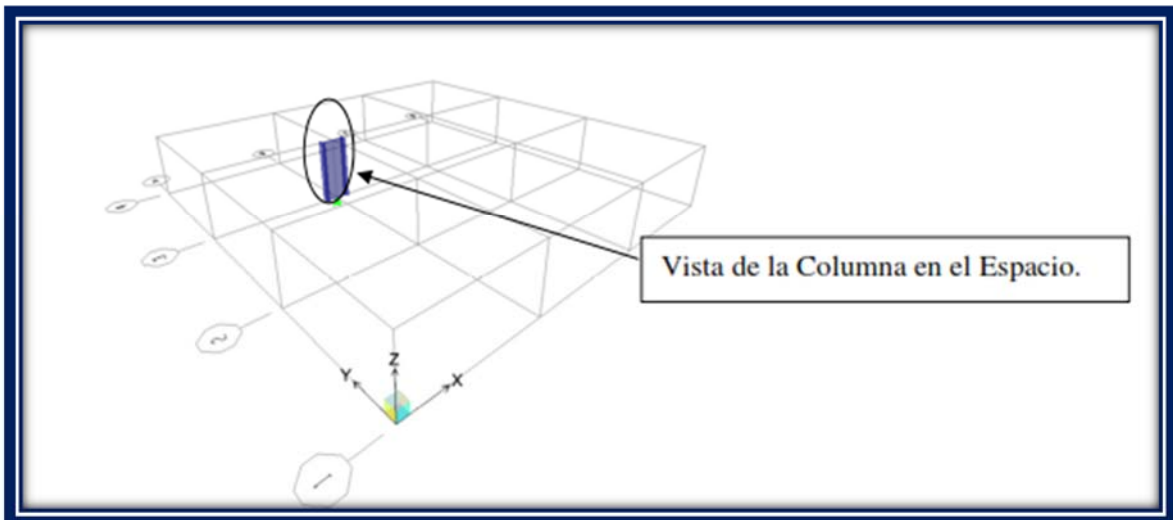
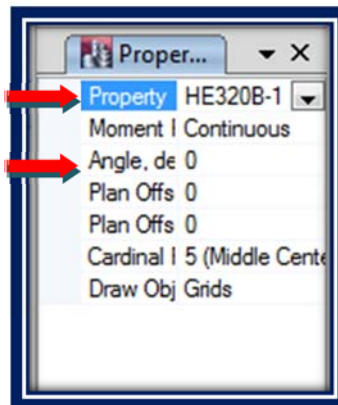


Gráfico VI.26 Procedimiento para el dibujo de columnas del modelo

(Fuente: Captura Software Especializado)

Create Secondary Beams in Region or at Clicks (Plan): 

Mediante el uso de este comando se pueden dibujar las vigas secundarias del modelo que corresponden a vigas de transferencia y correas simplemente haciendo un click en la vista en planta sobre una región (grid), al activarlo aparecerá el cuadro de propiedades de objeto al igual que en los comandos mencionados anteriormente, en esta ventana se especifican el número de vigas secundarias a dibujar que en nuestro caso será 1 viga de transferencia y el número de correas que correspondan a una separación de 1.20m, además en la misma ventana se pueden definir también la orientación de dichas vigas, que para este caso las vigas de transferencia irán orientadas a lo largo del eje x y las correas a lo largo del eje Y, el proceso se ilustra mediante el gráfico VI.27

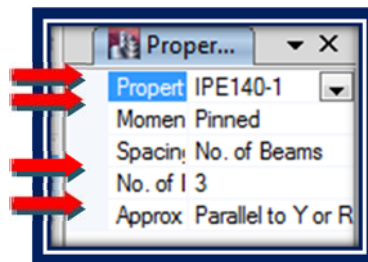
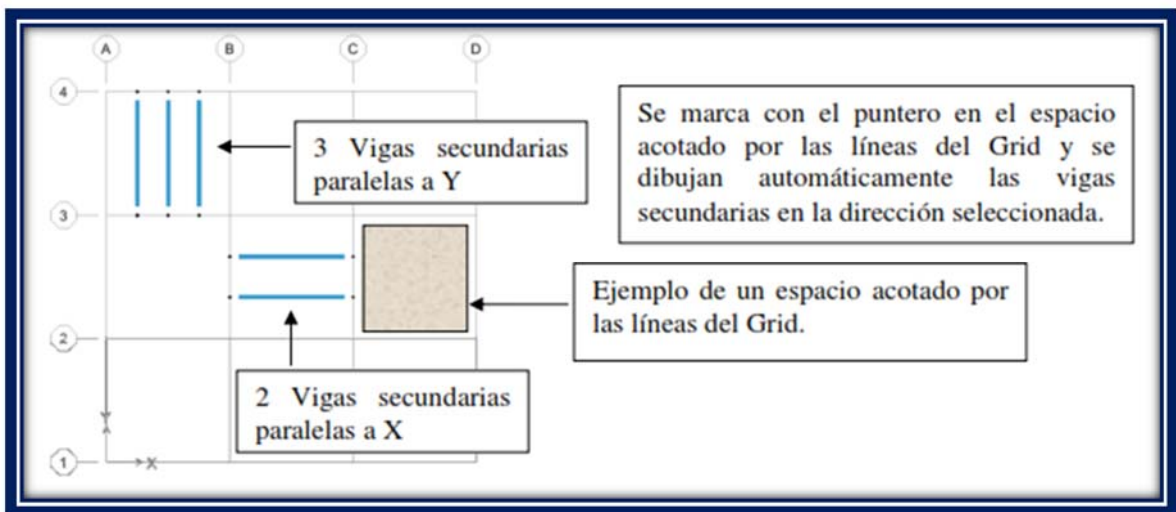


Gráfico VI.27 Procedimiento para el dibujo de vigas secundarias del modelo

(Fuente: Captura Software Especializado)

Draw Floor / Wall

Esta opción es para dibujar áreas en planta, elevaciones o en 3D, a partir de tres o más puntos, al activarla el cuadro de propiedades de objeto seleccionaremos en la opción **Property** el tipo de losa ya definida en las secciones anteriores así como la orientación del eje local y procederemos a dibujar, el proceso se ilustra en el gráfico **VI. 28**

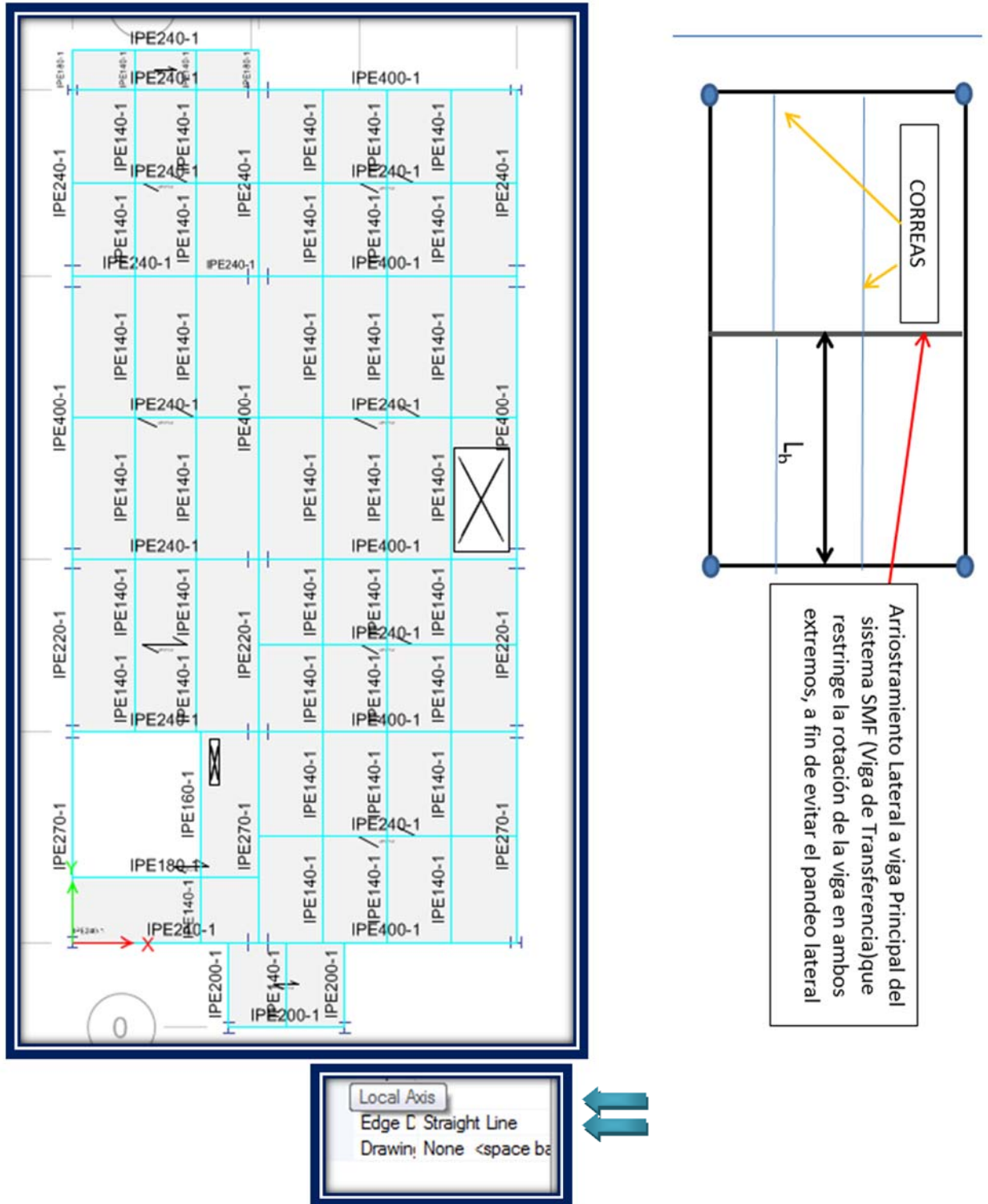


Gráfico VI.28 Procedimiento para el dibujo de losas Deck en el modelo

(Fuente: Captura Software Especializado)

Quick Draw Floor / Wall

Esta opción permite dibujar áreas rectangulares haciendo un click en el Grid definido en planta y elevación, el proceso de aplicación es similar al descrito en el comando anterior

Set View Options

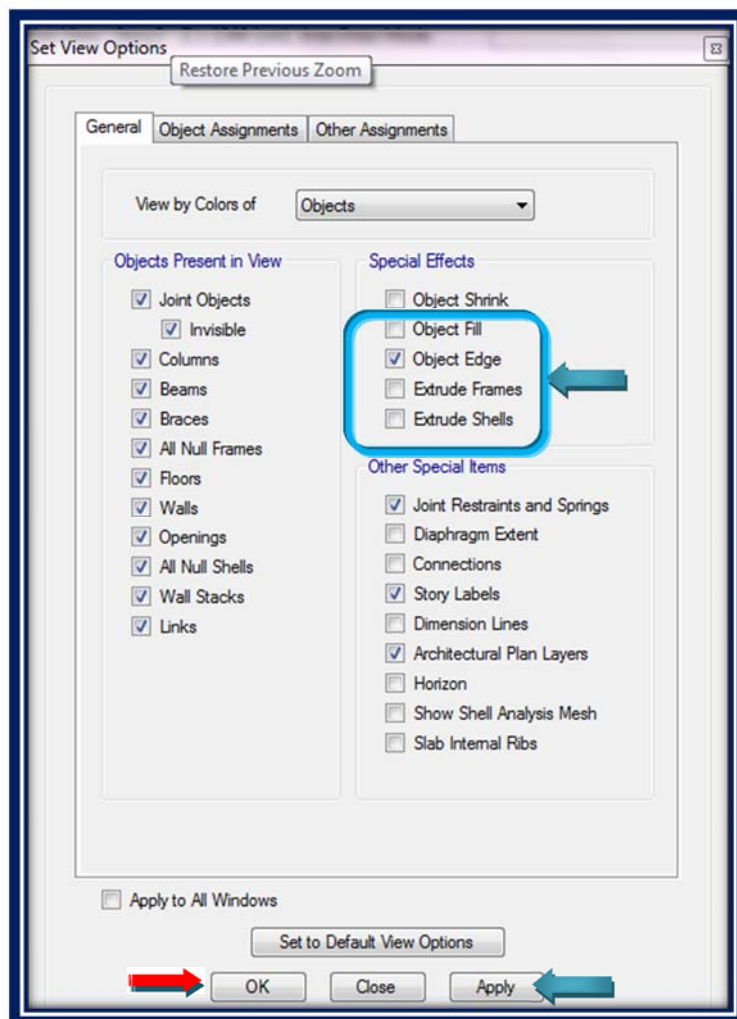


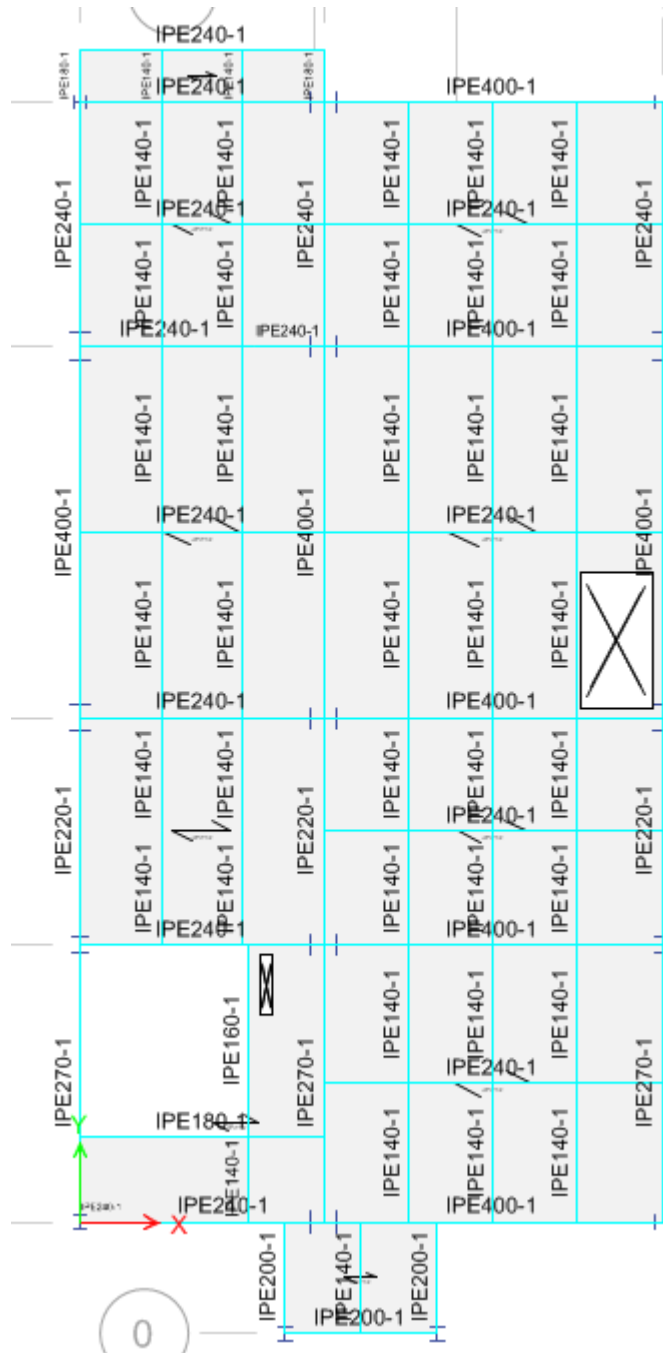
Gráfico VI.29 Configuración de opciones de visualización

(Fuente: Captura Software Especializado)

Mediante el comando **Set View Options** se puede configurar opciones de visualización avanzadas tales como si se desea que se muestren las secciones asignadas al modelo,

rellenar un objeto o bien extruir el mismo entre otras múltiples opciones como se muestra en la gráfica **VI.29**

Finalmente luego de aplicar todo el procedimiento anterior se muestran los gráficos presentados a continuación,



Nótese que los ejes del Deck son perpendiculares a las correas (vigas IPE 140) puesto que el sentido de la carga se distribuye siempre de esta manera en los elementos tipo Deck

Gráfico VI.30 Vista en planta del modelo con secciones de prediseño asignadas

(Fuente: Captura Software Especializado)

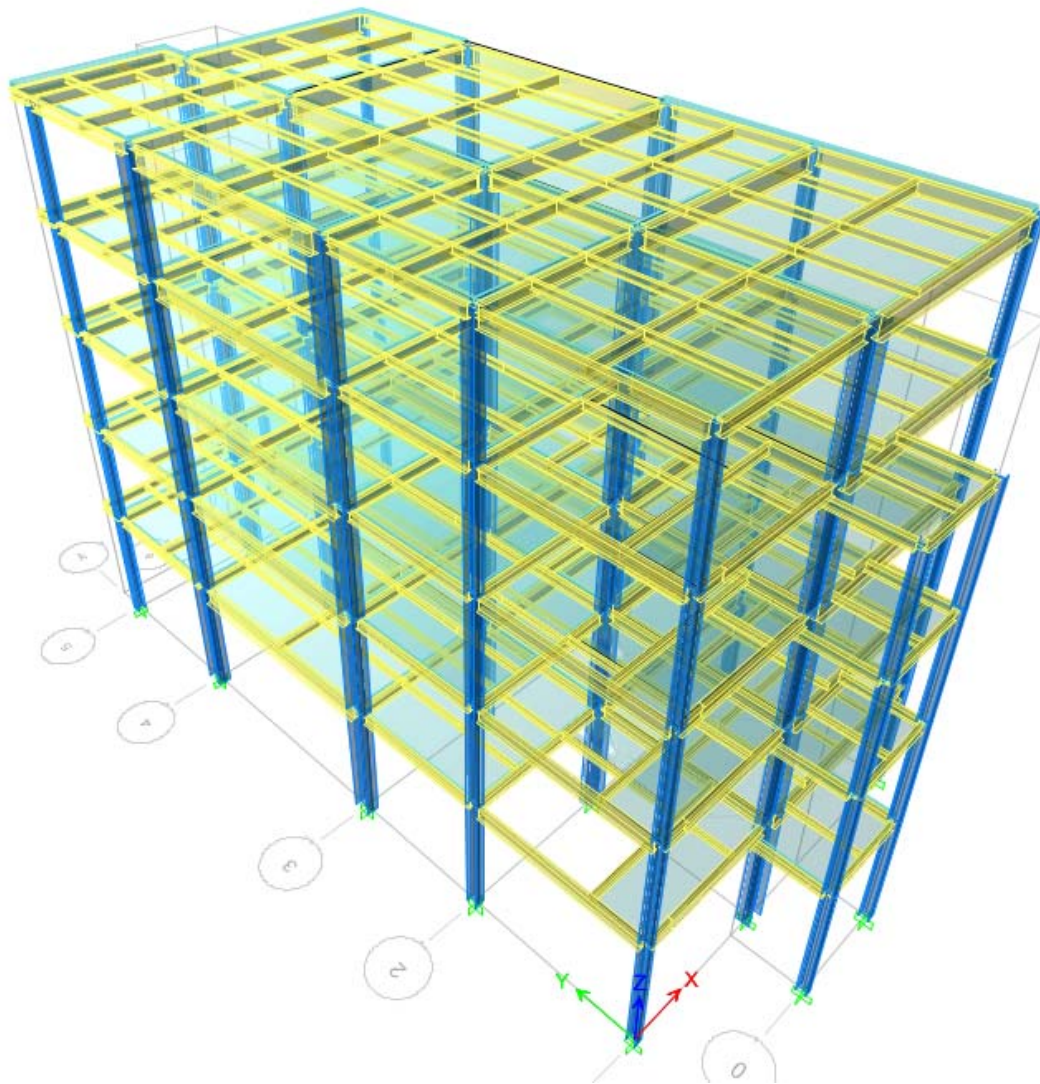


Gráfico VI.31 Vista tridimensional del edificio con sistemas SMF

(Fuente: Captura Software Especializado)

6.6.2.5. DIBUJO DE ESCALERA METÁLICA

Para la modelación de la escalera metálica en la estructura se deben seguir los siguientes pasos:

En el Menú **Draw** seleccionamos la opción **Draw Reference Planes** para crear planos de referencia que nos ayuden al dibujar los descansos de la grada

Mediante la utilización del Autocad se determina la ubicación precisa de las coordenadas a las cuales comienza la grada y el descanso y de esta manera se crea las líneas de referencia que nos servirán para el dibujo de la grada

Se coloca al modelo en el eje en el cual se colocó la línea de referencia y se procede a dibujar mediante el comando que se encuentra en la parte izquierda draw lines (plan, elev, 3d).

Realizado el dibujo se procede a dar click sobre las líneas una vez seleccionadas, click en **Edit - Extrude lines to areas** y colocar la distancia de las gradas y de esta manera se dibuja las gradas en el programa

Finalmente a los elementos área le asignamos la misma sección que creamos para la losa

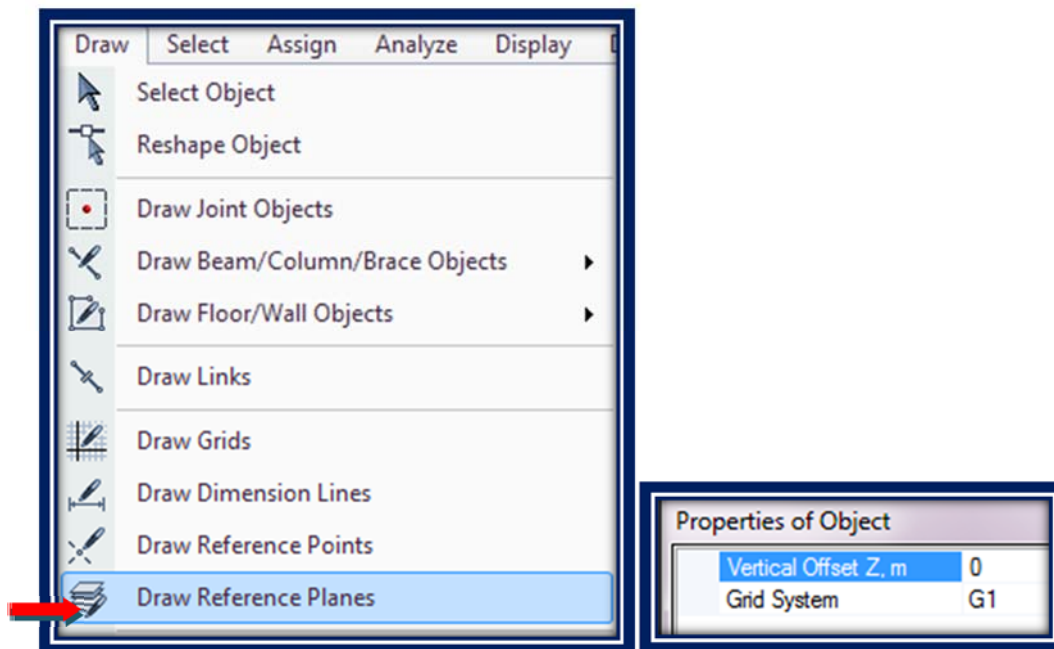


Gráfico VI.32 Creación de planos de referencia

(Fuente: Captura Software Especializado)

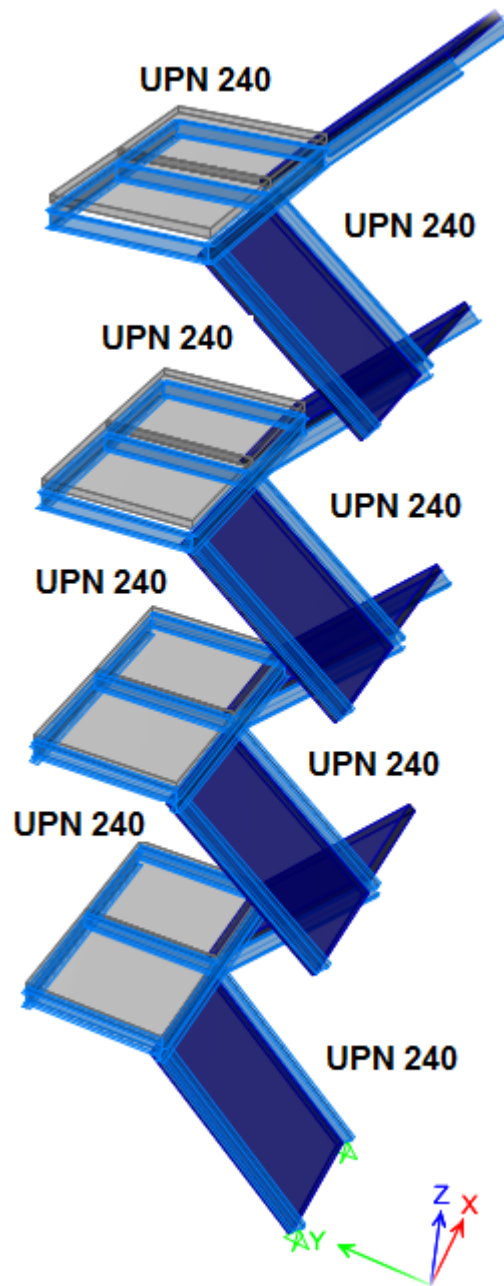


Gráfico VI.33 Modelación de gradas metálicas

(Fuente: Captura Software Especializado)

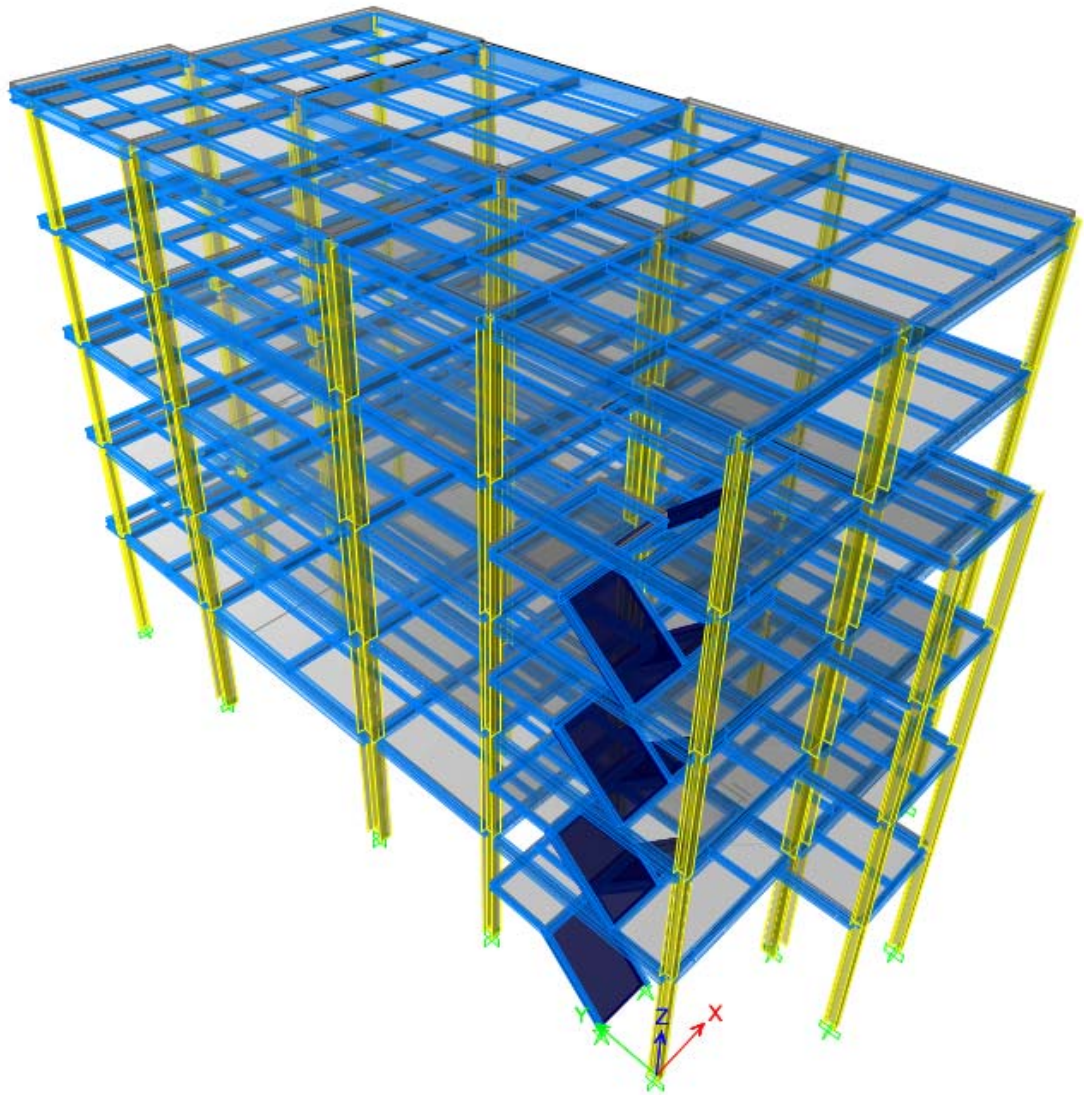


Gráfico VI.32 Vista tridimensional del edificio con sistemas SMF modelado con gradas metálicas

(Fuente: Captura Software Especializado)

6.6.2.6. ASIGNACIÓN DE CARGAS AL MODELO

Una vez preparada la estructura en términos generales el siguiente paso es la asignación de cargas a la estructura las mismas que fueron definidas en el apartado de preparación de datos para el programa.

Ahora antes de empezar con el proceso de asignación de cargas es importante primero definir los casos de carga estáticos en el programa lo es cual es descrito en el siguiente apartado.

6.6.2.6.1. DEFINICIÓN DE CASOS DE CARGA ESTÁTICOS

Para la asignación de este tipo de cargas al programa se seguirá la siguiente ruta:

Define / Load Patterns: con lo que aparecerá el formulario descrito en el gráfico VI.33

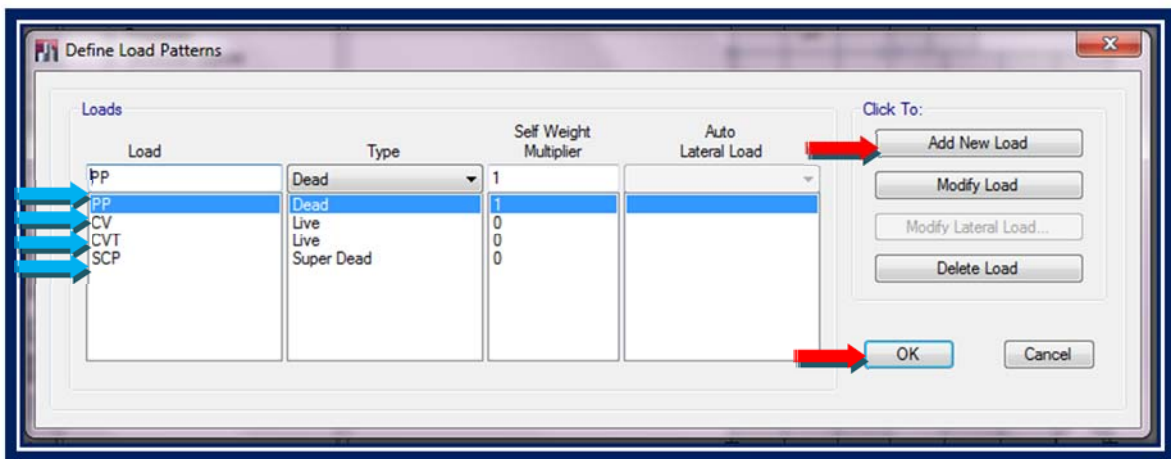


Gráfico VI.33 Definición de patrones de carga

(Fuente: Captura Software Especializado)

Como se puede observar, el primer caso de carga a definir es el peso propio de la estructura, el cual hemos llamado “PP” tipo DEAD por ser una carga muerta o permanente y se le asigna en “Self Weight Multiplier” un factor multiplicador igual a “1.00”, para que sea considerado el peso propio de los elementos estructurales que conforman el modelo matemático de la estructura. Los demás casos de carga deben tener un factor multiplicador de peso propio igual a “0” para no considerarlo más de una vez.

Los casos de carga CV y CVT representan la carga variable y la carga variable de techo respectivamente, los cuales se diferencian para definir correctamente la masa o peso

sísmico de la edificación como veremos más adelante. El caso SCP representa la sobre carga permanente de paredes al cual se le asigna el tipo "Super Dead"

6.6.2.6.2. ASIGNACIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES EN LA ESTRUCTURA

Primero asignaremos las cargas uniformemente distribuidas sobre las losas de entre piso y techo, para ello debemos seleccionar los elementos de área que deseamos cargar y seguimos la ruta:

(ASSIGN >> Shell Loads >> Uniform Load...)

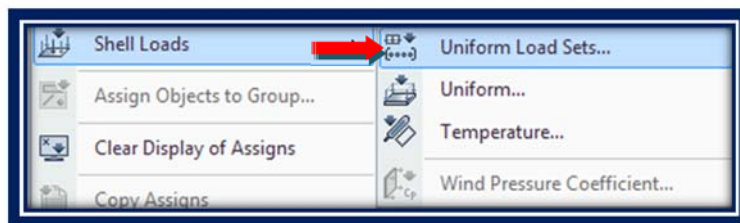


Gráfico VI.34 Menú para asignación de cargas uniformemente distribuidas

(Fuente: Captura Software Especializado)

Por ejemplo para la carga variable de cualquier entrepiso tendríamos:

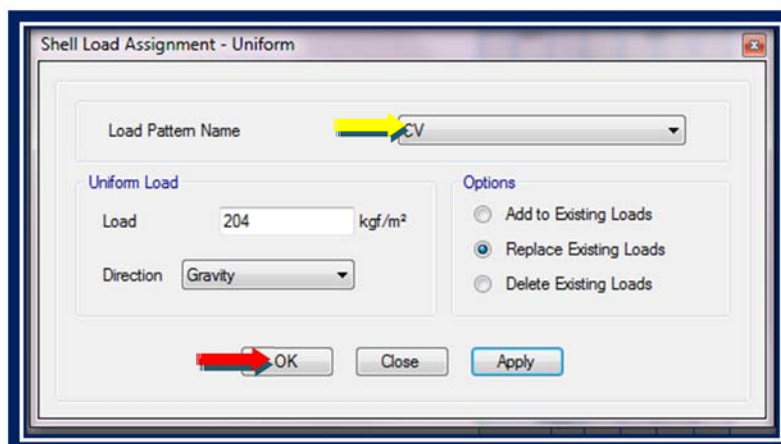


Gráfico VI.35 Formulario de asignación de cargas uniformemente distribuidas

(Fuente: Captura Software Especializado)

En este caso, ya que el sistema de piso está constituido por losas tipo Steel Deck, las cargas asignadas sobre las losas serán repartidas por área tributaria hacia las vigas en una dirección.

Se procede de manera similar con la carga viva de techo sin embargo se debe considerar que en el caso de la sobrecarga permanente el programa toma en cuenta el peso de las losas de concreto, sofito metálico y perfiles estructurales en el modelo matemático definido, por esta razón no se incluyen en el análisis de cargas permanentes y solo se deben adicionarse el peso de los acabados e instalaciones sanitarias, para el caso de las gradas en la tabla 9 de la norma NEC 2015 NEC SE CG, se establece una carga viva mínima de de 4.8 KN/m² que corresponde a 489.5 Kg/m²

De manera análoga asignaremos las cargas uniformemente distribuidas sobre las vigas que corresponden a las paredes de tabiquería y antepechos. Para asignar estas cargas, seleccionamos las vigas en cuestión y seguimos la ruta: **ASSIGN >> Frame Loads >> Distributed** como se muestra en el gráfico VI.36

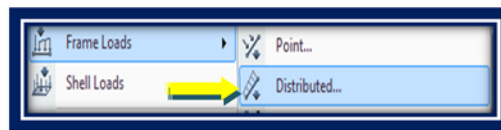


Gráfico VI.36 Menú de cargas uniformemente distribuidas sobre elementos frame

(Fuente: Captura Software Especializado)

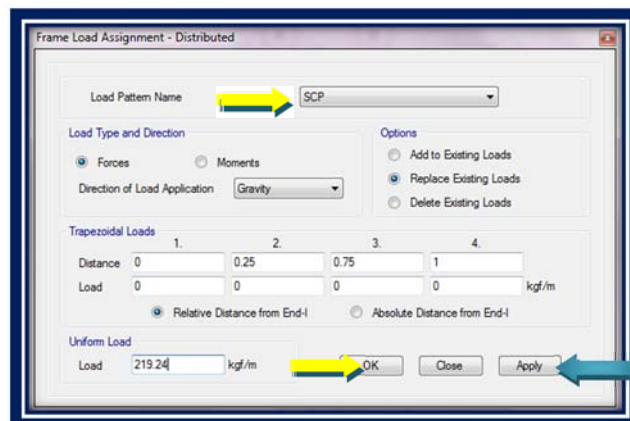


Gráfico VI.37 Formulario de cargas uniformemente distribuidas sobre elementos frame

(Fuente: Captura Software Especializado)

A continuación en los gráficos siguientes se muestran las cargas asignadas en cada nivel al modelo estructural empezando por el nivel 1:

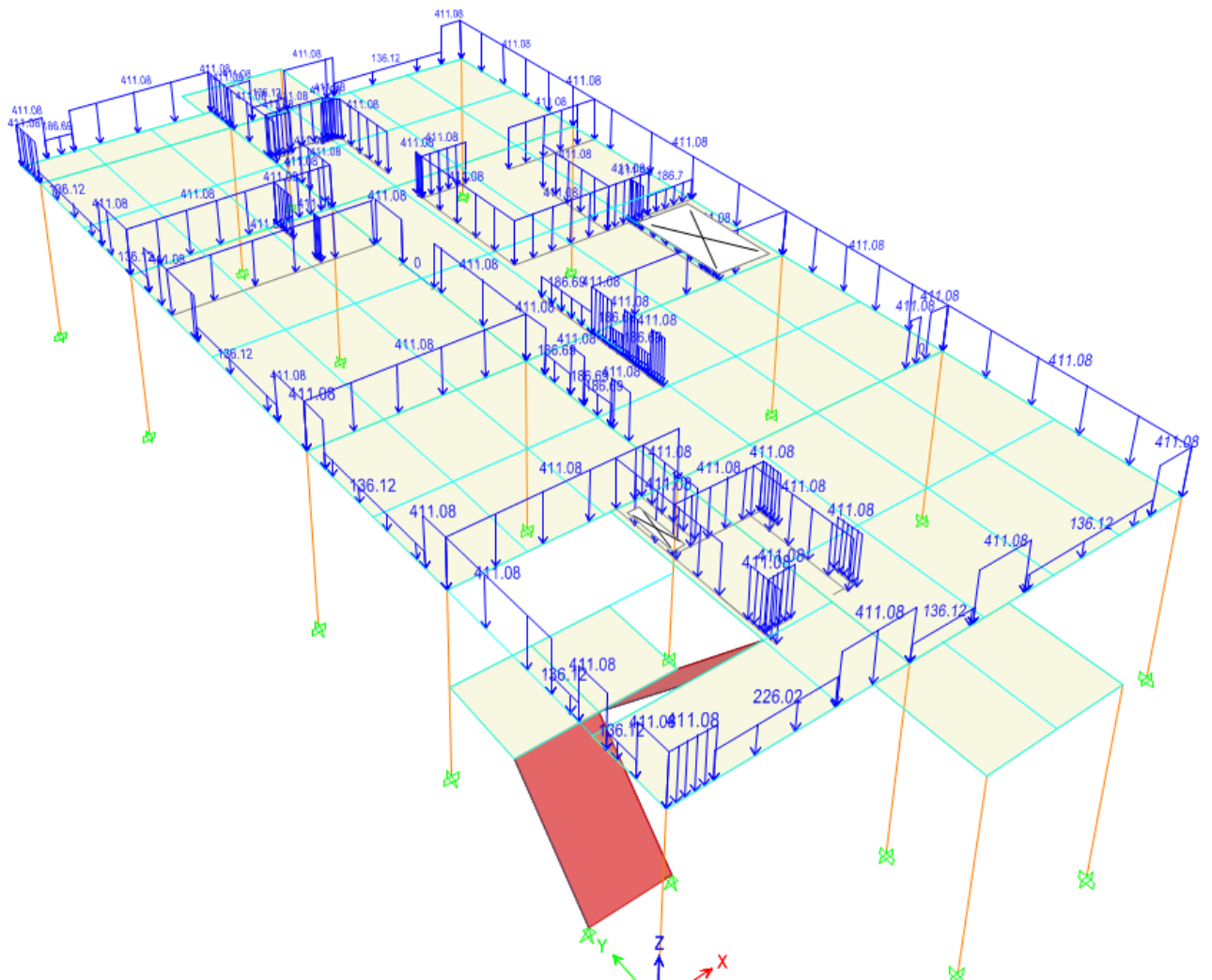


Gráfico VI.37 Cargas de mampostería de bloque Piso 1

(Fuente: Captura Software Especializado)

A continuación las cargas asignadas al nivel 2:

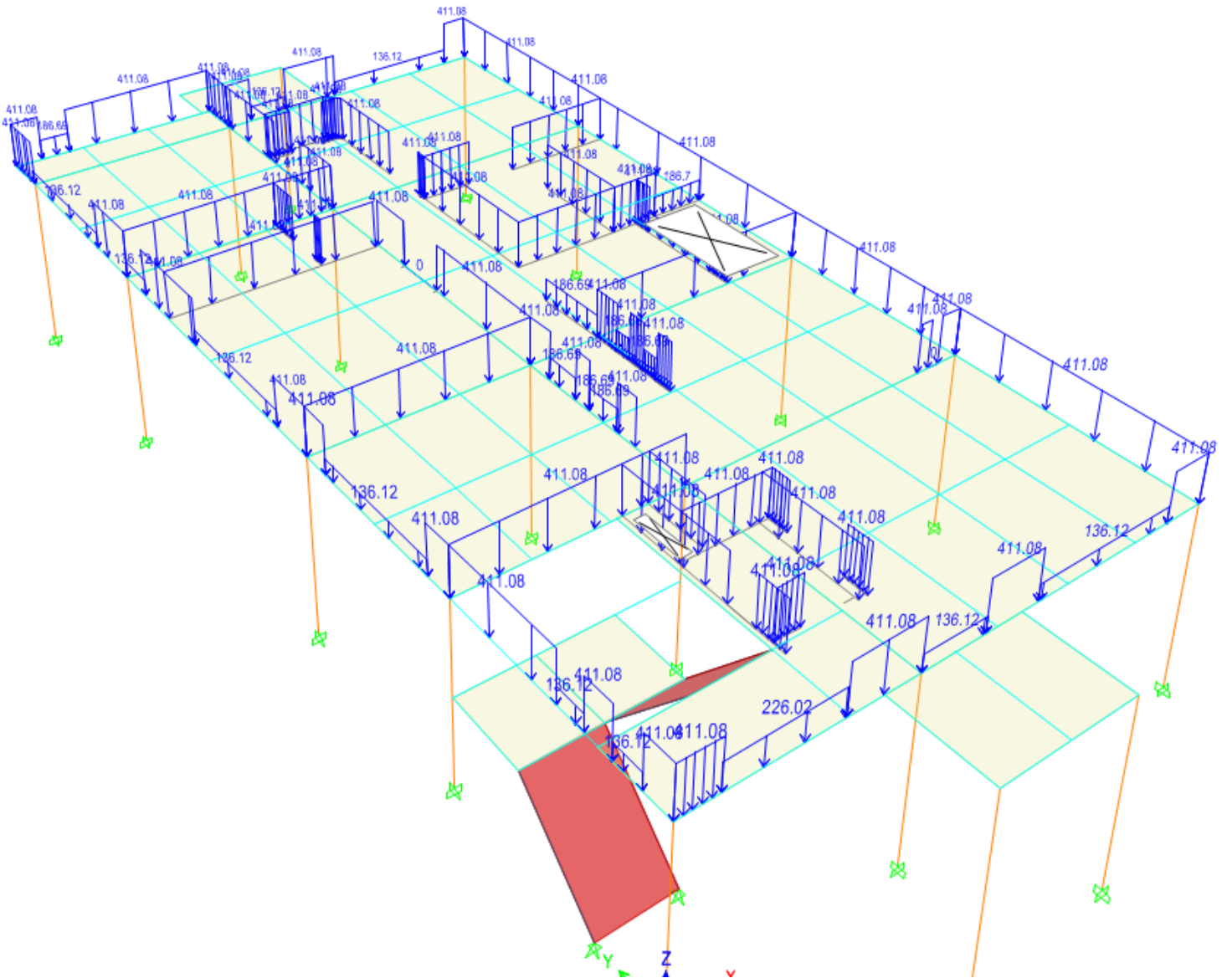


Gráfico VI.37 Cargas de mampostería de bloque Piso 2

(Fuente: Captura Software Especializado)

A continuación las cargas asignadas al nivel 4:

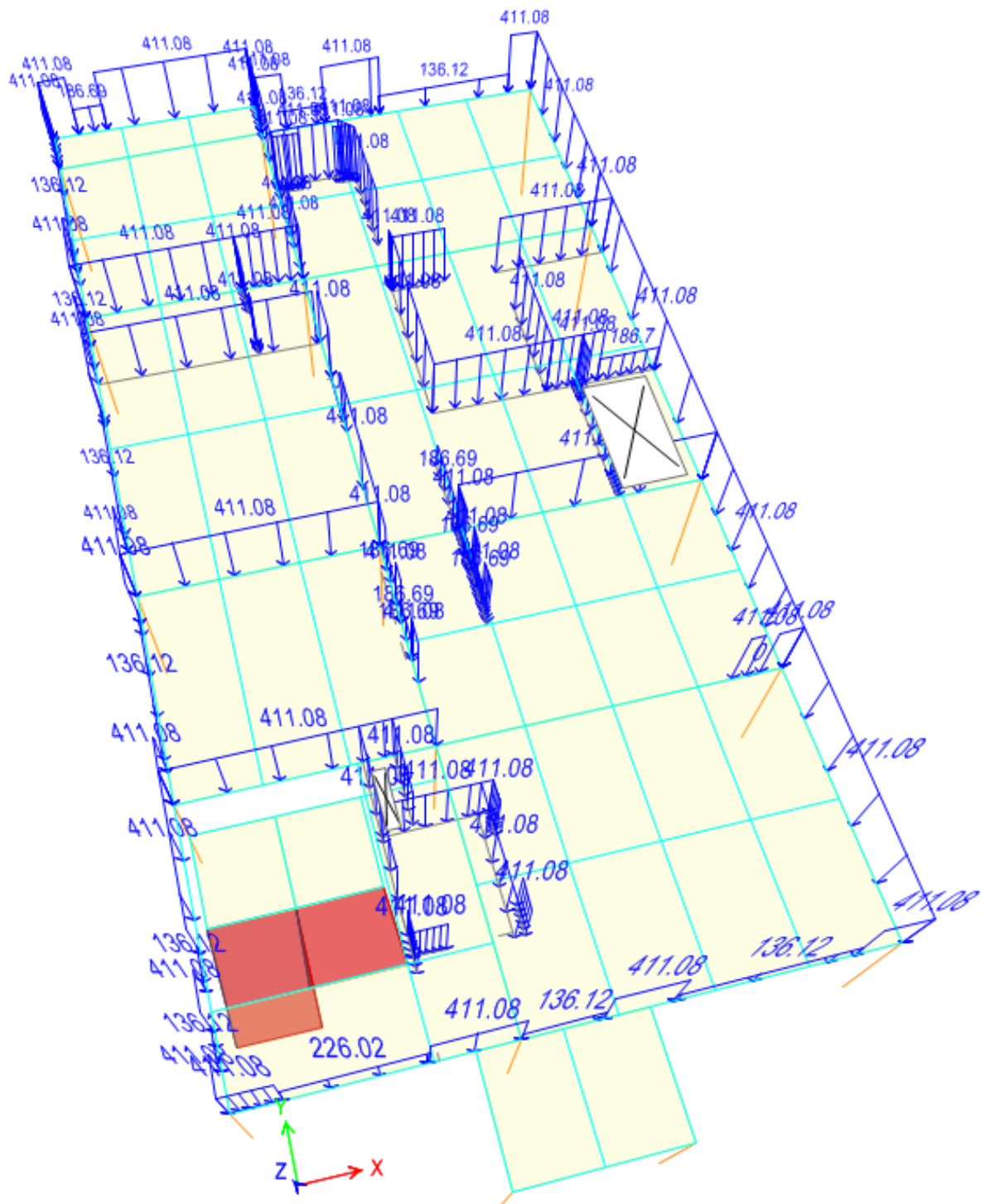


Gráfico VI.37 Cargas de mampostería de bloque Piso 4

(Fuente: Captura Software Especializado)

A continuación las cargas asignadas al nivel 5:

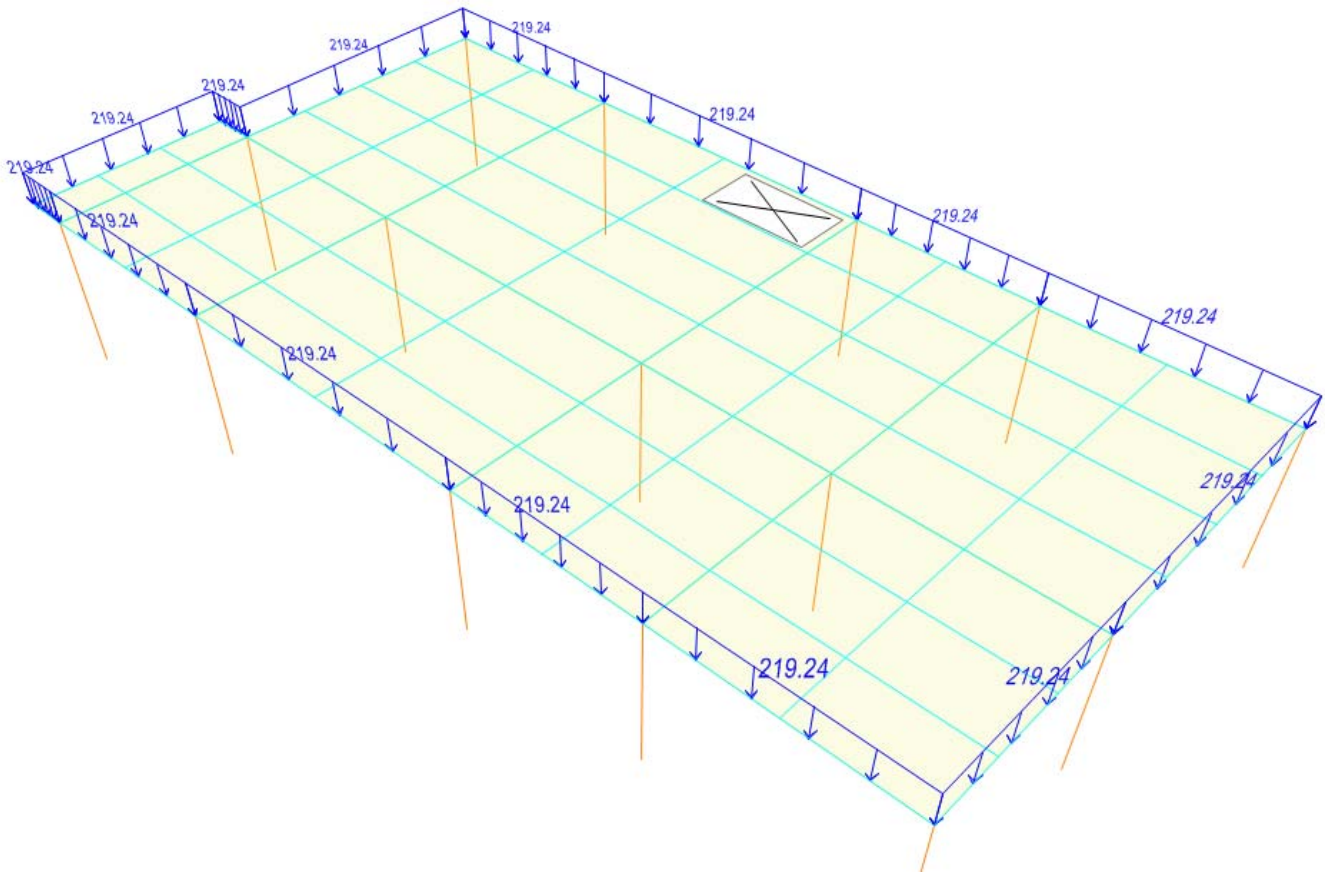


Gráfico VI.37 Cargas de mampostería de bloque Piso 5

(Fuente: Captura Software Especializado)

6.6.2.7. ASIGNACIONES SÍSMICAS, ESPECTRO DE DISEÑO

Para el presente proyecto investigativo los efectos de las acciones sísmicas serán incorporados mediante un análisis dinámico espectral de superposición modal con tres grados de libertad por nivel. Se presupone que los pisos y techos de la edificación actúan

como diafragmas indeformables en su plano, es decir, se considerarán diafragmas de piso rígidos en el análisis.

Para modelar el espectro inelástico en el software especializado se debe tener determinadas las ordenadas espectrales que en esta investigación se estudió en el apartado 6.6.1.4 del cual se obtuvo el cuadro VI.14, el proceso de asignación es el siguiente:

Guardamos solo las coordenadas del espectro inelástico en un archivo *.txt (texto), luego vamos a **"Define"**, **"Funtions.."** y luego a **"Response Spectrum"**

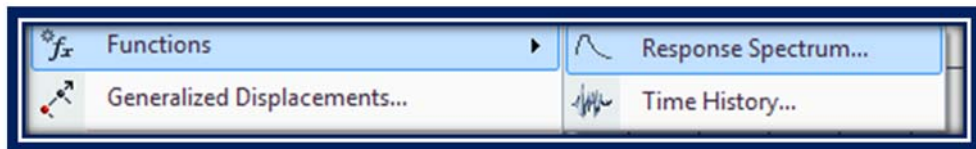


Gráfico VI.38 Asignación del Espectro de Respuesta

(Fuente: Captura Software Especializado)

Con lo que aparecerá el siguiente formulario como se muestra en el gráfico VI.39

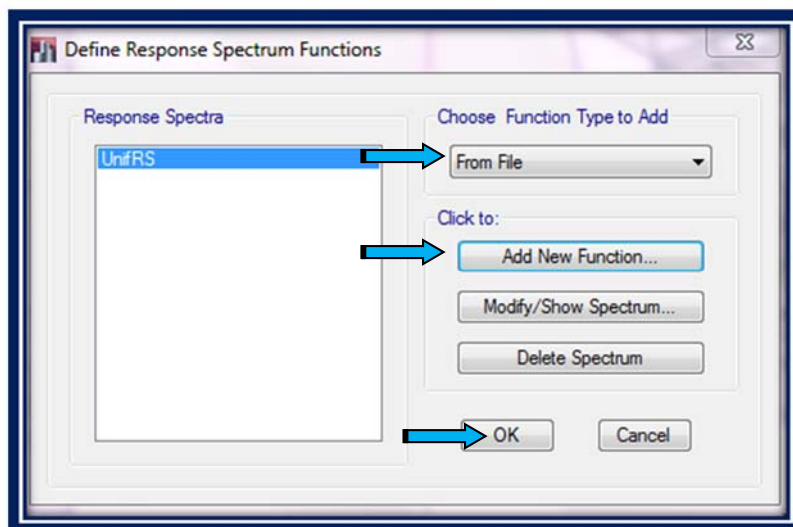


Gráfico VI.39 Asignación del Espectro de Respuesta

(Fuente: Captura Software Especializado)

En este caso, la manera más eficiente y rápida de ingresar la función del espectro es importando los valores de las ordenadas y abscisas (Aceleración vs Período) que lo definen, desde un archivo de texto con extensión .TXT. Para ello escogemos “Spectrum from File” y seleccionamos la opción “Add New Function...” con lo que ahora se desplegará un nuevo formulario que nos servirá para el ingreso del espectro desde un archivo de texto con la extensión descrita anteriormente tal como se muestra en el gráfico VI.40

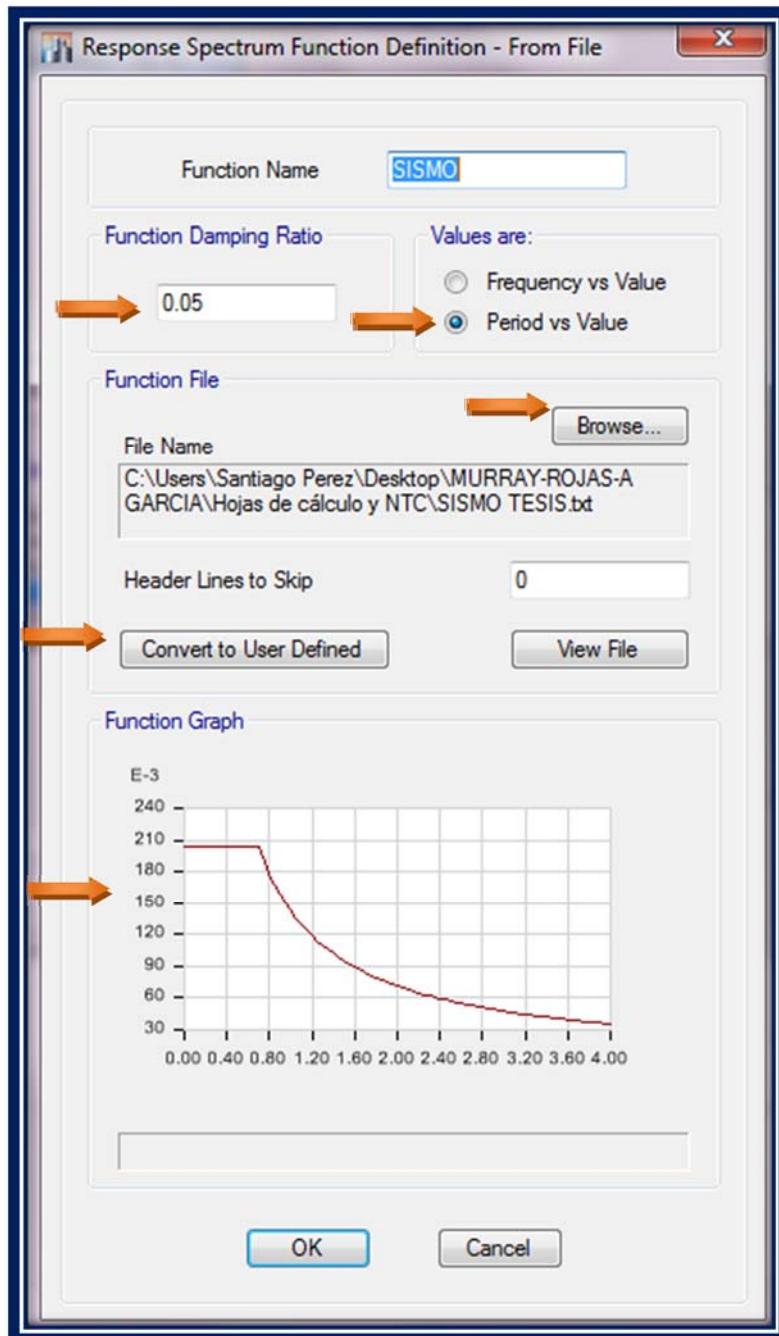


Gráfico VI.40 Definición del Espectro de Respuesta

(Fuente: Captura Software Especializado)

En el formulario mostrado anteriormente seguiremos los siguientes pasos para que nuestro espectro quede perfectamente bien definido los cuales se muestran a continuación:

Paso 1: Se activa la opción “**Period vs Value**”, ya que de esta manera se ha definido previamente la función del espectro.

Paso 2: Haciendo click en “**Browse...**” buscamos el archivo de texto previamente creado el cual contiene los valores que definen la función del espectro de diseño.

Paso 3: Hacemos click en “**Display Graph**” para que aparezca la gráfica del espectro de diseño.

Paso 4: Vamos a “**Convert to User Defined**” con la finalidad de que se conserven los datos en el programa en caso de que se borre o mueva el archivo de texto importado.

Paso 5: OK para finalizar.

Por otra parte la nueva versión del software especializado ya incorpora la normativa NEC, sin embargo corresponde a la versión de la NEC-2011 por lo que dado que el presente trabajo de investigación se lo realiza con la NEC-2015 se ha utilizado el proceso descrito en este numeral para la definición del espectro de respuesta en el software tal y como se muestra en el gráfico VI.40.

6.2.7.1 DEFINICIÓN DE CASOS DE ANÁLISIS ESPECTRALES:

La estructura se analizará bajo la acción de dos componentes sísmicas horizontales actuando según dos direcciones ortogonales correspondientes a los planos resistentes significativos del edificio.

Considerando lo descrito en el párrafo anterior y una vez definido el espectro de diseño procedemos a crear los casos espectrales para las diferentes direcciones de análisis de la edificación para lo cual seguiremos la siguiente ruta: **Define/ Load cases** con lo que se desplegará el siguiente formulario mostrado en el gráfico VI.41:

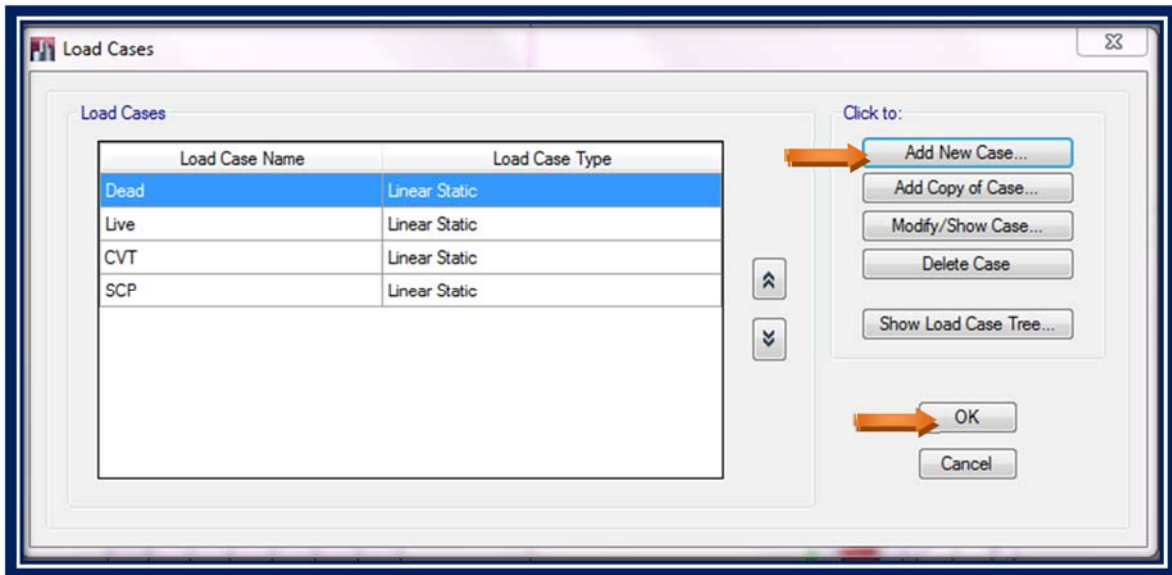


Gráfico VI.41 Formulario para el ingreso de un nuevo caso de carga

(Fuente: Captura Software Especializado)

Ahora antes de ingresar el nuevo caso de carga hay que entender lo que la norma exige, para lo cual se cita el artículo **3.5.1 de la Norma NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO)** que dice: " Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura." Por lo que para cumplir con la disposición descrita agregaremos un caso espectral, llamado SH, el cual incorporará, mediante un método de combinación direccional, las dos componentes ortogonales del sismo de manera simultánea tal como lo exige la norma.

Entendido lo anterior entonces se hace click en **Add new case** con lo que se desplegará una nueva ventana en la cual definiremos el caso espectral SH mencionado en el párrafo anterior sin embargo para realizar esta acción es necesario definir el tipo de combinación modal a emplear, la razón de esto es que los valores de respuesta utilizados en el diseño se determinan mediante una combinación de los valores máximos modales, además debe recordarse que al aplicar el método de superposición modal con tres grados de libertad por nivel que es el que se ha empleado en este trabajo de investigación, los modos resultantes del análisis pueden presentar frecuencias cercanas

entre sí, de modo que se deberán aplicar métodos de combinación que tomen en consideración su acoplamiento. El software a utilizar dispone de cuatro métodos diferentes para llevar a cabo la combinación modal, los cuales son:

- **CQC:** Este es el método de Combinación Cuadrática Completa, descrito por Wilson, Kiureghian and Bayo (1981). Esta técnica de combinación modal toma en cuenta el acoplamiento probable entre modos muy cercanos, causado por el amortiguamiento modal que incrementa dicho acoplamiento. Si el amortiguamiento modal es cero (0) para todos los modos, entonces el método CQC degenera en el método SRSS.

- **SRSS:** Es el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados. Esta técnica de combinación modal no toma en cuenta el acoplamiento entre modos como lo hacen los métodos del CQC O El GMC.

- **ABS:** Esta técnica de combinación modal simplemente combina los resultados modales tomando la suma de sus valores absolutos. Este método es usualmente conservador.

- **GMC:** Este es el Método General de Combinación Modal, también conocido como el método de Gupta. Es semejante al CQC tomando en cuenta el acoplamiento entre modos cercanos, y también incluye la correlación entre modos con contenido de respuesta rígida.

El método de combinación modal que se ha empleado para el presente estudio es el **CQC** descrito anteriormente ya que es el que tiene mayor aceptación a nivel mundial debido a que es un método mucho más preciso y nos da valores mas confiables y de hecho así lo recomienda el libro (Chopra 1995).

Para cada desplazamiento, fuerza o esfuerzo en la estructura, la combinación modal produce un resultado único, positivo para cada dirección de aceleración. Estos valores

direccionales para una cantidad de respuesta dada, son combinados para producir un resultado único positivo. Las dos opciones disponibles para combinación direccional son las siguientes:

- **SRSS:** Combina los resultados tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Este es el método recomendado para la combinación direccional ya que es independiente del sistema de referencia en que se analice la estructura, obteniéndose así un diseño estructural que tendrá igual resistencia a los movimientos sísmicos en cualquier dirección.

- **ABS:** Este es el método de escala absoluta. Aquí los resultados direccionales son combinados tomando el máximo de todas las direcciones de la suma de los valores absolutos de la respuesta en una dirección más un factor de escala por la respuesta en la otra dirección. Nuestra Norma Ecuatoriana indica como factor de escala el 30% del valor absoluto de las solicitaciones más el 100% en la dirección ortogonal y viceversa.

La combinación direccional se realizará mediante el método **ABS**, para cumplir con las exigencias de nuestra norma.

6.2.7.1.1 TORSIÓN ADICIONAL O ACCIDENTAL

Con el objetivo de incorporar los efectos de excentricidades accidentales debidas a la incertidumbre en la posición de los centros de masa o de rigidez y las excitaciones rotacionales del suelo, se debe añadir a los resultados del análisis dinámico, los efectos de una excentricidad de las fuerzas de corte correspondiente al 5% de la máxima dimensión en planta normal a la dirección del sismo que se analiza.

Para definir esta excentricidad adicional, se debe ingresar un factor de **0,05** correspondiente al **5%** establecido por la norma. a continuación en el gráfico **VI.42**

podemos observar la aplicación de todo lo descrito para la definición de los casos de análisis espectrales.

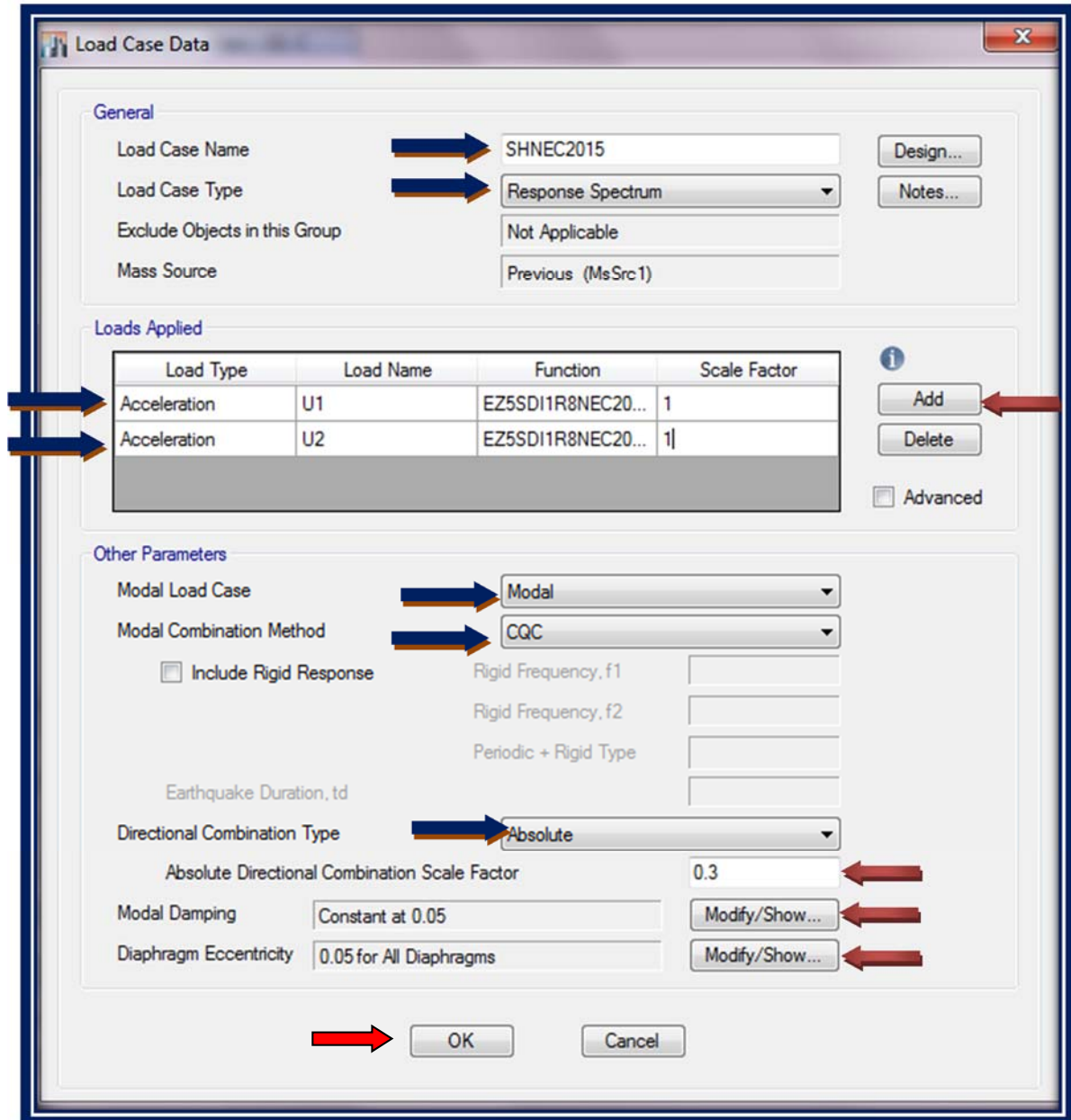


Gráfico VI.42 Definición de casos de análisis espectrales

(Fuente: Captura Software Especializado)

Es importante destacar que el programa considerará la torsión adicional solo en las plantas de la edificación donde se hayan asignado diafragmas rígidos o semirrígidos por lo tanto la asignación de dichas características es el siguiente paso para el modelado correcto de la estructura y el cual se estudia en el siguiente apartado.

6.6.2.8. ASIGNACIÓN DE DIAFRAGMAS RÍGIDOS

Para asignar diafragmas rígidos en los niveles de la edificación seleccionamos cada nivel de la estructura, y al menú: **ASSIGN/ JOINT / DIAPHRAGMS** como se muestra en la figura **VI.43** :

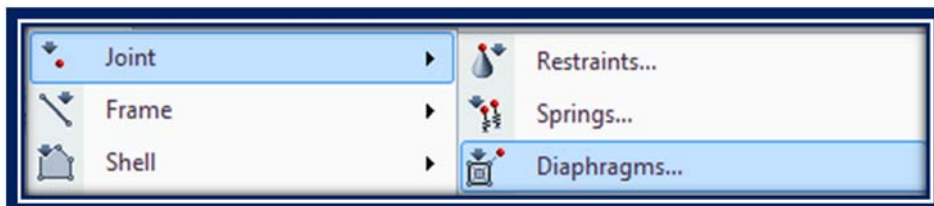


Gráfico VI.43 Ruta para la asignación de Diafragmas

(Fuente: Captura Software Especializado)

Ahora es importante conocer que se puede aplicar el mismo diafragma a cada nivel de la estructura debido a que el software especializado por decirlo de una manera sencilla entiende que cada piso es independiente en su deformación.

Una vez se ha seguido la ruta mencionada anteriormente se muestran en los gráficos **VI.43**, **VI.44** y **VI.45** la secuencia lógica a seguir para la asignación de los diafragmas a nuestra estructura

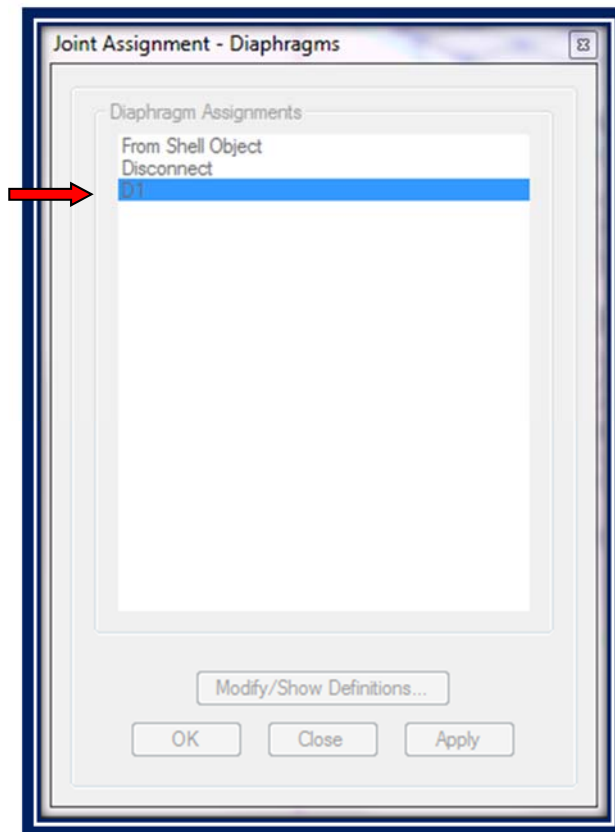


Gráfico VI.44 Formulario para la asignación de diafragmas

(Fuente: Captura Software Especializado)

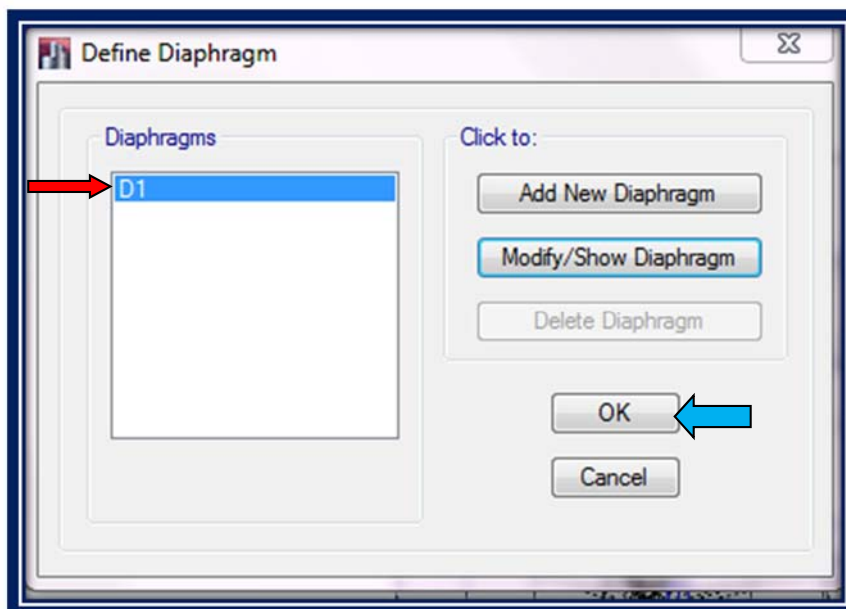


Gráfico VI.45 Formulario para la modificación o creación de un nuevo diafragma

(Fuente: Captura Software Especializado)

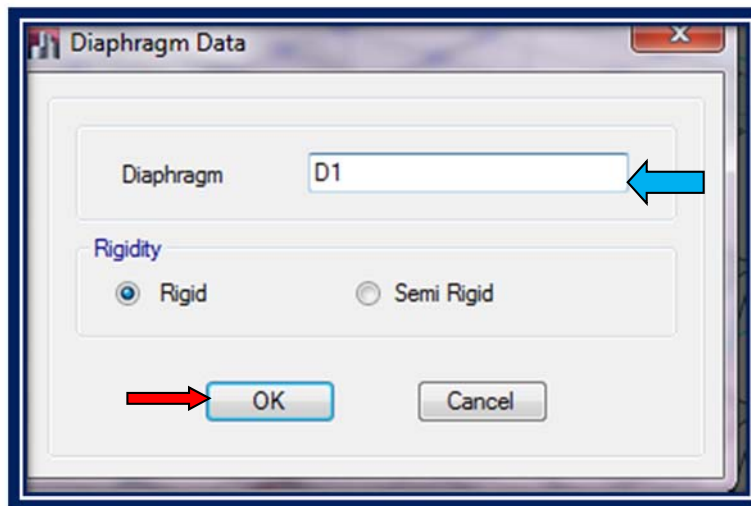


Gráfico VI.45 Formulario para la modificación o creación de un nuevo diafragma

(Fuente: Captura Software Especializado)

Ahora como un comentario interesante para este trabajo de grado se ha elegido asignar un diafragma rígido a la estructura debido a que la estructura no presenta posibilidad de deformaciones importantes en el plano, en el caso de aplicarse un diafragma semirrígido el resultado sería similar debido a que la estructura presenta una configuración ideal con un sistema SMF con columnas orientadas en sus ejes fuertes de manera estratégica y a demás que la estructura en sí misma no es muy esbelta a nivel de planta por lo tanto el resultado convergería hacia un diafragma rígido.

6.6.2.9. DEFINICIÓN DE LAS MASAS A CONSIDERAR EN EL ANÁLISIS SÍSMICO

Las masas a considerar en el análisis dinámico de la estructura son equivalentes al peso sísmico, el cual se obtiene al sumar a las acciones permanentes un determinado porcentaje de las acciones variables que depende del uso de la edificación.

Para definir las masas en el programa seguimos la ruta: **Define / Mass Source** como se muestra en el gráfico **VI.46**

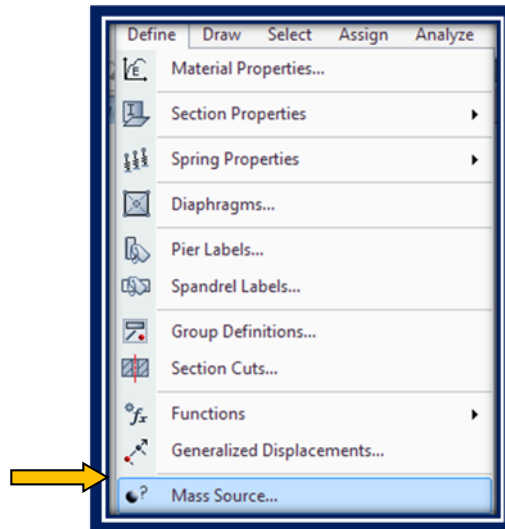


Gráfico VI.46 Ruta para la definición de la masa en el modelo

(Fuente: Captura Software Especializado)

Finalmente se llena el formulario mostrado a continuación:

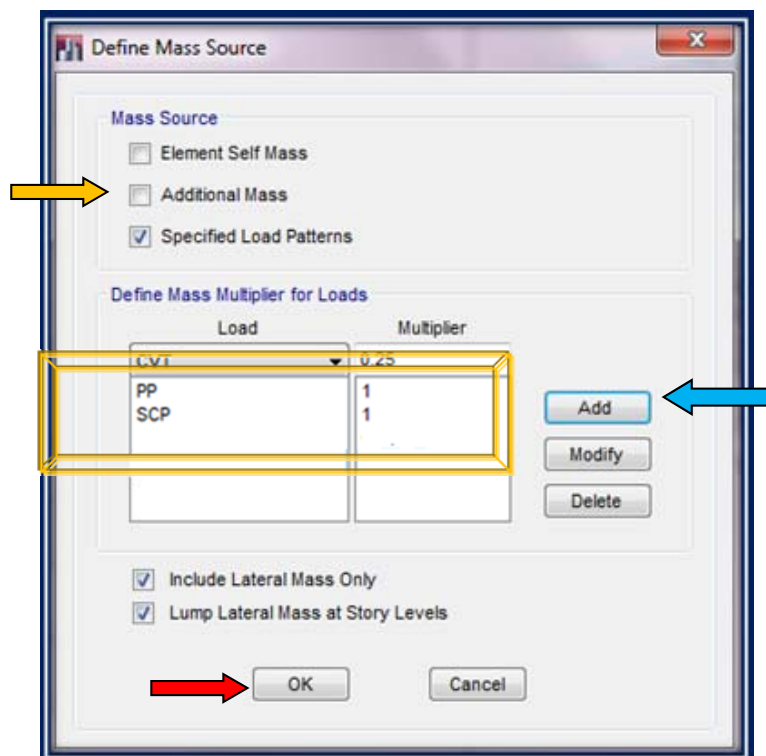


Gráfico VI.47 Definición de masas

(Fuente: Captura Software Especializado)

6.6.2.10. DEFINICIÓN DE PARÁMETROS ESPECIALES PARA EL DISEÑO SÍSMICO

Ahora siguiendo lo especificado por la Norma **AISC 341** que trata de previsiones sísmicas importantes a tomarse en cuenta en el diseño de pórticos especiales resistentes a momentos **SMF** es importante definir estos parámetros precisamente para poder evaluar la estructura ante los efectos de la carga sísmica amplificada dado por el factor " Ω_0 " tal como se definió en la sección **2.4.2.2** de esta investigación, puesto que se trata de un sistema especial, conforme al sistema estructural sismo resistente de pórticos especiales resistentes a momentos en acero, cabe destacar que el definir de manera correcta este parámetro sirve además para una revisión especial que debe hacer el programa de la columnas y que se destaca en la sección 8.3 del código **AISC-341-2010**, de manera análoga la Norma Ecuatoriana **NEC 2015** NEC SE AC (ESTRUCTURAS DE ACERO) trata también el diseño de estos sistemas especiales lamentablemente lo hace de manera muy general sin embargo es importante mencionar que se basa en lo reglamentado por el código **AISC** antes descrito, la importancia de la definición de este parámetro en el programa se verá con mayor detenimiento cuando analicemos la estructura.

Para incluir los parámetros antes mencionados seleccionamos la Ruta: **Design / Steel Frame Design View/Revise Preferences...** tal como se muestra en la figura **VI.48**

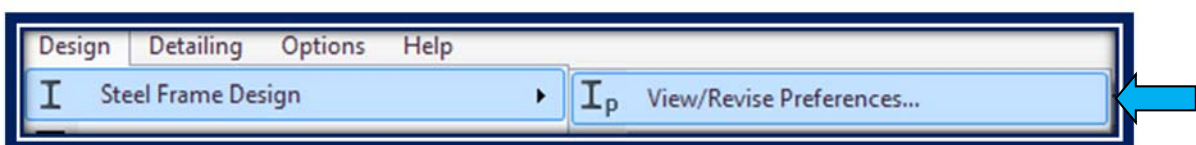


Gráfico VI.48 Parámetros especiales para el diseño sísmico

(Fuente: Captura Software Especializado)

Después de haber seguido la secuencia anterior aparecerán 2 ventanas para definir dichos parámetros mencionados anteriormente los cuales se han modificado según se puede ver en los gráficos **VI.49**.

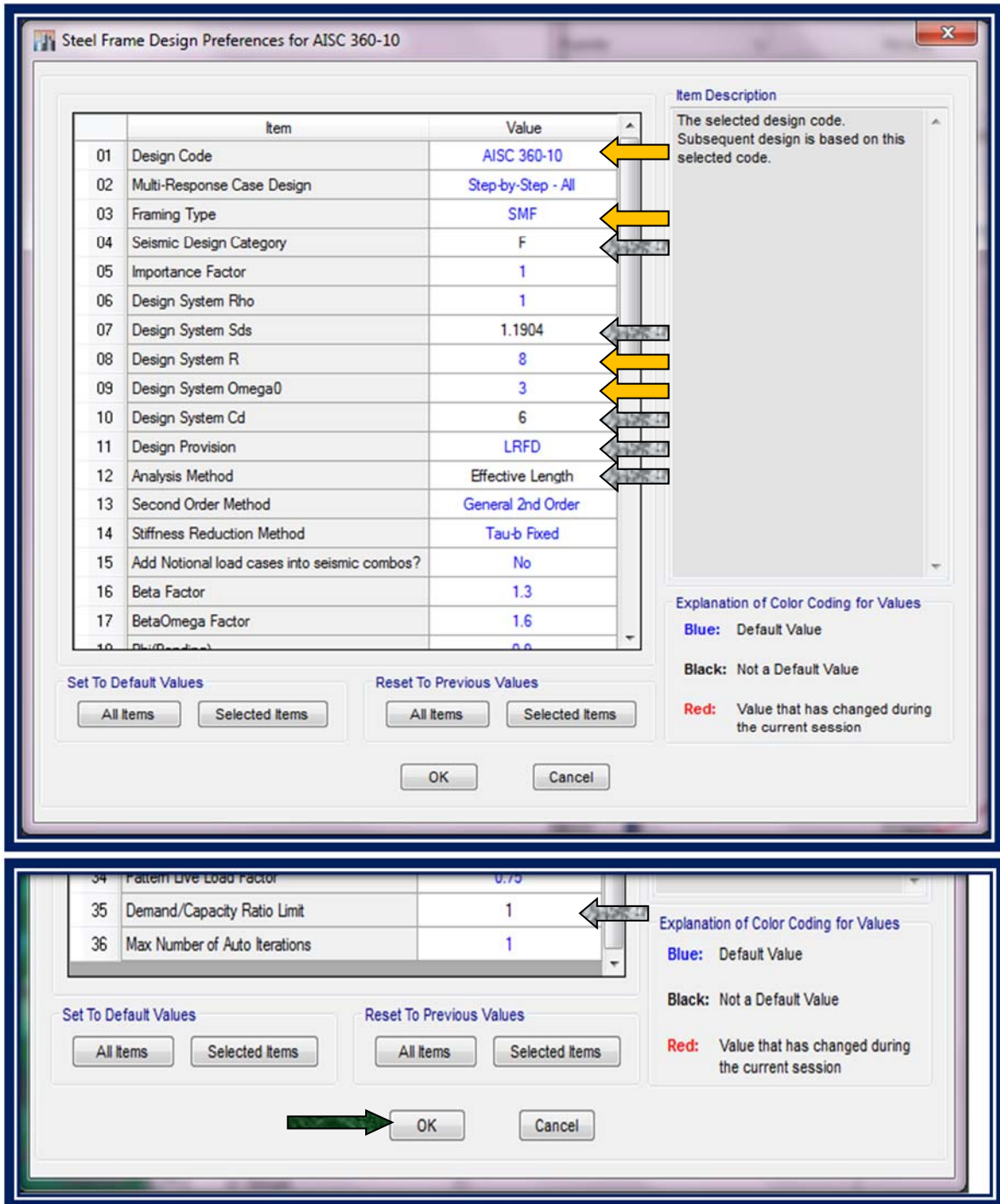


Gráfico VI.49 Formulario para la asignación de parámetros especiales para el diseño sísmico

(Fuente: Captura Software Especializado)

Puesto que el presente trabajo investigativo trata fundamentalmente del diseño de sistemas con pórticos de acero especiales resistentes a momentos (**SMF**) en el formulario mostrado en la grafica **VI.49** como se puede observar se ha seleccionado la norma vigente más actualizada la cual es la **AISC 360-10**, en la cual se basa la **NEC 2015 NEC SE AC (ESTRUCTURAS DE ACERO)**, con lo referente a la categoría de diseño se ha establecido el nivel más crítico que corresponde al tipo **F**, el valor que corresponde al "**Design System Sds**" no es más que el valor del espectro de aceleraciones para periodos cortos que para el caso Ecuatoriano de acuerdo a la Norma **NEC-2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO)**, se calcula según lo definido en la sección **3.3** de dicha norma y que en esta investigación se calculó en el apartado **6.6.1.4.7.** y corresponde para nuestro caso a un valor de 1.1904, el valor de R es el típico definido en nuestra norma que se lo puede ver en la tabla **16** del **NEC-2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO)** y corresponde a 8 para el caso de la estructura que se está modelando o sea un sistema **SMF** en acero.

Ahora hay que considerar que las especificaciones **AISC 341-10** incorporan los conceptos del diseño por capacidad para la verificación de ciertos componentes, por ejemplo columnas, considerando las solicitaciones inducidas cuando se desarrolla el mecanismo de deformación plástica. En otras palabras, esos componentes no se diseñan para resistir las solicitaciones inducidas por la acción sísmica de diseño sino las correspondientes al nivel de resistencia última de la estructura. Para ello se define un factor de sobre resistencia del sistema estructural, Ω que para el caso de sistemas SMF se lo define con el valor de 3 tal y como se lo puede ver en la grafica **VI.50**

Tipos de Sistema	Ω_o
Moment Resistance Frames (SMF, IMF, OMF)	3
Special Truss Moment Frames (STMF)	2
Centrically Braced Frames (SCBF, OCBF)	2
Eccentrically Braced Frames (EBF)	2
Special Plate Shear Walls (SPSW)	2
Buckling Restrained Braced Frames (BRBF)	
➤ Conexiones Viga-Columna resistentes a Momentos	2.5
➤ Conexiones Viga-Columna No resistentes a Momentos	2

Gráfico VI.50 Valores del factor de sobre resistencia del sistema estructural, Ω

Fuente: (Diseño en acero publicaciones AISC)

El uso del factor de modificación de respuesta **R** citado anteriormente y que propone la norma **NEC-2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO)** simplifica el proceso de diseño, porque el ingeniero estructural sólo debe realizar un análisis elástico, aún cuando la estructura se deforme en rango no lineal. Sin embargo, es importante resaltar que el análisis elástico no permite evaluar adecuadamente los desplazamientos laterales, dado que los obtenidos por ese procedimiento son menores que los desplazamientos que se producirán en rango inelástico. Esta es la razón por la cual se considera un factor de amplificación de desplazamientos, **C_d**, para estimar los desplazamientos de diseño δ_s , como se indica en la gráfica **VI.51**

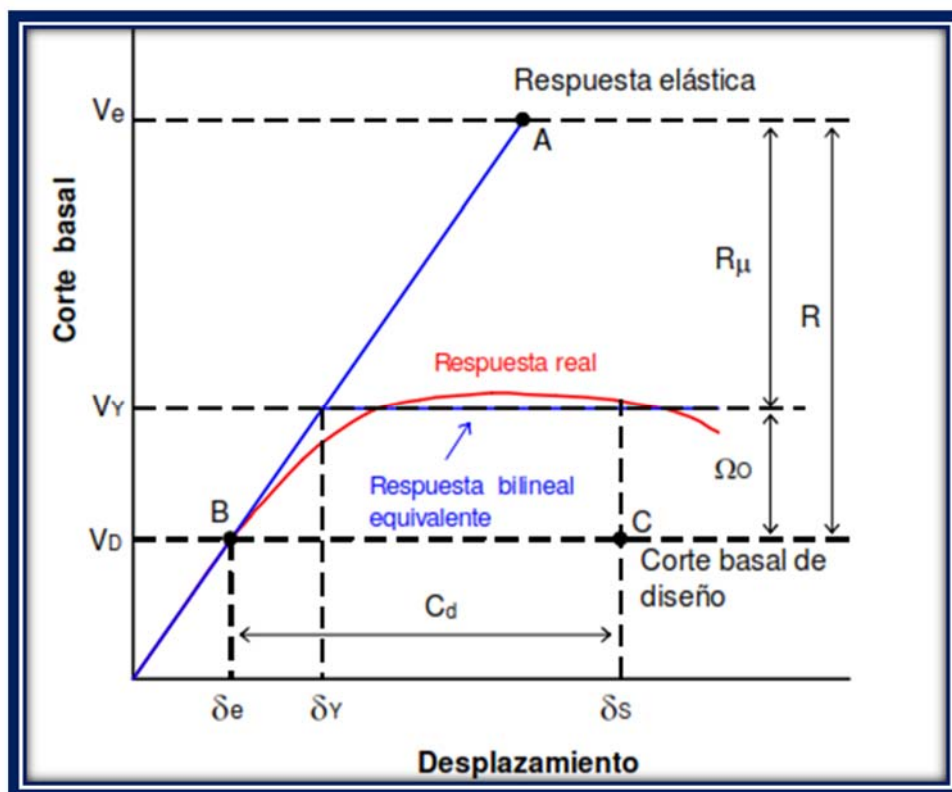


Gráfico VI.51 Respuesta global del sistema, con indicación de los factores **R**, Ω_0 y **C_d**

Fuente: (Material de diseño estructural avanzado prof Alonso Garcia)

En función al fundamento teórico descrito en el párrafo anterior la norma **NEC-2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO)** propone un factor **0.75** que reconoce el hecho de que en

muchos casos la deformación máxima de un sistema elástico no es igual a la de un sistema inelástico como lo propuso Newmark, sino que depende del periodo predominante de la estructura, del tipo de suelo, tipo de sismo, etc como se mencionó anteriormente y es por esto que para nuestro caso de acuerdo a la sección **2.7.8.3** de la norma en mención propone utilizar la ecuación **VI-5** mostrada a continuación que se emplea para el cálculo de la deriva máxima inelástica.

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \qquad \text{Ecuación VI-5}$$

Ahora es fácil deducir que de la ecuación anterior el factor de amplificación de desplazamientos **Cd** para el caso ecuatoriano la Norma **NEC 2015** lo ha propuesto de manera simplificada como se muestra en la ecuación **VI-6**:

$$C_d = 0.75 R \qquad \text{Ecuación VI-6}$$

Entendiendo que estamos diseñando un sistema **SMF** en acero y que la norma **NEC 2015** sugiere un valor de reducción de resistencia **R=8** en este tipo de sistemas estructurales para nuestro caso tendríamos:

$$C_d = 0.75 * 8$$

$$C_d = 6$$

Valor que se ha introducido en el formulario para la asignación de parámetros especiales para el diseño sísmico requerido como podemos observar en el gráfico **VI.49**

El método empleado para el análisis ha sido el de longitud efectiva cuya fundamentación se encuentra en la norma **AISC 360-2010** que debe tomarse en cuenta para el cálculo de los efectos de segundo orden que condicionan los factores de longitud efectiva.

Antes de finalizar con esta explicación del porque se han ubicado cada uno de los parámetros mostrados en el gráfico **VI.49** cabe mencionar que en dicho formulario se ha establecido el método de diseño **LRFD** debido a no solamente el hecho de que este trabajo de investigación se ha centrado en la utilización de este método sino además a que a nivel académico, los datos obtenidos de un relevamiento informal en distintas universidades de Latinoamérica indican que solo algunas universidades han incorporado en los planes de estudio de Ingeniería Civil la enseñanza del método **LRFD**. Es por ello que se ha creído conveniente presentar una descripción conceptual del mismo en este trabajo investigativo.

Finalmente el último valor que cambiaremos es el de **Demand/Capacity limit** de **0.95** que el programa lo trae por defecto para dejar un porcentaje del 5% de reserva en el diseño de la estructura y que en nuestro caso no tiene razón de ser debido a que la misma se encuentra **correctamente** fundamentada y no existen incertidumbres en la adecuada aplicación de los conceptos estructurales razón por la cual se ha optado por redefinirlo como **1** caso contrario estaríamos sobredimensionando la misma.

6.6.2.11. OPCIONES DE ANÁLISIS

Para definir la configuración de las opciones de análisis seguiremos la siguiente ruta: **Analyze/ Set Active Degrees of Freedom** tal como se muestra la figura **VI.52**

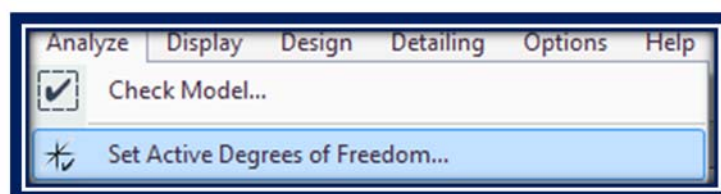


Gráfico VI.52 Definición de los grados de Libertad de la estructura

(Fuente: Captura Software Especializado)

Después de activar la ruta presentada anteriormente se desplegará un cuadro de diálogo en el cual seleccionaremos la opción FULL 3D como se muestra en la figura VI.53

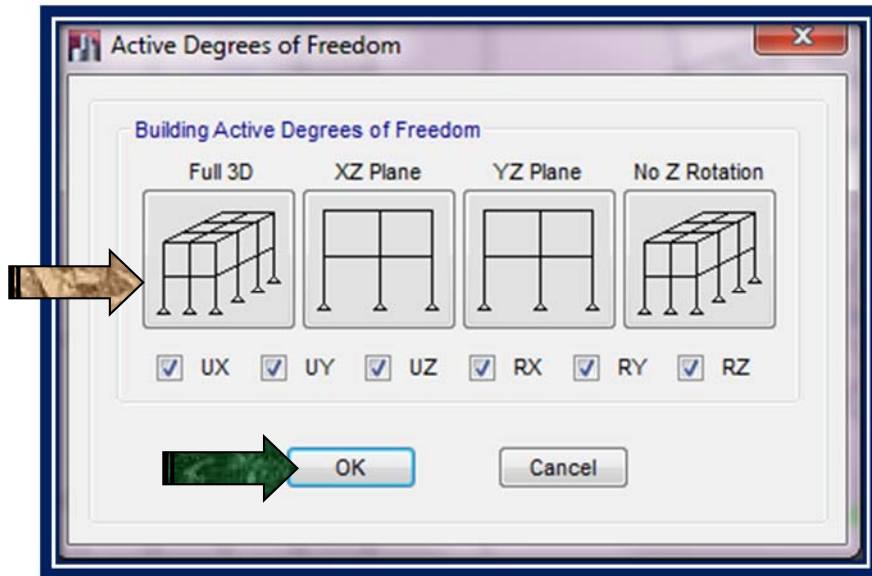


Gráfico VI.53 Formulario para la activación de los grados de Libertad de la estructura
(Fuente: Captura Software Especializado)

El siguiente paso es definir los parámetros para el análisis dinámico para lo cual seguimos la siguiente ruta: **Define / Modal Cases** como se muestra en el gráfico VI.54

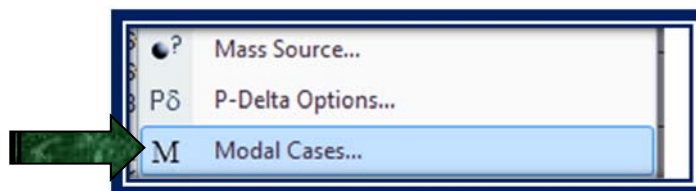


Gráfico VI.54 Menú Modal Cases
(Fuente: Captura Software Especializado)

A continuación se desplegará la siguiente ventana en la cual seleccionaremos la opción **Modify/Show Case**, tras lo cual aparecerá un formulario para la definición de parámetros para el análisis dinámico como se muestran en la gráficas **VI.55** y **VI.56**

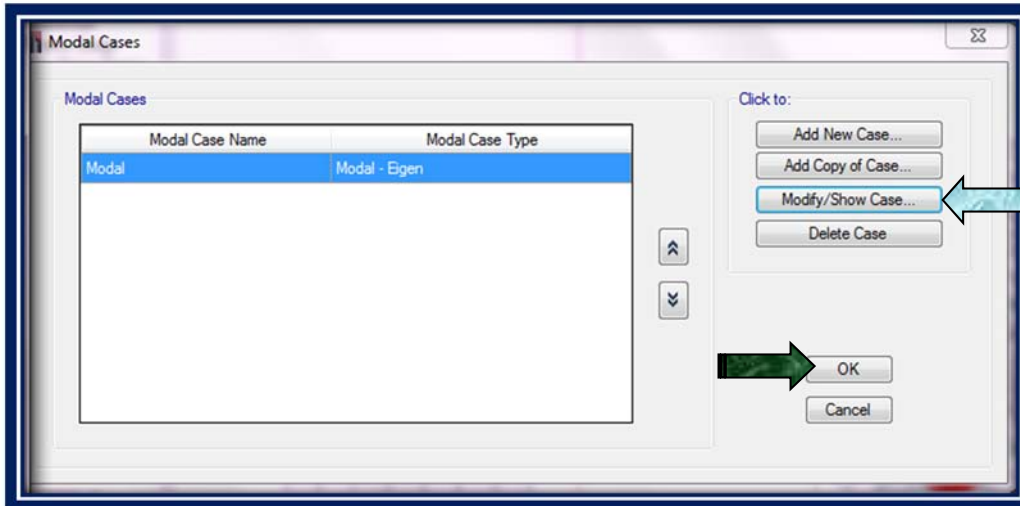


Gráfico VI.55 Definición de casos modales

(Fuente: Captura Software Especializado)

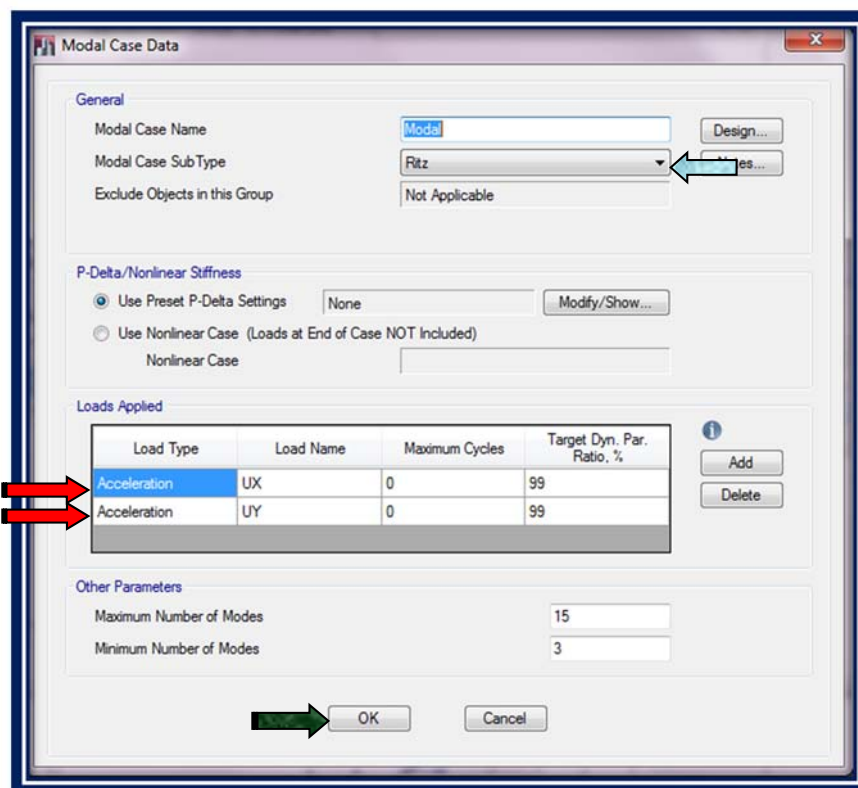


Gráfico VI.56 Formulario Definición de parámetros para el análisis Dinámico

(Fuente: Captura Software Especializado)

en el gráfico **VI.56**, ahora además inicialmente no consideraremos el efecto P- Delta sino hasta obtener los resultados del análisis de la estructura y ver el comportamiento estructural para finalmente identificar si este efecto debe o no ser considerado, pues así lo recomiendan muchos investigadores de gran prestigio internacional por citar uno de ellos el Dr. M. Selim Gunay de la Universidad de Berkeley.

El Dr. Edward L. Wilson Profesor de la Universidad de Berkeley en su estudio del análisis tridimensional estático y dinámico de estructuras recomienda ampliamente el uso de vectores Ritz por sobre el uso de vectores de valor propio (eigenvector) debido a que el uso de vectores de carga dependientes Ritz es el enfoque más eficaz para resolver de forma precisa los desplazamientos en los nodos y fuerzas en los miembros dentro de las estructuras sometidas a cargas dinámicas.

Las frecuencias más bajas obtenidas a partir de un análisis de vectores Ritz son siempre muy cercanas de las frecuencias de vibración libres exactas. Si las frecuencias y las formas modales se pierden se debe a que la carga dinámica no actúa sobre ciertos elementos, por lo tanto estos no tienen ningún valor práctico. Otra gran ventaja de la utilización de vectores LDR es que no es necesario preocuparse por los errores introducidos por el aumento de truncamientos en las formas modales de un conjunto de vectores propios exactos

Todas las formas modales del método LDR (Vectores Ritz) son combinaciones lineares del conjunto de vectores propios exactos por lo tanto el método siempre converge hacia la solución exacta, además de que el tiempo computacional requerido utilizando el método descrito es significativamente menor que el requerido para resolverse por vectores de valor propio (eigenvectors).

Debido a lo descrito en los párrafos anteriores, se ha empleado el método LDR antes citado y que se lo ha especificado en el formulario para la definición de análisis dinámico que muestra el programa como se lo puede observar en la gráfica **VI.56**

6.6.2.12. ASIGNACIÓN DE BRAZOS RIGIDOS

El programa puede calcular los brazos rígidos de la conectividad entre las propiedades de los elementos en el modelo. Se puede especificar factores de zona rígida en los elementos. Este es un factor utilizado para definir el porcentaje de la zona especificada a ser tratada como totalmente rígida por ejemplo 1 significará que es completamente rígido y si es cero no se aplicarán brazos rígidos serán nulos, el proceso a seguir se esquematiza en los gráficos VI.57 y VI.58 como se muestra a continuación:

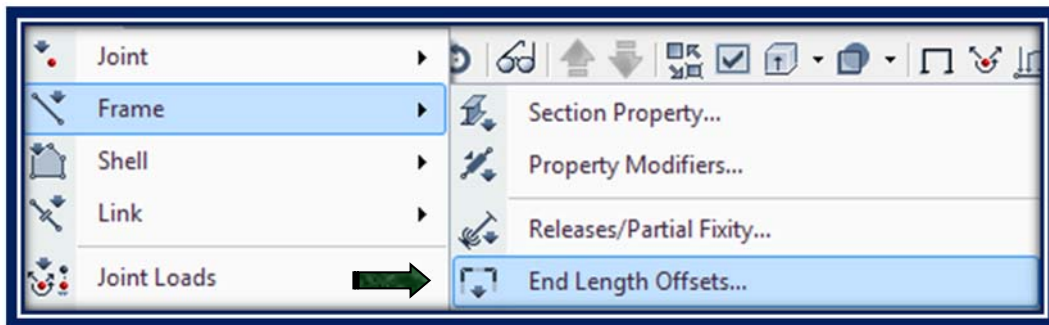


Gráfico VI.57 Menú para definir el factor de zona rígida

(Fuente: Captura Software Especializado)

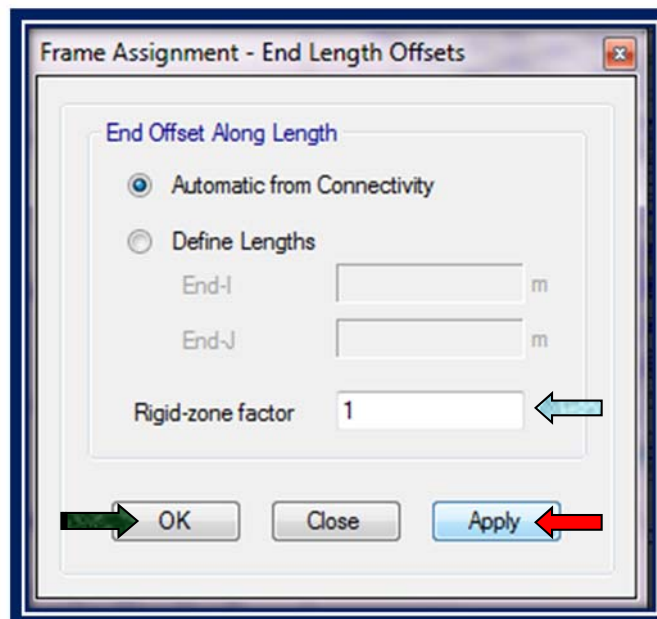


Gráfico VI.58 Formulario para la asignación del factor de zona rígida

(Fuente: Captura Software Especializado)

6.6.2.13. ASIGNACIÓN DE RESTRICCIONES

Para cambiar el tipo de apoyos se tiene que trabajar con los puntos de apoyo que tienen los elementos verticales en la base, se seleccionan todos los puntos y por medio del menú “**ASSIGN - JOINT - RESTRAINTS**” asignamos el tipo de soporte que se desea como se pueden apreciar de forma esquemática en los gráficos **VI.58** y **VI.59** aquí presentados.



Gráfico VI.58 Menú para asignar restricciones a un modelo

(Fuente: Captura Software Especializado)

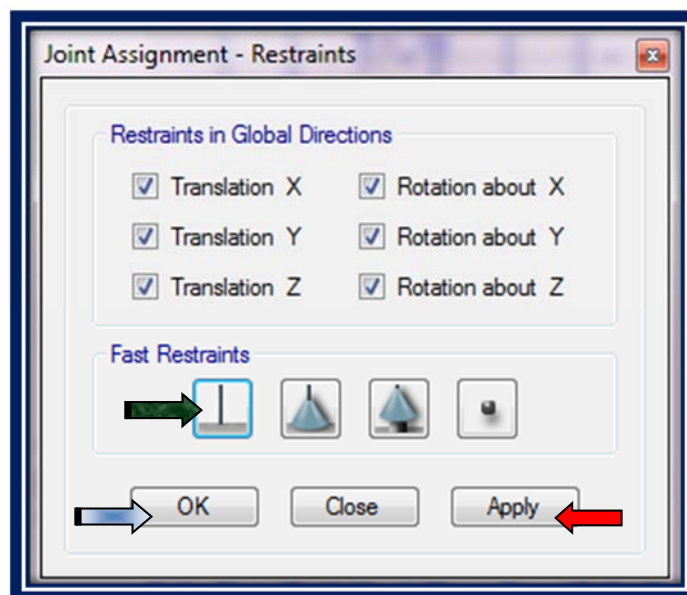


Gráfico VI.59 Formulario para seleccionar el tipo de restricción a asignar

(Fuente: Captura Software Especializado)

6.6.2.14. CRITERIO DE CONFIGURACIÓN DEL SISTEMA SMF

Hay que entender que si uno desea diseñar una edificación completamente con un sistema de pórticos especiales resistentes a momento (SMF), para lograr estabilizar la estructura y evitar el problema de torsión en planta que pudiera generarse y conseguir en gran medida que **los 2 primeros modos sean traslacionales como recomiendan muchos autores**³ es que debemos rotar las columnas para lo cual es necesario tener el criterio adecuado de que las columnas en el eje débil cuando llegan 2 vigas no las podemos conectar a momento sencillamente debido al hecho de que las 2 vigas serian mas resistentes que la columna y por lo tanto se invalidaría el criterio columna fuerte viga débil, concepto fundamental para el diseño de este tipo de sistemas como ya se explicó en la sección **2.4.4.5**

Debido a lo explicado en el párrafo anterior es que la Norma NEC 2015 NEC SE AC (ESTRUCTURAS DE ACERO) referente al diseño de estructuras de acero sugiere colocar los pórticos resistentes a momento en el perímetro de la estructura mientras que los pórticos gravitacionales sean dispuestos en el interior de la misma como se puede observar en el gráfico **VI.60**

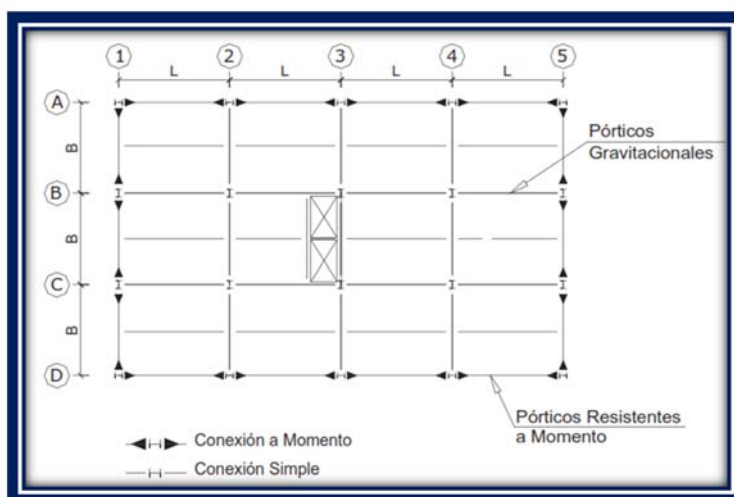


Gráfico VI.60 Planta del edificio de Acero Estructural Compuesto por Pórticos Resistentes a Momento y Gravitacionales

Fuente: (NEC 2015 NEC SE AC (ESTRUCTURAS DE ACERO))

³ **Referencias:** "Apuntes de Diseño Estructural"- Ing. Emmanuel Rodriguez Profesor Universidad Tecnológica de Santiago; "Análisis comparativo económico-estructural entre sistemas constructivos tradicionales y un sistema alternativo liviano" - Tesis EPN María Belén Correa Vallejo y Luis Alejandro Machado Salazar páginas 17 y 21

Ahora de lo anterior se debe entender que el código como se mencionó antes solamente sugiere, por lo tanto no siempre esta configuración va ser igual para todas las estructuras sino que dependerá en función de los requerimientos que presente la misma, por lo cual en el presente trabajo investigativo se ha optado por la siguiente configuración la cual se muestra en el gráfico VI.60 sencillamente por el hecho de que para nuestro caso presenta un mejor desempeño estructural

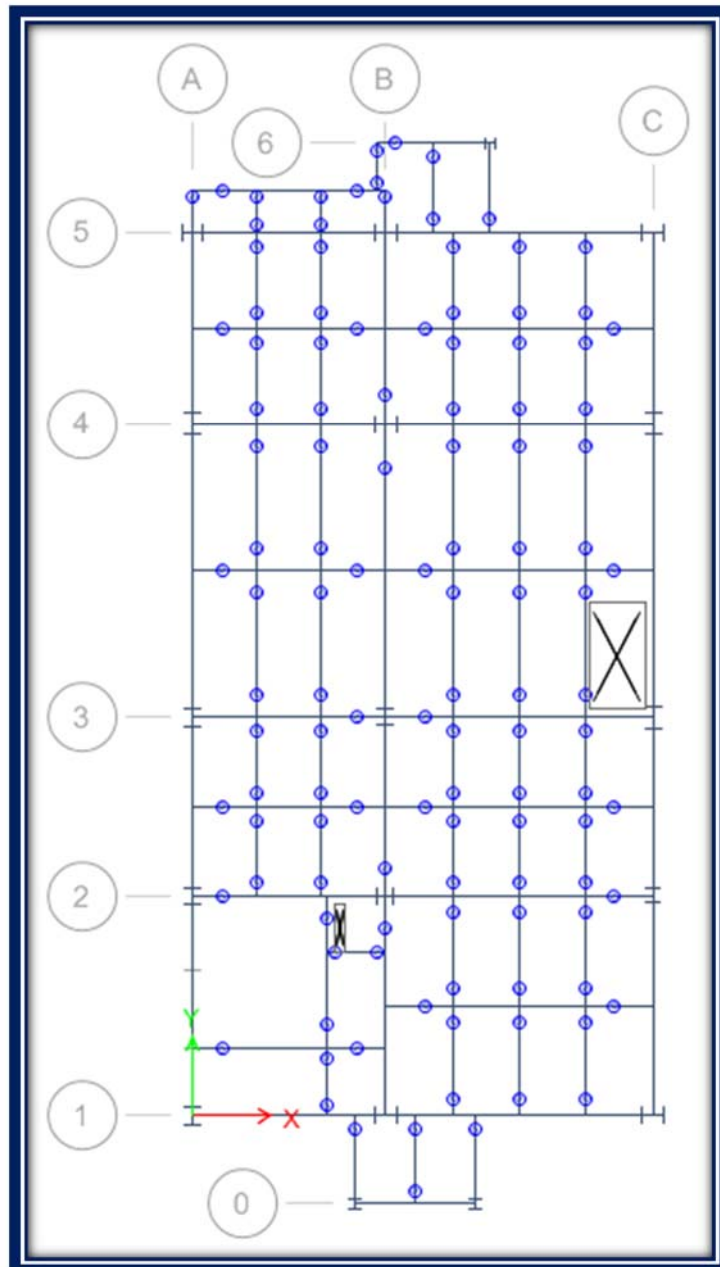


Gráfico VI.60 Configuración estructural propuesta

(Fuente: Captura Software Especializado)

Como se ve en el gráfico anterior la modificación estratégica de la orientación de determinadas columnas permite una configuración que para nuestro caso resulta tan ideal que logra una adecuada nivelación de la rigidez de la estructura lo cual es un objetivo fundamental a tener en mente a la hora de diseñar una estructura con sistemas **SMF**.

6.6.2.15. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

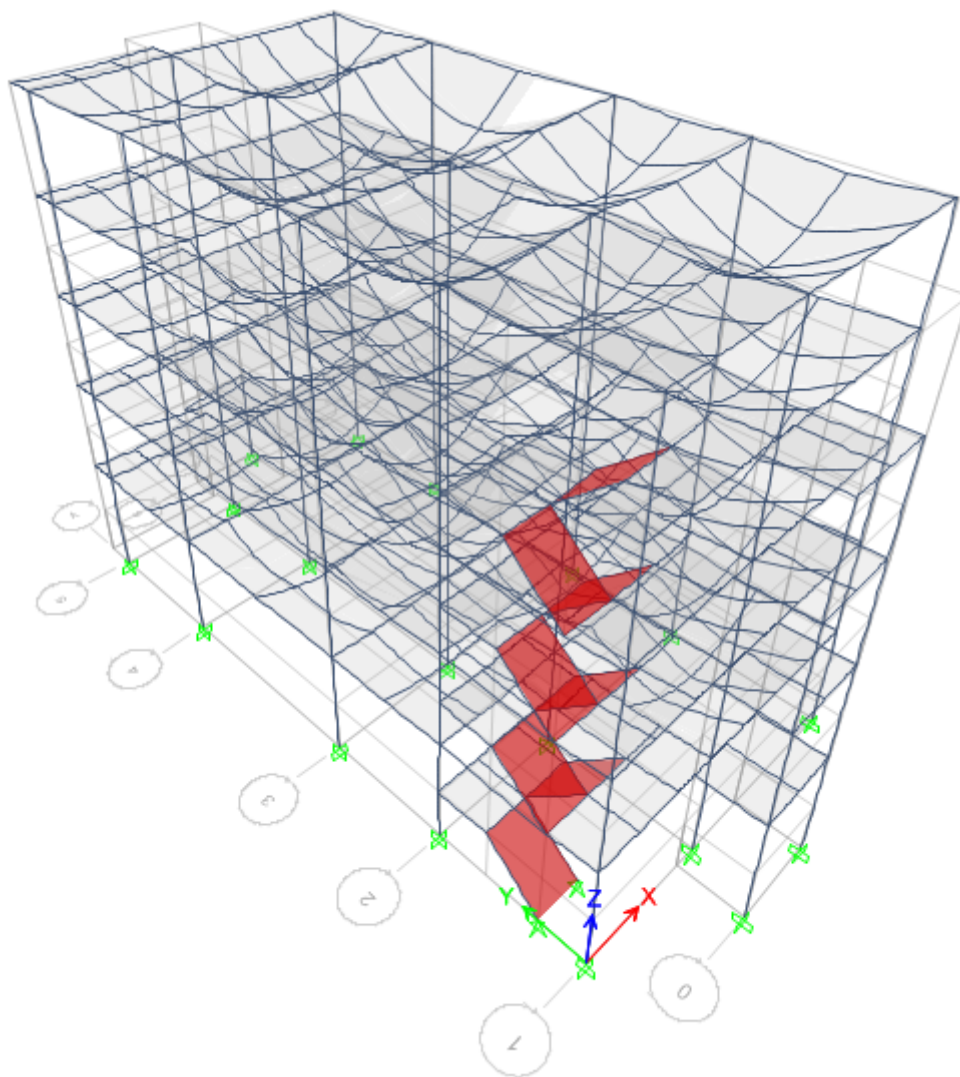


Gráfico VI.61 Análisis de la estructura

(Fuente: Captura Software Especializado)

6.6.2.15.1 CONTROL DE LAS DERIVAS DE PISO DE LA ESTRUCTURA

Uno de los aspectos más importantes para evaluar el adecuado comportamiento de la estructura es la deriva de piso por lo que para revisarla empleando el programa se seguirá la siguiente ruta: **Display / Story Response Plots**, tras lo cual aparecerá una ventana la cual se configurará de acuerdo como se muestra en el gráfico siguiente:

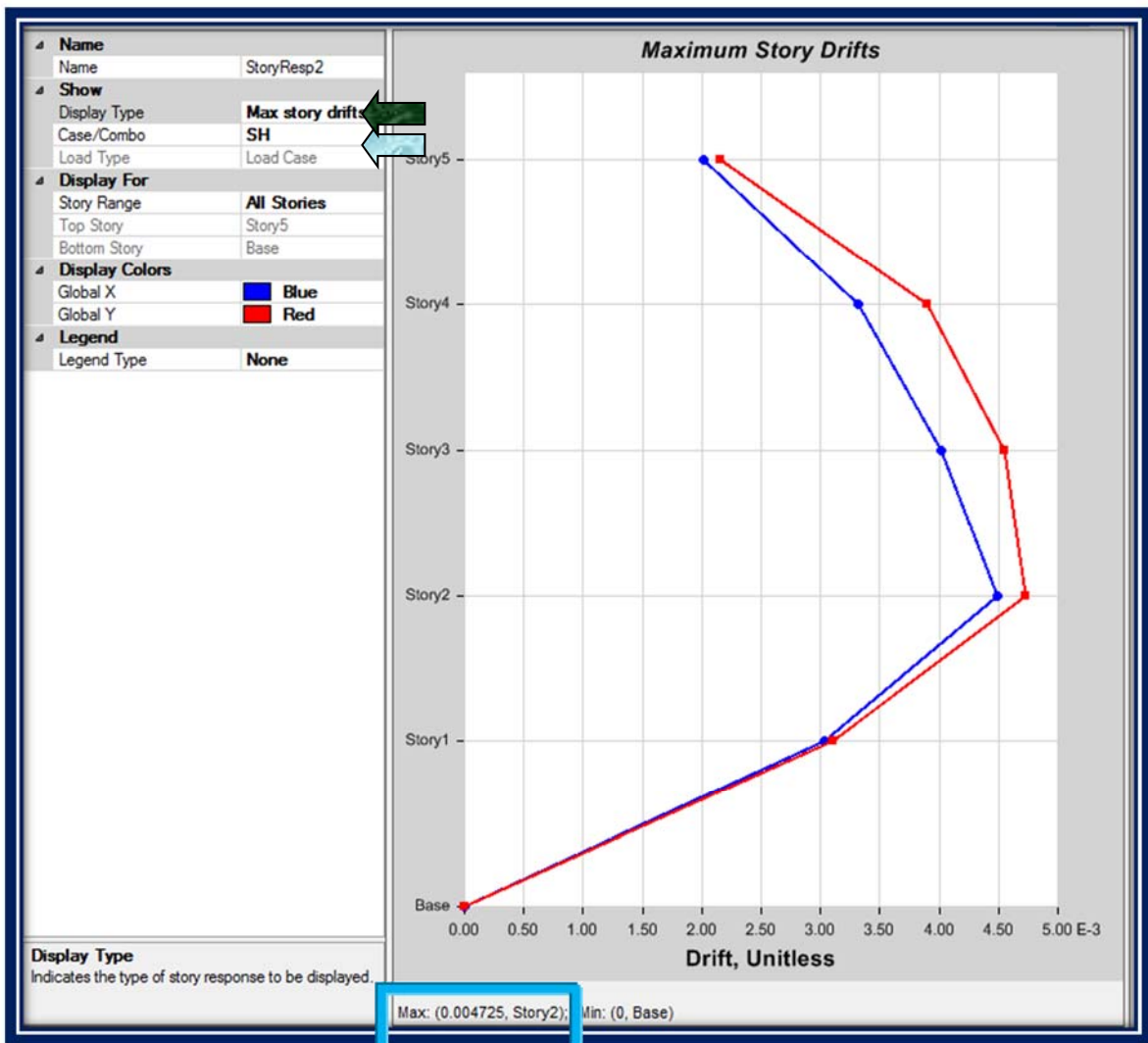


Gráfico VI.62 Chequeo de la deriva de Piso

(Fuente: Captura Software Especializado)

Como se puede apreciar del grafico **VI.62** el programa nos muestra una deriva elástica máxima de **0.004725** la cual es preciso transformarla a una deriva inelástica para poder compararla con lo establecido en el literal **4.2.2** de la norma **NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO)**, la cual establece que la deriva máxima no debe superar el valor de **0.02**, por lo tanto aplicaremos la ecuación que se detalla a continuación:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.004725$$

$$\Delta_M = 0.028$$

Como podemos observar del resultado obtenido la deriva de nuestra estructura es mayor de lo que permite la norma por lo tanto de dejarla así indudablemente no tendrá un comportamiento sísmico adecuado razón por la cual es necesario optimizar las secciones de vigas y columnas hasta reducir a la deriva a un valor igual o menor del permisible en la norma **NEC 2015** por lo cual se proponen las siguientes secciones tanto en vigas y columnas las cuales se pueden apreciar en los siguientes gráficos:

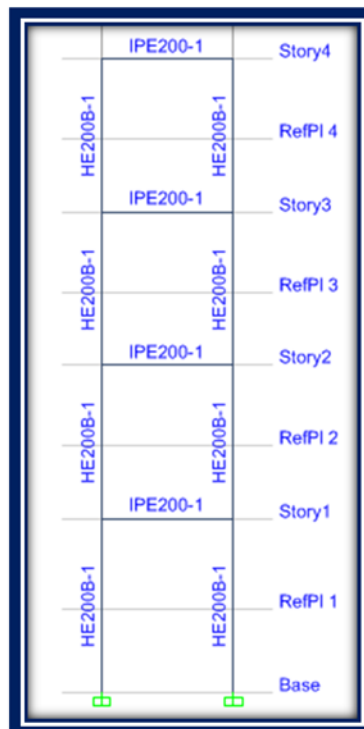


Gráfico VI.63 Secciones optimizadas en vigas y columnas pórtico eje 0

(Fuente: Captura Software Especializado)

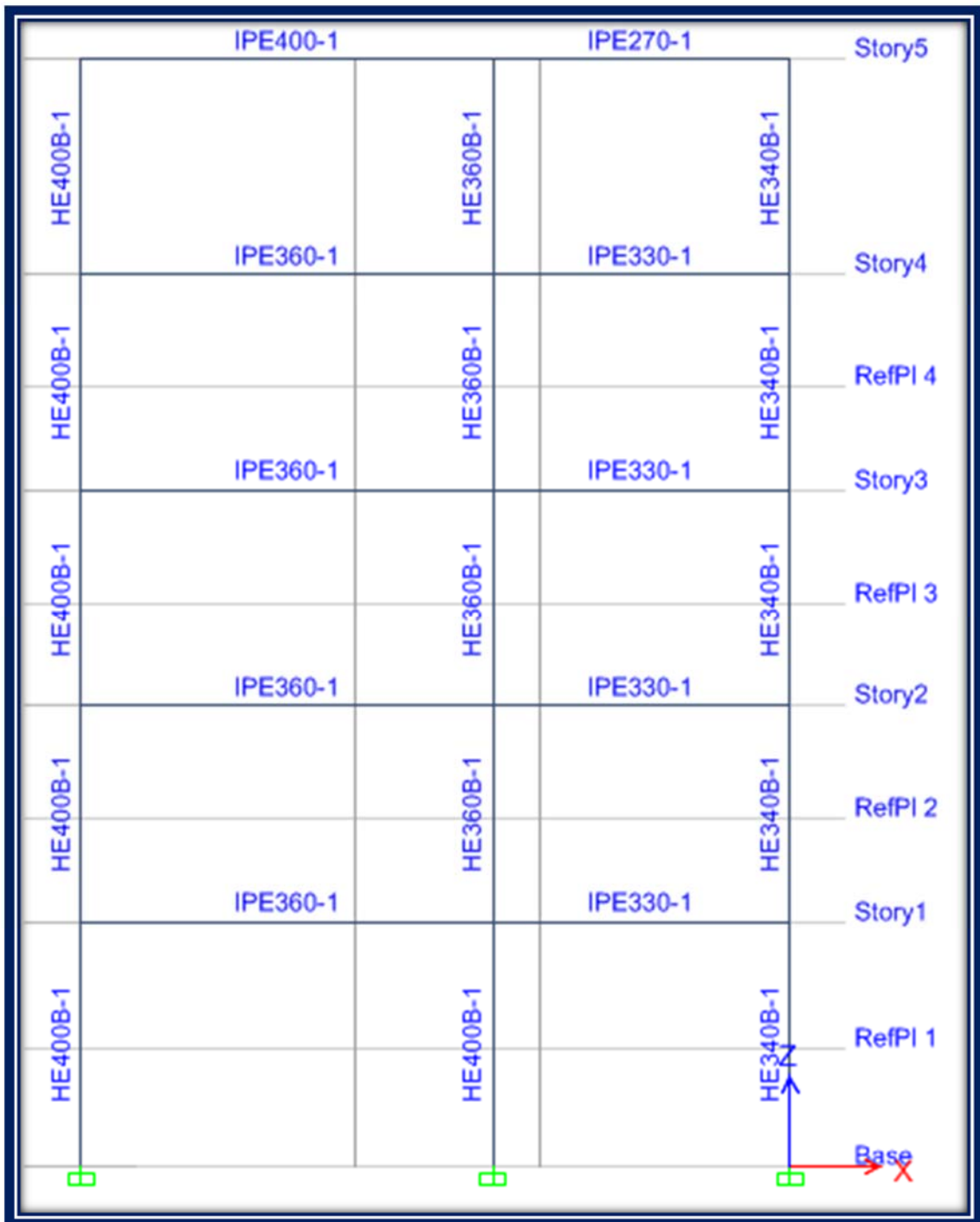


Gráfico VI.64 Secciones optimizadas en vigas y columnas pórtico eje 1

(Fuente: Captura Software Especializado)

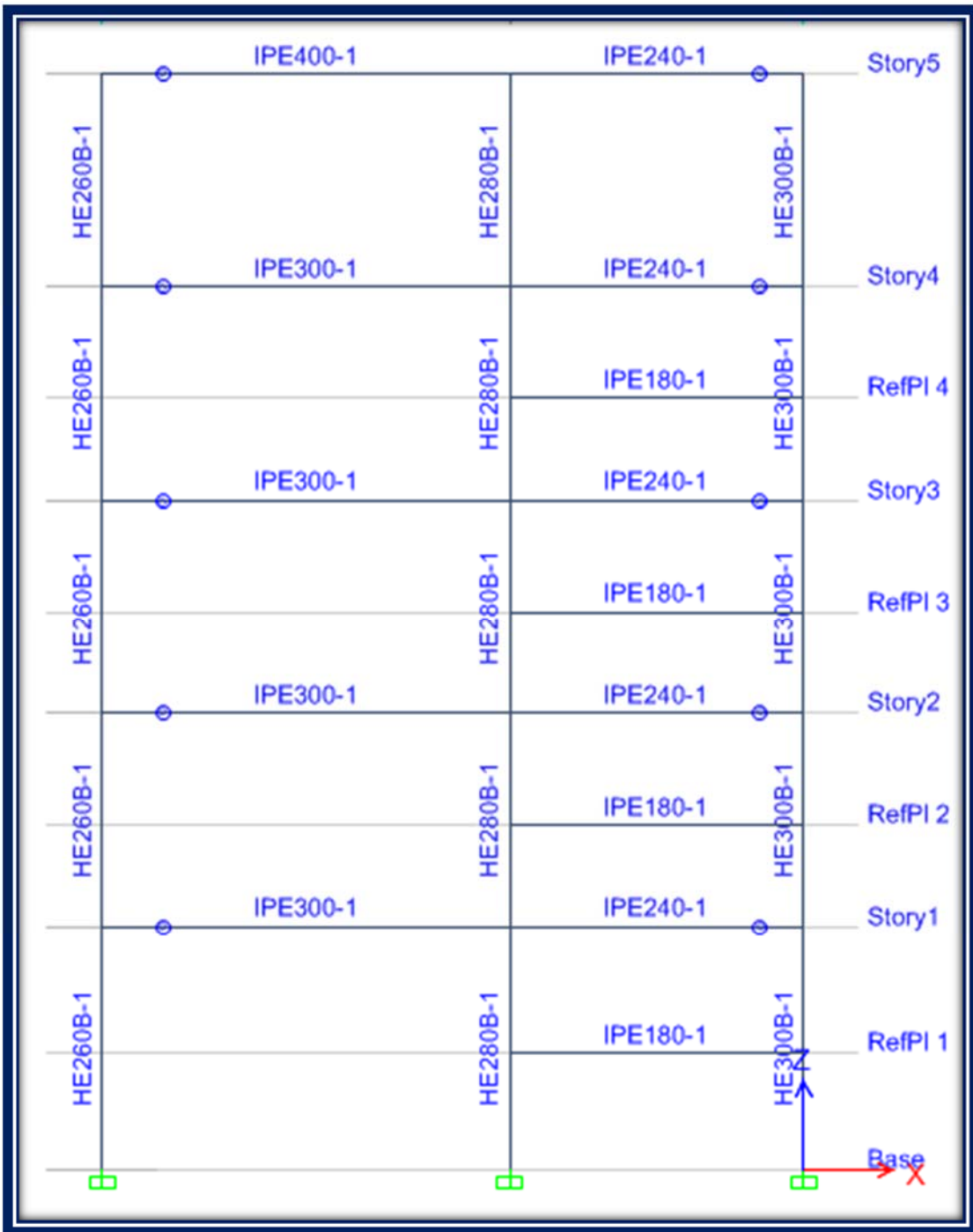


Gráfico VI.65 Secciones optimizadas en vigas y columnas pórtilo eje 2

(Fuente: Captura Software Especializado)

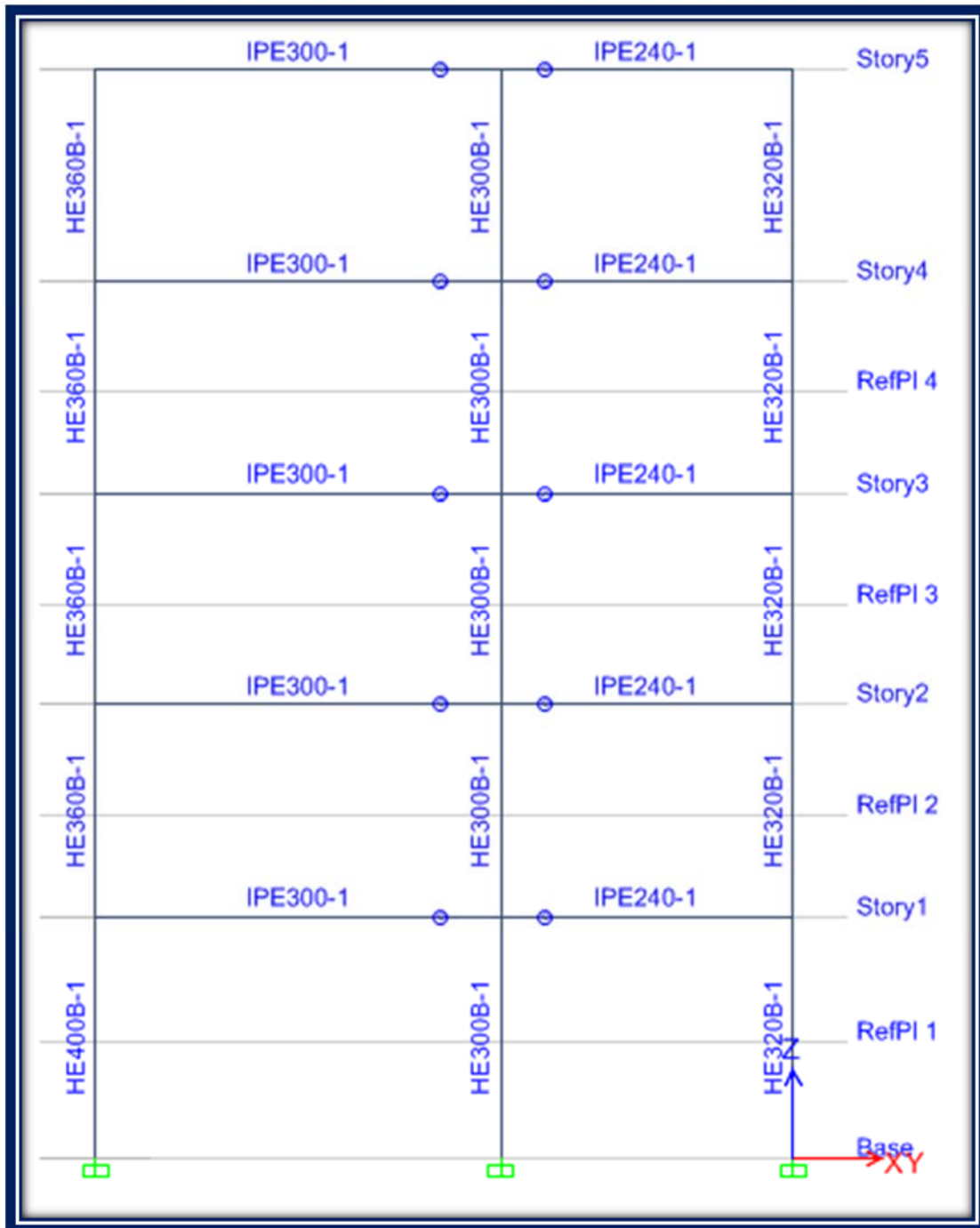


Gráfico VI.66 Secciones optimizadas en vigas y columnas pórtico eje 3

(Fuente: Captura Software Especializado)

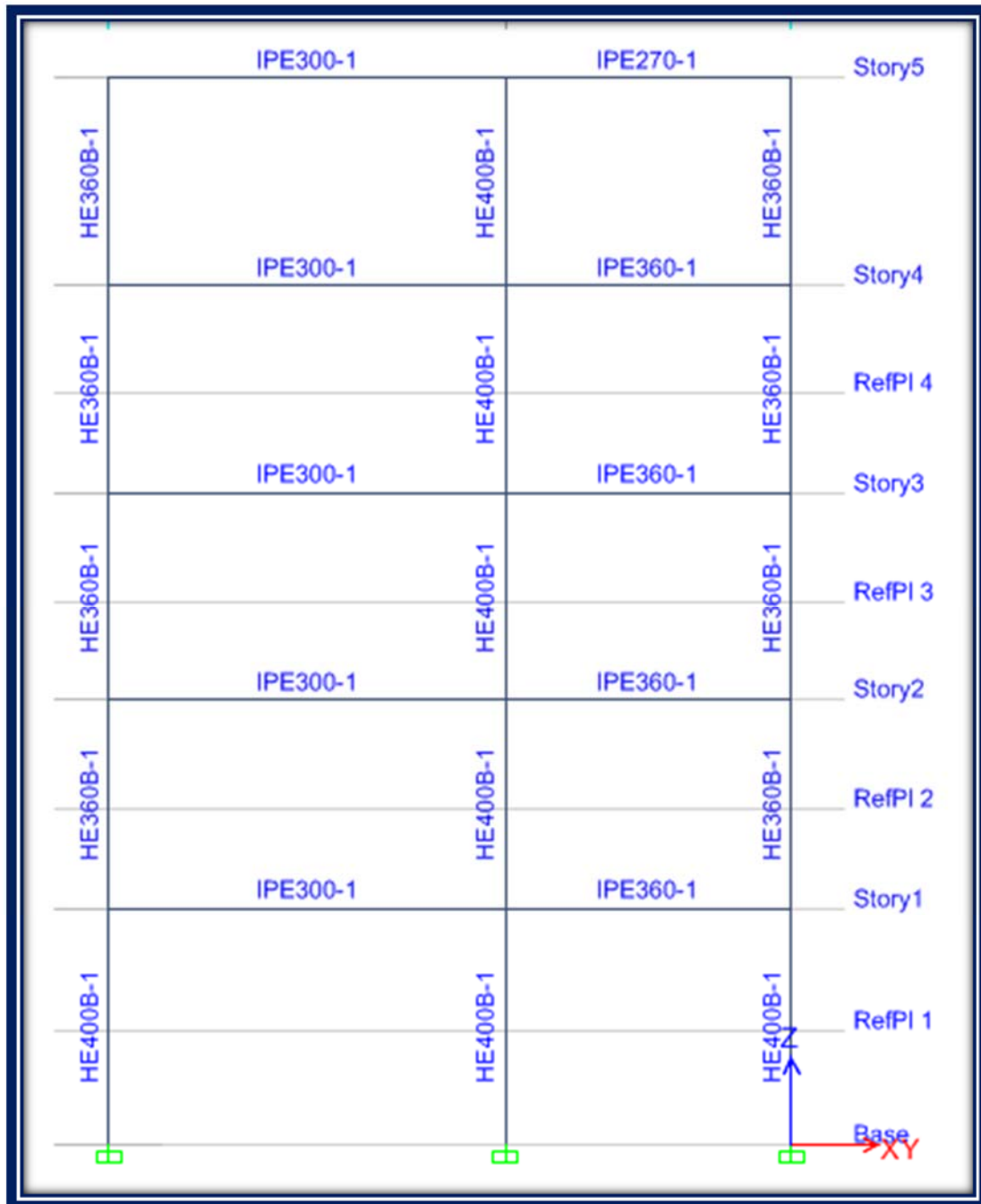


Gráfico VI.67 Secciones optimizadas en vigas y columnas pórtico eje 4
(Fuente: Captura Software Especializado)

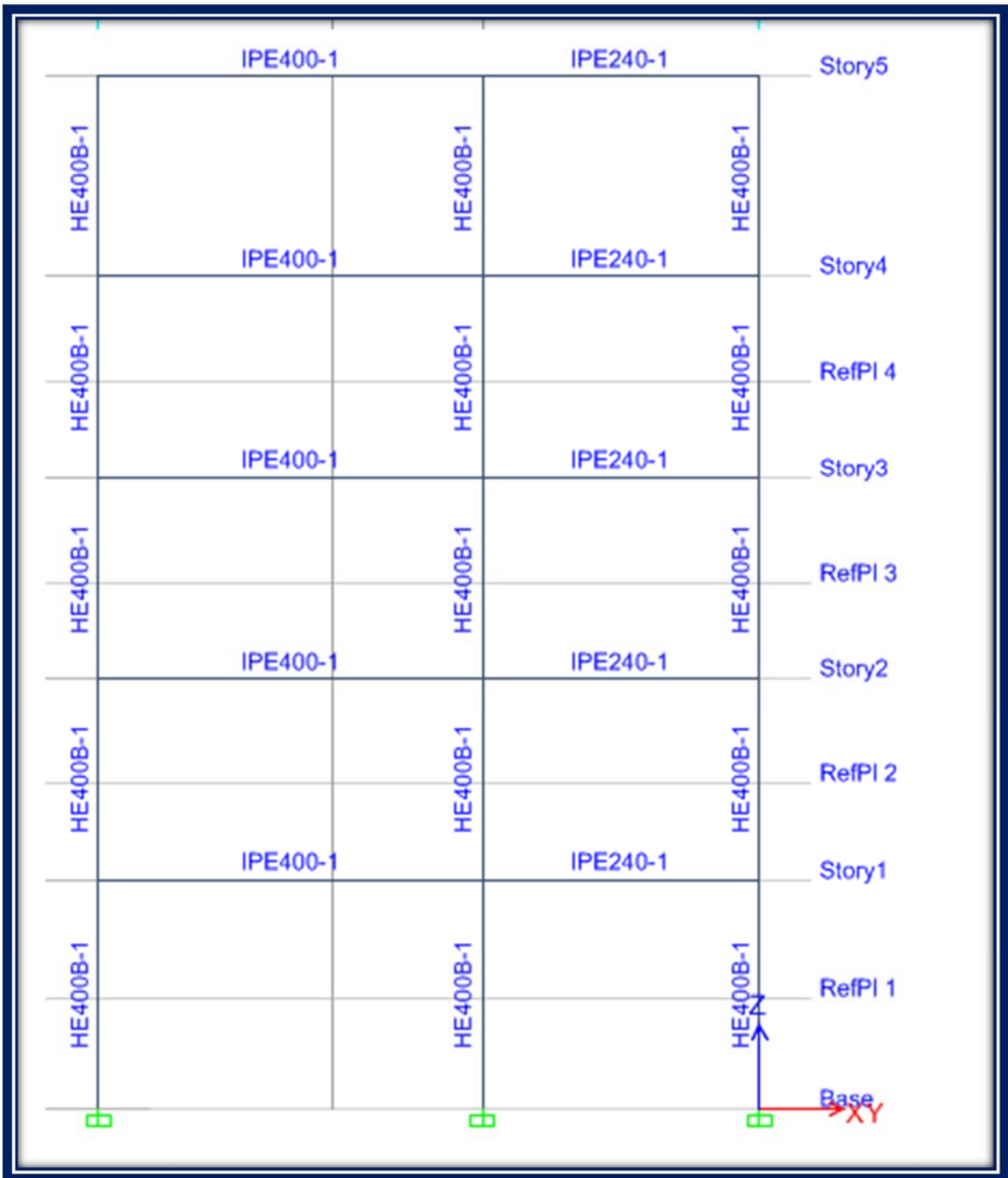


Gráfico VI.68 Secciones optimizadas en vigas y columnas pórtico eje 5

(Fuente: Captura Software Especializado)

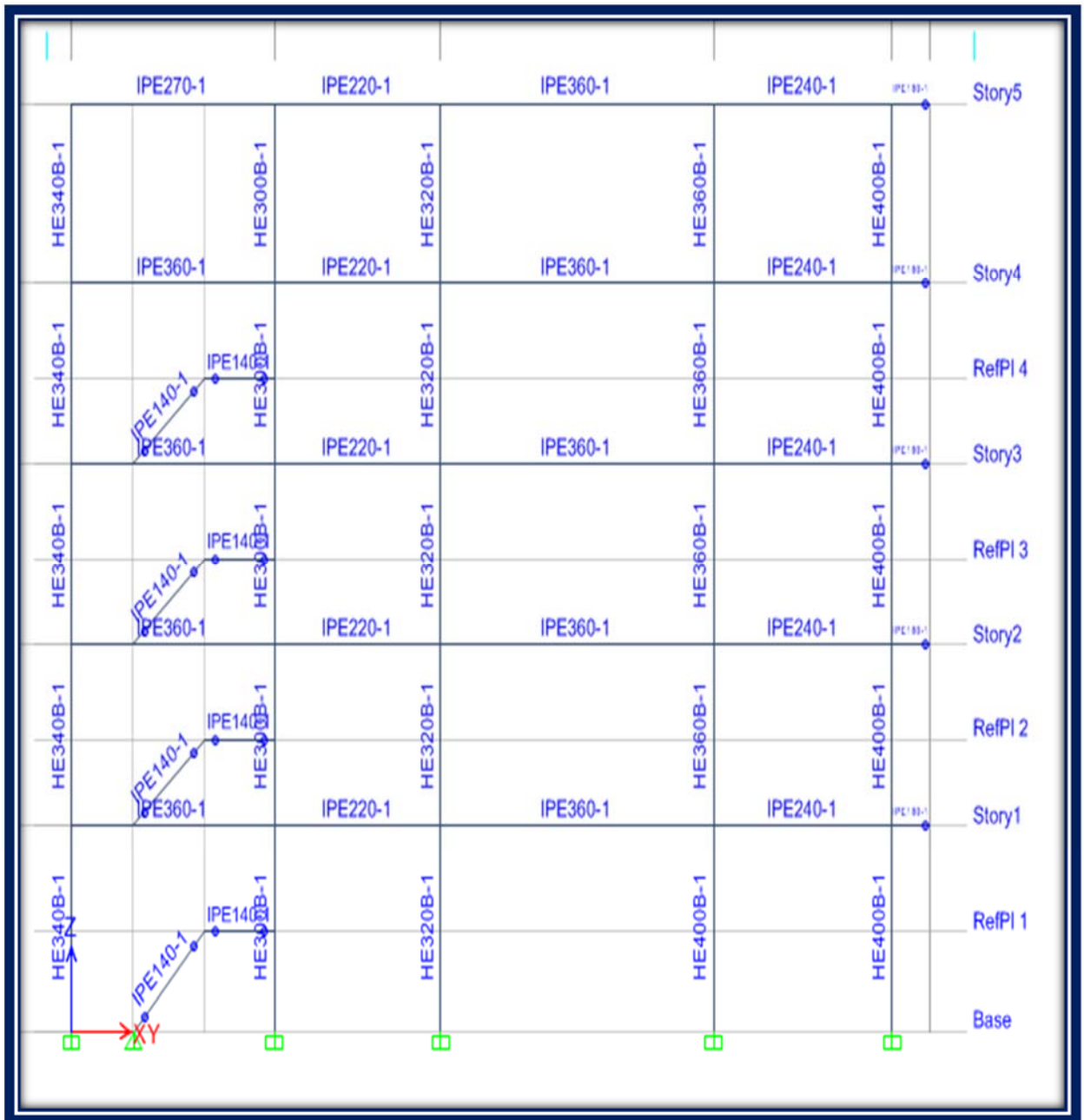


Gráfico VI.69 Secciones optimizadas en vigas y columnas pórtico eje A
(Fuente: Captura Software Especializado)

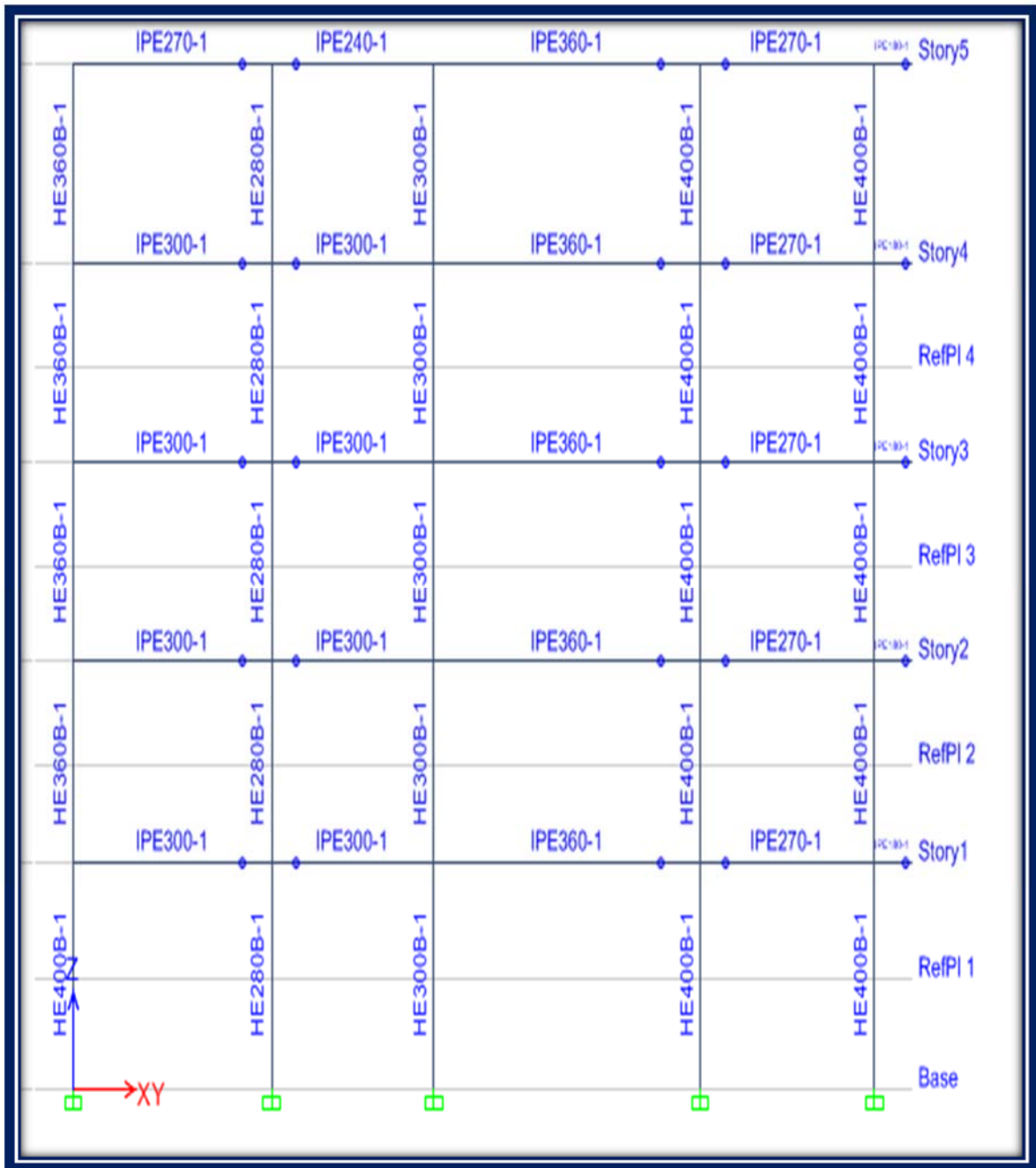


Gráfico VI.70 Secciones optimizadas en vigas y columnas pórtico eje B

(Fuente: Captura Software Especializado)

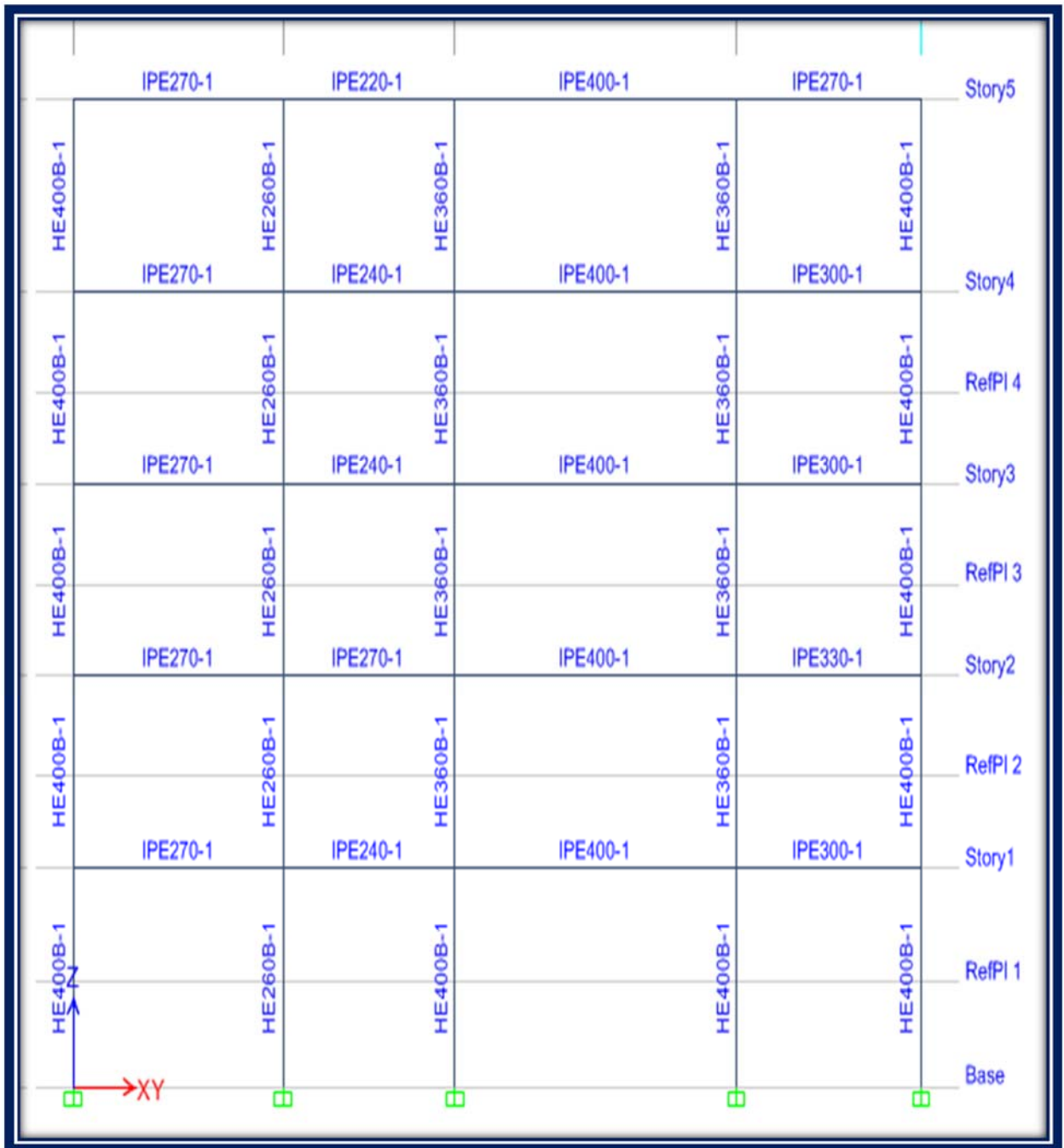


Gráfico VI.71 Secciones optimizadas en vigas y columnas pórtico eje C

(Fuente: Captura Software Especializado)

Con las secciones ya optimizadas mostradas en los gráficos anteriores volvemos a chequear la deriva de piso en la estructura siguiendo el mismo procedimiento empleado anteriormente con lo cual el programa mostrara la siguiente información:

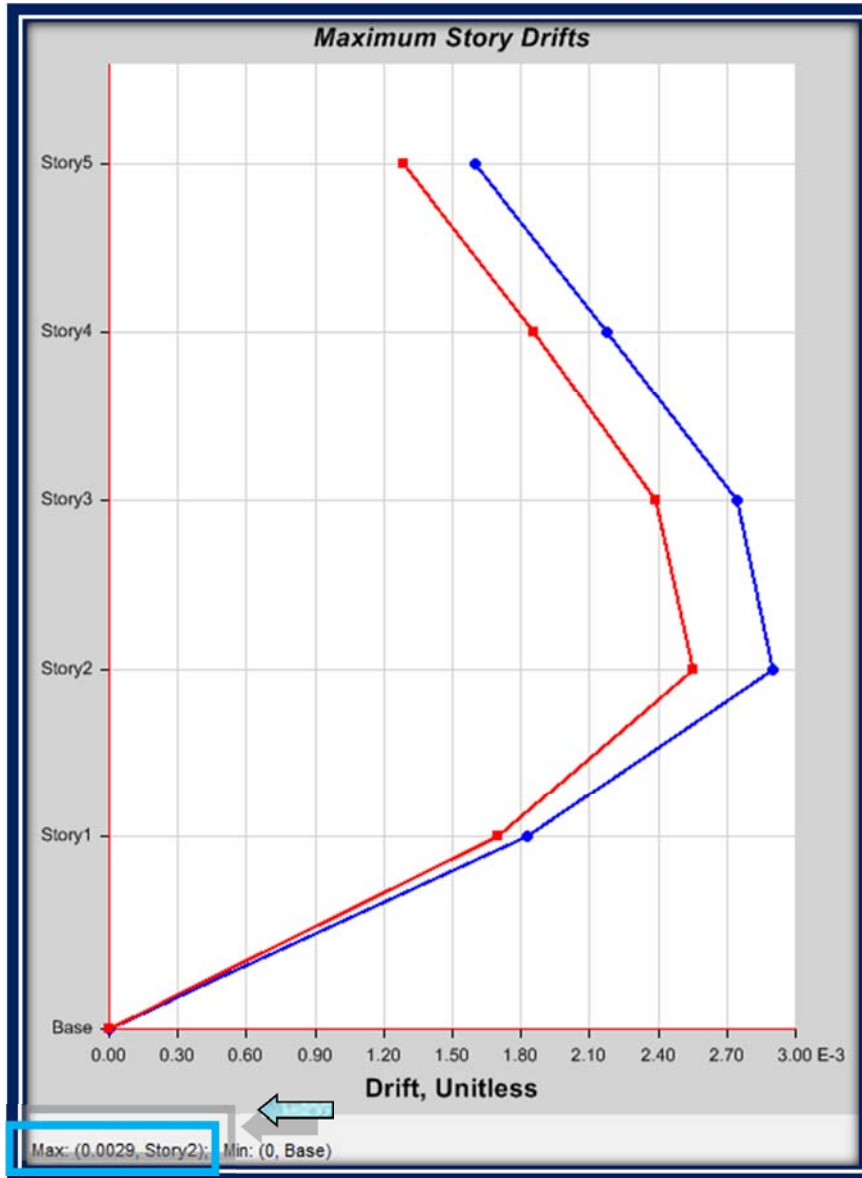


Gráfico VI.72 Chequeo de la deriva de piso de la estructura con secciones optimizadas

(Fuente: Captura Software Especializado)

Como se puede apreciar en el gráfico **VI.72** el programa ahora muestra una deriva elástica máxima de **0.0029** la cual es preciso transformarla a una deriva inelástica para poder compararla con lo establecido en el literal **4.2.2** de la norma **NEC 2015 NEC SE**

DS (PELIGRO SÍSMICO), la cual establece que la deriva máxima no debe superar el valor de **0.02**, por lo tanto se aplica la ecuación que se detalla a continuación:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.0029$$

$$\Delta_M = 0.0174$$

Como se puede observar del resultado obtenido la deriva de la estructura ya optimizada es satisfactorio y se está cumpliendo lo que exige la Norma **NEC 2015**, esto es importante pues es ampliamente reconocido el hecho de que el daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada. Excesivas deformaciones han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. En nuestro caso al cumplir con el parámetro de deriva de piso garantizamos que la estructura presentará un comportamiento sísmico adecuado.

6.6.2.15.2 EVALUACIÓN DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Otro aspecto interesante a evaluar en el análisis de una estructura son los modos de vibración de la misma por lo que para verificar este parámetro se seguirá la siguiente ruta: **Display/ Deformed Shape** tras lo cual se nos mostrará la ventana presentada en el gráfico **VI.73** la cual la configuraremos tal y como se nos muestra a continuación:

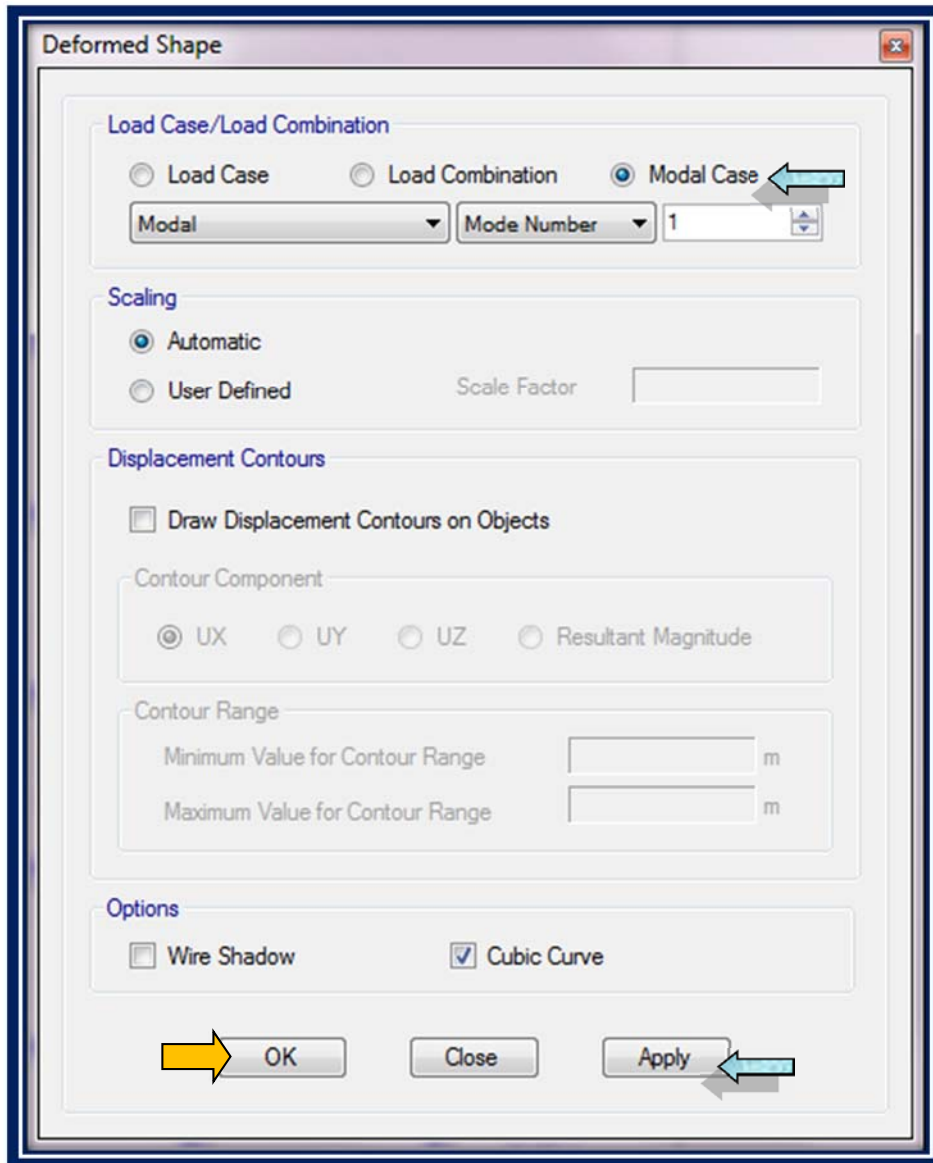


Gráfico VI.73 Formulario para la evaluación de los modos de vibración

(Fuente: Captura Software Especializado)

Con el formulario anterior ya configurado tal como se muestra en la figura VI.73 el programa nos presentará los modos de vibración correspondientes los cuales para el caso de nuestra edificación los analizamos en los gráficos presentados a continuación:

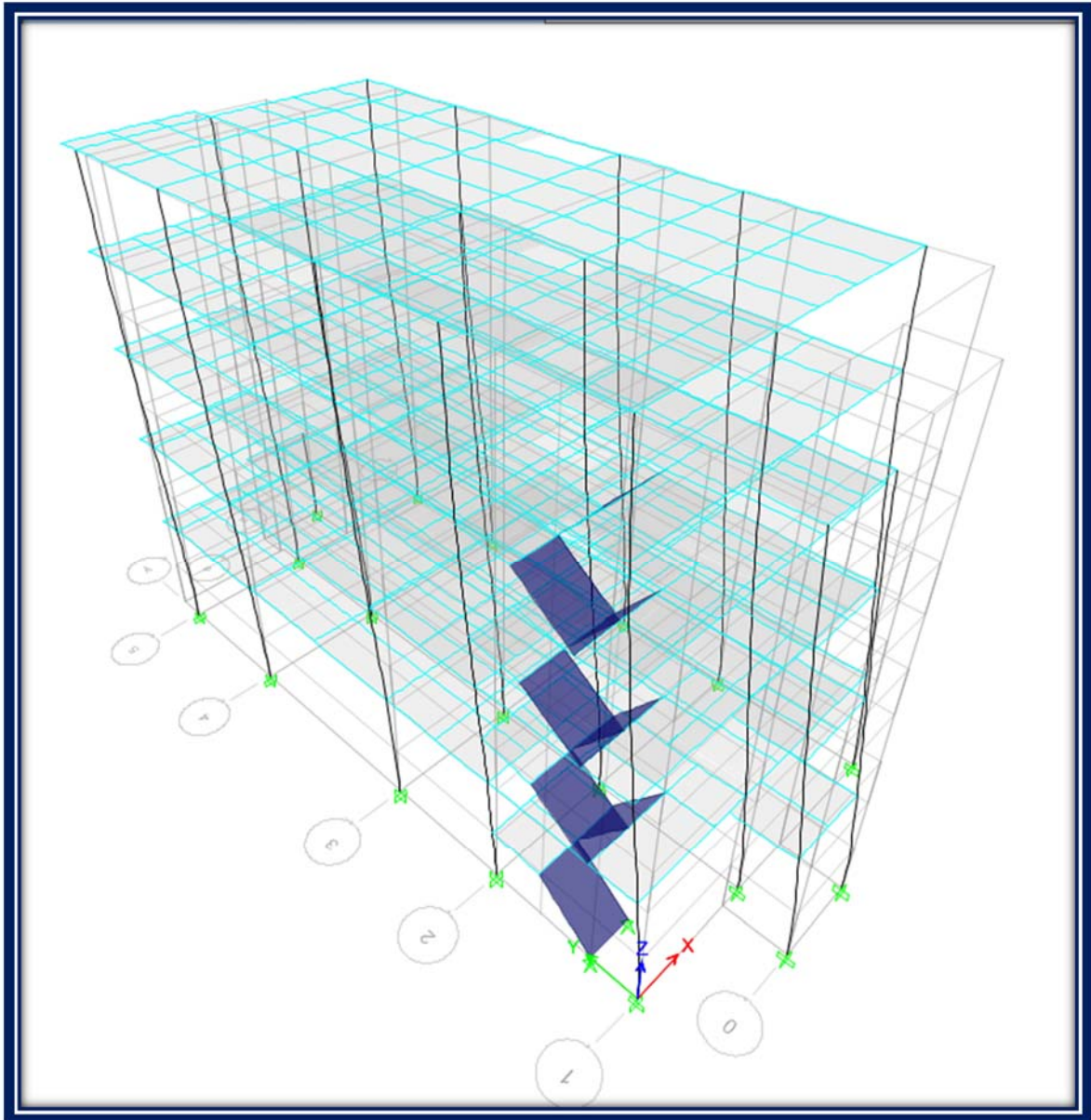


Gráfico VI.74 Primer modo vibracional de la estructura

(Fuente: Captura Software Especializado)

Como podemos apreciar en el gráfico **VI.74** nuestro modelo estructural para el primer modo de vibración se da en dirección longitudinal en el eje Y prácticamente con un comportamiento en traslación pura.

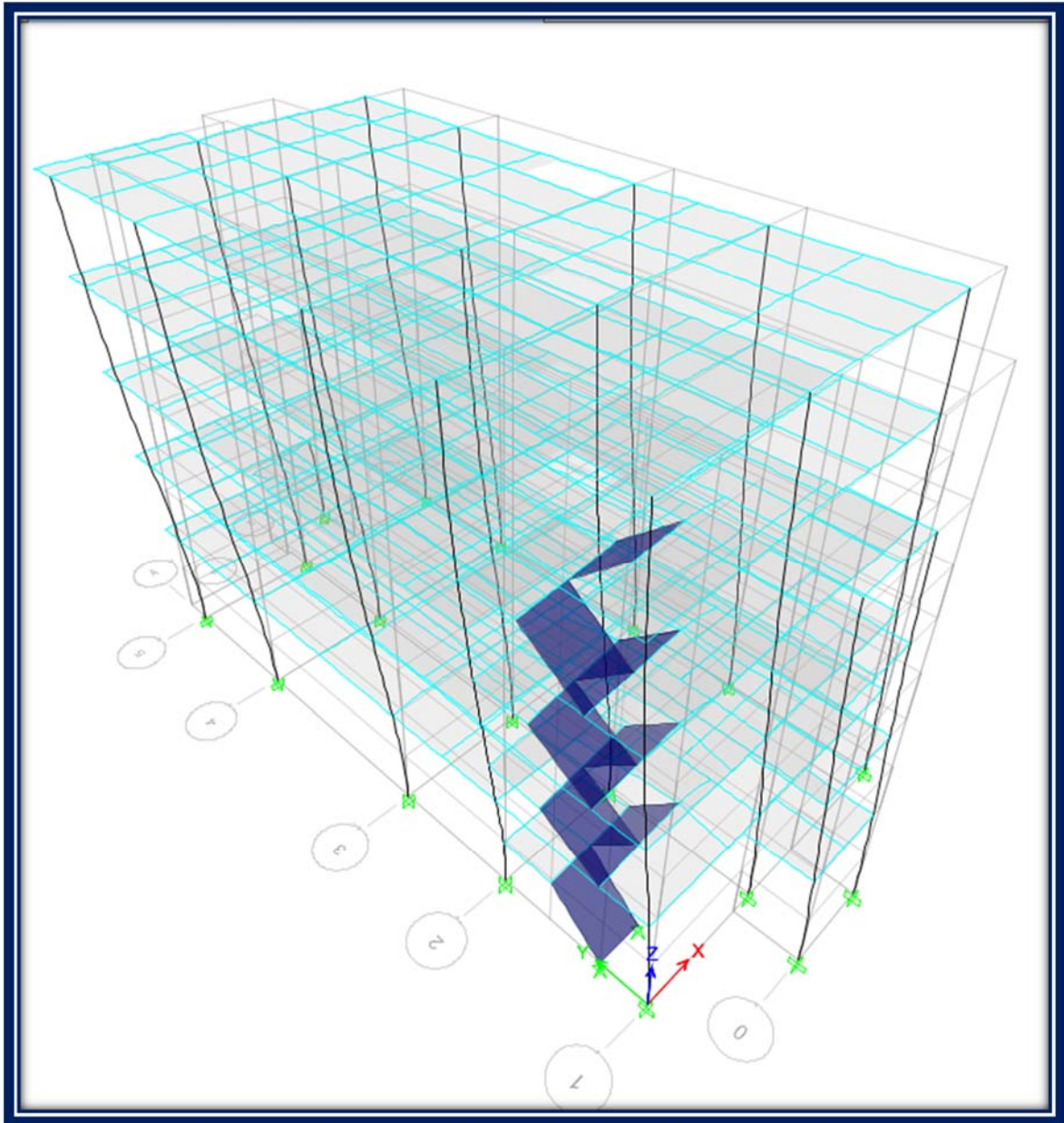


Gráfico VI.75 Segundo modo vibracional de la estructura

(Fuente: Captura Software Especializado)

Del gráfico **VI.75** se observa que nuestro modelo estructural para el segundo modo de vibración se da en dirección transversal en el eje X prácticamente con un comportamiento en traslación pura al igual que el modo de vibración 1 mostrado en el gráfico anterior.

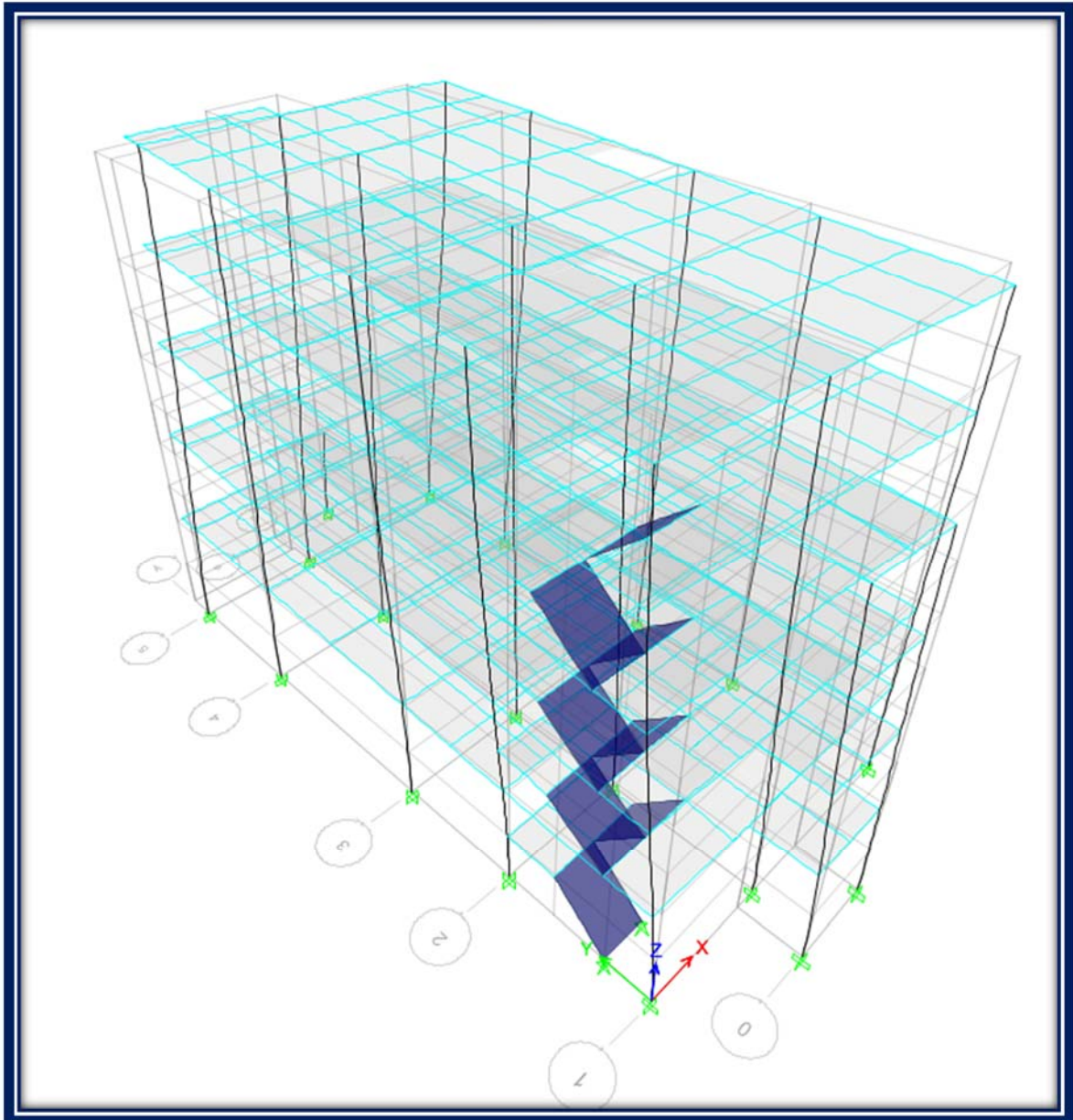


Gráfico VI.76 Tercer modo vibracional de la estructura

(Fuente: Captura Software Especializado)

Finalmente en el gráfico **VI.76** se observa que este modo a diferencia de los 2 anteriores mostrados es torsional.

Ahora es importante mencionar que se han analizado los tres primeros modos de la estructura debido que estos son los fundamentales y en los que participan la mayor

cantidad de masa de la misma, cabe señalar además que se ha demostrado mediante el hecho de que los 2 primeros modos de nuestra estructura en análisis sean traslacionales que los criterios descritos en el numeral **6.6.2.13.** del presente trabajo investigativo han sido acertados puesto que este comportamiento vibracional en una estructura es ideal ya que la configuración descrita en dicho numeral permite obtener una buena rigidez torsional y por ello es que el tercer modo es el torsional, la orientación estratégica de determinadas columnas ha permitido una buena configuración que para nuestro caso resulta tan ideal que logra una adecuada nivelación de la rigidez de la estructura lo cual es un objetivo fundamental a tener en mente a la hora de diseñar una estructura con sistemas **SMF** en acero estructural.

6.6.2.15.3 VERIFICACIÓN DE LA PARTICIPACIÓN MODAL Y DEL NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN

En el numeral **6.2.2** del Capítulo **2** y página **58** de la Norma Ecuatoriana NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO) se recomiendan considerar en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura. Este requisito puede satisfacerse al utilizar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

Para comprobar que el requisito descrito en el párrafo anterior se cumpla para el caso de nuestra estructura en el programa seguiremos la siguiente ruta: **Display / Show Tables / Modal Participating Mass Ratios**, tras lo cual se nos desplegará la siguiente tabla que muestra la participación modal para cada uno de los modos de vibración como se observa en la **tabla VI.19** mostrada a continuación:

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.611	80.82%	0.29%	0.00%	80.82%	0.29%	0.00%
2	0.588	0.27%	81.72%	0.00%	81.09%	82.01%	0.00%
3	0.457	3.46E-05	1.00E-04	0.00%	81.10%	82.02%	0.00%
4	0.19	11.64%	0.01%	0.00%	92.74%	82.03%	0.00%
5	0.179	0.02%	11.56%	0.00%	92.76%	93.59%	0.00%
6	0.141	0.02%	2.56E-05	0.00%	92.78%	93.59%	0.00%
7	0.099	4.56%	3.19E-05	0.00%	97.33%	93.59%	0.00%
8	0.092	0.01%	4.27%	0.00%	97.34%	97.87%	0.00%
9	0.073	0.01%	0.01%	0.00%	97.35%	97.88%	0.00%
10	0.061	1.89%	4.27E-05	0.00%	99.23%	97.88%	0.00%
11	0.057	3.21E-05	1.63%	0.00%	99.24%	99.51%	0.00%
12	0.044	0.53%	4.48E-06	0.00%	99.76%	99.51%	0.00%
13	0.041	0.00E+00	0.39%	0.00%	99.76%	99.90%	0.00%
14	0.018	1.31E-06	0.08%	0.00%	99.76%	99.98%	0.00%
15	0.016	0.22%	0.00E+00	0.00%	99.98%	99.98%	0.00%

Tabla VI.19 Tabla de Participación Modal de la estructura (parte 1)

(Fuente: Captura Software Especializado)

Mode	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.06%	20.15%	1.00E-04	0.06%	20.15%	1.00E-04
2	19.19%	0.08%	1.17E-05	19.24%	20.23%	1.00E-04
3	0.00%	4.67E-06	81.21%	19.24%	20.23%	81.22%
4	0.10%	58.37%	0.01%	19.34%	78.60%	81.23%
5	61.62%	0.07%	9.34E-06	80.96%	78.67%	81.23%
6	4.23E-05	0.09%	11.70%	80.97%	78.76%	92.93%
7	0.01%	11.60%	0.01%	80.97%	90.36%	92.94%
8	10.71%	0.02%	1.82E-05	91.68%	90.38%	92.95%
9	0.04%	0.01%	4.50%	91.72%	90.39%	97.45%
10	0.02%	6.99%	3.53E-05	91.74%	97.39%	97.45%
11	6.49%	0.01%	0.01%	98.23%	97.40%	97.46%
12	1.66E-05	1.75%	3.25E-05	98.23%	99.15%	97.46%
13	1.30%	1.73E-06	0.06%	99.53%	99.15%	97.52%
14	0.39%	1.93E-05	9.00E-06	99.92%	99.15%	97.52%
15	3.00E-06	0.80%	0.37%	99.92%	99.94%	97.89%

Tabla VI.19 Tabla de Participación Modal de la estructura (parte 2)

(Fuente: Captura Software Especializado)

Como se puede observar en la tabla anterior, queda demostrado que la sumatoria de los porcentajes de participación de las masas en cada una de las direcciones de análisis de nuestra estructura es mayor al requerido normativamente (90%).

6.6.2.15.4 CONTROL DEL CORTANTE BASAL Y VALORES DE DISEÑO:

Siguiendo los pasos de la Norma Ecuatoriana **NEC 2015 NEC SE DS** en el apartado **6.2.2** página 56 para el caso del método de análisis dinámico espectral que es el que se está realizando en este trabajo investigativo dicha norma propone realizar un ajuste de los resultados obtenidos para dicho análisis debido a que el cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no puede ser menor que el 80% del cortante basal obtenido por el método estático, en el caso de estructuras regulares, ni menor que el 85% para el caso de estructuras irregulares.

Ahora también es interesante entender el hecho de que en cada dirección de análisis, el período calculado T aumenta al incrementarse la flexibilidad de la estructura. Por tanto, ya que generalmente, en los modelos de cálculo se ignora la contribución de los elementos no estructurales en la rigidez de la estructura, el periodo puede resultar sensiblemente mayor. Esto conduce a una reducción de las aceleraciones S_a , y por tanto en las fuerzas de diseño. Debe tenerse presente que los elementos no estructurales, tales como la tabiquería, participan en la respuesta general de la estructura, aun cuando esta contribución se desprecie en los modelos de cálculo tanto en resistencia como en rigidez. Ignorar este hecho puede conducir a resultados de T del lado de la inseguridad y precisamente este es el justificativo de que en este trabajo investigativo se establece el hecho de que el cortante basal obtenido mediante el análisis dinámico de superposición modal, no debe ser menor al calculado por el Método Estático Equivalente, esta limitación persigue acotar reducciones excesivas que pudiesen ocurrir si los períodos naturales calculados resultasen sensiblemente mayores que los reales.

Ahora para revisar los valores del corte dinámico de la estructura se irá a **Display/Show tables/Story Forces** tras lo cual aparecerá la tabla mostrada a continuación:

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
Story5	SHNEC2015 Max	Top	0	18.9032	18.7049	198.4187	0	0
Story5	SHNEC2015 Max	Bottom	0	18.9032	18.7049	198.4187	49.0068	49.5265
Story4	SHNEC2015 Max	Top	0	41.2407	41.222	437.0362	49.0068	49.5265
Story4	SHNEC2015 Max	Bottom	0	41.5882	41.5835	438.2076	156.5881	156.9905
Story3	SHNEC2015 Max	Top	0	58.8874	59.0819	622.405	156.5881	156.9905
Story3	SHNEC2015 Max	Bottom	0	59.1441	59.346	623.2615	309.5962	309.3347
Story2	SHNEC2015 Max	Top	0	70.8628	71.3285	748.2633	309.5962	309.3347
Story2	SHNEC2015 Max	Bottom	0	71.0153	71.4877	748.7732	493.3446	491.8007
Story1	SHNEC2015 Max	Top	0	76.5847	77.3534	809.1232	493.3446	491.8007
Story1	SHNEC2015 Max	Bottom	0	76.608	77.4074	809.1998	720.0107	716.1659

Tabla VI.20 Tabla de Fuerzas actuantes en la estructura para el caso de sismo horizontal expresada en (T-m)

(Fuente: Captura Software Especializado)

De la tabla **VI.20** podemos observar los máximos valores del cortante dinámico para la estructura los cuales corresponden a **76.608 Tn.** en la dirección X y a **77.4074 Tn.** en la dirección Y, con los cuales procedemos a determinar los factores de escalamiento por los cuales deberán ser multiplicadas las ordenadas del espectro S_a , y así cumplir con el cortante basal mínimo.

Ahora bien es importante mencionar que dichos factores de escalamiento se obtienen por la relación del corte estático con respecto al corte dinámico, por lo cual es importante calcular el valor del cortante basal estático por lo que aplicaremos lo dispuesto en el numeral **6.3.2** pag. (61) de la norma NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO) de la siguiente manera:

$$V = \frac{I_{s_a}(T_a)}{R \phi_P \phi_E} w \quad \text{Ecuación VI-7}$$

De donde:

I= Factor de importancia de la estructura

W= Carga Reactiva (**W=D**) **NEC 2015 NEC SE DS (pg 55)**

$S_a(T_a)$ = Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástica para diseño

R=Factor de reducción de respuesta estructural

ϕ_p = Factor de configuración estructural en planta

ϕ_E = Factor de configuración estructural en elevación

En el numeral **6.6.1.4.7.** del presente trabajo investigativo se han obtenido todos los valores necesarios para la aplicación de la ecuación **VI-7** con excepción del valor **W**, el cual lo podemos obtener con la ayuda del programa tras lo cual tendremos la siguiente tabla:

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story5	Dead	Top	59.23	0	0	0	503.0461	-249.7527
Story5	Dead	Bottom	65.0518	0	0	0	551.6574	-273.9641
Story4	Dead	Top	153.4208	0	0	6.315E-07	1309.8051	-659.2157
Story4	Dead	Bottom	162.48	0	0	6.315E-07	1365.4736	-688.4637
Story3	Dead	Top	250.849	0	0	0.000001875	2123.6213	-1073.7152
Story3	Dead	Bottom	259.9082	0	0	0.000001875	2179.2898	-1102.9632
Story2	Dead	Top	348.3523	0	0	0.000001394	2938.3361	-1488.7693
Story2	Dead	Bottom	357.4115	0	0	0.000001394	2994.0045	-1518.0173
Story1	Dead	Top	446.878	0	0	0.000001824	3771.9657	-1908.3279
Story1	Dead	Bottom	457.2716	0	0	0.000001824	3839.2486	-1942.9711

Tabla VI.21 Carga sísmica reactiva W

(Fuente: Captura Software Especializado)

De la tabla VI.21 se obtiene el valor **W= 457.2716 Tn.** con lo cual ya se puede calcular el valor del corte basal estático de la siguiente manera:

$$V = \frac{1 * 1.1904}{8 * 0.81 * 0.9} * 457.2716$$

$$V = 0.2041 * 457.2716$$

V=93.33 Ton

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story5	SISMOX	Top	0	-22.1349	0	206.9725	0	0
Story5	SISMOX	Bottom	0	-22.1349	0	206.9725	0	-57.9935
Story5	SISMOY	Top	0	0	-22.1349	-102.7667	0	0
Story5	SISMOY	Bottom	0	0	-22.1349	-102.7667	57.9935	0
Story4	SISMOX	Top	0	-49.3717	0	463.3274	0	-57.9935
Story4	SISMOX	Bottom	0	-49.8679	0	464.7822	0	-187.9676
Story4	SISMOY	Top	0	-0.000000603	-49.3717	-231.117	57.9935	0
Story4	SISMOY	Bottom	0	-0.000000603	-49.8679	-231.7404	187.9676	-0.00000158
Story3	SISMOX	Top	0	-70.6856	0	659.5534	0	-187.9676
Story3	SISMOX	Bottom	0	-71.0619	0	660.6566	0	-373.6342
Story3	SISMOY	Top	0	-0.00000161	-70.6855	-329.3949	187.9676	-0.00000158
Story3	SISMOY	Bottom	0	-0.00000161	-71.0619	-329.8676	373.6341	-0.000005798
Story2	SISMOX	Top	0	-85.2553	0	793.4911	0	-373.6342
Story2	SISMOX	Bottom	0	-85.5117	0	794.2427	0	-597.3237
Story2	SISMOY	Top	0	-0.000001662	-85.2553	-396.4831	373.6341	-0.000005798
Story2	SISMOY	Bottom	0	-0.000001662	-85.5117	-396.8051	597.3234	-0.00001015
Story1	SISMOX	Top	0	-93.2021	0	867.3807	0	-597.3237
Story1	SISMOX	Bottom	0	-93.3426	0	867.7917	0	-875.2668
Story1	SISMOY	Top	0	-0.000001855	-93.202	-432.9129	597.3234	-0.00001015
Story1	SISMOY	Bottom	0	-0.000001855	-93.3425	-433.0895	875.2664	-0.00001568

Tabla VI.21 A Cortante Basal Estático calculado con un software especializado

(Fuente: Captura Software Especializado)

Cabe mencionar que los resultados obtenidos mediante el programa mostrados de color verde en la tabla VI.21 A coinciden con el valor calculado manualmente por lo que se demuestra que el cortante basal estático se lo ha calculado de forma adecuada

Finalmente dividiendo los valores del cortante basal estático mostrados en la tabla **VI.21 A** y marcados de color verde para los valores del cortante basal dinámico obtenidos en la tabla **VI.20** y también remarcados de color verde se procede a definir los factores de escalamiento tanto en dirección X como en dirección Y, de la siguiente manera:

$$\frac{V(\text{estático})}{V(\text{dinámico})} = \frac{93.34}{76.608} = 1.218 \quad \text{Ecuación VI-8}$$

$$\frac{V(\text{estático})}{V(\text{dinámico})} = \frac{93.34}{77.4074} = 1.205 \quad \text{Ecuación VI-9}$$

Por otra parte considerando que la norma **NEC 2015 NEC SE DS pag (56 y 57)** indica que el cortante dinámico no debe ser menor que el 85% del cortante basal estático para el caso de estructuras irregulares, por lo que se multiplicarán a los valores obtenidos anteriormente por 0.85 para cumplir lo estipulado en la normativa, por lo tanto:

$$\frac{V(\text{estático})}{V(\text{dinámico})} = \frac{93.34}{76.608} = 1.218 * 0.85 = 1.035$$

$$\frac{V(\text{estático})}{V(\text{dinámico})} = \frac{93.34}{77.4074} = 1.205 * 0.85 = 1.024$$

De las ecuaciones **VI-8 Y VI-9** se han encontrado los factores de escalamiento los cuales deberemos multiplicar por las ordenadas del espectro S_a , y así cumplir con lo dispuesto anteriormente al inicio de este numeral, por lo que para realizar esta corrección en el programa se seguirá la siguiente ruta: **Define/Load Cases/SH/Modify Show case**, tras lo cual aparecerá un formulario en el que podremos ingresar los factores de escalamiento antes calculados tal y como se muestra en el gráfico **VI 77**.

General

Load Case Name: SHNEC2015-G [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	EZ5SDI1R8XGNE...	1.035
Acceleration	U2	EZ5SDI1R8XGNE...	1.024

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: Absolute []

Absolute Directional Combination Scale Factor: 0.3

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Gráfico VI.77 Formulario para el ingreso de factores de escalamiento para la corrección del Cortante basal

(Fuente: Captura Software Especializado)

6.6.2.15.5 EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN ANTE EL RÉGIMEN DE CARGAS GRAVITACIONALES Y SÍSMICAS.

Antes de proceder a indicar las fuerzas internas en los elementos de nuestra estructura así como las reacciones en los apoyos y otros resultados importantes es preciso señalar que debido a que hemos realizado un reajuste del análisis dinámico tal y como se ha detallado en el numeral anterior es obvio entender que la demanda de la estructura

también se ha incrementado y por lo tanto la configuración anterior es insuficiente para los requerimientos actuales por lo que debe de buscarse una que satisfaga todos los requerimientos detallados en los sub-items del numeral **6.6.2.14.** que han sido estudiados hasta ahora.

Para nuestro caso particular se presentan en los gráficos a continuación una configuración ideal la cual satisface todas las verificaciones de análisis presentadas anteriormente

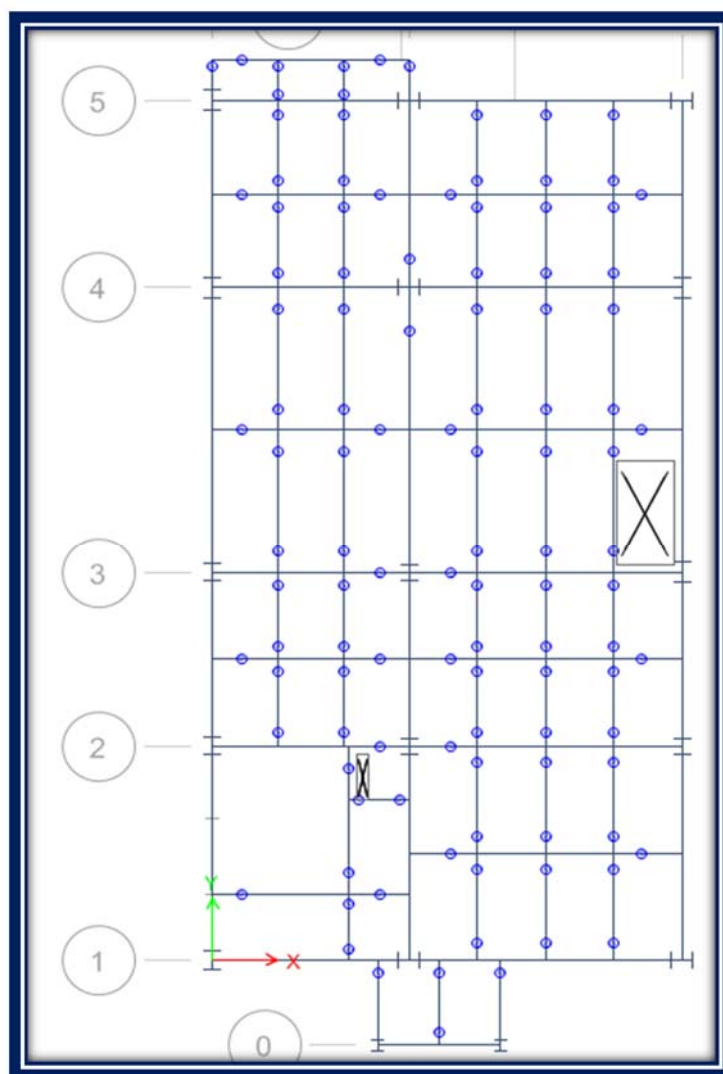


Gráfico VI.78 Configuración estructural optimizada acorde al reajuste del análisis dinámico

(Fuente: Captura Software Especializado)



Gráfico VI.79 Secciones optimizadas en pórtico A (Eje Y) acorde al reajuste del análisis dinámico

(Fuente: Captura Software Especializado)

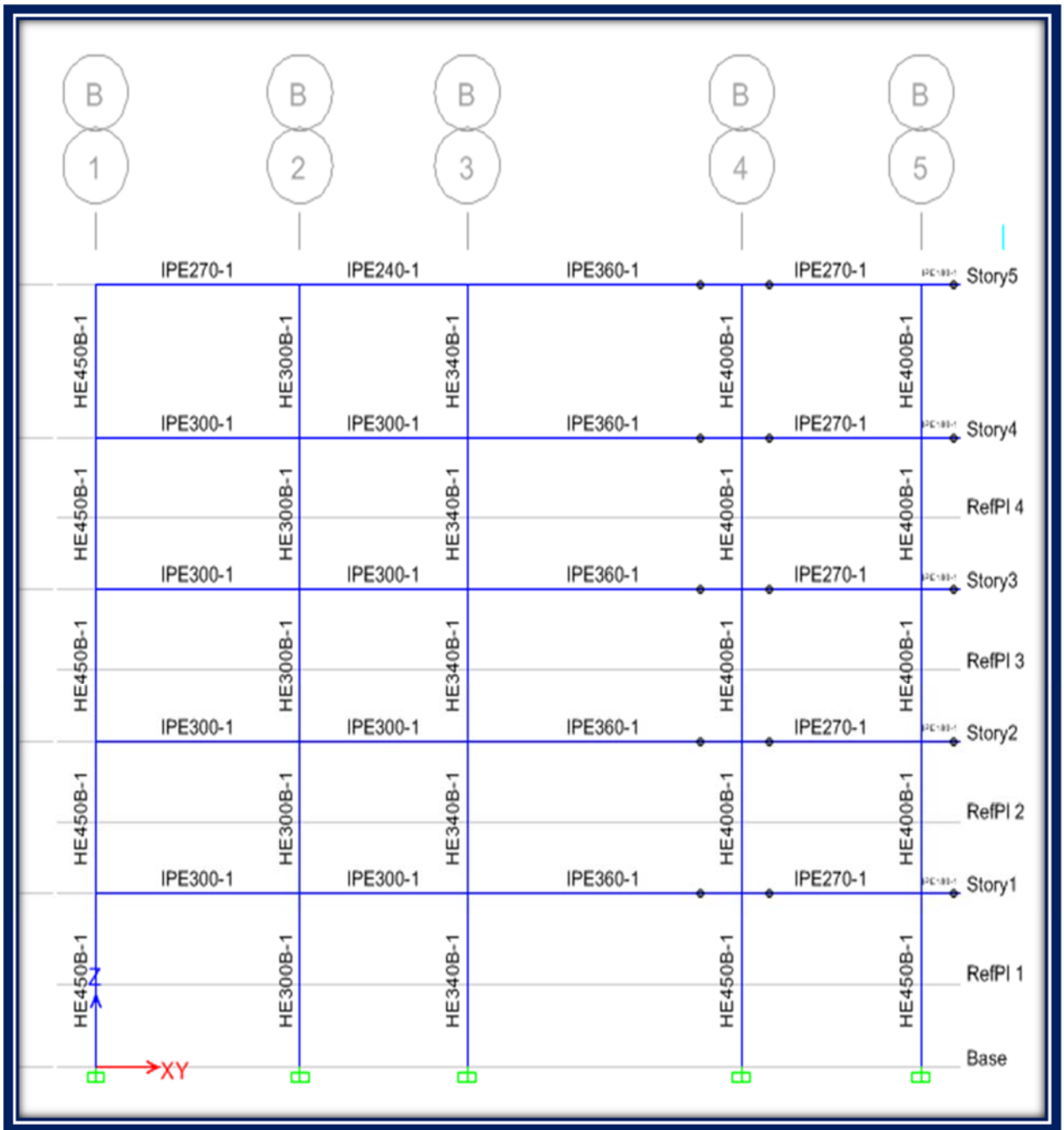


Gráfico VI.80 Secciones optimizadas en pórtico B (Eje Y) acorde al reajuste del análisis dinámico

(Fuente: Captura Software Especializado)

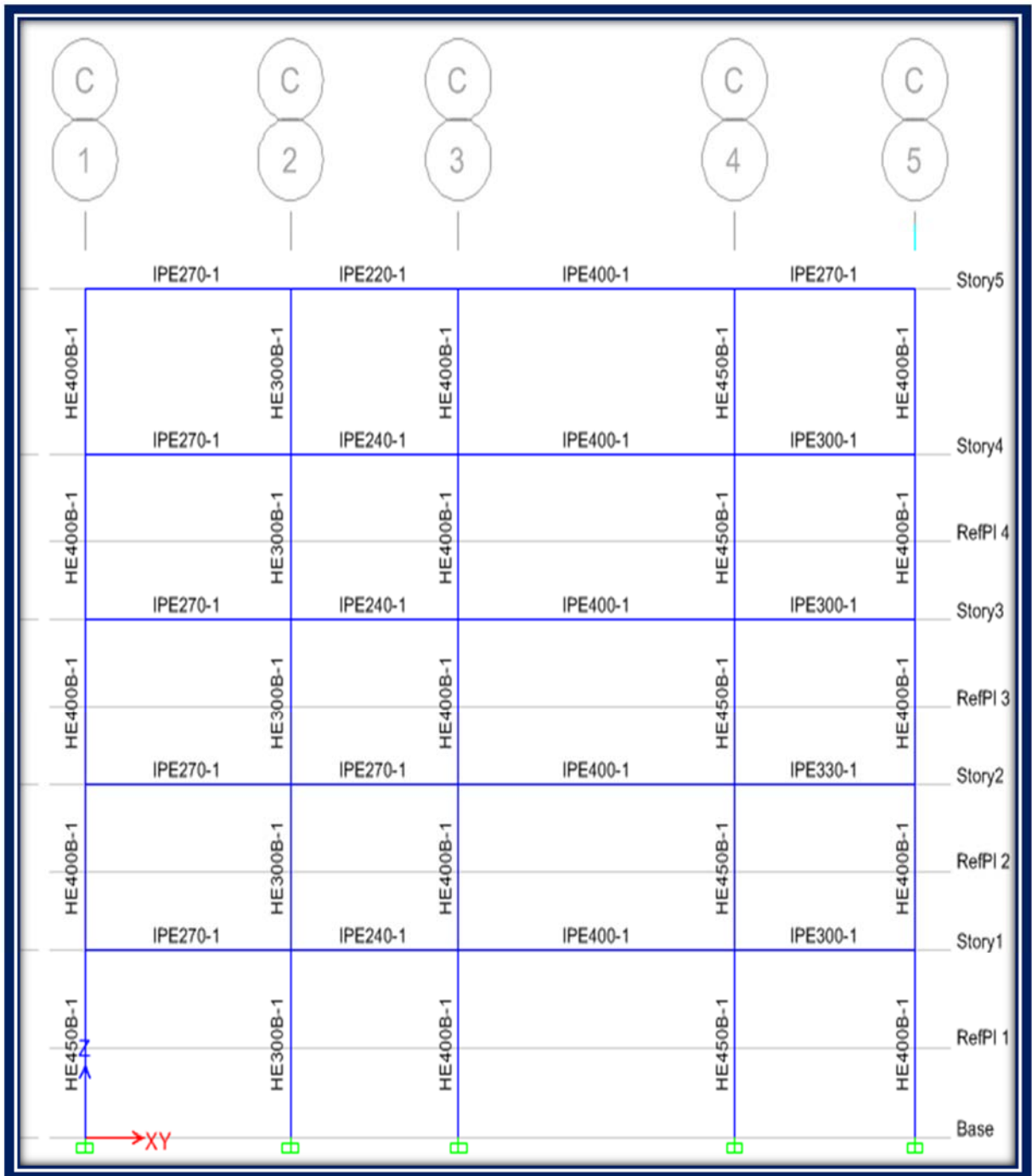


Gráfico VI.81 Secciones optimizadas en pórtico C (Eje Y) acorde al reajuste del análisis dinámico

(Fuente: Captura Software Especializado)

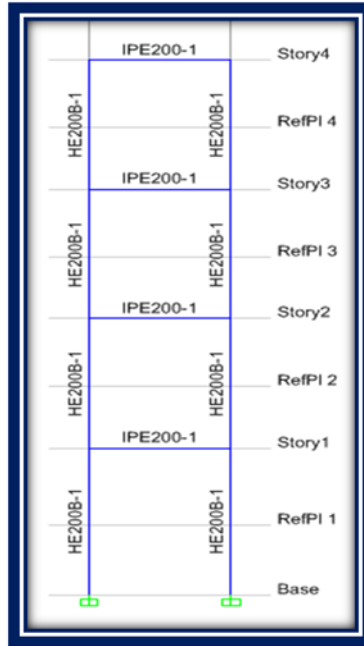


Gráfico VI.82 Secciones optimizadas en pórtico 0 (Eje x) acorde al reajuste del análisis dinámico

(Fuente: Captura Software Especializado)

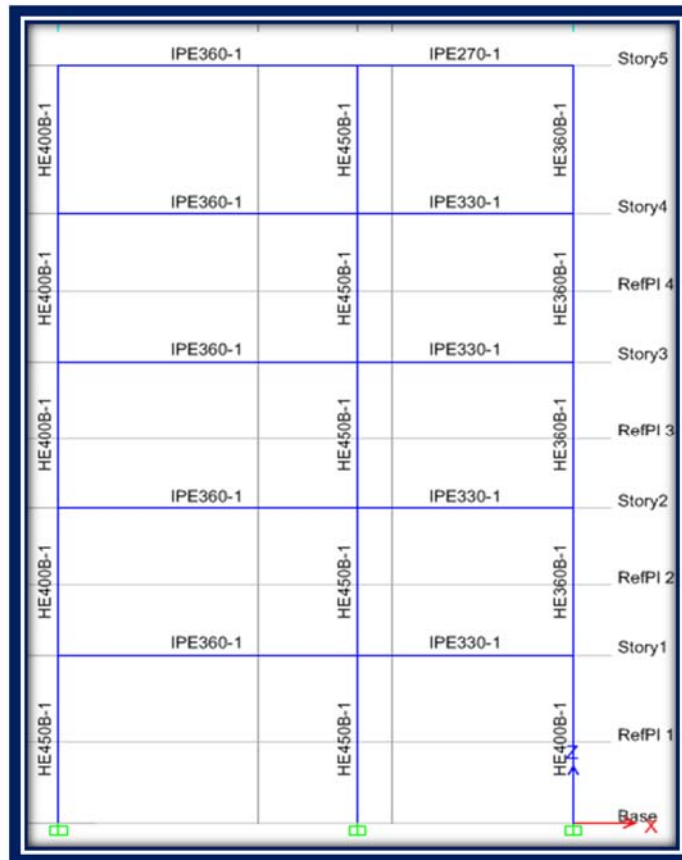


Gráfico VI.83 Secciones optimizadas en pórtico 1 (Eje x) acorde al reajuste del análisis dinámico

(Fuente: Captura Software Especializado)

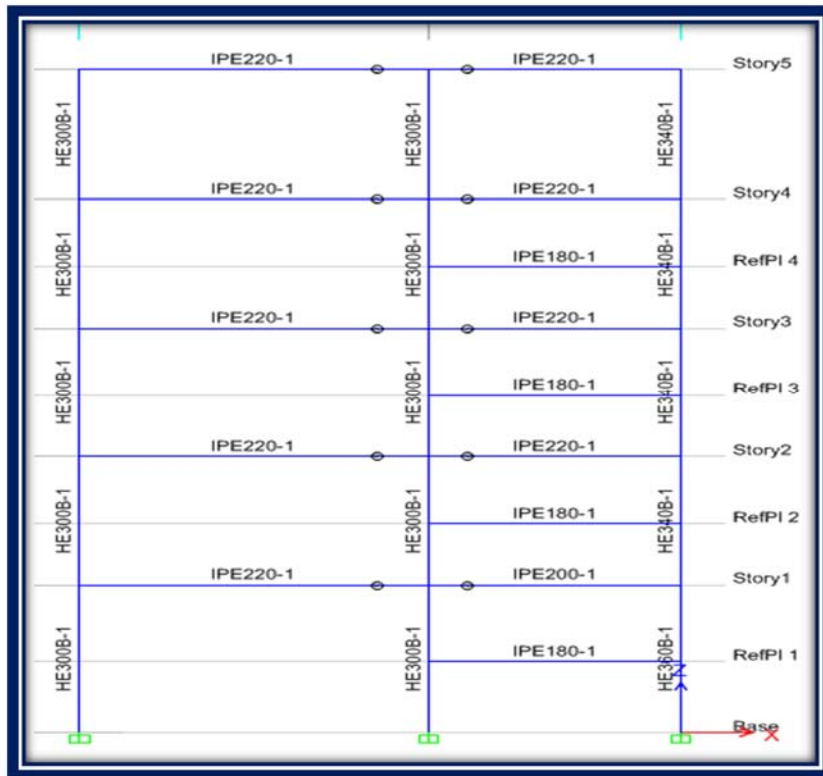


Gráfico VI.84 Secciones optimizadas en pórtico 2 (Eje x) acorde al reajuste del análisis dinámico

(Fuente: Captura Software Especializado)

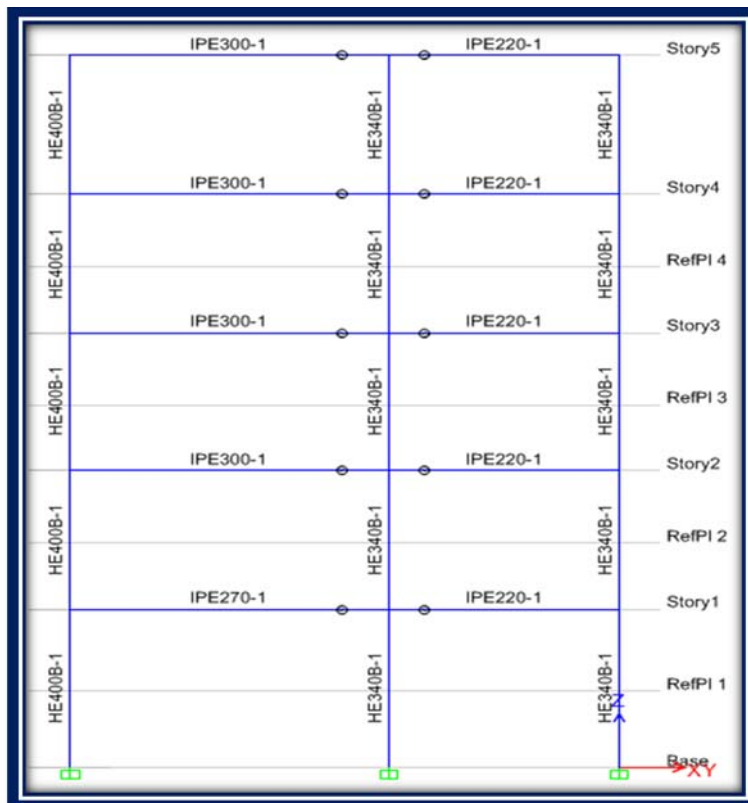


Gráfico VI.85 Secciones optimizadas en pórtico 3 (Eje x) acorde al reajuste del análisis dinámico

(Fuente: Captura Software Especializado)

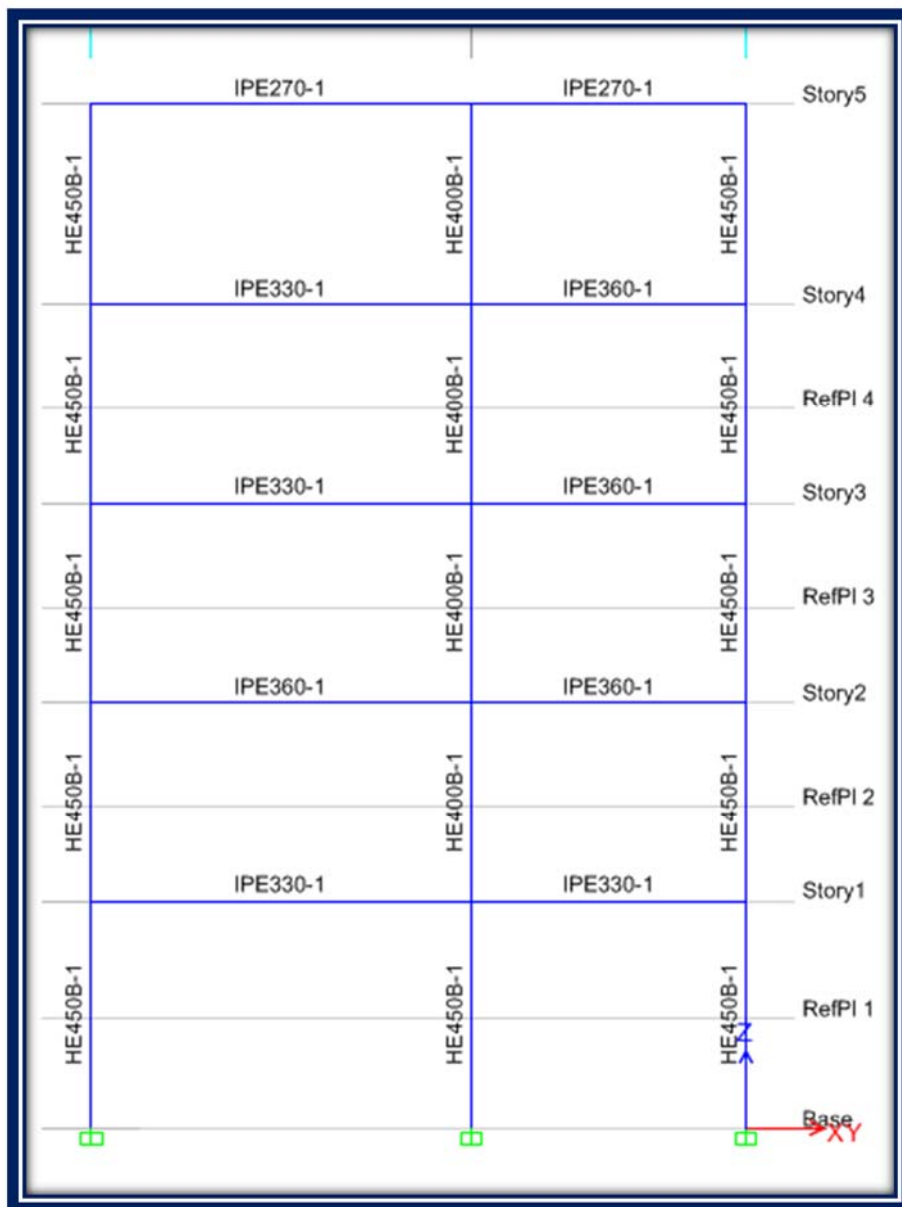


Gráfico VI.86 Secciones optimizadas en pórtico 4 (Eje x) acorde al reajuste del análisis dinámico

(Fuente: Captura Software Especializado)

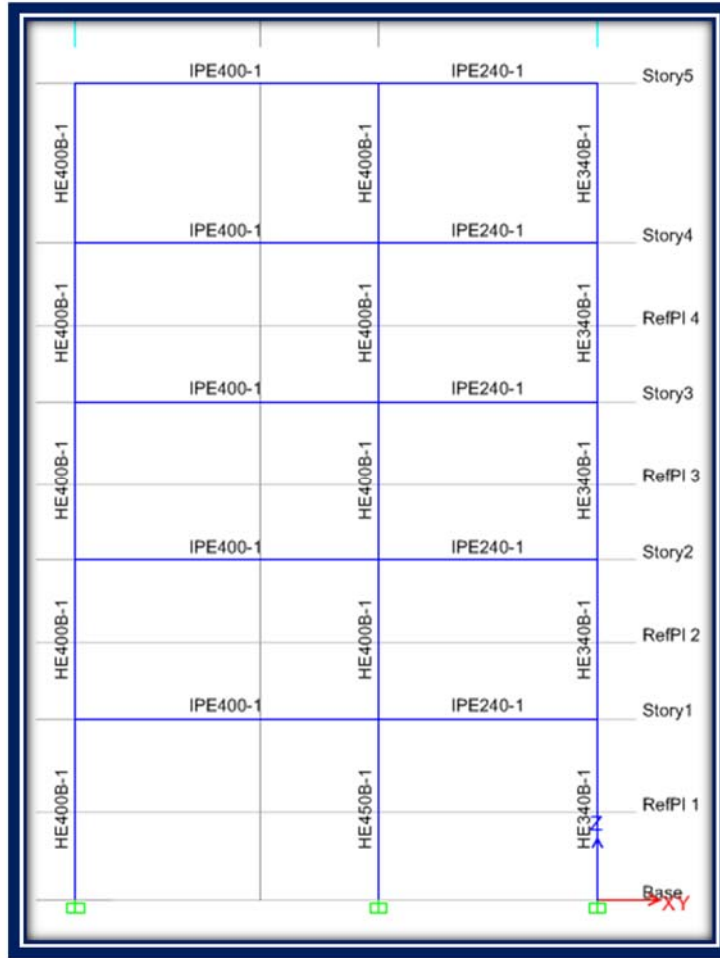


Gráfico VI.87 Secciones optimizadas en pórtico 5 (Eje x) acorde al reajuste del análisis dinámico

(Fuente: Captura Software Especializado)

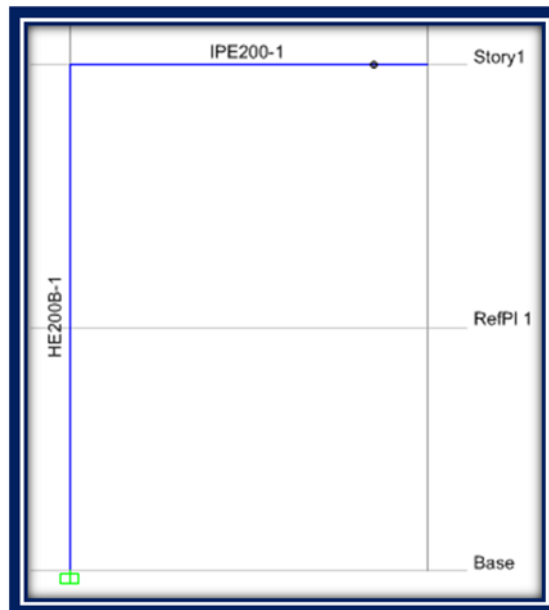


Gráfico VI.88 Secciones optimizadas en pórtico 6 (Eje x) acorde al reajuste del análisis dinámico

(Fuente: Captura Software Especializado)

6.6.2.15.5.1 FUERZAS INTERNAS EN LOS ELEMENTOS Y REACCIONES EN LOS APOYOS

Para visualizar las fuerzas internas de los elementos estructurales presionaremos la tecla F8 tras lo cual aparecerá el siguiente formulario:

Member Force Diagram for Frames/Piers/Spandrels/Links

Load Case/Load Combination

Load Case Load Combination Modal Case

Dead

Component

Axial Force Torsion Inplane Shear

Shear 2-2 Moment 2-2 Inplane Moment

Shear 3-3 Moment 3-3

Scaling

Automatic User Defined Scale Factor

Display Options

Fill Diagram

Show Values at Controlling Stations on Diagram

Include

Frames Piers Spandrels

Links

OK Close Apply

Gráfico VI.89 Formulario para la visualización de fuerzas internas en los elementos estructurales

(Fuente: Captura Software Especializado)

A continuación se presentan los resultados del análisis modal espectral para las componentes de corte alrededor del eje 2 y momento alrededor del eje 3 para el caso de carga muerta en cada uno de los pórticos de la estructura.

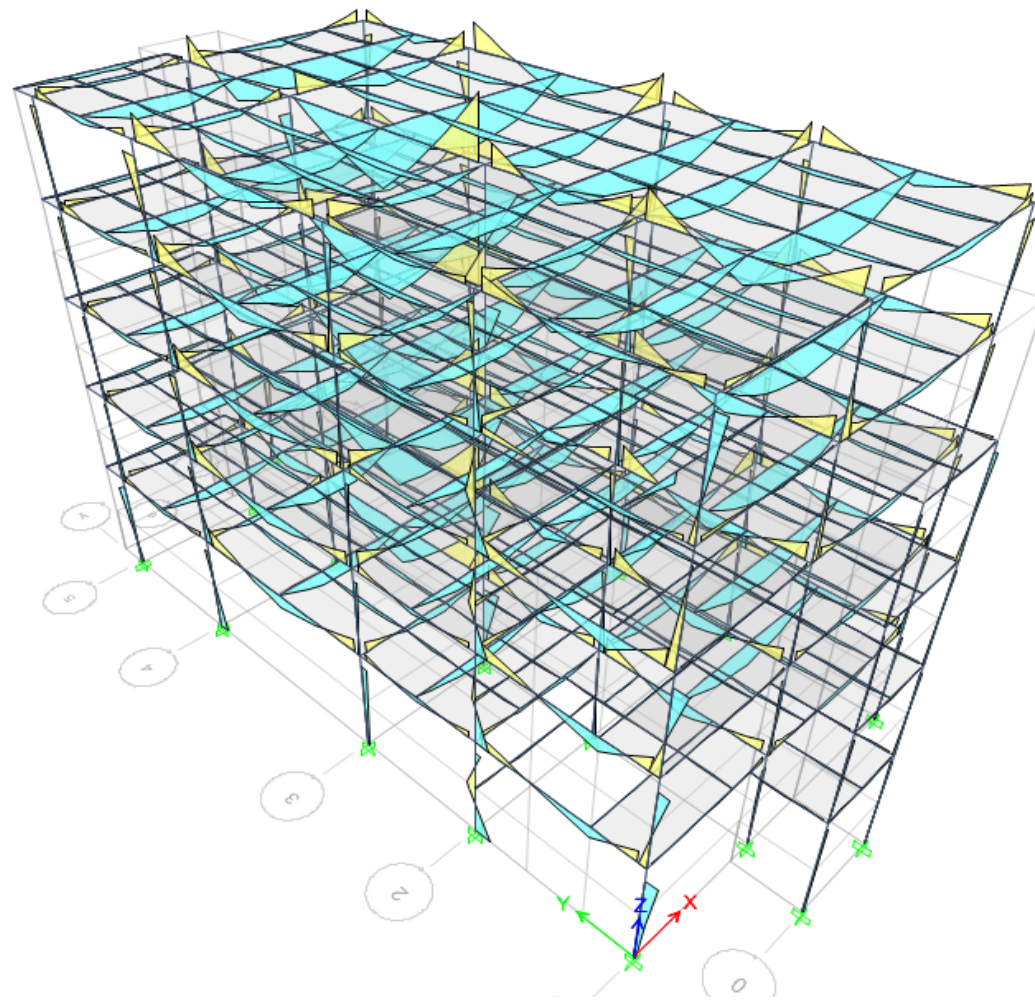


Gráfico VI.90 Diagramas de momentos en la estructura

(Fuente: Captura Software Especializado)

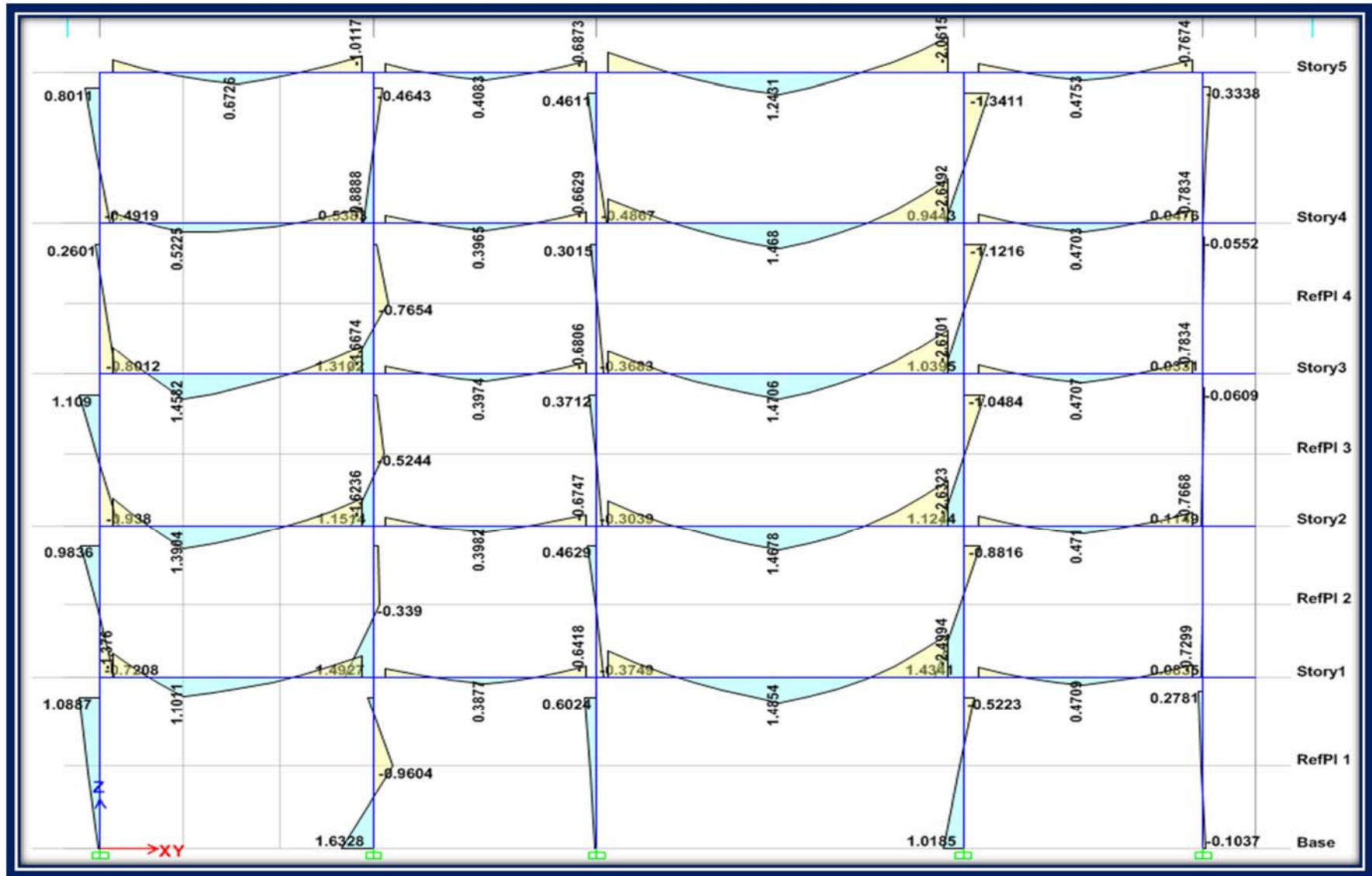


Gráfico VI.91 Diagramas de momentos alrededor del eje 3 en el pórtico A (T-m) (Fuente: Captura Software Especializado)

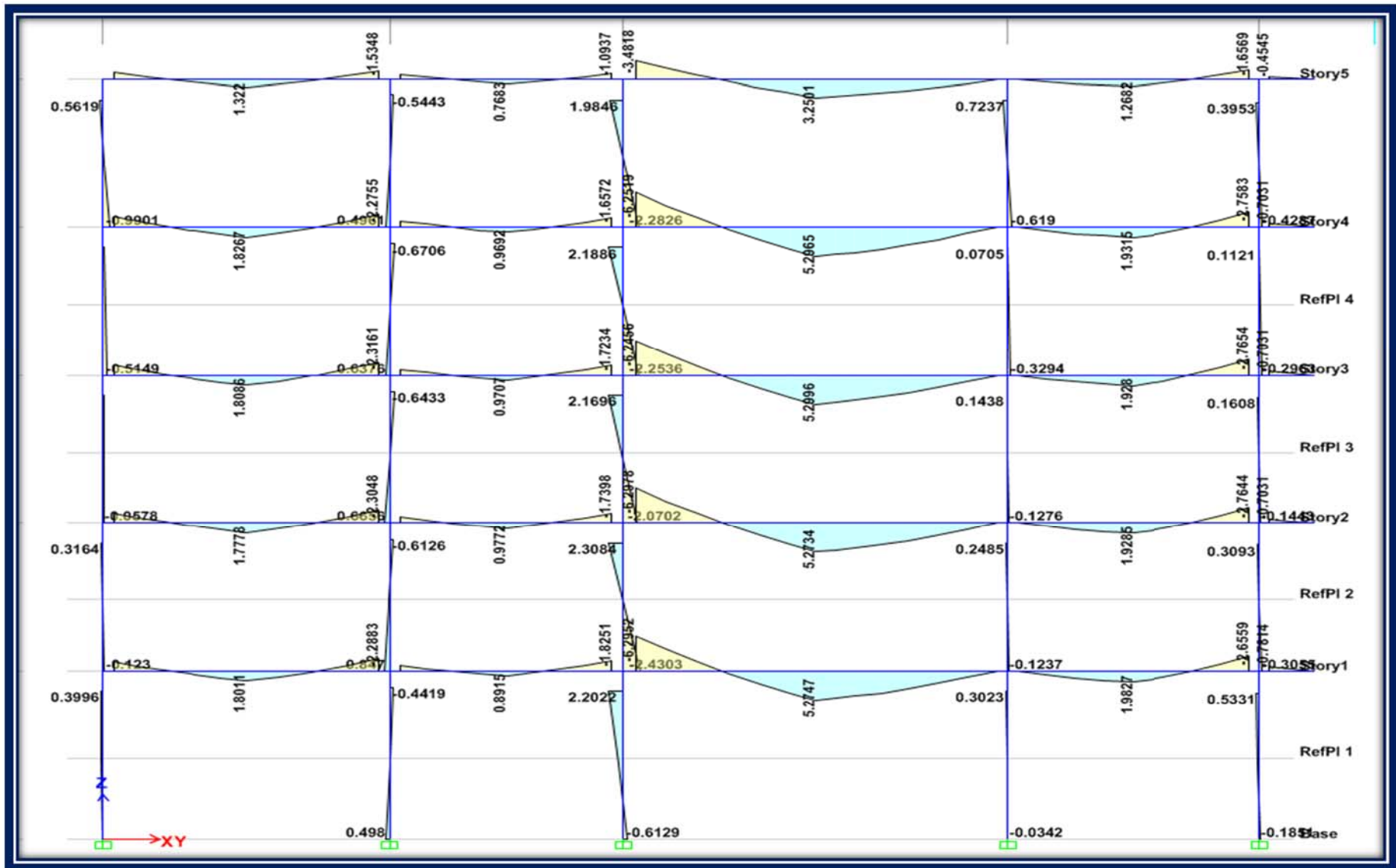


Gráfico VI.92 Diagramas de momentos alrededor del eje 3 en el pórtico B (T-m) (Fuente: Captura Software Especializado)

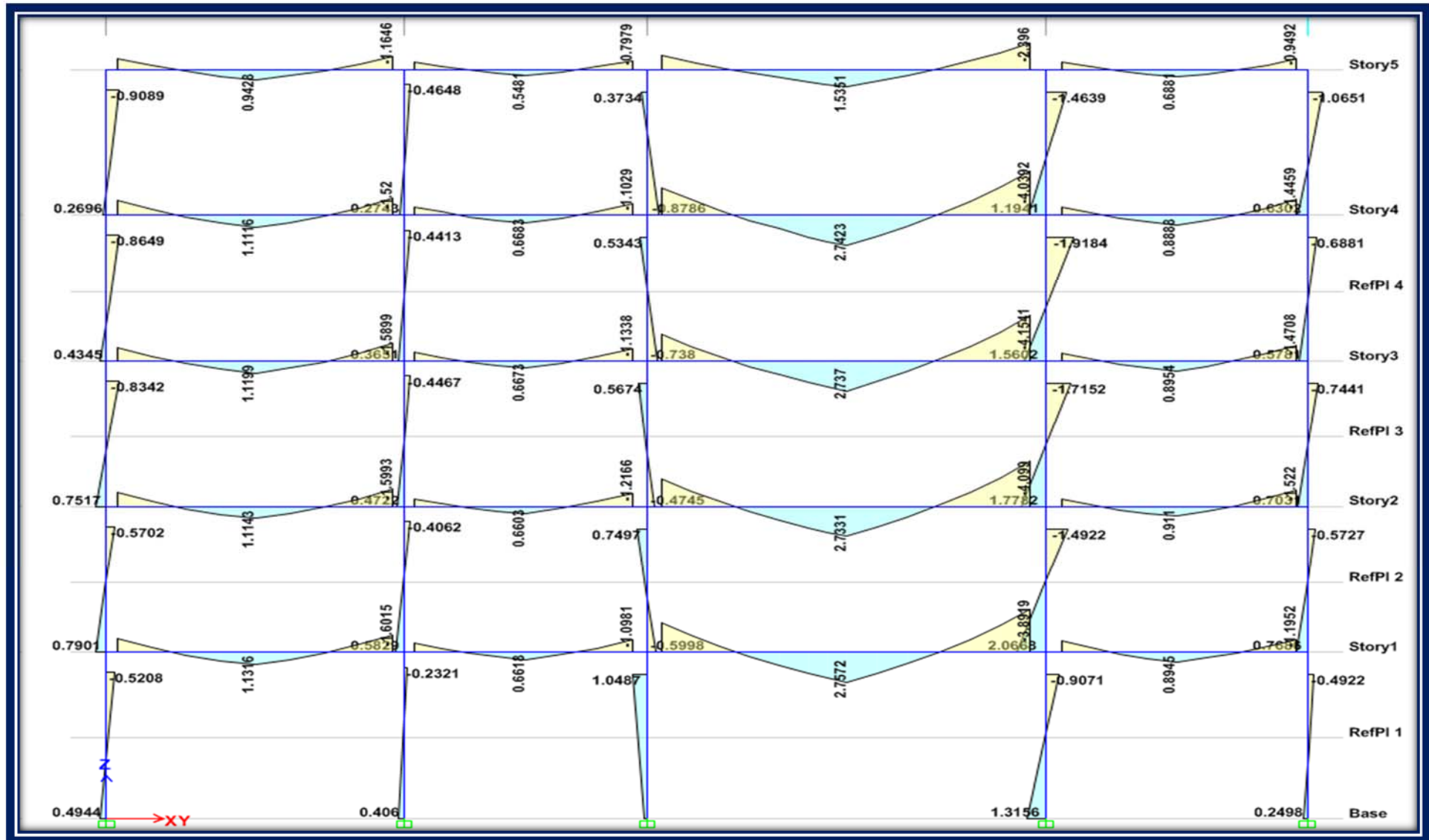


Gráfico VI.93 Diagramas de momentos alrededor del eje 3 en el pórtico C (T-m) (Fuente: Captura Software Especializado)

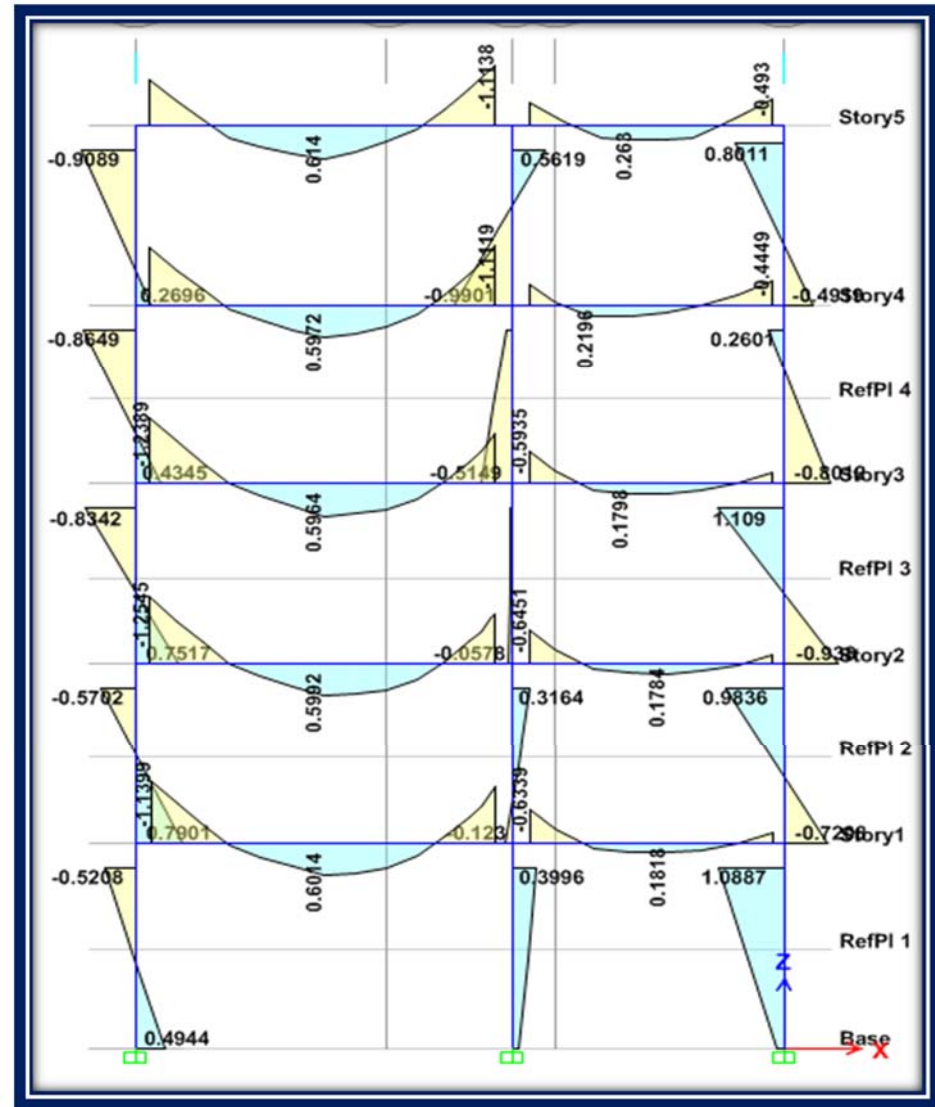
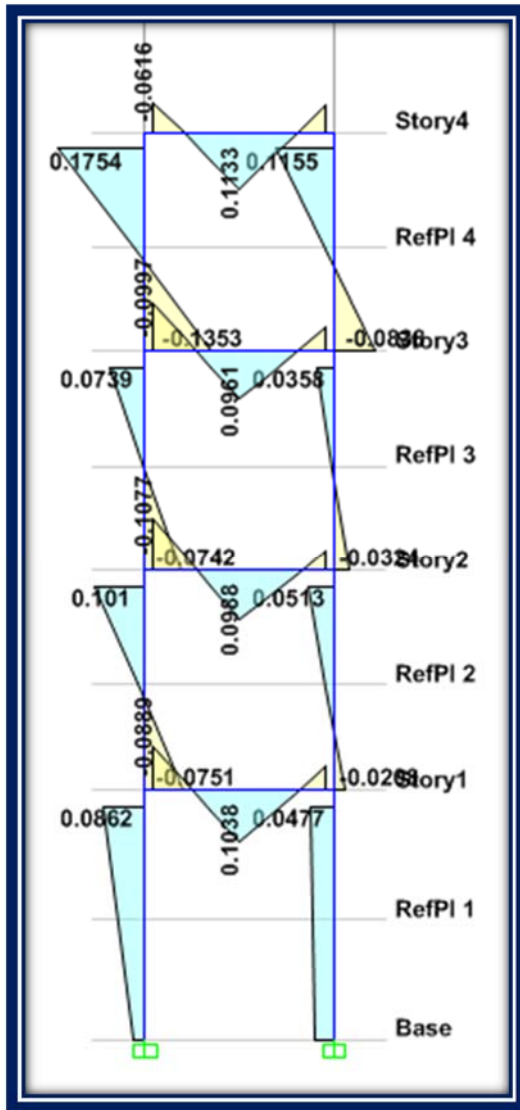


Gráfico VI.94 Diagramas de momentos alrededor del eje 3 en los pórticos 0 (izquierdo) y 1 (derecho) (T-m) (Fuente: Captura Software Especializado)

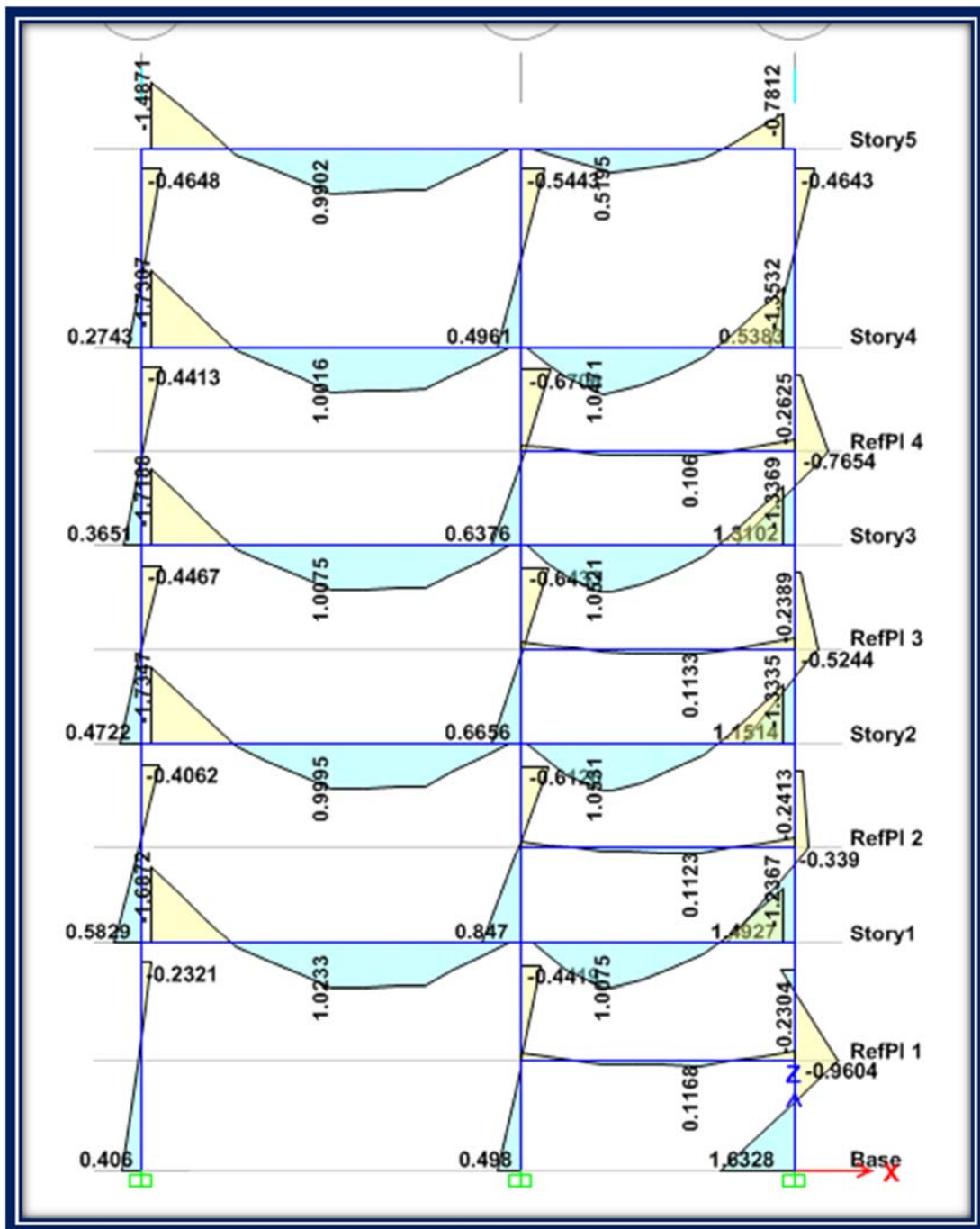


Gráfico VI.95 Diagramas de momentos alrededor del eje 3 en el pórtico 2 (T-m)

(Fuente: Captura Software Especializado)

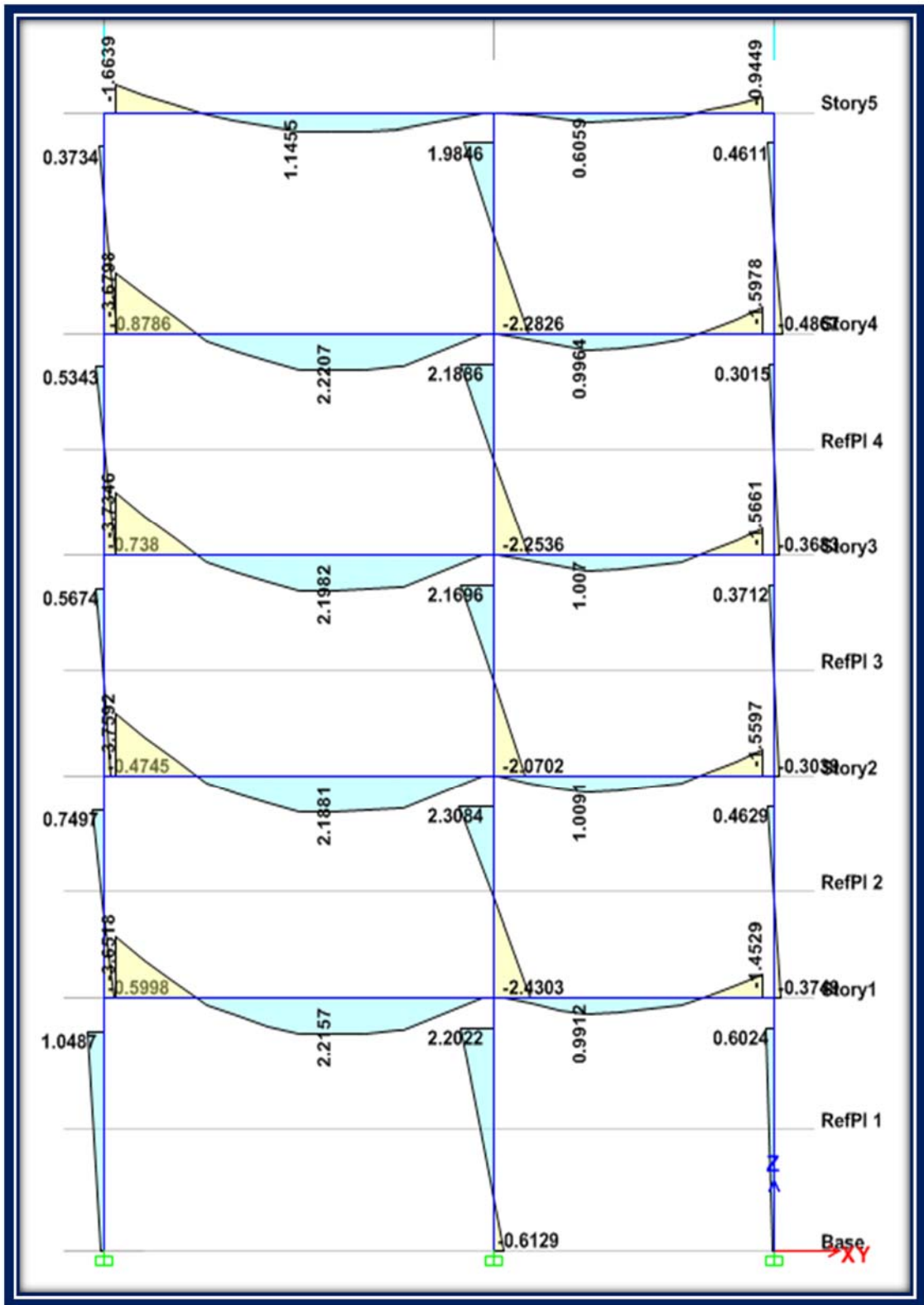


Gráfico VI.96 Diagramas de momentos alrededor del eje 3 en el pórtico 3 (T-m)

(Fuente: Captura Software Especializado)

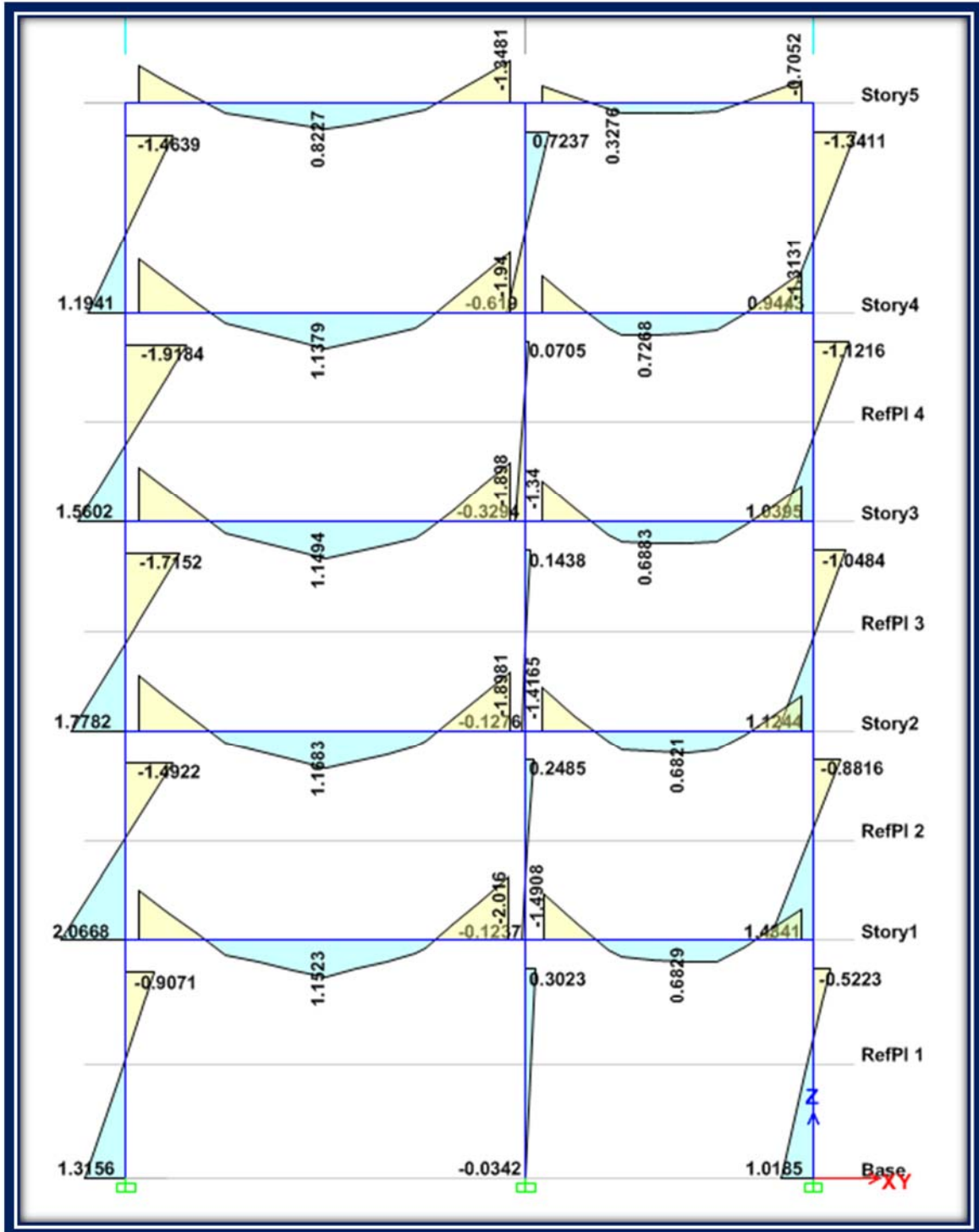


Gráfico VI.95 Diagramas de momentos alrededor del eje 3 en el pórtico 4 (T-m)

(Fuente: Captura Software Especializado)

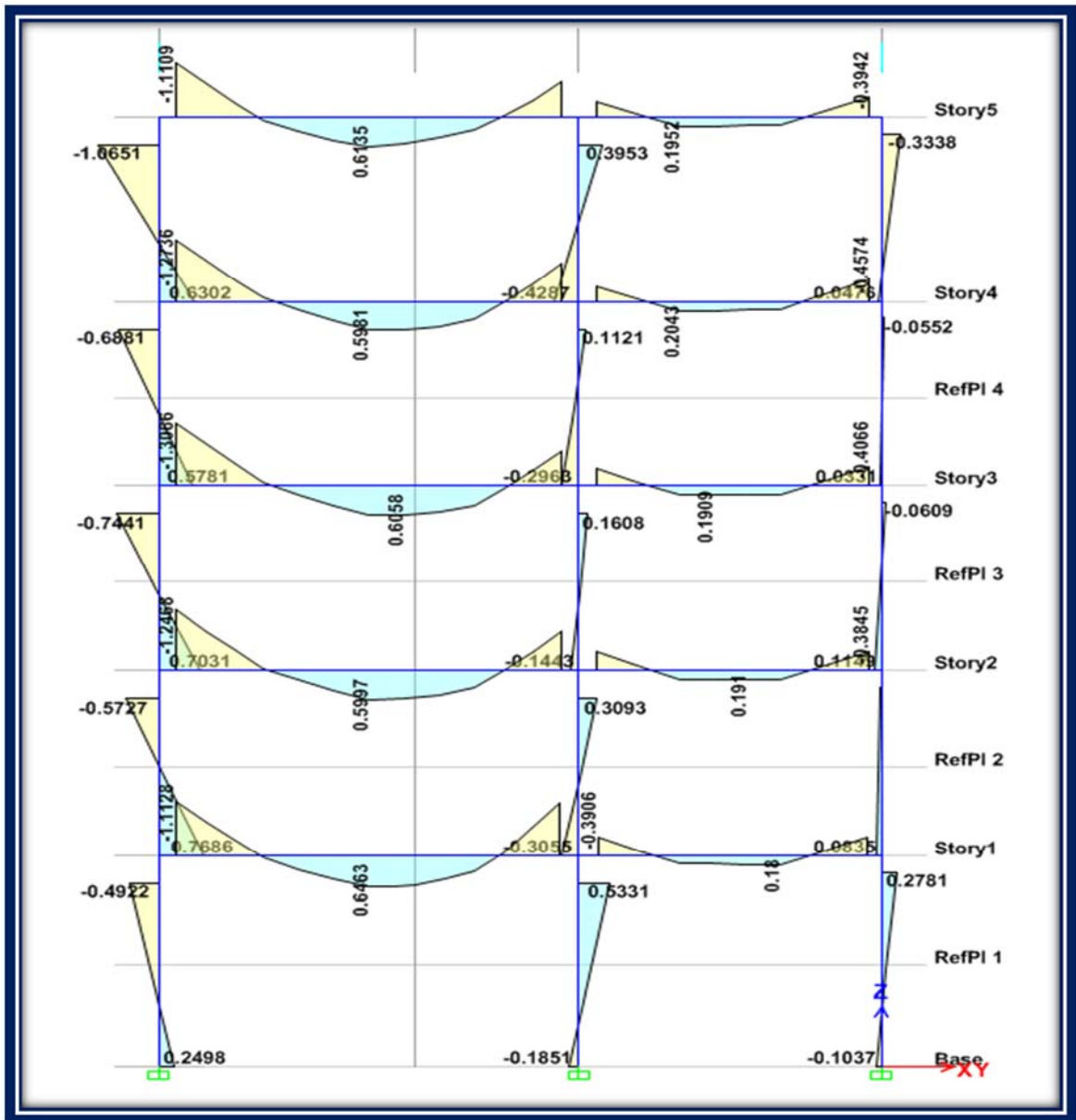


Gráfico VI.96 Diagramas de momentos alrededor del eje 3 en el pórtico 5 (T-m)
(Fuente: Captura Software Especializado)

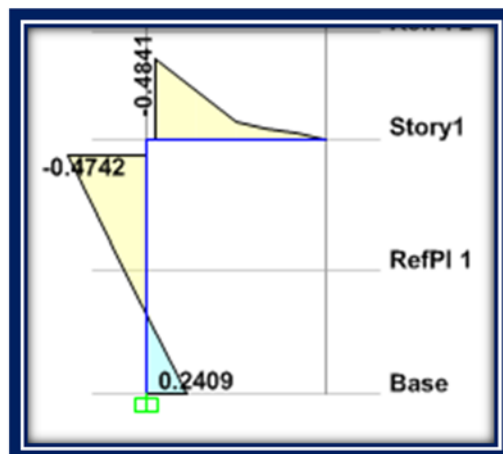


Gráfico VI.97 Diagramas de momentos alrededor del eje 3 en el pórtico 6 (T-m) (Fuente: Captura Software Esp.)

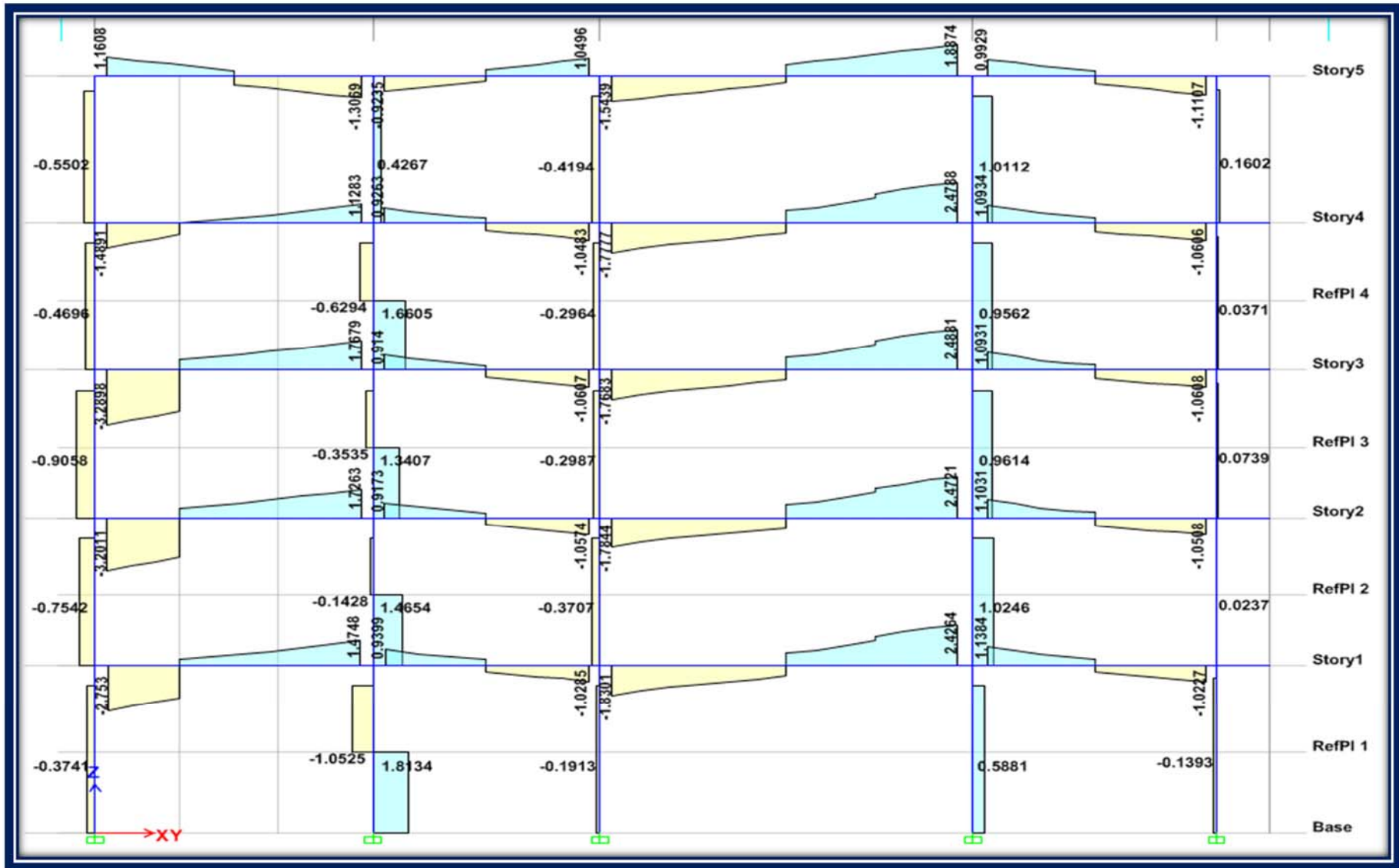


Gráfico VI.98 Diagramas de corte alrededor del eje 2 en el pórtico A (Tn.) Fuente: (Fuente: Captura Software Especializado)

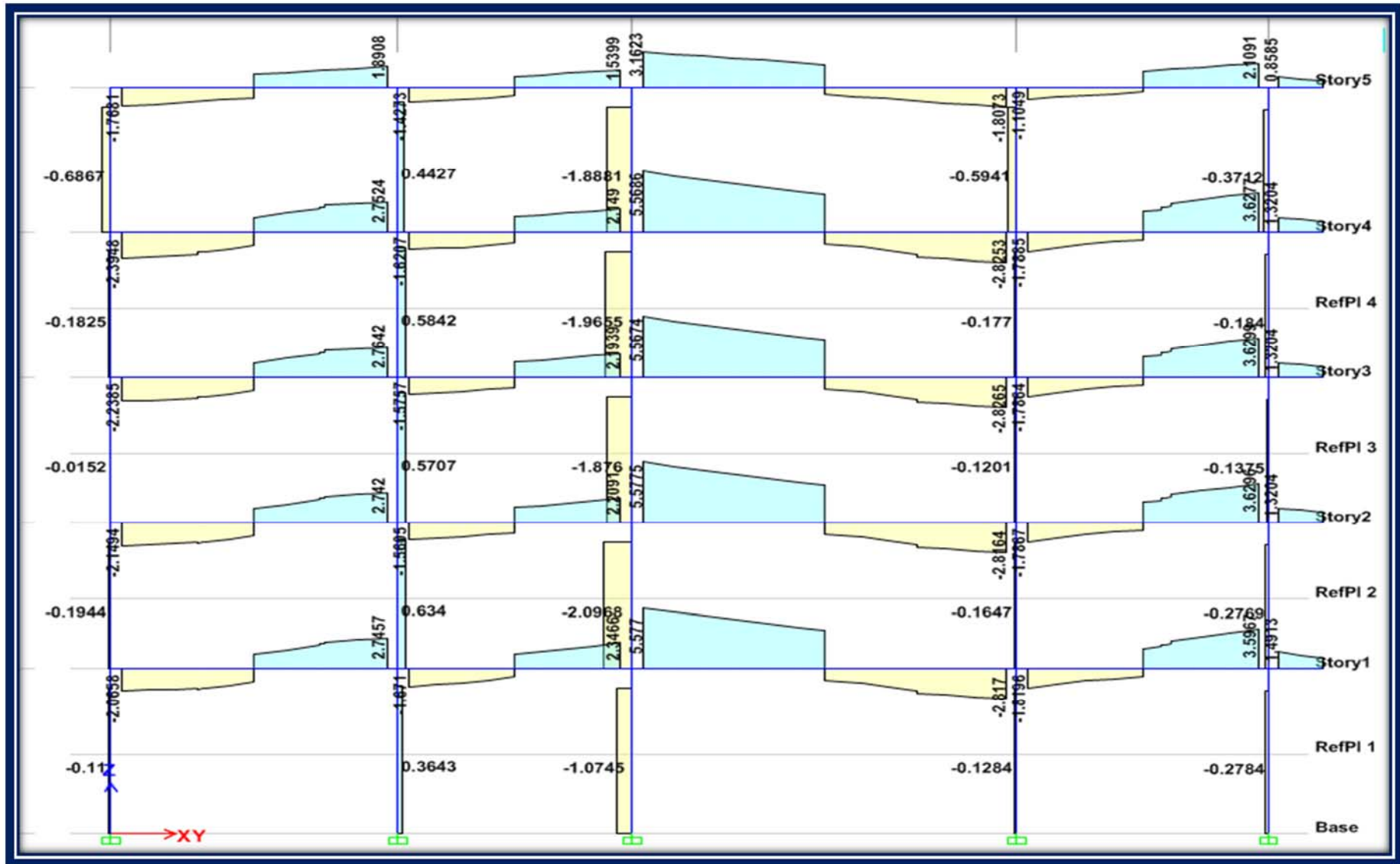


Gráfico VI.99 Diagramas de corte alrededor del eje 2 en el pórtico B (Tn.) (Fuente: Captura Software Especializado)

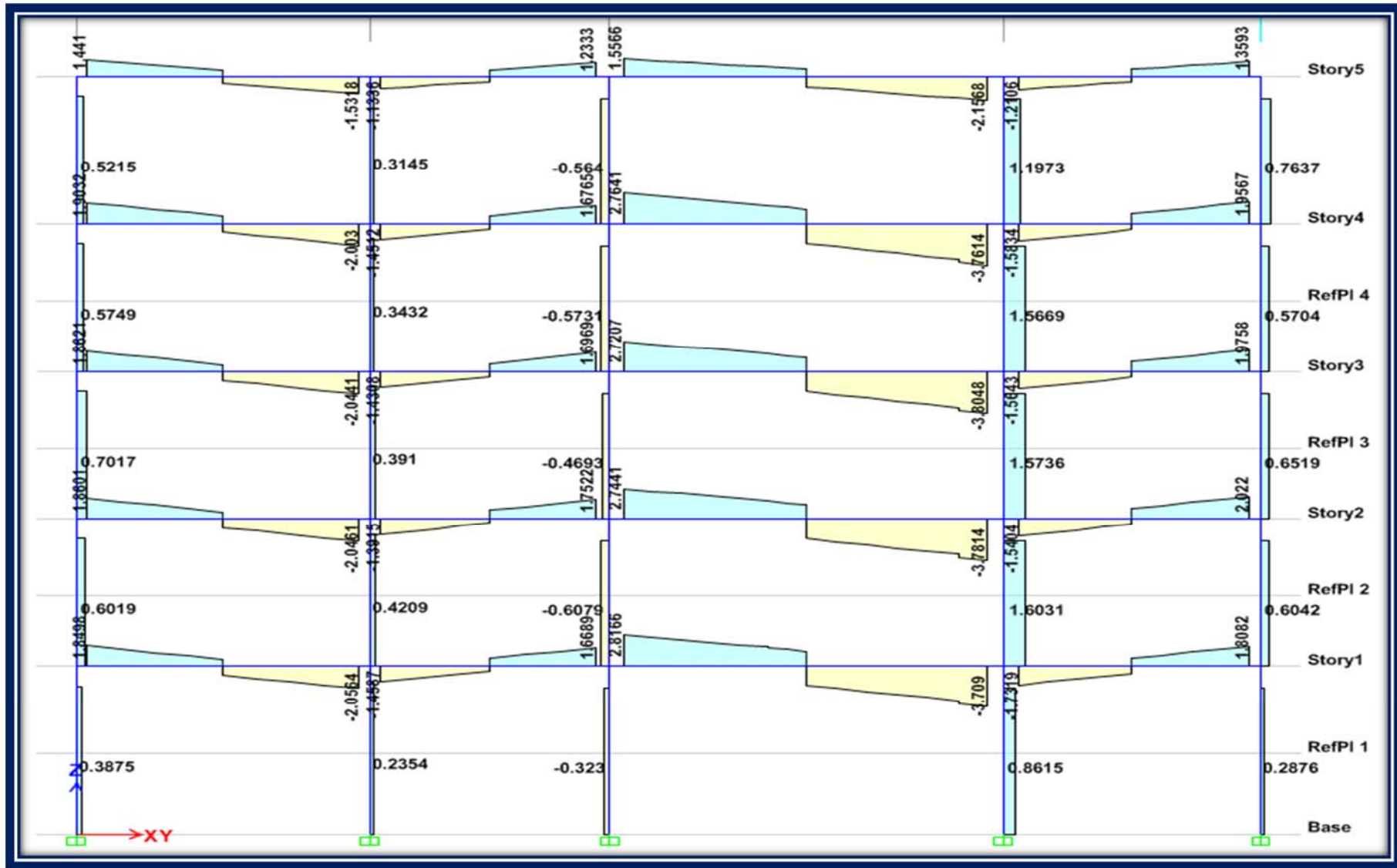


Gráfico VI.100 Diagramas de corte alrededor del eje 2 en el pórtico C (Tn.) (Fuente: Captura Software Especializado)

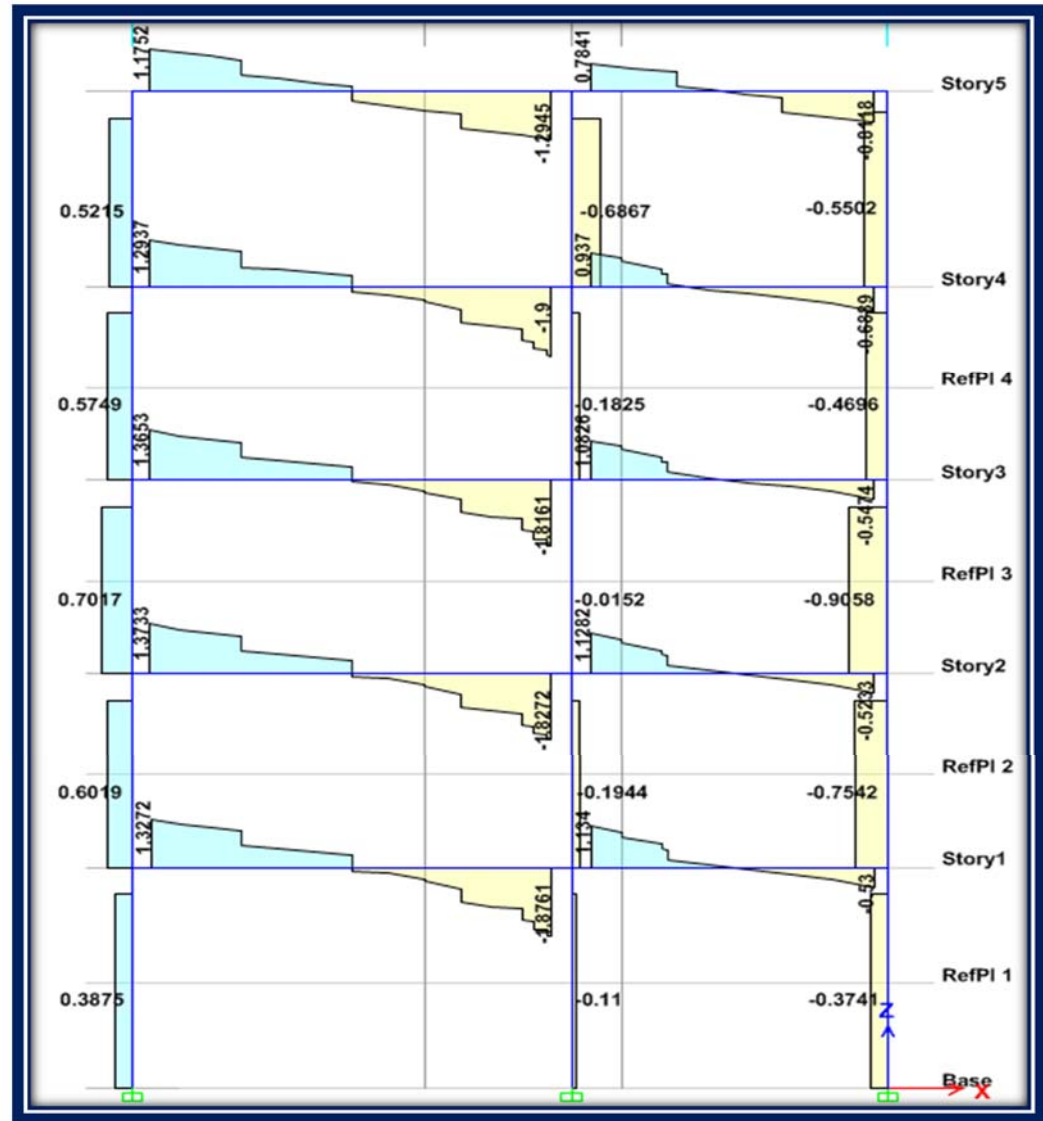
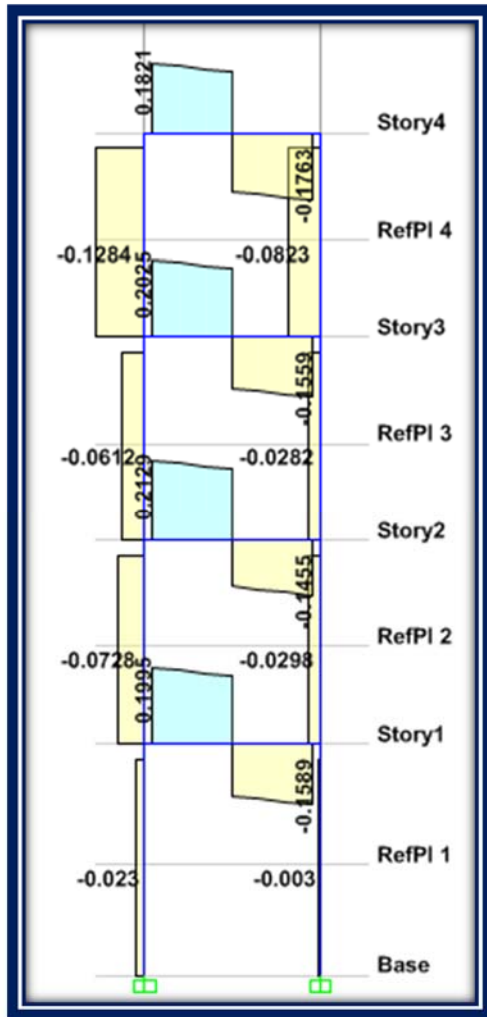


Gráfico VI.101 Diagramas de corte alrededor del eje 2 en los pórticos 0 (izquierdo) y 1 (derecho) (Tn.) (Fuente: Captura Software Especializado)

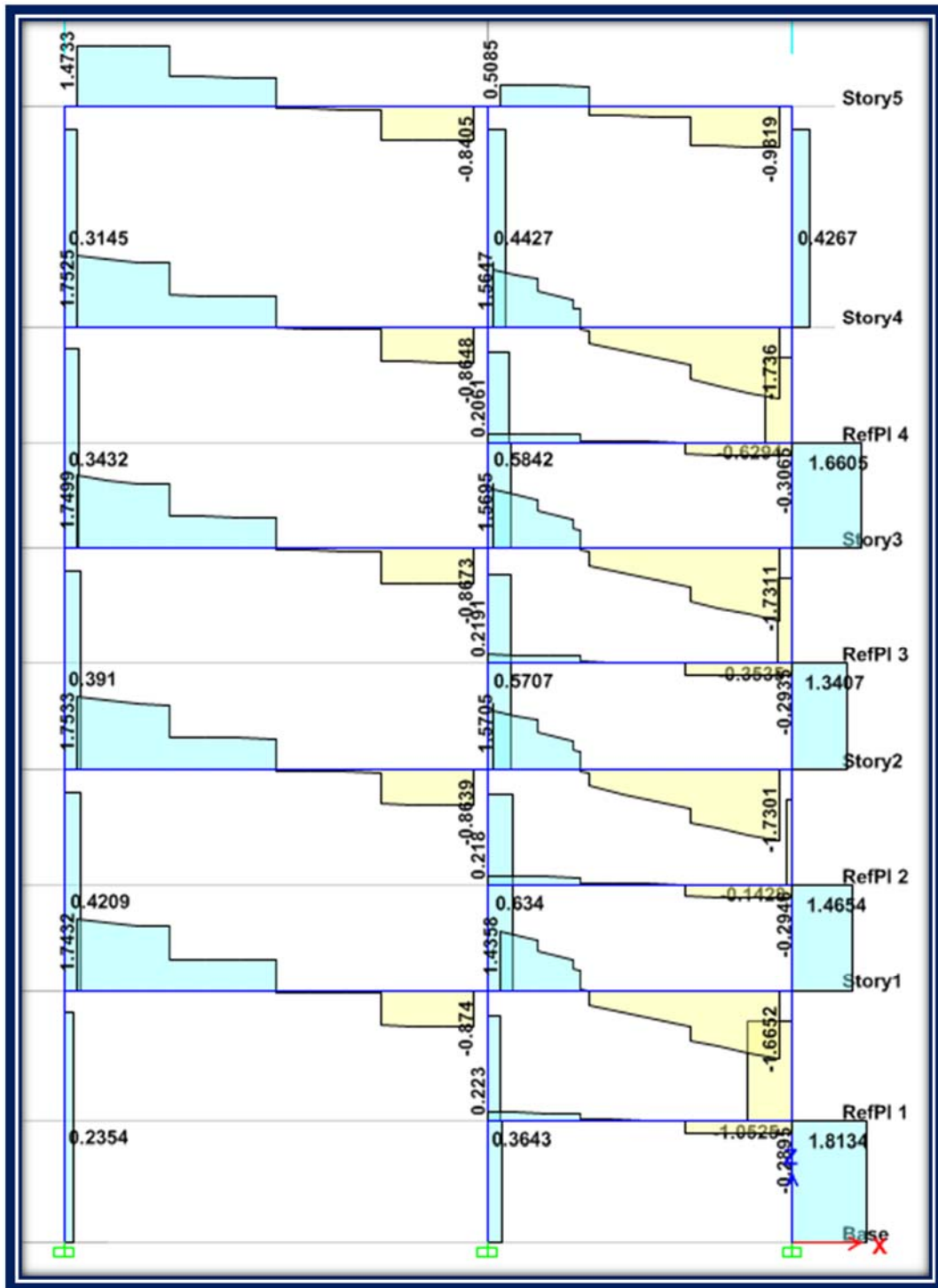


Gráfico VI.102 Diagramas de corte alrededor del eje 2 en el pórtico 2 (Tn.)

(Fuente: Captura Software Especializado)

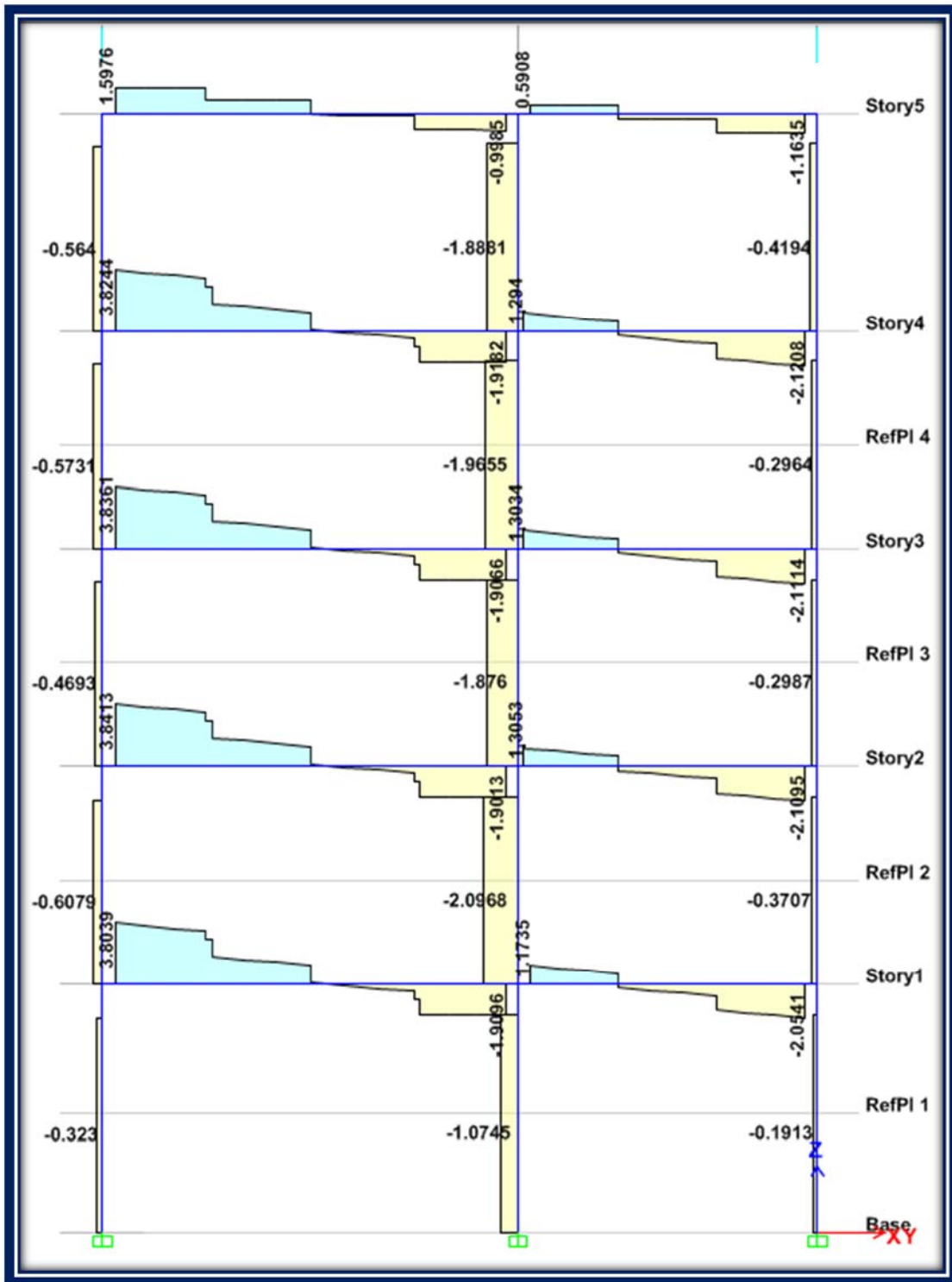


Gráfico VI.103 Diagramas de corte alrededor del eje 2 en el pórtico 3 (Tn.)

(Fuente: Captura Software Especializado)

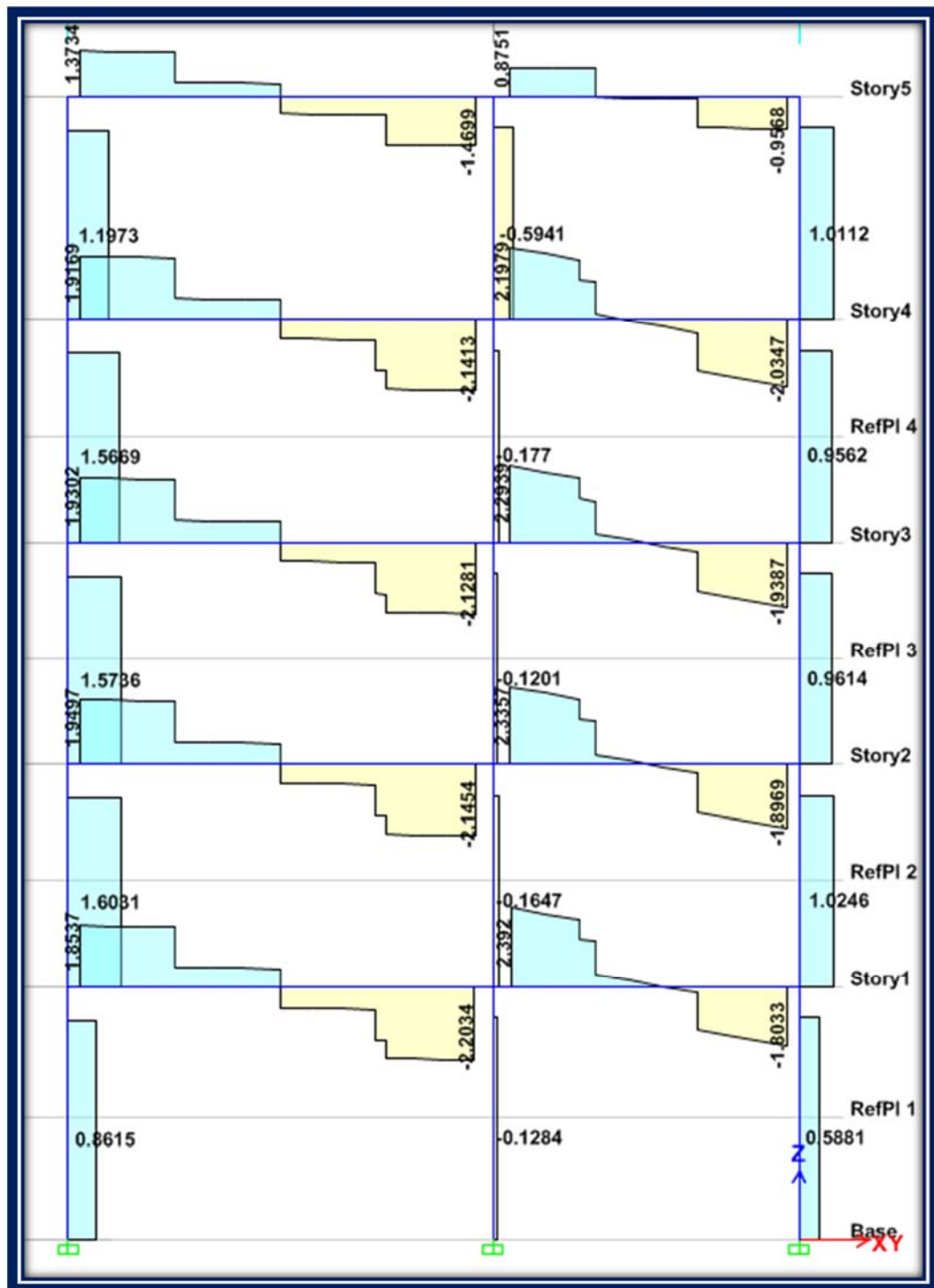


Gráfico VI.104 Diagramas de corte alrededor del eje 2 en el pórtico 4 (Tn.)

(Fuente: Captura Software Especializado)

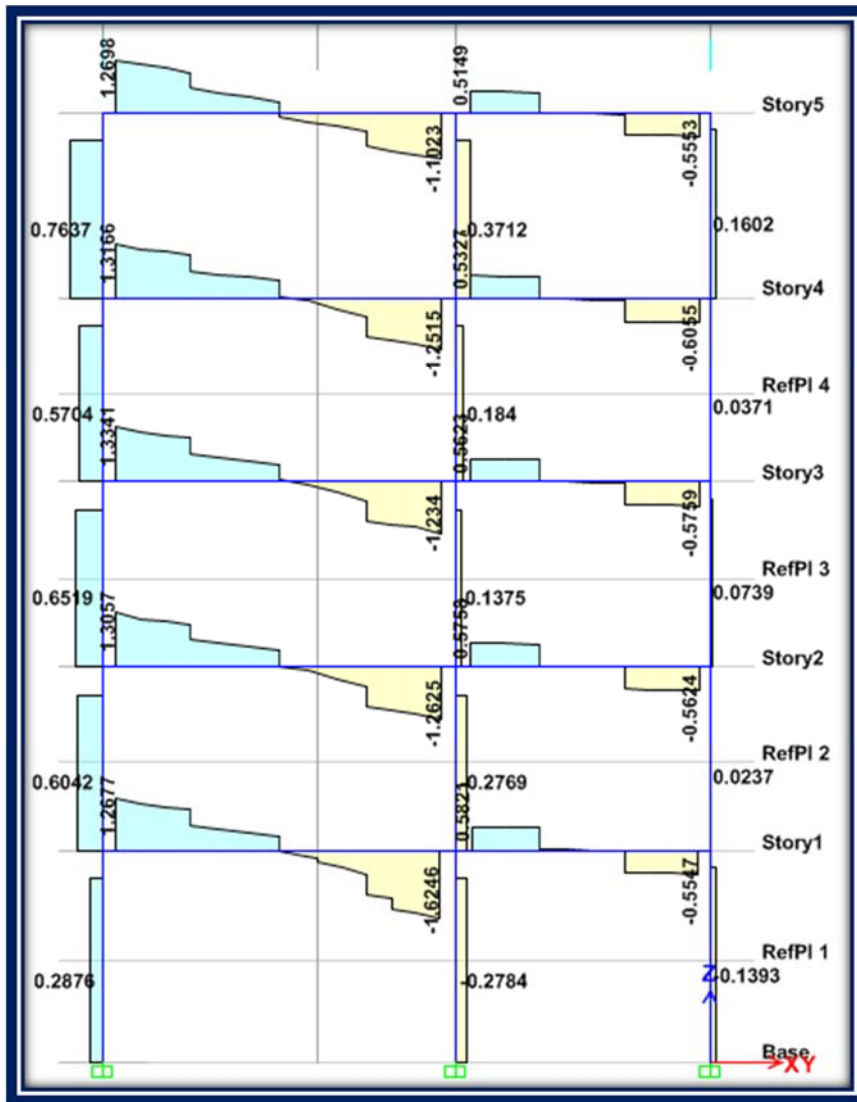


Gráfico VI.105 Diagramas de corte alrededor del eje 2 en el pórtico 5 (Tn.)

(Fuente: Captura Software Especializado)

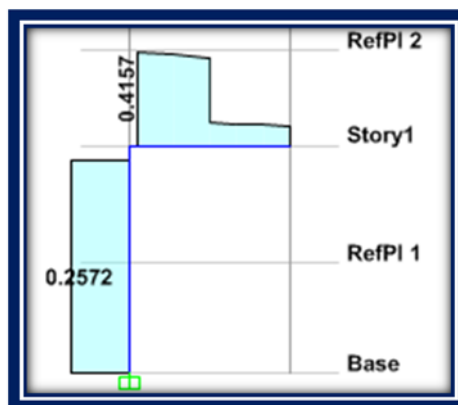


Gráfico VI.106 Diagramas de corte alrededor del eje 2 en el pórtico 6 (Tn.)

(Fuente: Captura Software Especializado)

De igual manera podemos obtener las reacciones en los apoyos de la estructura para cualquiera de los casos de carga estáticos o dinámicos que definimos en secciones anteriores y para ello basta con presionar la tecla F7.

A continuación se presentan las reacciones de la estructura para el caso de carga SH:

34 →xy	20	25	22	32 Base
Fx = 4.6355	Fx = 2.7271	Fx = 1.7541	Fx = 4.3755	Fx = 7.2447
Fy = 12.3171	Fy = 15.4335	Fy = 8.4912	Fy = 13.8407	Fy = 1.9277
Fz = 55.8252	Fz = 22.7096	Fz = 9.9058	Fz = 36.2682	Fz = 15.2382
Mx = 29.2316	Mx = 26.5333	Mx = 19.4551	Mx = 37.7385	Mx = 5.1167
My = 8.3643	My = 2.4537	My = 4.8545	My = 8.2288	My = 19.2867
Mz = 0.0011	Mz = 0.0227	Mz = 0.0008	Mz = 0.0013	Mz = 0.0008

:

Gráfico VI.107 Reacciones en el pórtico A

(Fuente: Captura Software Especializado)

30 →xy	29	28	27	26 Base
Fx = 16.7123	Fx = 1.4951	Fx = 1.3431	Fx = 15.5655	Fx = 17.0727
Fy = 3.8061	Fy = 6.9324	Fy = 8.1415	Fy = 1.8292	Fy = 2.641
Fz = 20.2126	Fz = 10.3648	Fz = 16.7863	Fz = 17.147	Fz = 23.0198
Mx = 7.4036	Mx = 13.9745	Mx = 18.5835	Mx = 5.5292	Mx = 6.3028
My = 41.9891	My = 2.563	My = 4.4616	My = 39.6427	My = 42.2501
Mz = 0.0013	Mz = 0.0185	Mz = 0.0008	Mz = 0.0013	Mz = 0.0013

Gráfico VI.108 Reacciones en el pórtico B

(Fuente: Captura Software Especializado)

33 →xy	21	24	23	31 Base
Fx = 14.452	Fx = 1.5498	Fx = 1.9889	Fx = 3.7002	Fx = 12.1156
Fy = 3.3681	Fy = 5.976	Fy = 12.9567	Fy = 16.7535	Fy = 3.7691
Fz = 29.32	Fz = 2.8288	Fz = 12.7765	Fz = 18.6856	Fz = 39.317
Mx = 7.2432	Mx = 13.7212	Mx = 30.2459	Mx = 40.4259	Mx = 7.308
My = 40.2373	My = 4.4246	My = 5.4505	My = 7.5775	My = 30.6983
Mz = 0.0013	Mz = 0.0006	Mz = 0.0011	Mz = 0.0013	Mz = 0.0011

Gráfico VI.109 Reacciones en el pórtico C

(Fuente: Captura Software Especializado)

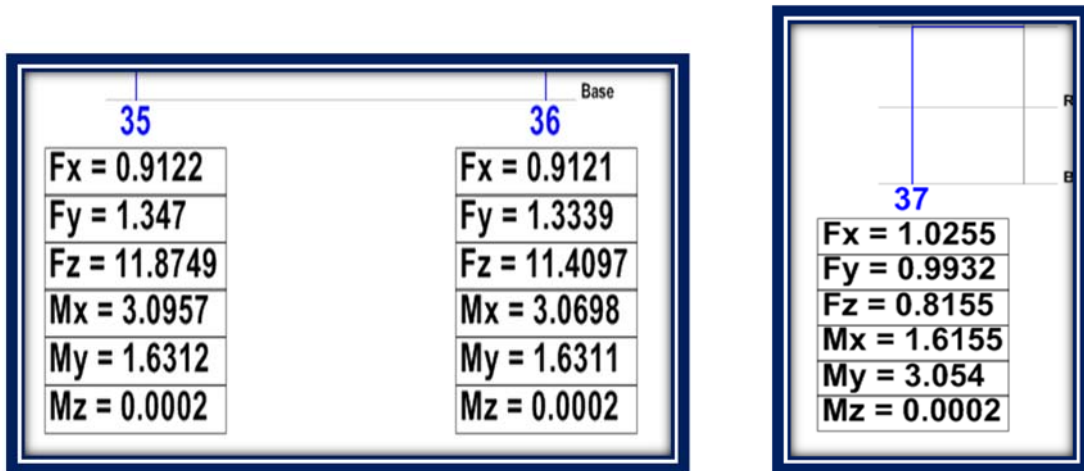


Gráfico VI.110 Reacciones en el pórtico 0 (izquierda) Y 6 (derecha)

(Fuente: Captura Software Especializado)

Para concluir con la parte de análisis de la estructura se muestran a continuación en los siguientes gráficos todas las verificaciones presentadas desde la sección 6.6.2.14. a 6.6.2.14.4 a fin de demostrar que realmente las secciones presentadas al inicio de la sección 6.6.2.14.5 son las indicadas:

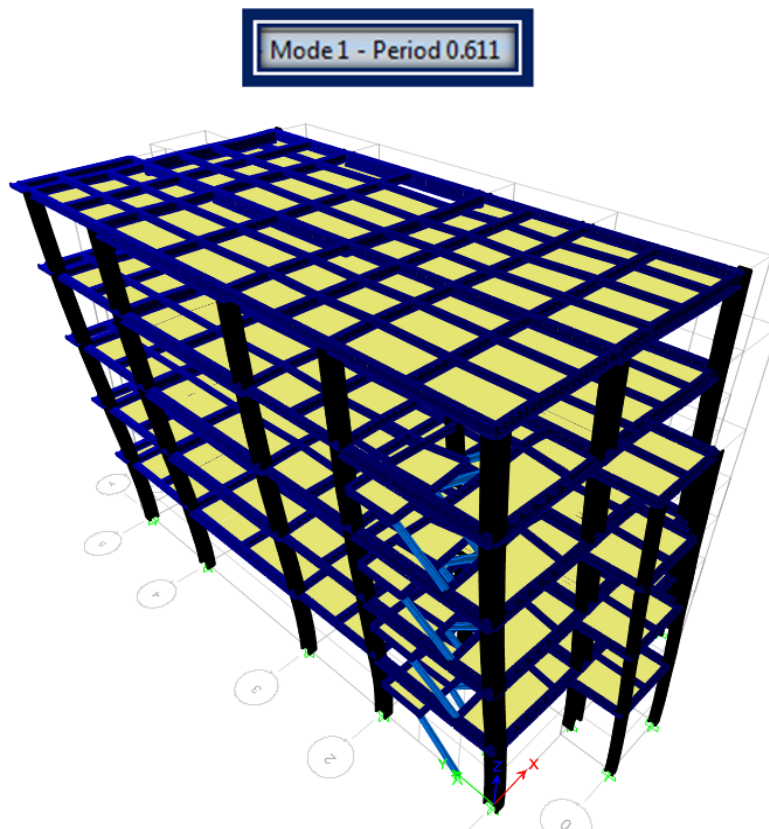


Gráfico VI.111 Primer modo de vibración de la estructura optimizada (Traslación pura en X)

(Fuente: Captura Software Especializado)

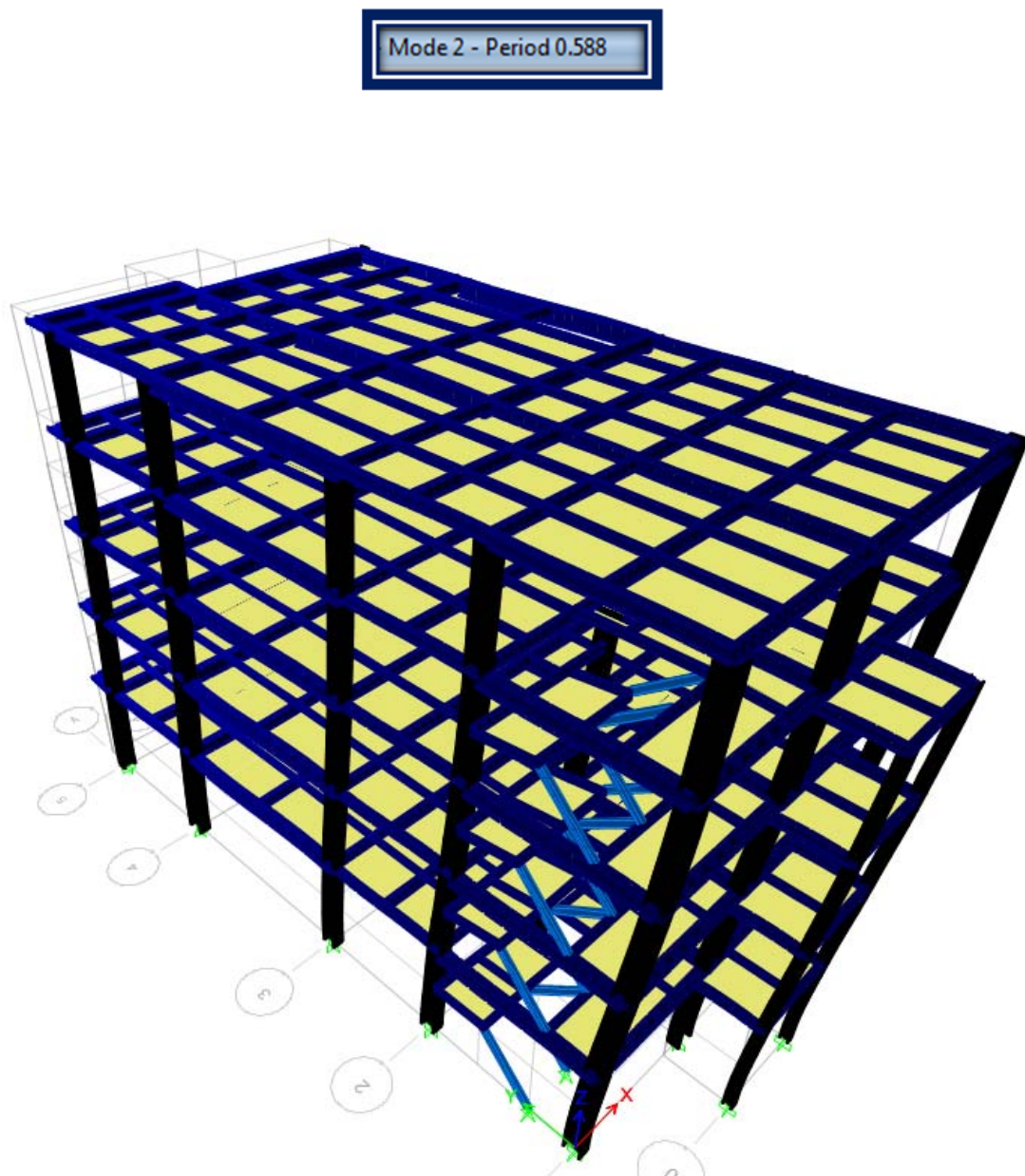


Gráfico VI.112 Segundo modo de vibración de la estructura optimizada (Traslación pura en Y)

(Fuente: Captura Software Especializado)

Mode 3 - Period 0.457

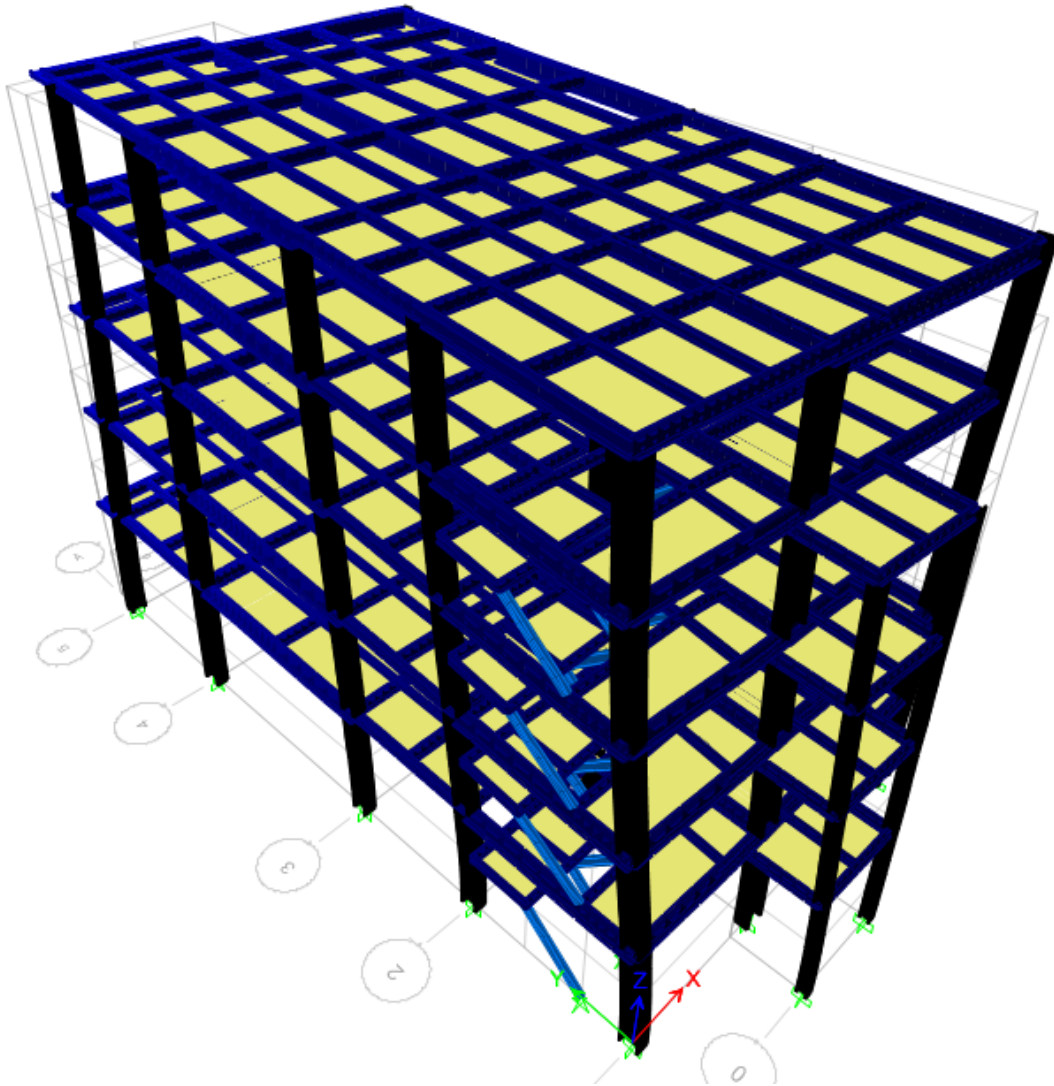


Gráfico VI.113 Tercer modo de vibración de la estructura optimizada (Modo Torsional)

(Fuente: Captura Software Especializado)

Finalmente es preciso demostrar que en la estructura no se producirá el efecto de resonancia que ocurre al igualarse los periodos de la misma con respecto al fundamental por lo que se presenta la tabla VI.22 con los 15 modos de vibración empleados en el análisis modal espectral, los cuales se comparan con los valores de **T=0.5762 segundos** y **Tc=0.6981 segundos** calculados en la sección 6.6.1.4.7, quedando demostrado de manera definitiva que este efecto indeseable que de hecho puede producir el colapso de cualquier estructura tal como sucedió con el puente Tacoma Narrows en Estados Unidos no ocurrirá en nuestro caso como se puede ver a continuación:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	0.611	80.82%	0.29%	0.00%	80.82%	0.29%	0.00%	0.06%	20.15%	1.00E-04	0.06%	20.15%	1.00E-04
Modal	2	0.588	0.27%	81.72%	0.00%	81.09%	82.01%	0.00%	19.19%	0.08%	1.17E-05	19.24%	20.23%	1.00E-04
Modal	3	0.457	3.46E-05	1.00E-04	0.00%	81.10%	82.02%	0.00%	0.00%	4.67E-06	81.21%	19.24%	20.23%	81.22%
Modal	4	0.19	11.64%	0.01%	0.00%	92.74%	82.03%	0.00%	0.10%	58.37%	0.01%	19.34%	78.60%	81.23%
Modal	5	0.179	0.02%	11.56%	0.00%	92.76%	93.59%	0.00%	61.62%	0.07%	9.34E-06	80.96%	78.67%	81.23%
Modal	6	0.141	0.02%	2.56E-05	0.00%	92.78%	93.59%	0.00%	4.23E-05	0.09%	11.70%	80.97%	78.76%	92.93%
Modal	7	0.099	4.56%	3.19E-05	0.00%	97.33%	93.59%	0.00%	0.01%	11.60%	0.01%	80.97%	90.36%	92.94%
Modal	8	0.092	0.01%	4.27%	0.00%	97.34%	97.87%	0.00%	10.71%	0.02%	1.82E-05	91.68%	90.38%	92.95%
Modal	9	0.073	0.01%	0.01%	0.00%	97.35%	97.88%	0.00%	0.04%	0.01%	4.50%	91.72%	90.39%	97.45%
Modal	10	0.061	1.89%	4.27E-05	0.00%	99.23%	97.88%	0.00%	0.02%	6.99%	3.53E-05	91.74%	97.39%	97.45%
Modal	11	0.057	3.21E-05	1.63%	0.00%	99.24%	99.51%	0.00%	6.49%	0.01%	0.01%	98.23%	97.40%	97.46%
Modal	12	0.044	0.53%	4.48E-06	0.00%	99.76%	99.51%	0.00%	1.66E-05	1.75%	3.25E-05	98.23%	99.15%	97.46%
Modal	13	0.041	0.00E+00	0.39%	0.00%	99.76%	99.90%	0.00%	1.30%	1.73E-06	0.06%	99.53%	99.15%	97.52%
Modal	14	0.018	1.31E-06	0.08%	0.00%	99.76%	99.98%	0.00%	0.39%	1.93E-05	9.00E-06	99.92%	99.15%	97.52%
Modal	15	0.016	0.22%	0.00E+00	0.00%	99.98%	99.98%	0.00%	3.00E-06	0.80%	0.37%	99.92%	99.94%	97.89%

Tabla VI.22 Tabla de Participación Modal de la estructura

(Fuente: Datos Software Especializado)

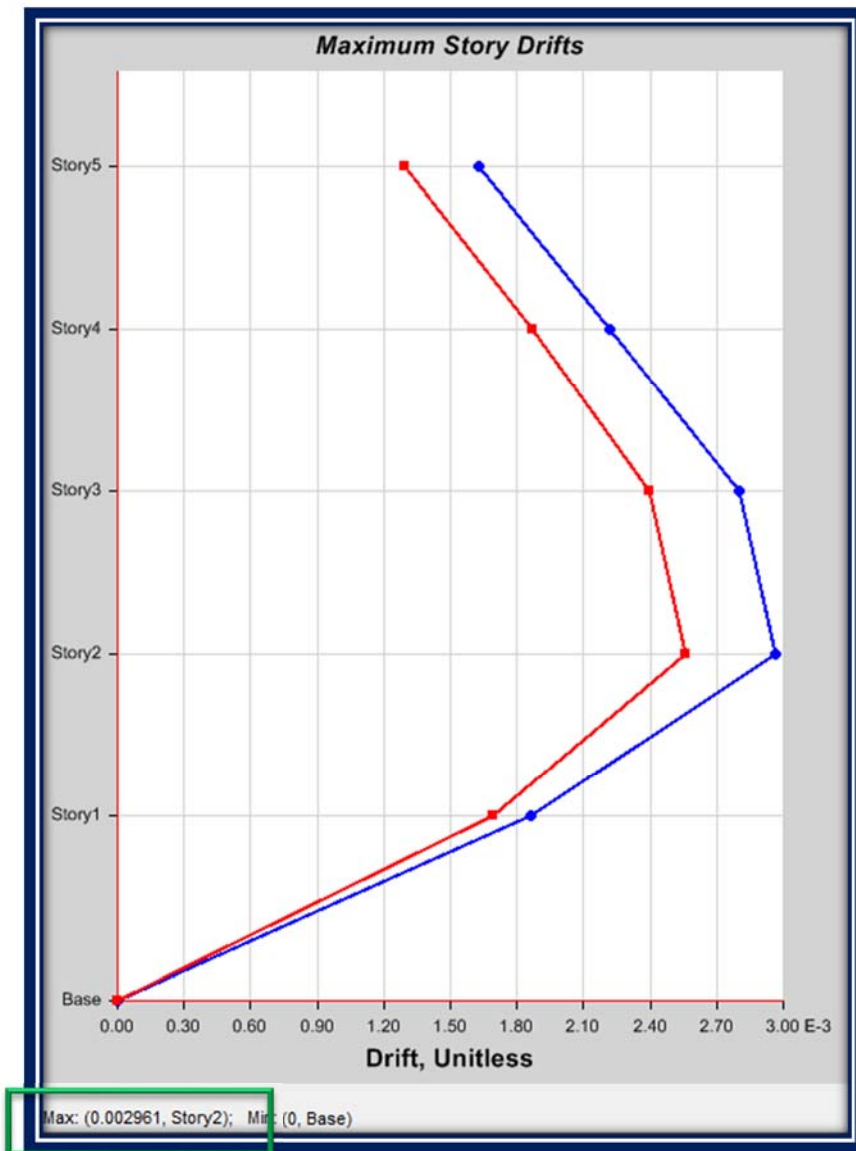


Gráfico VI.112 Verificación de la deriva de piso la estructura con secciones mejoradas

(Fuente: Captura Software Especializado)

Como ya se mencionó en el apartado **6.6.2.14.1** la norma **NEC 2015** establece que la deriva máxima no debe superar el valor de **0.02**, por lo tanto aplicaremos la ecuación **VI.5** mostrada anteriormente como se detalla a continuación

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.002961$$

$$\Delta_M = 0.0178$$

Con lo anterior queda demostrado que estamos cumpliendo con lo especificado en la normativa.

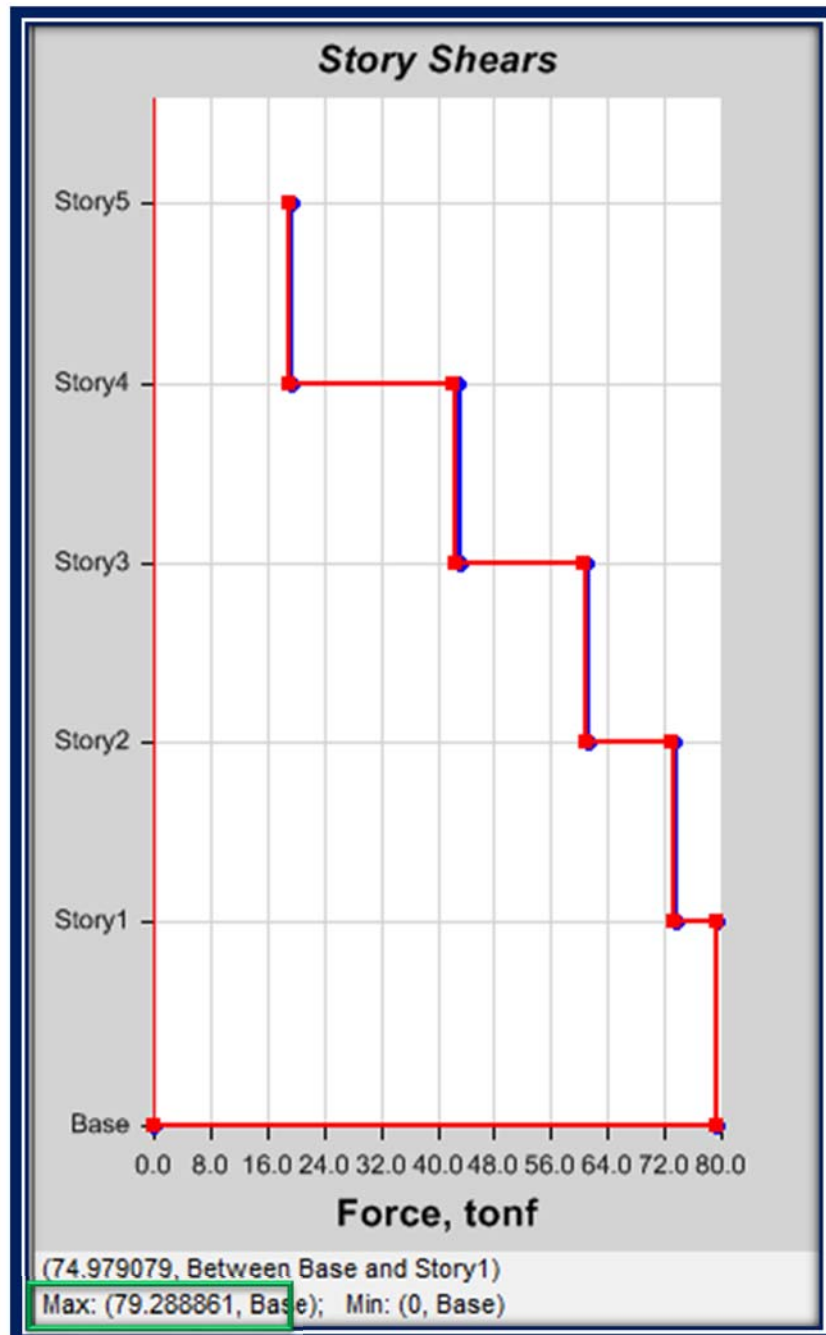


Gráfico VI.114 Cortante Basal Dinámico máximo de la estructura

(Fuente: Captura Software Especializado)

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story5	SHNEC2015-G Max	Top	0	19.5646	19.1572	205.1266	0	0
Story5	SHNEC2015-G Max	Bottom	0	19.5646	19.1572	205.1266	50.1918	51.2593
Story4	SHNEC2015-G Max	Top	0	42.6839	42.219	451.8058	50.1918	51.2593
Story4	SHNEC2015-G Max	Bottom	0	43.0435	42.5892	453.0168	160.3753	162.4842
Story3	SHNEC2015-G Max	Top	0	60.948	60.5109	643.4344	160.3753	162.4842
Story3	SHNEC2015-G Max	Bottom	0	61.2138	60.7813	644.32	317.0843	320.1597
Story2	SHNEC2015-G Max	Top	0	73.3427	73.0537	773.5411	317.0843	320.1597
Story2	SHNEC2015-G Max	Bottom	0	73.5005	73.2168	774.0681	505.2771	509.011
Story1	SHNEC2015-G Max	Top	0	79.2647	79.2244	836.4522	505.2771	509.011
Story1	SHNEC2015-G Max	Bottom	0	79.2889	79.2796	836.5313	737.4257	741.2278

Tabla VI.23 Tabla de Fuerzas actuantes en la estructura para el caso de sismo horizontal expresada en (T-m)

(Fuente: Datos Software Especializado)

6.6.2.15.5.2 VERIFICACIÓN DEL ÍNDICE DE ESTABILIDAD (Q_i), EFECTOS P- Δ :

En la sección 2.4.4.5 del presente trabajo investigativo se explicó en detalle el concepto del efecto P-Delta así como el índice de estabilidad por lo que en este apartado procederemos a verificar si es necesario o no para nuestro caso tomar en cuenta este efecto.

En cada dirección del análisis se debe verificar el coeficiente de estabilidad (Q_i). Ahora si en algún nivel de nuestra estructura ocurriera que $Q_i > 0.30$ la estructura deberá redimensionarse ya que sería potencialmente inestable. Además si en algún nivel se verificase que $0.1 < Q_i < 0.3$ se deberán tomar en cuenta los efectos de las cargas gravitacionales actuando sobre la posición desplazada de la estructura hasta el equilibrio (efecto P- Δ).

De acuerdo a la ecuación II-35 mostrada en la sección 2.4.4.5, el índice de estabilidad se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

De donde:

Q_i = Índice de estabilidad en el piso i.

P_i = Es la suma de carga vertical por carga viva y muerta sin mayorar del piso i y los pisos superiores.

Δ_i = Es la deriva del piso i.

V_i = Cortante sísmico en el piso i.

h_i = Altura del piso considerado.

Cada uno de estos parámetros podemos obtenerlos de forma tabulada en el programa para así determinar el índice de estabilidad (Q_i) tal y como se muestran en las siguientes tablas:

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements												
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
			m	m	m	rad	rad	rad		m	m	m
Story5	D1	SHNEC2015-G Max	0.028791	0.026281	0	0	0	0.000437	765	4.2041	8.4842	13.46
Story4	D1	SHNEC2015-G Max	0.02495	0.022977	0	0	0	0.000376	766	4.2926	8.4815	10.84
Story3	D1	SHNEC2015-G Max	0.019494	0.018125	0	0	0	0.000298	767	4.2694	8.4208	8.22
Story2	D1	SHNEC2015-G Max	0.012564	0.011844	0	0	0	0.000192	768	4.272	8.4238	5.6
Story1	D1	SHNEC2015-G Max	0.005211	0.005086	0	0	0	8.00E-05	769	4.2658	8.506	2.98

Tabla VI.25 Tabla para obtener Δ_i , Diaphragm Center of Mass Displacements

(Fuente: Datos Software Especializado)

TABLE: Story Forces									
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY	
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	
Story5	SHNEC2015-G Max	Top	0	19.5646	19.1572	205.1266	0	0	
Story5	SHNEC2015-G Max	Bottom	0	19.5646	19.1572	205.1266	50.1918	51.2593	
Story4	SHNEC2015-G Max	Top	0	42.6839	42.219	451.8058	50.1918	51.2593	
Story4	SHNEC2015-G Max	Bottom	0	43.0435	42.5892	453.0168	160.3753	162.4842	
Story3	SHNEC2015-G Max	Top	0	60.948	60.5109	643.4344	160.3753	162.4842	
Story3	SHNEC2015-G Max	Bottom	0	61.2138	60.7813	644.32	317.0843	320.1597	
Story2	SHNEC2015-G Max	Top	0	73.3427	73.0537	773.5411	317.0843	320.1597	
Story2	SHNEC2015-G Max	Bottom	0	73.5005	73.2168	774.0681	505.2771	509.011	
Story1	SHNEC2015-G Max	Top	0	79.2647	79.2244	836.4522	505.2771	509.011	
Story1	SHNEC2015-G Max	Bottom	0	79.2889	79.2796	836.5313	737.4257	741.2278	

Tabla VI.23 Tabla para obtener V_i , Story Shears (Para el sismo de diseño SH)

(Fuente: Datos Software Especializado)

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story5	Pi	Top	73.8181	0	0	0	626.1565	-310.9961
Story5	Pi	Bottom	79.6399	0	0	0	674.7678	-335.2075
Story4	Pi	Top	197.512	0.00E+00	0.00E+00	1.03E-06	1672.8459	-848.7377
Story4	Pi	Bottom	210.6764	0.00E+00	0.00E+00	1.03E-06	1739.0636	-883.148
Story3	Pi	Top	328.5485	-9.71E-07	6.83E-07	3.24E-06	2737.1417	-1396.6782
Story3	Pi	Bottom	341.713	-9.71E-07	6.83E-07	3.24E-06	2803.3594	-1431.0885
Story2	Pi	Top	459.6602	-9.62E-07	5.19E-07	2.35E-06	3802.3362	-1945.1733
Story2	Pi	Bottom	472.8246	-9.62E-07	5.19E-07	2.35E-06	3868.5538	-1979.5835
Story1	Pi	Top	592.4774	-1.04E-06	6.88E-07	3.12E-06	4898.3254	-2501.27
Story1	Pi	Bottom	607.1276	-1.04E-06	6.88E-07	3.12E-06	4976.4586	-2541.2678

Tabla VI.26 Tabla para obtener P_i , Story Shears (para los casos PP, SCP, CV, CVT)

(Fuente: Datos Software Especializado)

El caso de análisis Pi se lo ha creado como una combinación de cargas en "Load Combinations". para los casos PP, SCP, CV, CVT sin mayorar tal y como lo especifica la norma NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO) Pag.-67

Llevando estos datos a Excel se puede construir una tabla para determinar los índices de estabilidad en las direcciones principales del sismo o líneas resistentes de la edificación como se muestra a continuación:

COEFICIENTE DE ESTABILIDAD Qi :

Story	Δx	Δy	Pi	Vix	Viy	h	Qix	Qiy	OBSERVACIONES Qix	OBSERVACIONES Qiy
Story5	0.003841	0.003304	79.6399	19.5646	19.1572	2.5	0.00625409	0.00549413	NO NECESITA TOMARSE ENCUENTA EL EFECTO P-DELTA EN LA ESTRUCTURA	NO NECESITA TOMARSE ENCUENTA EL EFECTO P-DELTA EN LA ESTRUCTURA
Story4	0.005456	0.004852	210.6764	43.0435	42.5892	2.5	0.01068176	0.00960057	NO NECESITA TOMARSE ENCUENTA EL EFECTO P-DELTA EN LA ESTRUCTURA	NO NECESITA TOMARSE ENCUENTA EL EFECTO P-DELTA EN LA ESTRUCTURA
Story3	0.00693	0.006281	341.713	61.2138	60.7813	2.5	0.0154741	0.01412473	NO NECESITA TOMARSE ENCUENTA EL EFECTO P-DELTA EN LA ESTRUCTURA	NO NECESITA TOMARSE ENCUENTA EL EFECTO P-DELTA EN LA ESTRUCTURA
Story2	0.007353	0.006758	472.8246	73.5005	73.2168	2.5	0.01892057	0.01745692	NO NECESITA TOMARSE ENCUENTA EL EFECTO P-DELTA EN LA ESTRUCTURA	NO NECESITA TOMARSE ENCUENTA EL EFECTO P-DELTA EN LA ESTRUCTURA
Story1	0.005211	0.005086	607.1276	79.2889	79.2796	2.86	0.01395156	0.01361849	NO NECESITA TOMARSE ENCUENTA EL EFECTO P-DELTA EN LA ESTRUCTURA	NO NECESITA TOMARSE ENCUENTA EL EFECTO P-DELTA EN LA ESTRUCTURA

MAXIMOS 0.01892057 0.01745692

CONCLUSION FINAL:	DIRECCION X	NO NECESITA TOMARSE ENCUENTA EL EFECTO P-DELTA EN LA ESTRUCTURA
	DIRECCION Y	NO NECESITA TOMARSE ENCUENTA EL EFECTO P-DELTA EN LA ESTRUCTURA

Tabla VI.27 Tabla para obtener los índices de estabilidad (Qi) de la estructura

Fuente: (Elaboración Propia)

Al obtenerse valores del índice de estabilidad Q_i menores a 0.1 no necesita tomarse en cuenta los efectos P-Delta en cualquiera de las líneas resistentes de la edificación tal como se ha demostrado en la tabla VI.27 mostrada anteriormente.

Finalmente cabe acotar que el índice de estabilidad (Q_i) debe ser verificado sin incorporar los efectos $P-\Delta$, por lo que en el programa no deberán incluirse dichos efectos, previo a realizar esta verificación.

6.6.2.16. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Una vez que se han definido los aspectos normativos y las combinaciones de carga, descritos detalladamente en los numerales 6.6.2.10. y 2.4.2.2 respectivamente, se procede a realizar el diseño de los elementos estructurales de la edificación.

Para ello vamos al menú: **Design/Steel Frame Design/ Start Design Check** tal y como se aprecia en el gráfico VI.114

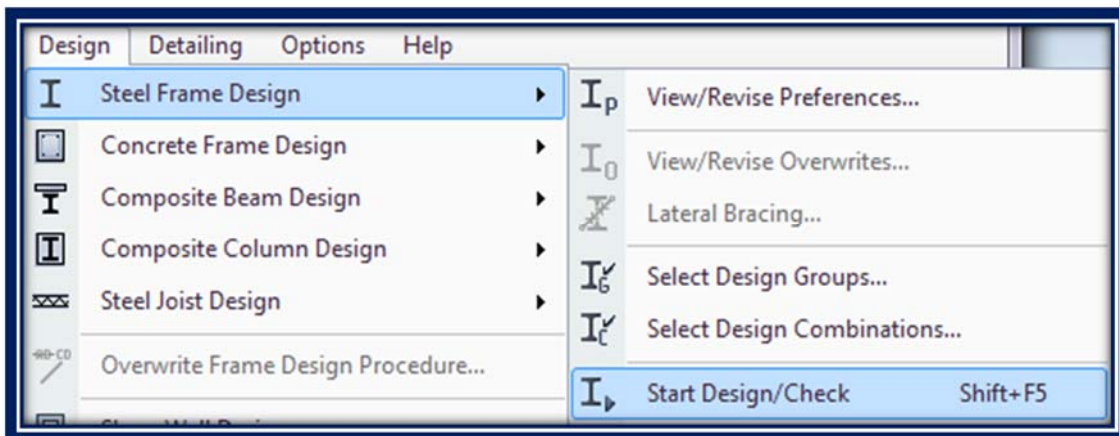


Gráfico VI.115 Cortante basal Dinámico máximo de la estructura

(Fuente: Captura Software Especializado)

Al activar esta función el programa analiza elemento por elemento de la estructura diseñando por corte, momento y fuerza axial para cada una de las combinaciones de carga. Al completarse el proceso de diseño, se muestra en pantalla un código de colores que representa un factor D/C (demanda / capacidad) que va de 0 a 1 como se muestra a continuación:

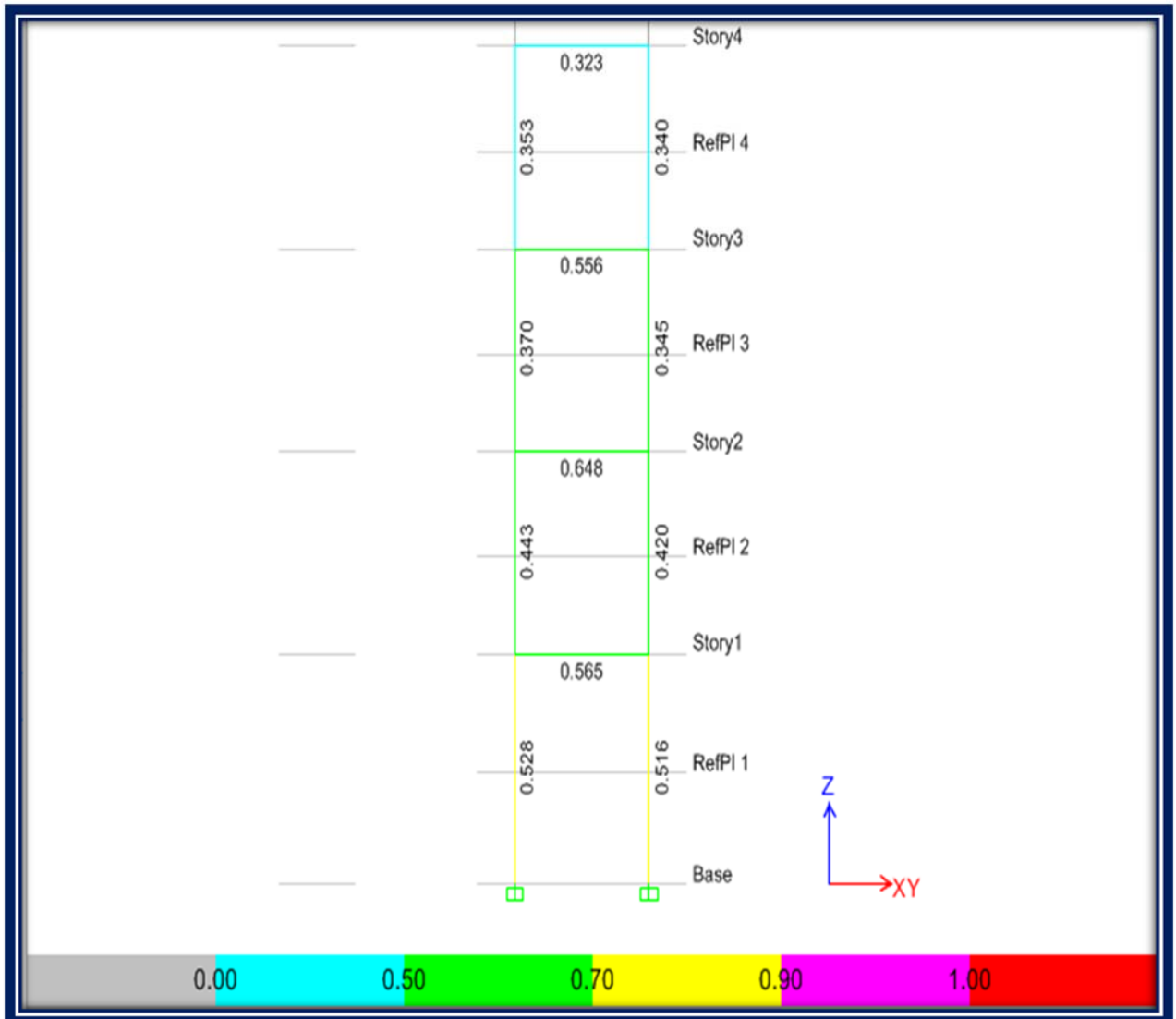


Gráfico VI.116 Relación Demanda / Capacidad en el Pórtico eje 0

(Fuente: Captura Software Especializado)

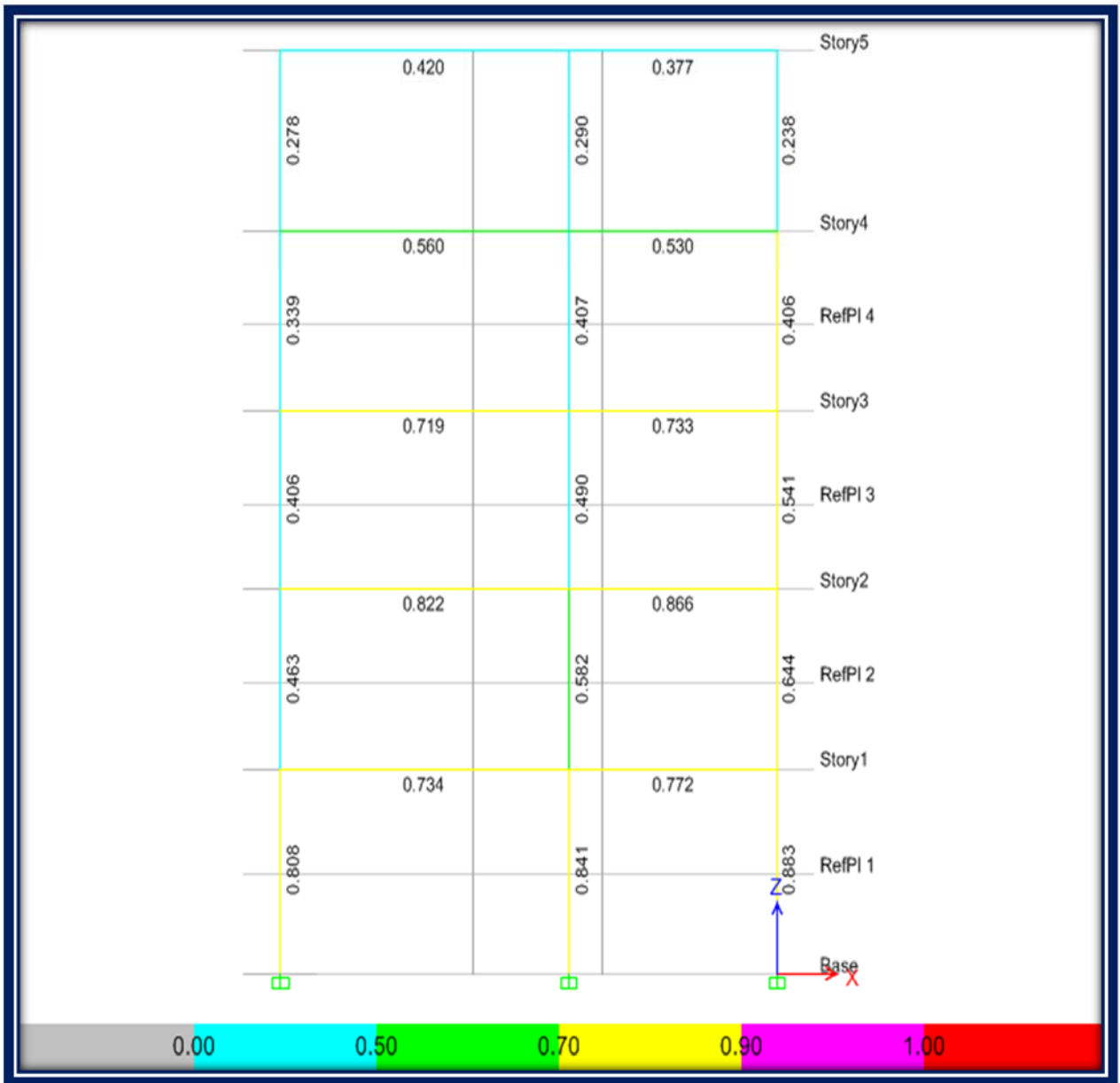


Gráfico VI.117 Relación Demanda / Capacidad en el Pórtico eje 1

(Fuente: Captura Software Especializado)

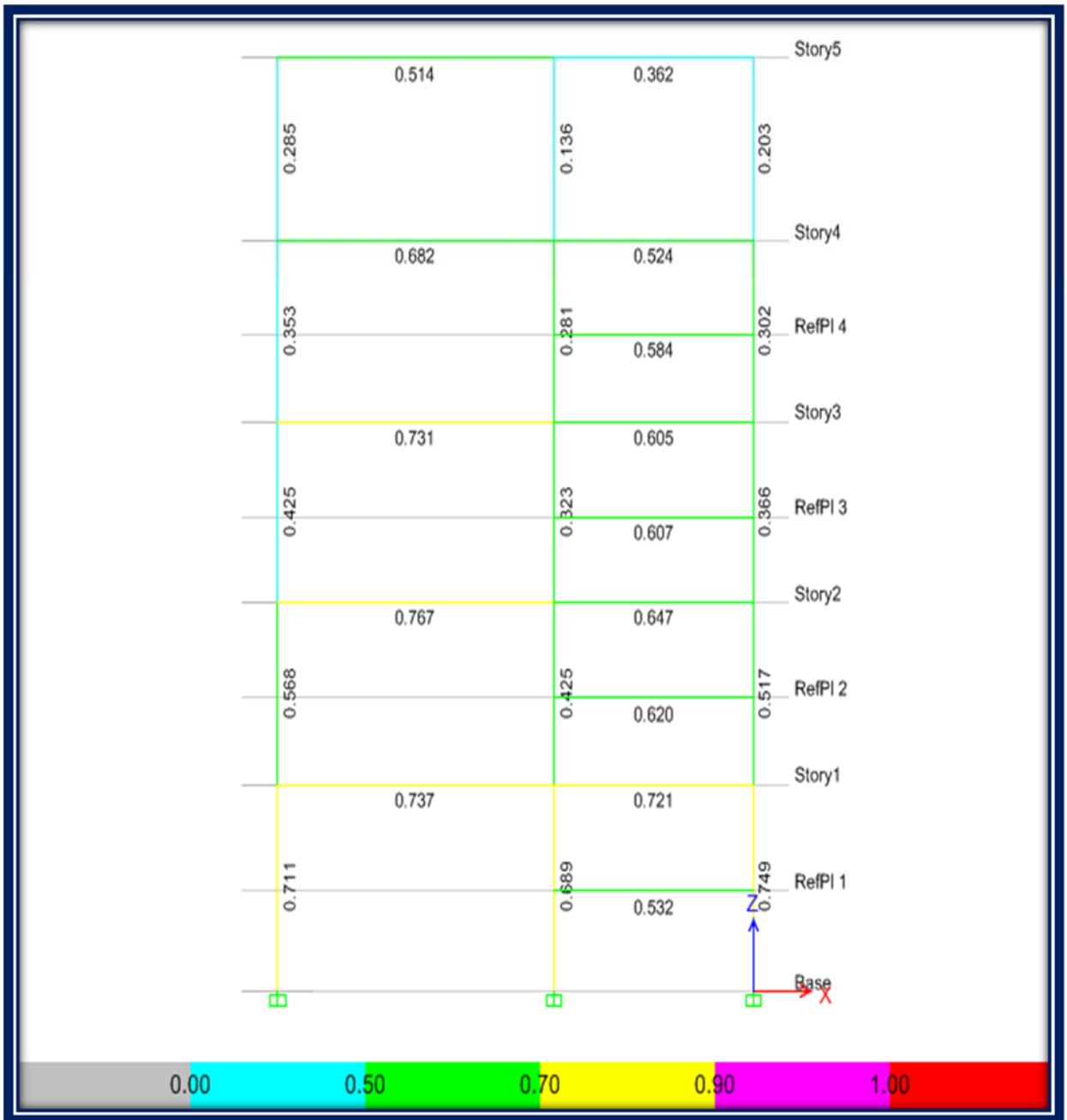


Gráfico VI.117 Relación Demanda / Capacidad en el Pórtico eje 2

(Fuente: Captura Software Especializado)

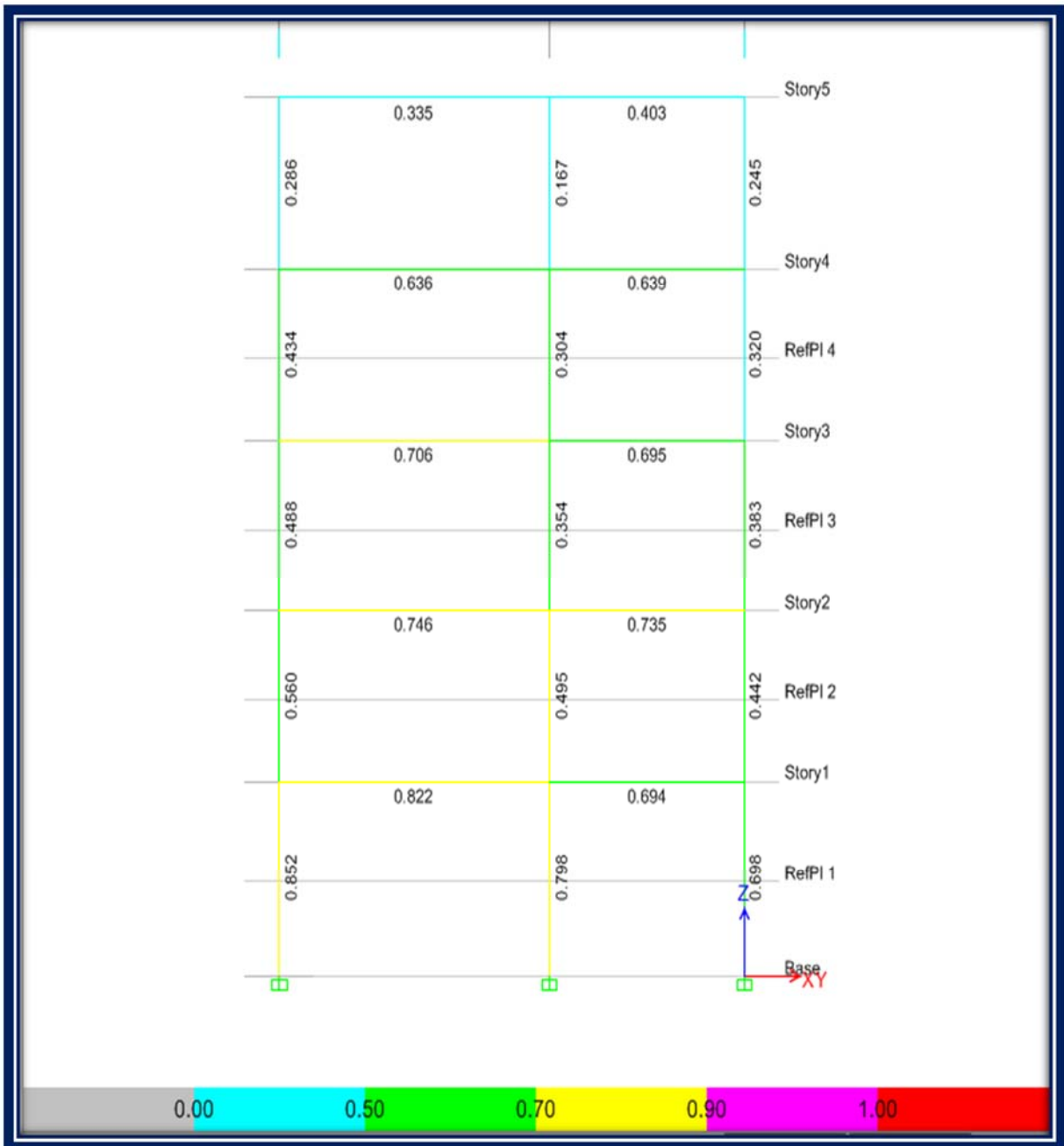


Gráfico VI.118 Relación Demanda / Capacidad en el Pórtico eje 3

(Fuente: Captura Software Especializado)

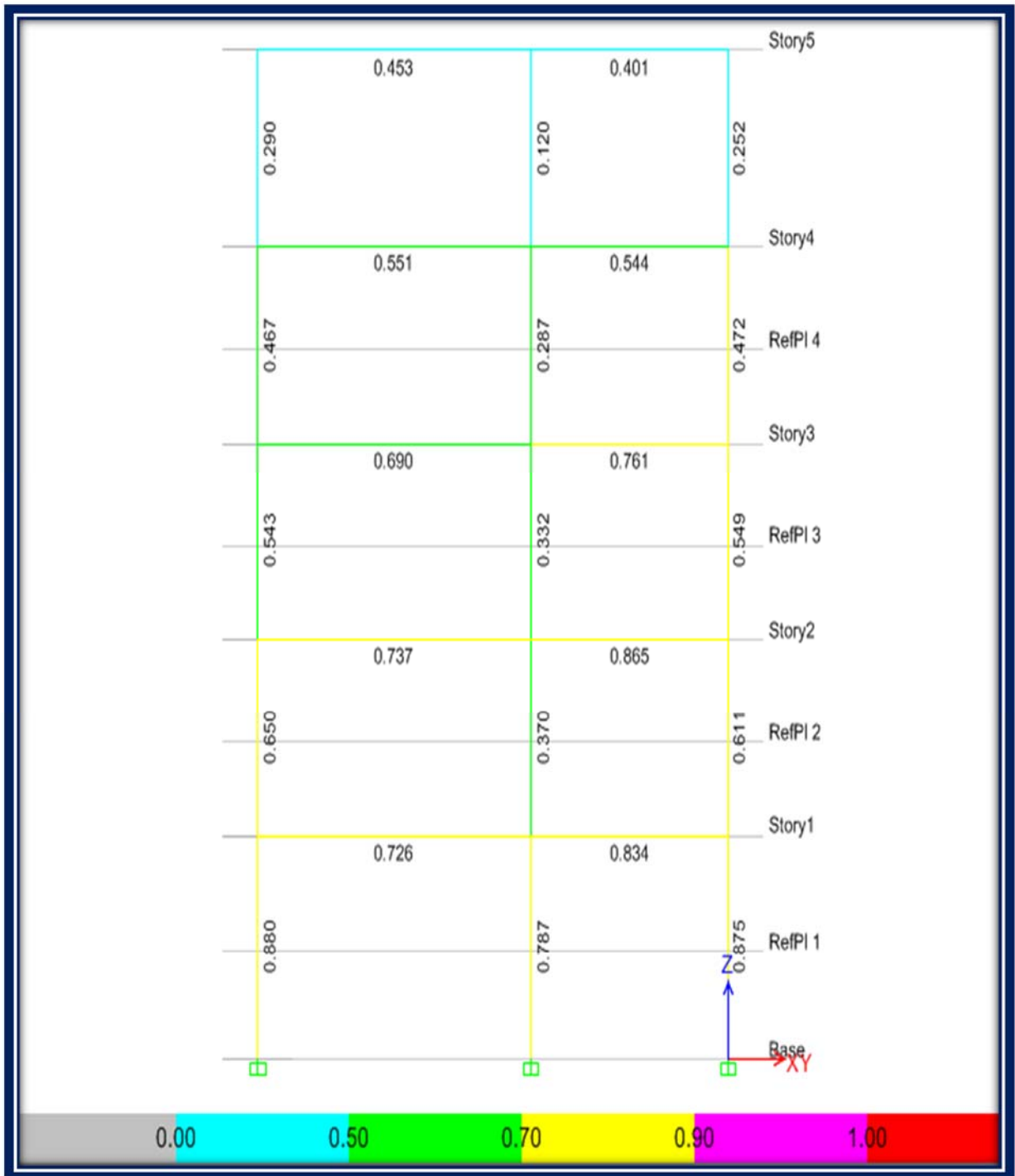


Gráfico VI.119 Relación Demanda / Capacidad en el Pórtico eje 4

(Fuente: Captura Software Especializado)

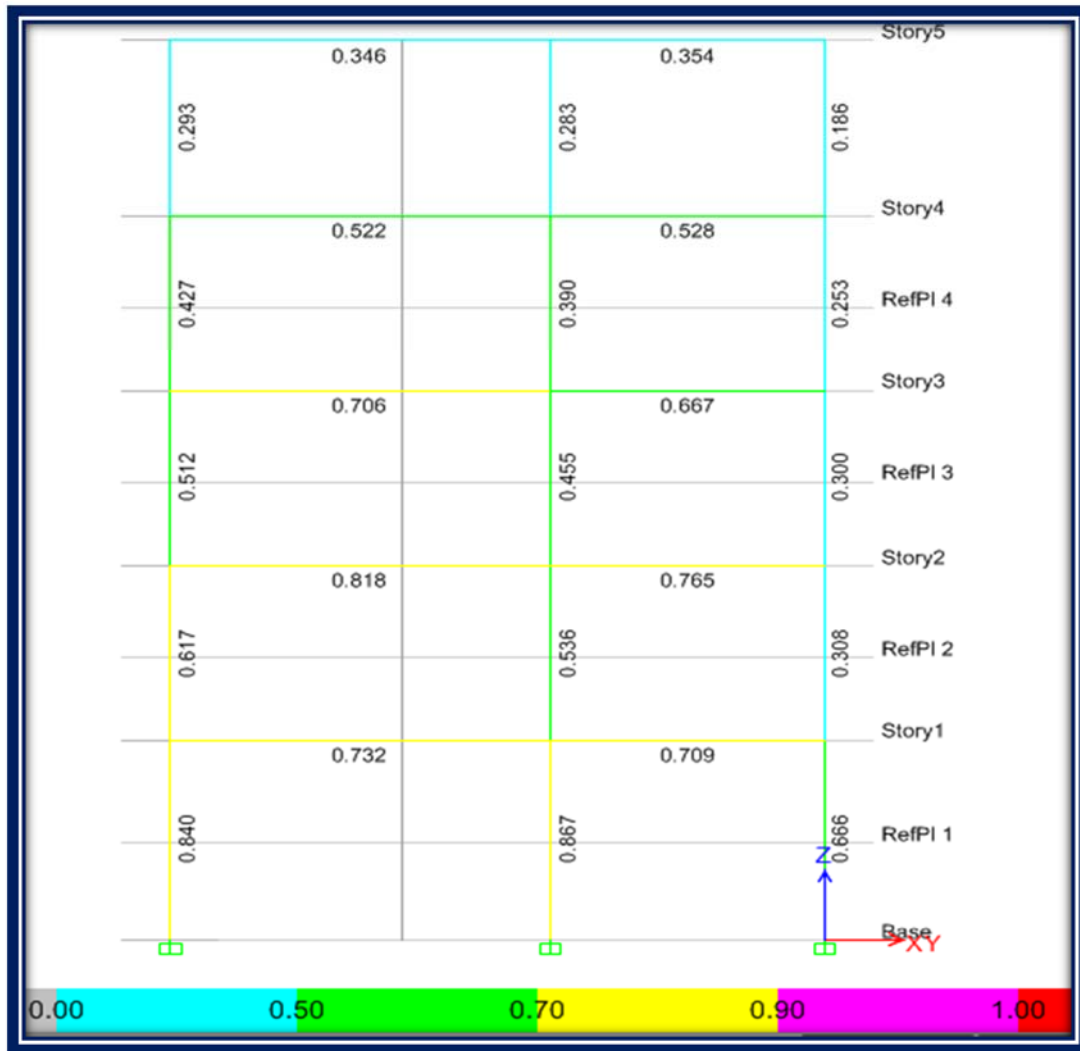


Gráfico VI.120 Relación Demanda / Capacidad en el Pórtico eje 5

(Fuente: Captura Software Especializado)

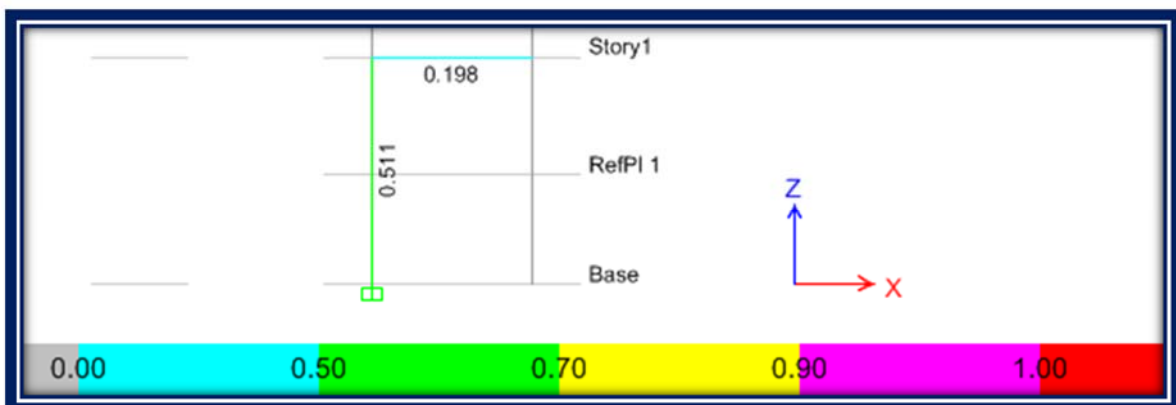


Gráfico VI.121 Relación Demanda / Capacidad en el Pórtico eje 6

(Fuente: Captura Software Especializado)

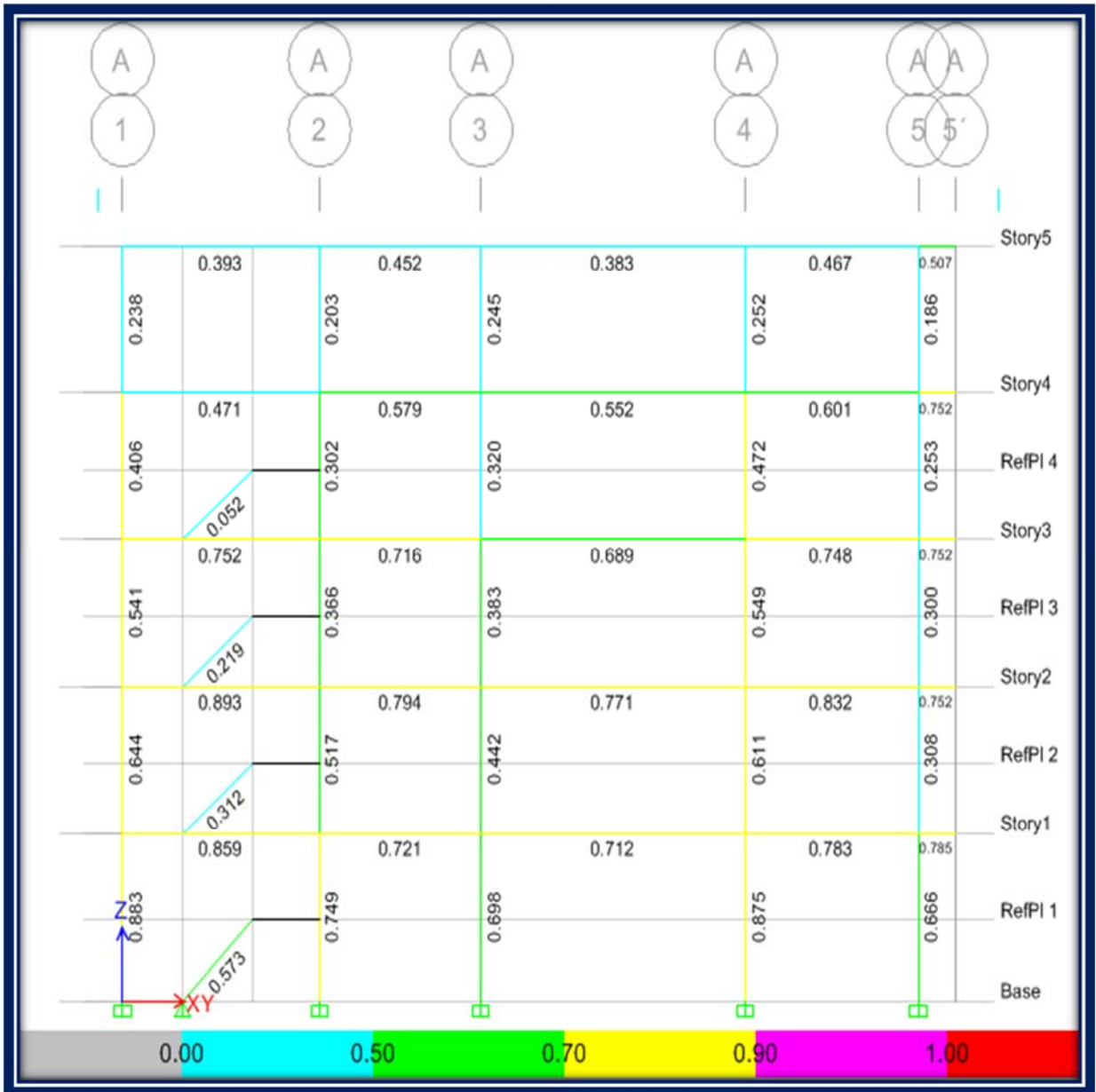


Gráfico VI.122 Relación Demanda / Capacidad en el Pórtico eje A

(Fuente: Captura Software Especializado)

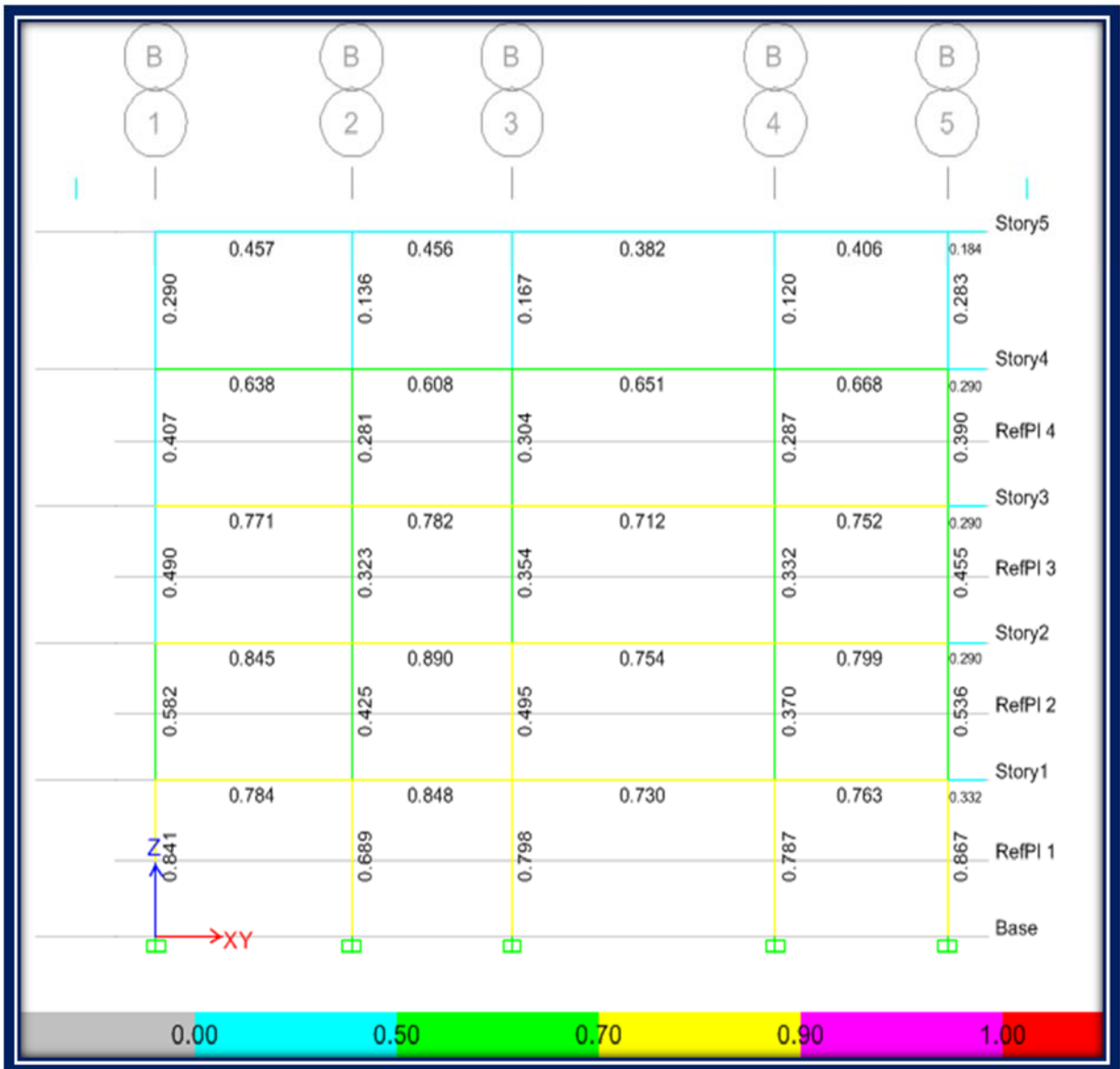


Gráfico VI.123 Relación Demanda / Capacidad en el Pórtico eje B

(Fuente: Captura Software Especializado)

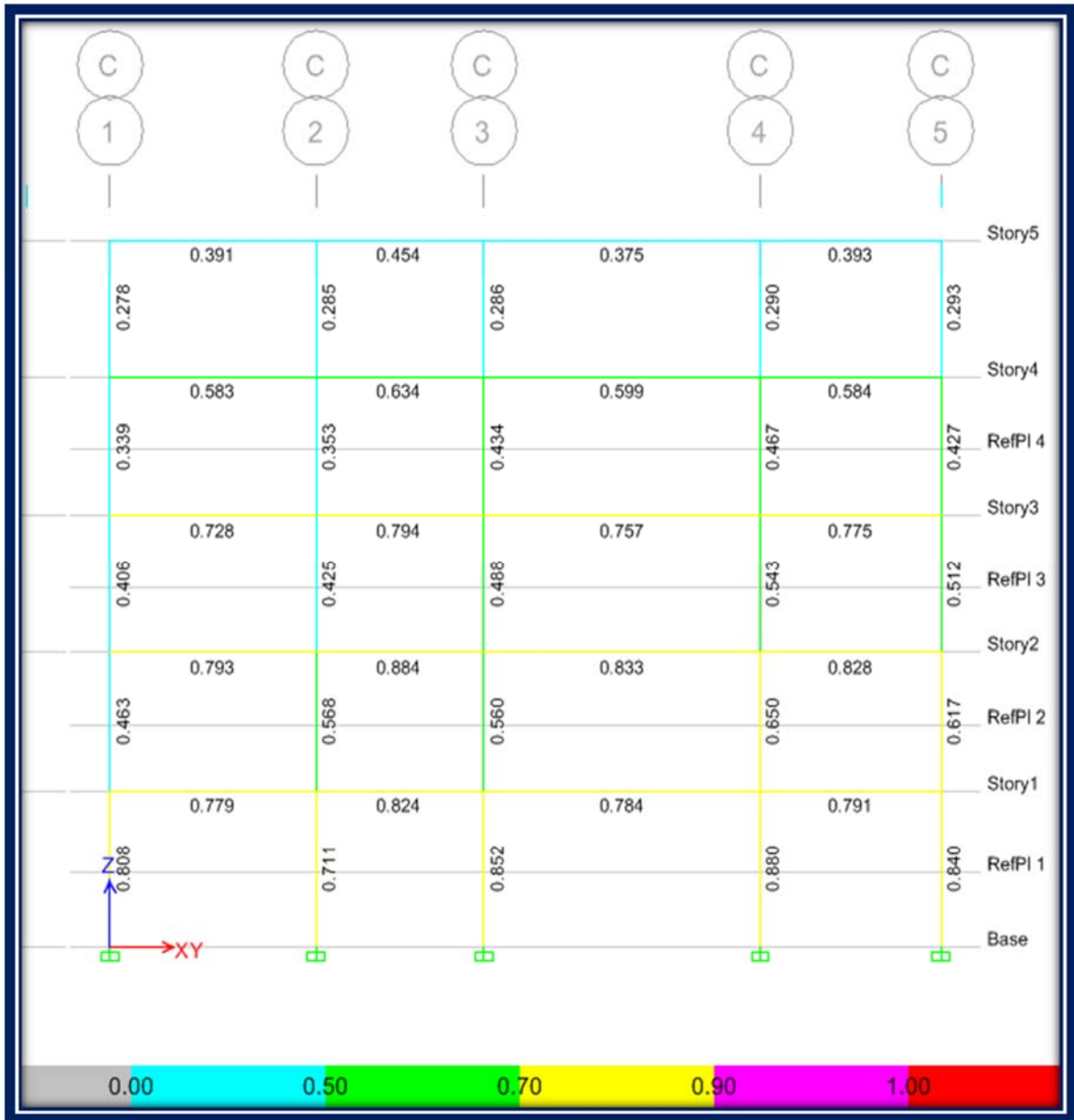


Gráfico VI.124 Relación Demanda / Capacidad en el Pórtico eje C

(Fuente: Captura Software Especializado)

Como se pueden apreciar en los gráficos anteriores la estructura pasa por relación Demanda/ Capacidad, esto es importante ya que se limitan los mecanismos frágiles y se propician los mecanismos dúctiles de la estructura cosa que es deseable en un sistema del tipo SMF en acero estructural.

Ahora también es importante verificar que el patrón de falla de los elementos "Fusibles" sea el adecuado, refiriéndose claro al termino de elementos fusibles como aquellos que entrarán en cedencia durante un evento sísmico, los cuales deberán ser capaces de desarrollar incursiones inelásticas significativas y de disipar energía durante un evento sísmico, quedando claro esto, lo otro importante a controlar en los resultados de diseño es que el resto de los elementos del sistema resistente a sismo permanezcan en el rango elástico al presentarse las fallas dúctiles (Rotulas plásticas) esperadas en los fusibles lo cual se cumple en una estructura con pórticos especiales resistentes a momento (SMF) en acero estructural siempre y cuando se demuestre que la relación de Momentos Columna - Viga sea mayor a 1 como se explicó en el numeral **6.6.1.5.3**, por decirlo de otra manera que se cumpla el criterio columna fuerte- viga débil.

Entendiendo la importancia de lo citado en el párrafo anterior a continuación se presentan los resultados obtenidos mediante el programa Software especializado aclarando que el programa hace la relación Viga - Columna y no Columna - Viga por lo que deberemos de verificar que para que se cumpla el criterio columna fuerte viga-débil descrito anteriormente todos los resultados presentados sean menores a 1

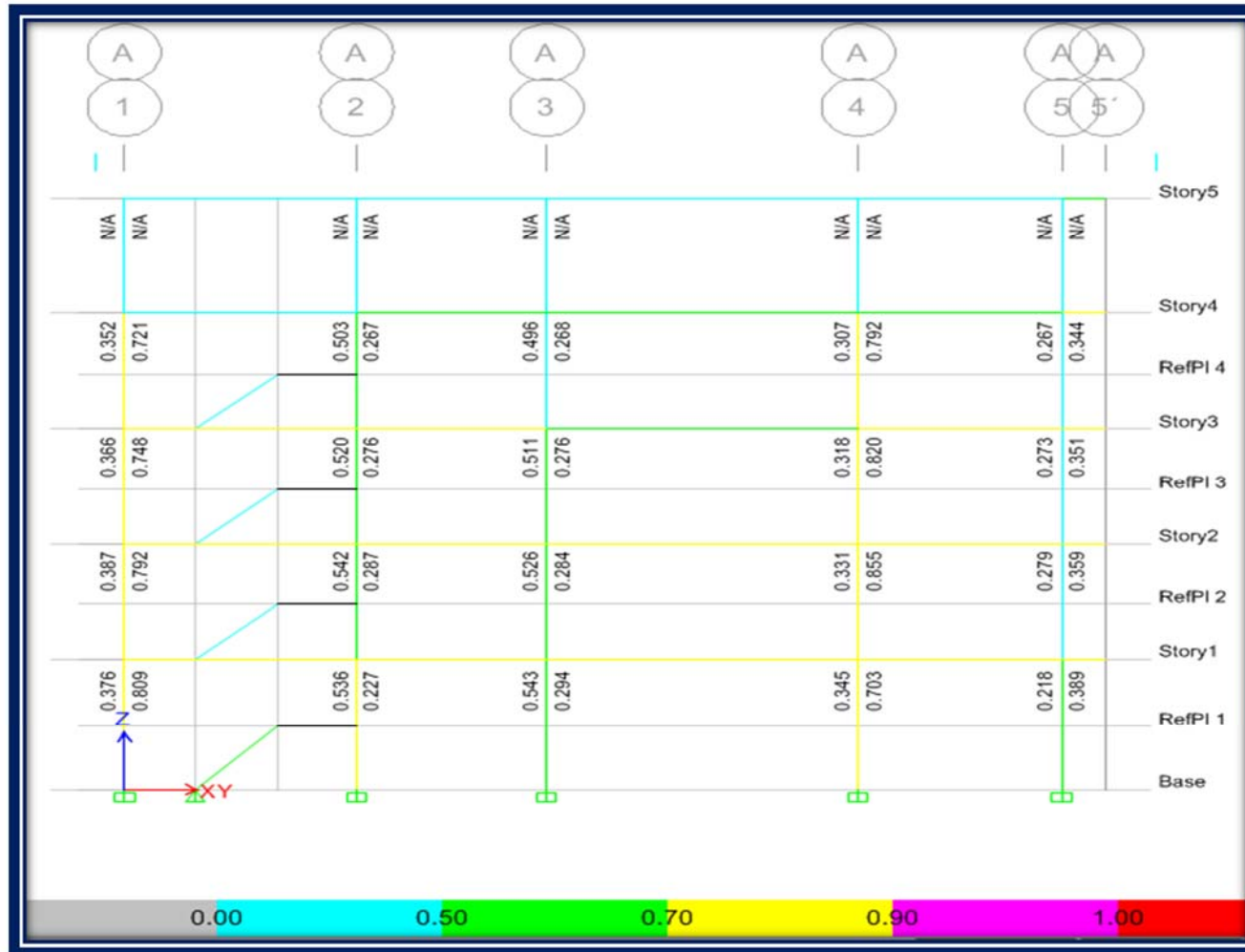


Gráfico VI.125 Resultados de la relación Viga / Columna en el Pórtico del eje A

(Fuente: Captura Software Especializado)

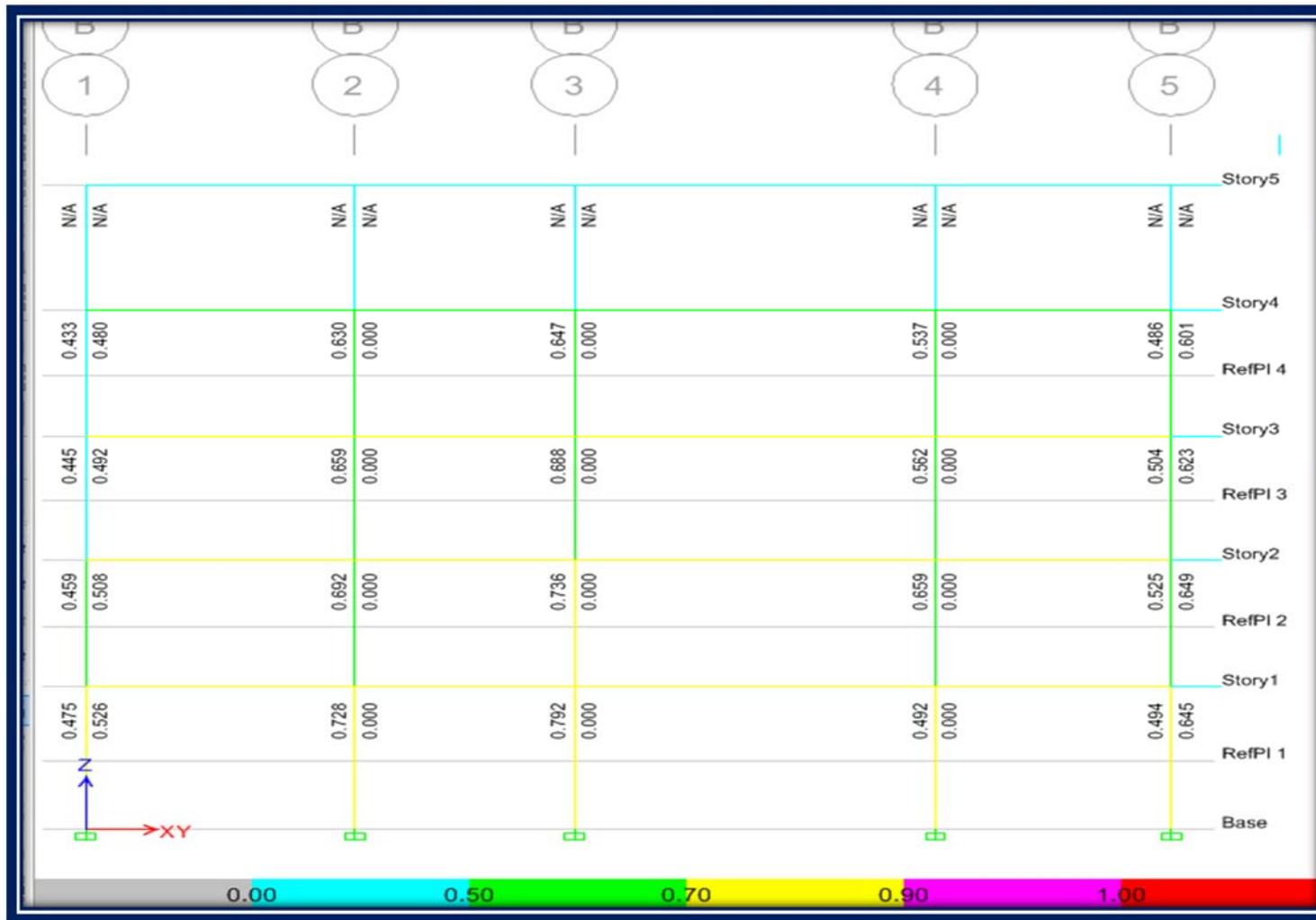


Gráfico VI.126 Resultados de la relación Viga / Columna en el Pórtico del eje B

(Fuente: Captura Software Especializado)

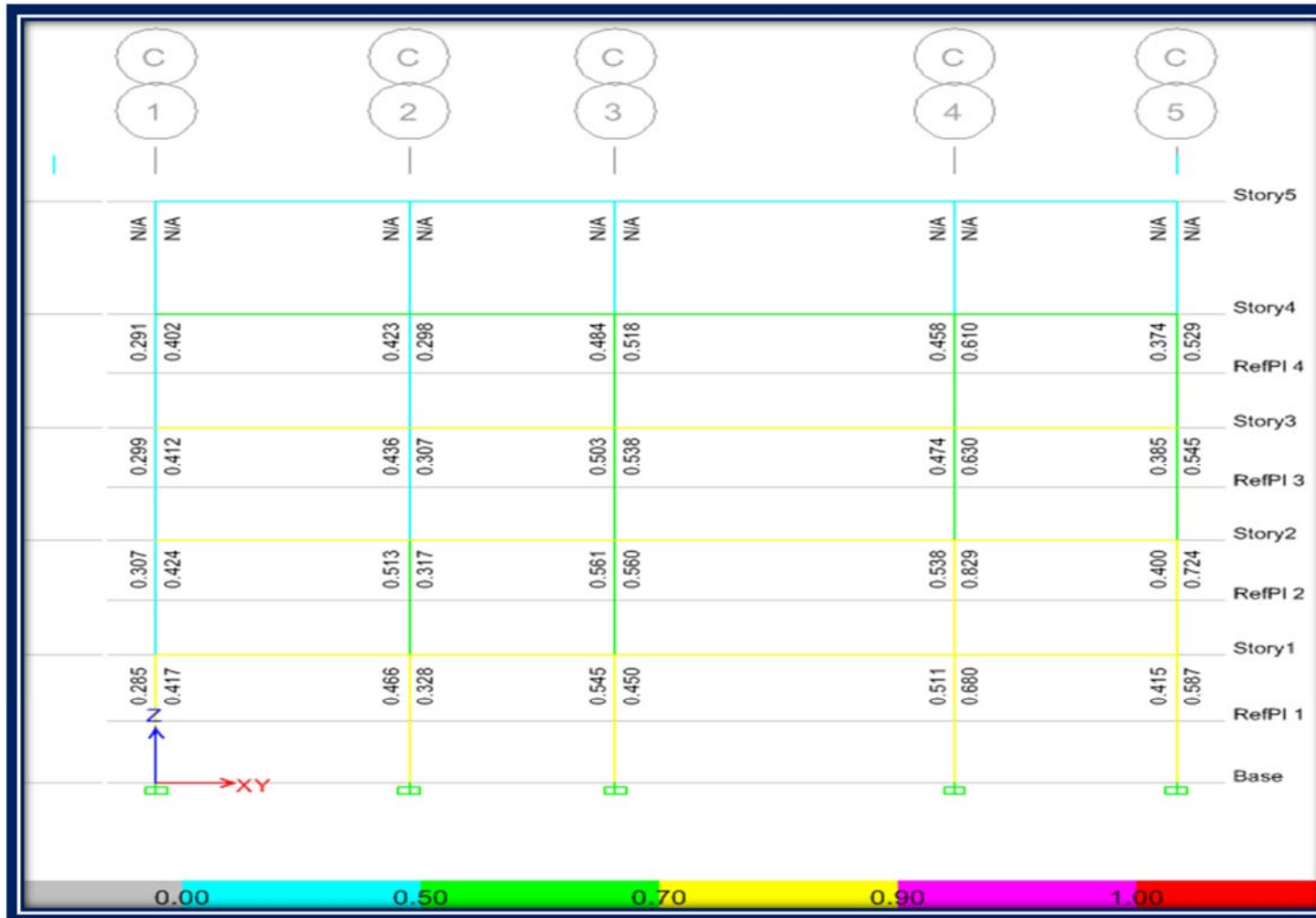


Gráfico VI.127 Resultados de la relación Viga / Columna en el Pórtico del eje C

(Fuente: Captura Software Especializado)

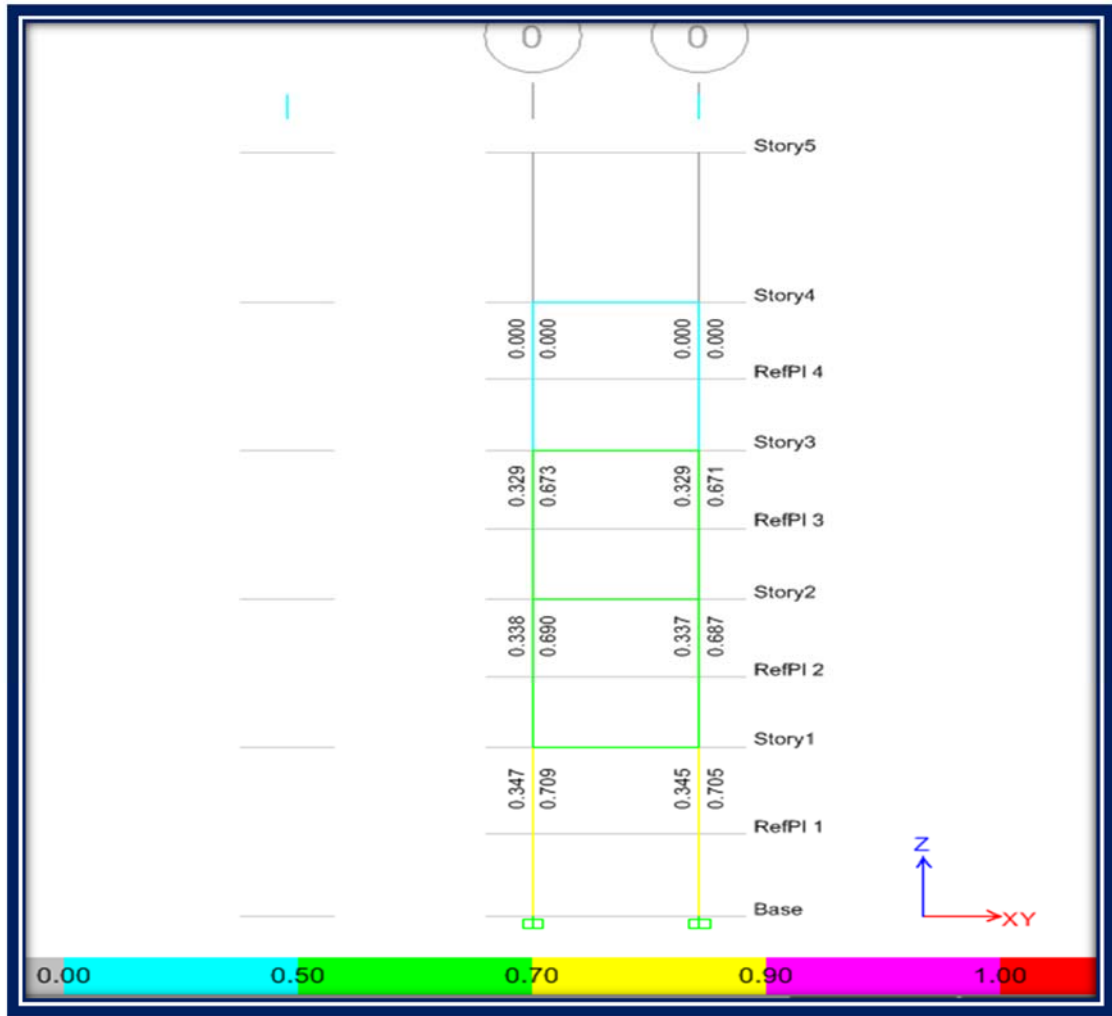


Gráfico VI.128 Resultados de la relación Viga / Columna en el Pórtico del eje 0

(Fuente: Captura Software Especializado)

Como se ha demostrado en los gráficos anteriores nuestra estructura diseñada cumple con el criterio columna fuerte - viga débil lo cual es ideal ya que se asegura de que no se generaran mecanismos de colapso de piso que se producirían al desarrollarse rótulas plásticas en columnas del mismo nivel.

Otra ventaja de cumplir con el criterio columna fuerte viga - débil es que permite lograr una buena ductilidad y disipación de energía en la estructura ante un evento sísmico precisamente por la formación de rótulas plásticas por flexión en Vigas.

Es importante aclarar además que en los gráficos mostrados anteriormente es claro observar que las columnas del último nivel no muestran resultados de la relación (Viga/Columna) y esto se justifica plenamente ya que la normas (AISC-2010 y NEC 2015) especifican que las mismas pueden clasificarse con un nivel de diseño inferior (OMF) debido a que en este último nivel no se esperan incursiones inelásticas importantes y esto es fácilmente demostrable ya que las rotulas plásticas no se dan en las columnas del último nivel de una estructura lo que implica que el criterio (columna - fuerte viga débil) no sea necesario cumplirse en dicho caso, precisamente debido a que toda la disipación de energía se da en los primeros pisos de la edificación.

Otro aspecto interesante que se puede obtener del programa son los valores de diseño de la plancha adosada al alma y la plancha de continuidad de cada perfil columna tal y como se muestran en los gráficos presentados a continuación:

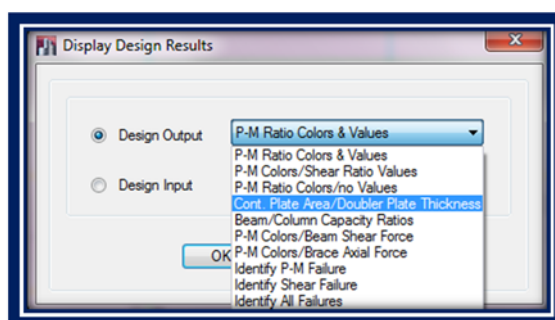


Gráfico VI.129 Ruta de acceso para la obtención de valores de diseño de planchas adosadas al alma y planchas de continuidad

(Fuente: Captura Software Especializado)

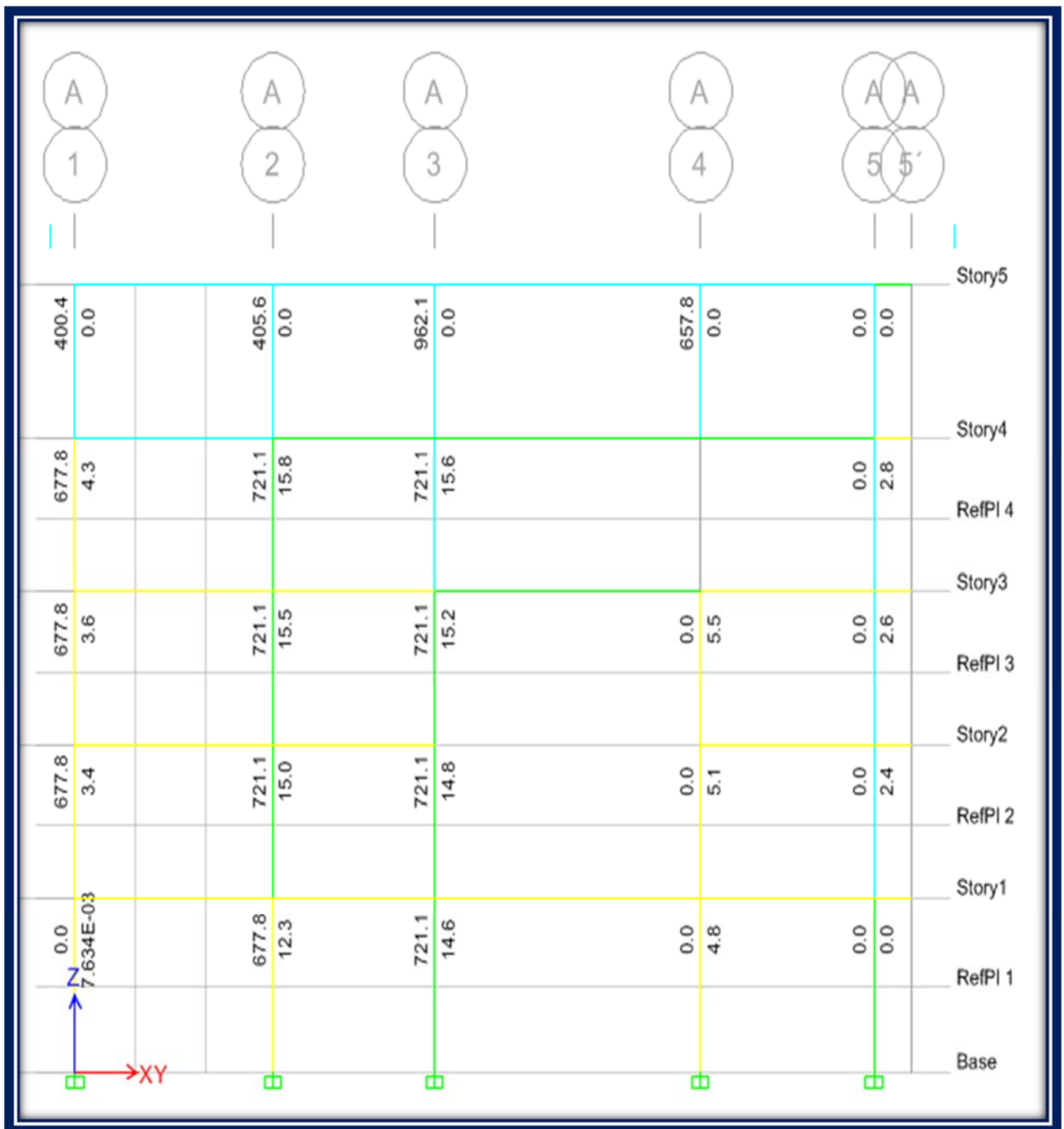


Gráfico VI.130 Valores de diseño de espesores de planchas adosadas al alma y áreas de planchas de continuidad expresadas en (mm) en el eje A

(Fuente: Captura Software Especializado)

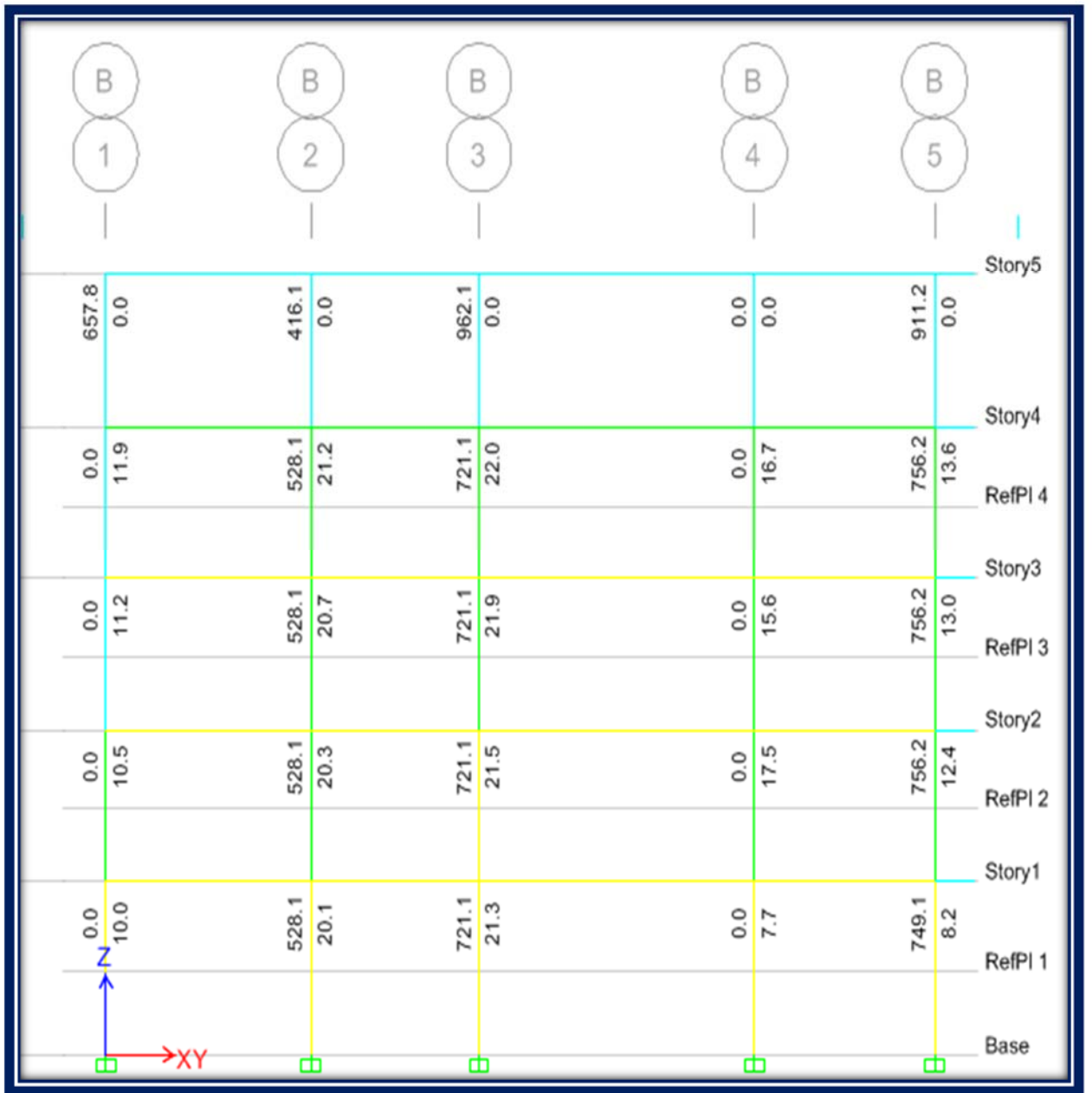


Gráfico VI.131 Valores de diseño de espesores de planchas adosadas al alma y áreas de planchas de continuidad expresadas en (mm) en el eje B

(Fuente: Captura Software Especializado)

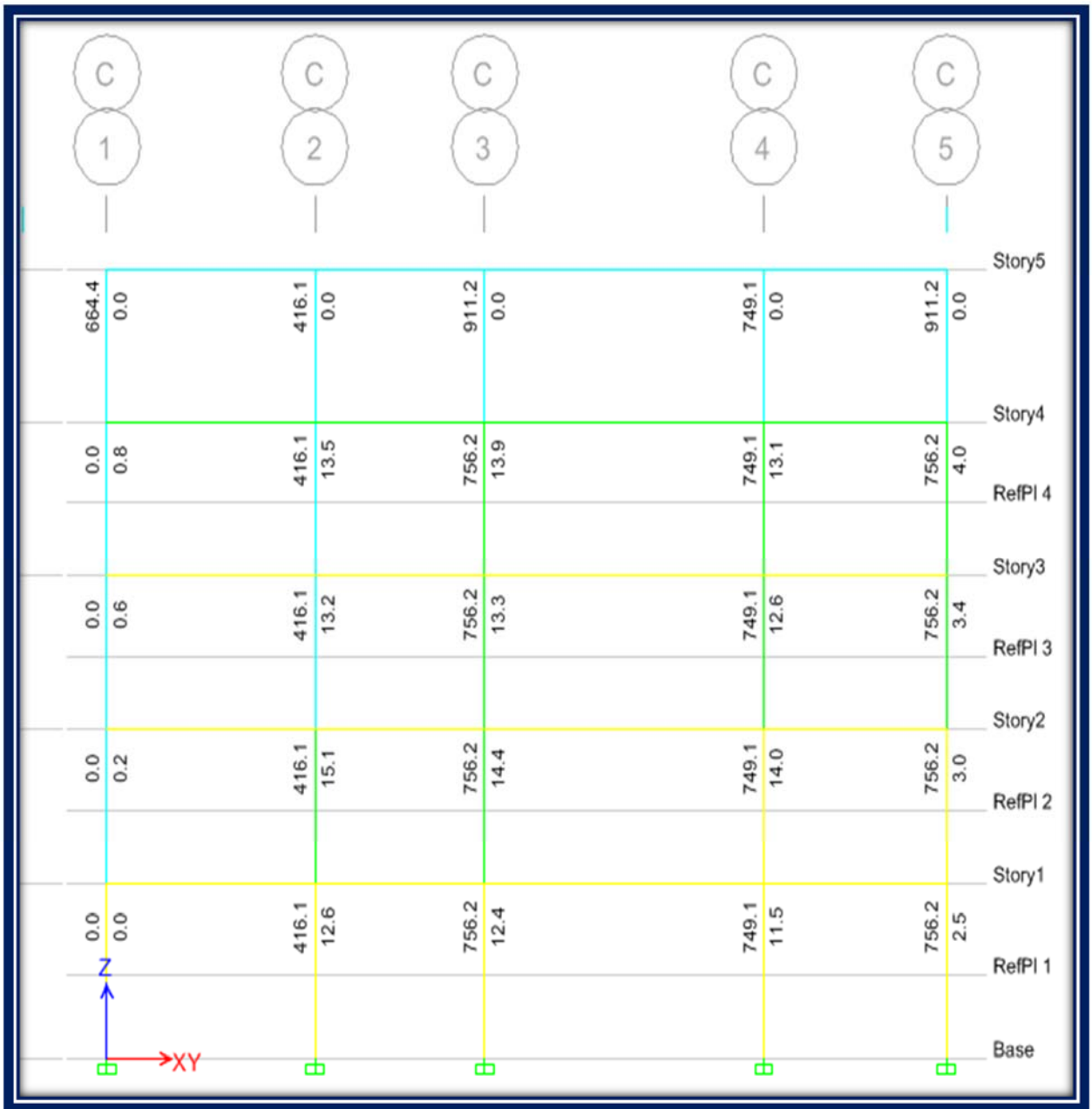


Gráfico VI.132 Valores de diseño de espesores de planchas adosadas al alma y áreas de planchas de continuidad expresadas en (mm) en el eje C

(Fuente: Captura Software Especializado)

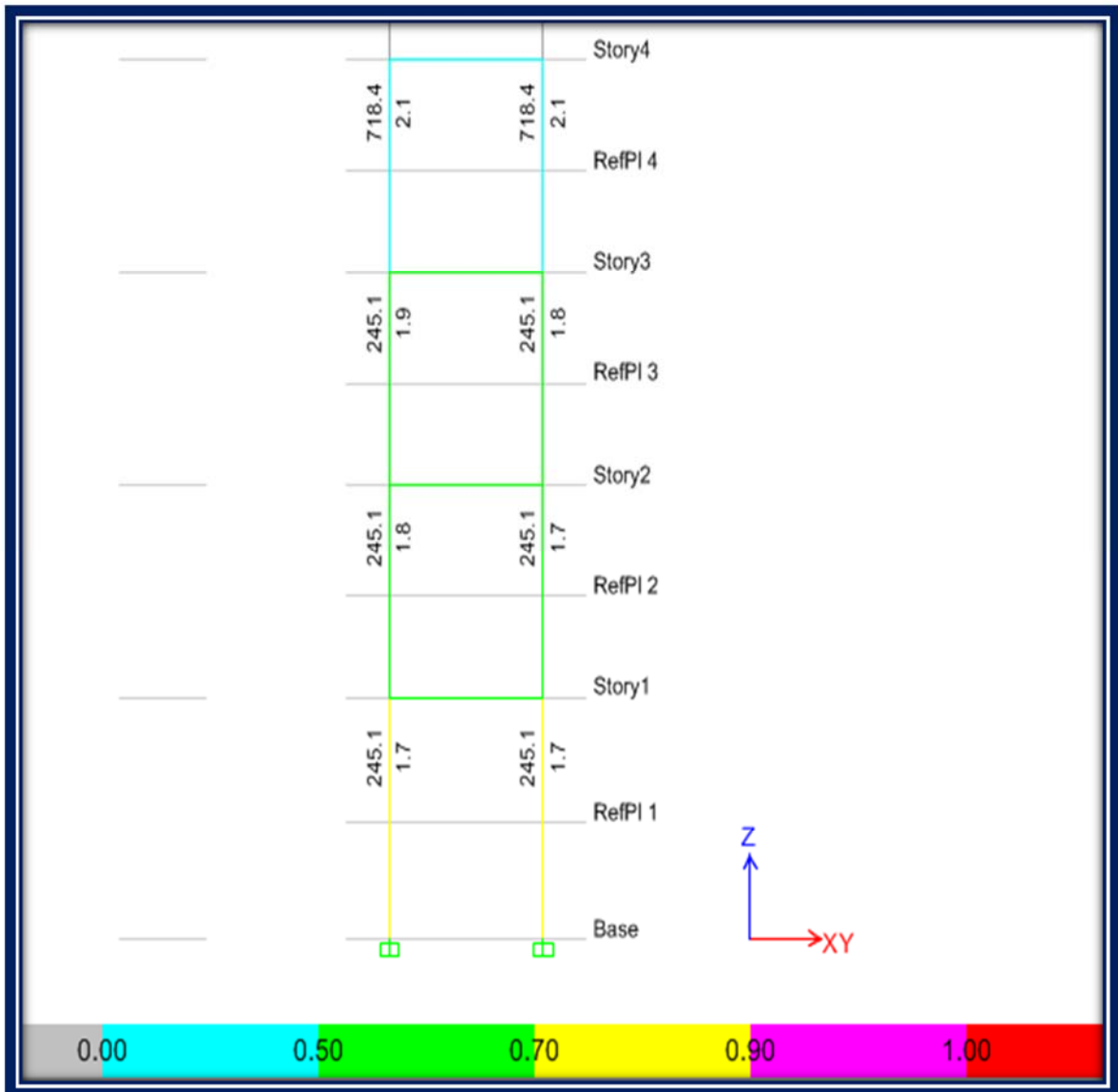


Gráfico VI.133 Valores de diseño de espesores de planchas adosadas al alma y áreas de planchas de continuidad expresadas en (mm) en el eje 0

(Fuente: Captura Software Especializado)

La necesidad de incorporar planchas de continuidad en los perfiles de columnas se justifican debido a la presencia de momentos que ocurren en la cara de las mismas los cuales producen fuerzas concentradas. En los gráficos anteriores se pueden apreciar

los valores de áreas expresadas en mm. de planchas de continuidad requeridos para cada columna sin embargo de acuerdo al código AISC-2010 se deberá verificar que cuando la conexión de la columna sea hacia una sola viga se tenga un espesor de plancha de continuidad de por lo menos la mitad del espesor del ala de la viga y cuando se conecten a 2 vigas de por lo menos el mayor espesor del ala de la viga que se conecta a la columna.

6.6.2.16.1 APLICACIÓN DE LOS CÓDIGOS AISC -2010 PARA EL DISEÑO DE PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO “SMF” EN UN EJEMPLO DEL DISEÑO MANUAL DEL PÓRTICO DEL EJE 1 PARA LOS NIVELES 1 Y 2 DE LA ESTRUCTURA

Antes de proceder a realizar la revisión del pórtico en estudio por la normativa AISC-2010 procederemos a indicar las dimensiones del mismo así como el tipo de perfil empleado, tipo de acero y sus respectivas propiedades las cuales se presentan a continuación:

- **Dimensiones del Pórtico:**

$H_{inf} =$	<u>2.98</u>	m	Altura del entrepiso inferior
$H_{sup} =$	<u>2.62</u>	m	Altura del entrepiso superior
$LV_1 =$	<u>5.00</u>	m	Longitud entre ejes de columna (Viga izquierda)
$LV_2 =$	<u>3.60</u>	m	Longitud entre ejes de columna (Viga derecha)

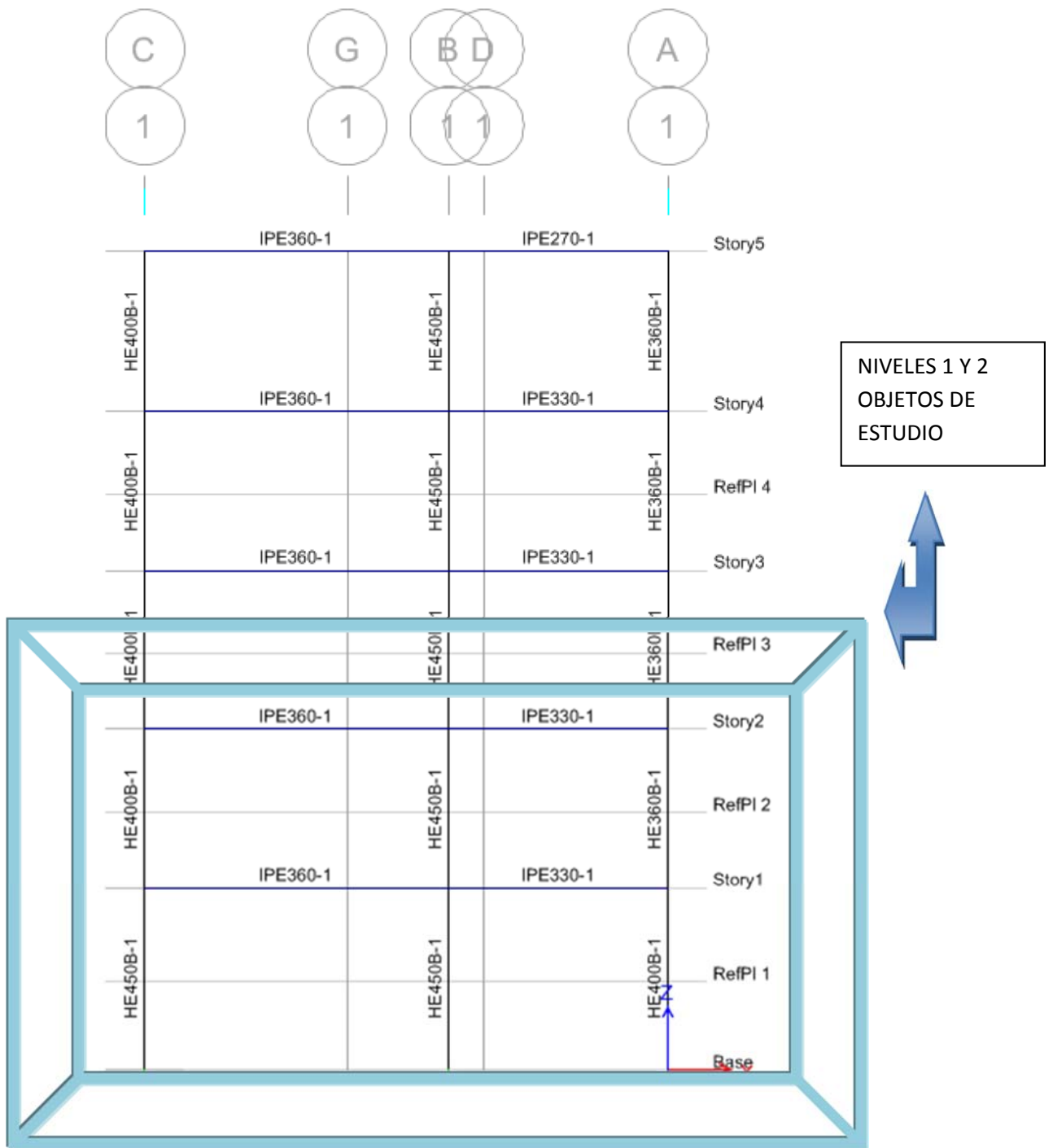


Gráfico VI.134 Pórtico Eje 1 con niveles 1 y 2 objetos de Estudio

Fuente: (Captura Software Especializado)

- **Perfiles de Vigas**

- Viga N°1:	IPE 360		
$d_{b1} =$	360	mm	Altura del perfil
$t_{f_{b1}} =$	12.7	mm	Espesor de alas
$b_{f_{b1}} =$	170	mm	Ancho del perfil
$t_{w_{b1}} =$	8	mm	Espesor de alma
$Z_{x_{b1}} =$	1019	cm ³	Modulo Plástico de la Sección
$r_{y_{b1}} =$	3.79	cm	Radio de giro menor

- Viga N°2:	IPE 330		
$d_{b2} =$	330	mm	Altura del perfil
$t_{f_{b2}} =$	11.5	mm	Espesor de alas
$b_{f_{b2}} =$	160	mm	Ancho del perfil
$t_{w_{b2}} =$	7.5	mm	Espesor de alma
$Z_{x_{b2}} =$	804	cm ³	Modulo Plástico de la Sección
$r_{y_{b1}} =$	3.55	cm	Radio de giro menor

- **Tipo de acero en Vigas**

Acero:	ASTM - A 36		
$F_{y_{b1}} =$	2,530	Kg/cm ²	Esfuerzo de cedencia
$F_{u_{b1}} =$	4,080	Kg/cm ²	Esfuerzo último
$R_{y_{b1}} =$	1.5		Factor de sobrerresistencia

- **Verificación de la Longitud No arriostrada**

Una vez presentadas las secciones y características de las vigas empleadas el siguiente paso será demostrar que dichas secciones cumplen con la verificación de la longitud no arriostrada indicada en la norma AISC-2010, lo cual es importante puesto que la ubicación adecuada de soportes laterales en la viga limita que se produzca rotación en ambos extremos de la misma, evitándose el efecto indeseable de pandeo lateral torsional tal y como se indicó en la sección 2.4.4.5 del presente trabajo investigativo, por lo que realizaremos una tabla resumen en la que aplicaremos la ecuación II-34 con el fin de demostrar la aplicación de las Normativas AISC-2010

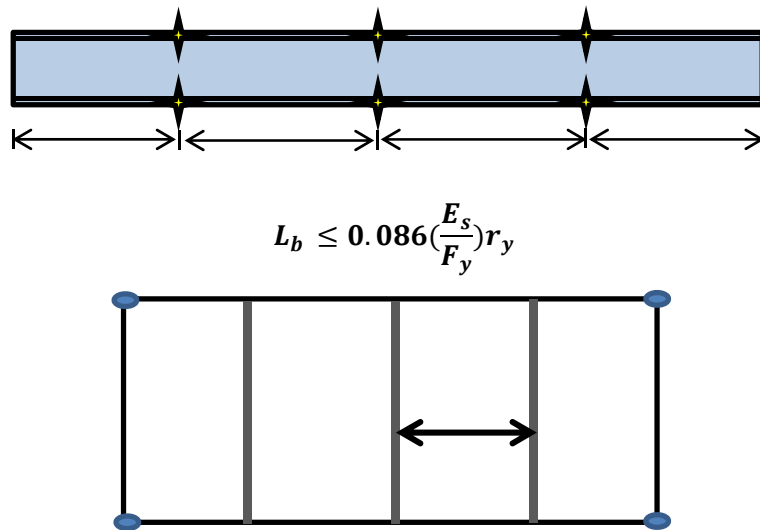


Gráfico VI.135 Gráficos de referencia que indican la ubicación de los soportes laterales

Fuente: (Elaboración Propia)

Viga	Es	Fy	ry	L	N° de A.L.	Lb	Límite	Cumple
	Kgf/cm ²	Kgf/cm ²	cm	cm		cm	cm	
1	2100000	2,530	3.79	500.00	3.00	125	271	Ok
2	2100000	2,530	3.55	360.00	2.00	120	253	Ok
3	2100000	2,530	3.79	500.00	3.00	125	271	Ok
4	2100000	2,530	3.55	360.00	2.00	120	253	Ok

Tabla VI.28 Tabla de resumen de valores límite para evitar el pandeo lateral torsional

Aplicando la Ecuación del AISC II-34

Fuente: (Elaboración Propia)

- **Pandeo Local del Perfil de vigas**

Ahora bien la normativa también exige de manera fundamental como requisito para un adecuado diseño de pórticos especiales resistentes a momento (SMF) ante condiciones sísmicas que se cumpla con la verificación del pandeo local en los perfiles de vigas, es decir la relación ancho espesor de alas y de alma debe ser aquella que cumpla con la condición de alta ductilidad por lo que a continuación procederemos a verificarlo mediante las tablas mostradas a continuación las cuales se han elaborado empleando las ecuaciones II-25 y II-26 presentadas anteriormente en este trabajo investigativo según lo estipulado mediante la norma **AISC 341-2010**

Alas del Perfil:

	$bf_b / 2 t_{fb}$	$0.30 \sqrt{E_s / F_y}$	
IPE 360	6.69	8.64	OK
IPE 330	6.96	8.64	OK

$$\frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

Tabla VI.29 Tabla de resumen de control del pandeo Local en alas de los perfiles vigas según Normativa AISC 341-2010

Fuente: (Elaboración Propia)

Alma del Perfil:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

	hb / t_{wb}	$2.45 \sqrt{E_s / F_y}$	
IPE 360	41.83	70.59	OK
IPE 330	40.93	70.59	OK

Tabla VI.30 Tabla de resumen de control del pandeo Local en alma de los perfiles vigas según Normativa AISC 341-2010

Fuente: (Elaboración Propia)

Las tablas **VI.29** y **VI.30** permiten apreciar claramente que las secciones de diseño cumplen perfectamente las condiciones de alta ductilidad especificadas por la normativa, demostrando que en el modelo las vigas desarrollarán su máxima capacidad plástica.

Una vez se ha concluido la revisión de los perfiles vigas del pórtico en estudio el siguiente paso será el de proceder con la revisión de los perfiles columna, los cuales se muestran a continuación:

- **Perfiles de columnas**

- C-LAT. IZQ INF:	HEB 450		
$d_{c1} =$	450	mm	Altura del perfil
$t_{fc1} =$	26	mm	Espesor de alas
$b_{fc1} =$	300	mm	Ancho del perfil
$t_{wc1} =$	14	mm	Espesor de alma
$A_{c1} =$	218	cm ²	Área del perfil
$Z_{xc1} =$	3,982	cm ³	Módulo Plástico de la Sección en X
$Z_{yc1} =$	1,202	cm ³	Módulo Plástico de la Sección en Y
$r_x =$	19.10	cm	Radio de giro en X
$r_y =$	7.33	cm	Radio de giro en y
$r =$	27.00	mm	Radio de Curvatura

- C-LAT. IZQ SUP:	HEB 400		
$d_{c1} =$	400	mm	Altura del perfil
$t_{fc1} =$	24	mm	Espesor de alas
$b_{fc1} =$	300	mm	Ancho del perfil
$t_{wc1} =$	13.5	mm	Espesor de alma
$A_{c1} =$	198	cm ²	Área del perfil
$Z_{xc1} =$	3,232	cm ³	Módulo Plástico de la Sección en X
$Z_{yc1} =$	1,108	cm ³	Módulo Plástico de la Sección en Y
$r_x =$	17.07	cm	Radio de giro en X
$r_y =$	7.40	cm	Radio de giro en y
$r =$	27.00	mm	Radio de Curvatura

- C-CENTRAL INF:	HEB 450		
dc2=	450	mm	Altura del perfil
tfc2=	26	mm	Espesor de alas
bfc2=	300	mm	Ancho del perfil
twc2=	14	mm	Espesor de alma
Ac2=	218	cm ²	Área del perfil
Zxc2=	3,982	cm ³	Módulo Plástico de la Sección en X
Zyc2=	1,202	cm ³	Módulo Plástico de la Sección en Y
rx=	19.10	cm	Radio de giro en X
ry=	7.33	cm	Radio de giro en y
r=	27.00	mm	Radio de Curvatura

- C CENTRAL SUP:	HEB 450		
dc ₂ =	450	mm	Altura del perfil
tf _{c2} =	26	mm	Espesor de alas
bf _{c2} =	300	mm	Ancho del perfil
tw _{c2} =	14	mm	Espesor de alma
A _{c2} =	218	cm ²	Área del perfil
Z _{xc2} =	3,982	cm ³	Módulo Plástico de la Sección en X
Z _{yc2} =	1,202	cm ³	Módulo Plástico de la Sección en Y
rx=	19.10	cm	Radio de giro en X
ry=	7.33	cm	Radio de giro en y
r=	27.00	mm	Radio de Curvatura

- C-LAT. DER INF:

HEB 400

$d_{c1} =$	400	mm	Altura del perfil
$t_{fc1} =$	24	mm	Espesor de alas
$bf_{c1} =$	300	mm	Ancho del perfil
$tw_{c1} =$	13.5	mm	Espesor de alma
$A_{c1} =$	198	cm ²	Área del perfil
$Z_{xc1} =$	3,232	cm ³	Módulo Plástico de la Sección en X
$Z_{yc1} =$	1,108	cm ³	Módulo Plástico de la Sección en Y
$r_x =$	17.07	cm	Radio de giro en X
$r_y =$	7.40	cm	Radio de giro en y
$r =$	27.00	mm	Radio de Curvatura

- C-LAT.DER. SUP:

HEB 360

$d_{c2} =$	360	mm	Altura del perfil
$t_{fc2} =$	22.5	mm	Espesor de alas
$bf_{c2} =$	300	mm	Ancho del perfil
$tw_{c2} =$	12.5	mm	Espesor de alma
$A_{c2} =$	181	cm ²	Área del perfil
$Z_{xc2} =$	2,682	cm ³	Módulo Plástico de la Sección en X
$Z_{yc2} =$	1,036	cm ³	Módulo Plástico de la Sección en Y
$r_x =$	15.50	cm	Radio de giro en X
$r_y =$	7.49	cm	Radio de giro en y
$r =$	27.00	mm	Radio de Curvatura

- **Tipo de Acero en Columnas**

Acero: **ASTM A572 -A992**

$F_{yb2} =$	3515	Kg/cm ²	Esfuerzo de cedencia
$F_{ub2} =$	4,570	Kg/cm ²	Esfuerzo último
$R_{yb2} =$	1.1		Factor de sobrerresistencia

- Cargas Axiales Máximas en las Columnas**

$\gamma = \underline{1.00}$ Factor de Mayoración de Carga Variable

$\Omega_o = \underline{3.00}$ Factor de Amplificación Sísmica

SDS = 1.190 Valor del Espectro para períodos cortos

Factor DL = 0.200 Factor Multiplicador de la Carga Permanente

0.2 SDS = 0.238 Factor Asociado al Sismo Vertical

$\eta = 2.48$
 $Z = 0.40$
 $F_a = 1.20$

SDS = $\eta Z F_a$ (según NEC 2015)

NIVEL	UBIC.	P _{CP}	P _{CV}	P _S	Sin Sismo Amplificado		Con Sismo Amplificado	
					COMB1	COMB2	COMB3	COMB4
SUP	LAT-IZQ	14598.20	3396.10	22502.30	46,892	32,165	91,896	77,170
INF		18488.00	4489.20	29320.00	60,396	41,558	119,036	100,198
SUP	CENTRAL	21849.50	7360.20	14379.40	53,161	28,842	81,920	57,601
INF		27620.40	9682.30	20212.60	69,615	38,495	110,040	78,920
SUP	LAT-DER	13997.60	6101.30	37881.10	64,112	47,146	139,874	122,909
INF		17987.80	8398.80	55825.20	90,092	67,732	201,742	179,382

Tabla VI.31 Tabla de Cargas axiales y combinaciones con y sin sismo amplificado acorde a la normativa AISC-2010

Fuente: (Elaboración Propia)

P_{CP} = Fuerza axial por cargas permanentes (Kgf)

P_{CV} = Fuerza axial por cargas variables (Kgf)

P_S = Fuerza axial por cargas sísmicas (Kgf)

COMB1 = (1.2+0.2SDS) CP + γ CV + S_h

COMB2 = (0.9-0.2SDS) CP + S_h

COMB3 = (1.2+0.2SDS) CP + CV + Ω_o S_h

COMB4 = (0.9-0.2SDS) CP + Ω_o S_h

La tabla VI.31 se la ha elaborado con las cargas axiales Pcp, Pcv Y Ps correspondientes para cada columna obtenidos con la ayuda de un software especializado y las combinaciones de la uno a la cuatro acorde a lo especificado por la normativa AISC 2010 para el diseño de pórticos especiales resistentes a momento (SMF).

- **Pandeo Local del Perfil de Columnas**

Al igual que en el caso de perfiles vigas las secciones de los perfiles columnas también deben de ser sísmicamente compactos a fin de limitar el pandeo local por lo que a continuación se muestran las tablas de resumen de control de pandeo tanto en alas como en alma para cada columna en estudio, las cuales se han elaborado siguiendo lo especificado por la normativa AISC según lo descrito en el numeral **2.4.4.5** y con las ecuaciones **II.28** y **II.29** de este trabajo de investigación

Alas del Perfil:

		$bf_c / 2 t_f$	$0.30 \sqrt{E_s / F_y}$		
C.LAT-IZ.INF	HEB 450	5.77	7.33	OK	$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
C.LAT-IZ.SUP	HEB 400	6.25	7.33	OK	
C. CEN. INF.	HEB 450	5.77	7.33	OK	
C. CEN.SUP.	HEB 450	5.77	7.33	OK	
C.LAT-DER.INF	HEB 400	6.25	7.33	OK	
C.LAT-DER..SUP	HEB 360	6.67	7.33	OK	

Tabla VI.32 Tabla de resumen de control del pandeo local en alas de los perfiles de Columnas según normativa AISC 341-2010

Fuente: (Elaboración Propia)

Alma del Perfil en Columna Central: ($\phi_c = 0.90$)

$$P_y = A F_y$$

		h_c / t_w	ϕP_y	$P_u / \phi P_y$	$\sqrt{E_s / F_y}$	λ_{ps}	
C. CEN. INF.	HEB 450	24.57	689,643	0.10	24.44	54.26	OK
C. CEN.SUP.	HEB 450	24.57	689,643	0.08	24.44	55.59	OK

Tabla VI.33 Tabla de resumen de control del pandeo local en almas de los perfiles de Columnas centrales según normativa AISC 341-2010

Fuente: (Elaboración Propia)

Alma del Perfil en Columnas Laterales: ($\phi_c = 0.90$)

$$P_y = A F_y$$

		h_c / t_w	ϕP_y	$P_u / \phi P_y$	$\sqrt{E_s / F_y}$	λ_{ps}	
C.LAT-IZ-INF	HEB 450	24.57	689,643	0.09	24.44	55.01	OK
C.LAT-IZ.SUP	HEB 400	22.07	626,373	0.07	24.44	55.72	OK
C.LAT-DER-INF	HEB 400	22.07	626,373	0.14	24.44	52.44	OK
C.LAT-DER.SUP	HEB 360	20.88	572,594	0.11	24.44	53.65	OK

Tabla VI.34 Tabla de resumen de control del pandeo local en almas de los perfiles de Columnas laterales según normativa AISC 341-2010

Fuente: (Elaboración Propia)

$$\text{Cuando } P_u / \phi P_y \leq 0.125 \quad \frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[1 - 0.93 \frac{P_u}{\phi P_y} \right]$$

$$\text{Cuando } P_u / \phi P_y > 0.125 \quad \frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[2.93 - \frac{P_u}{\phi P_y} \right] > 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

En las tablas mostradas desde la VI.32 hasta la VI.34 se demuestra que las secciones de estudio cumplen adecuadamente con el criterio de pandeo lateral en columnas el cual es otro de los requisitos fundamentales para el diseño de pórticos especiales resistentes a momento (SMF) en acero estructural.

- **Revisión de Esbeltez en Columnas**

La norma AISC-2010 permite calcular la esbeltez de las columnas considerando un factor de longitud efectiva $K=1$ para ambos ejes por lo que en la siguiente tabla se presenta la verificación de la evaluación del criterio de esbeltez máximo permitido, como se muestra a continuación:

Esbeltez Máxima Permitida considerando K=1	$KL/r \leq 60$
--	----------------

NIVEL	UBIC.	Kx	Ky	Lbx	Lby	rx	ry	KL _{bx} /rx	KL _{by} /ry	Limite	
SUP	LAT-IZQ	1.00	1.00	226.00	226.00	17.07	7.40	13.24	30.54	60.00	OK
INF		1.00	1.00	262.00	262.00	19.10	7.33	13.72	35.74	60.00	OK
SUP	CENTRAL	1.00	1.00	226.00	226.00	19.10	7.33	11.83	30.83	60.00	OK
INF		1.00	1.00	262.00	262.00	19.10	7.33	13.72	35.74	60.00	OK
SUP	LAT-DER	1.00	1.00	229.00	226.00	15.50	7.49	14.77	30.17	60.00	OK
INF		1.00	1.00	265.00	262.00	17.07	7.40	15.52	35.41	60.00	OK

Tabla VI.35 Tabla de resumen de control esbeltez máxima permitida en columnas según normativa AISC -2010

Fuente: (Elaboración Propia)

- Resistencia Axial de Columnas**

Como se ha demostrado claramente hasta ahora se han realizado perfectamente las verificaciones para el diseño adecuado de sistemas SMF siguiendo lo especificado en la normativa AISC 2010, sin embargo algo muy importante a tener en cuenta es la resistencia axial de las columnas a compresión por lo que en este ítem se han creado tablas de resumen de resistencia axial de las columnas a compresión empleando las expresiones dadas en la normativa con el fin de verificar su aplicación, como se muestra a continuación:

NIVEL	UBIC.	Kx	Ky	Lbx	Lby	rx	ry	KL _{bx} /rx	KL _{by} /ry	KL/r max
SUP	LAT-IZQ	3.542	2.37	226.00	226.00	17.07	7.40	46.89	72.26	72.26
INF		2.007	1.74	262.00	262.00	19.10	7.33	27.53	62.19	62.19
SUP	CENTRAL	2.879	2.09	226.00	226.00	19.10	7.33	34.07	64.35	64.35
INF		1.867	1.64	262.00	262.00	19.10	7.33	25.61	58.73	58.73
SUP	LAT-DER	1.671	2.82	229.00	226.00	15.50	7.49	50.42	41.69	50.42
INF		1.481	1.88	265.00	262.00	17.07	7.40	52.44	29.11	52.44

Tabla VI.36 Tabla de resumen de control de KL/r (MAX) según normativa AISC 360-2010

Fuente: (Elaboración Propia)

NIVEL	UBIC	SECCION	Fy	Ag	KL/r max	lc	Fe	Fcr1	Fcr2	fPn
			Kgf/cm ²	cm ²			Kgf/cm ²	Kgf/cm ²	Kgf/cm ²	Kgf
SUP	LAT-IZQ	HEB 400	3,515	198.00	72.26	0.94	3,970	3,481	2,426	432,386
INF		HEB 450	3,515	218.00	62.19	0.81	5,358	4,699	2,671	524,061
SUP	CENTRAL	HEB 450	3,515	218.00	64.35	0.84	5,006	4,390	2,620	514,023
INF		HEB 450	3,515	218.00	58.73	0.76	6,010	5,270	2,752	539,891
SUP	LAT-DER	HEB 360	3,515	181.00	50.42	0.66	8,153	7,150	2,935	478,054
INF		HEB 400	3,515	198.00	52.44	0.68	7,538	6,611	2,892	515,316

Tabla VI.37 Tabla de resumen de control de la resistencia axial de las columnas a compresión según normativa AISC 360 -2010

Fuente: (Elaboración Propia)

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Para metro de esbeltez Según AISC 2010

Ecuación VI. 10

$$F_{cr} = \frac{\Pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Carga crítica de Pandeo Según AISC 2010

Ecuación VI. 11

$$\lambda_c \leq 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

Pandeo Inelástico Según AISC 2010

Ecuación VI. 12

$$\lambda_c > 1.5$$

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y$$

Pandeo Elástico Según AISC 2010

Ecuación VI. 13

$$\phi P_{nc} = \phi A_g F_{cr}$$

Resistencia a compresión AISC 2010

Ecuación VI. 14

Las ecuaciones anteriores desde la **VI.10** hasta la **VI.14** se han empleado para la realización de las tablas **VI.36** y **VI.37** de las cuales se han obtenido valores correspondientes a la resistencia a compresión para cada una de las columnas en estudio según lo exigido por la normativa **AISC - 2010**

- **Demanda/Capacidad para Cargas Axiales en Columnas con sismo amplificado**

Hasta hace poco versiones anteriores de la Normativa AISC establecían para el diseño de sistemas SMF que si en las columnas para las combinaciones de carga sin sismo amplificado cumplían con la relación: $P_u/\phi P_n > 0.40$, las mismas deberían verificarse sólo ante la demanda axial (sin momentos) utilizando las combinaciones con sismo amplificado, sin embargo la normativa **AISC 341-2010** lo ha eliminado debido a que las últimas investigaciones demuestran que la relación anterior es poco conservadora para columnas con cargas gravitacionales ligeras dentro de sistemas con valores de factor de amplificación sísmica elevados por lo que el código establece que se haga la verificación de demanda axial sin incluir momentos utilizando las combinaciones de sismo amplificado en todas las columnas que conformen los pórticos especiales resistentes a sismos de la estructura (**AISC 341-2010 PAG.164**).

Con el objetivo de evaluar la revisión especial de columnas que establece la normativa AISC-2010 se ha elaborado una tabla de resumen de control de columnas con carga sísmica amplificada que es requisito fundamental para el diseño de sistemas SMF y que se muestra a continuación:

$$\text{COMB 3} = (1.2+0.2\text{SDS}) \text{CP} + \text{CV} + \Omega_0 \text{S}_h$$

NIVEL	UBIC	SECCION	ϕP_n	P_u	$P_u/\phi P_n$	FINAL
			Kgf	Kgf		
SUP	LAT-IZQ	HEB 400	432,386	91,896	0.213	Ok
INF		HEB 450	524,061	119,036	0.227	Ok
SUP	CENTRAL	HEB 450	514,023	81,920	0.159	Ok
INF		HEB 450	539,891	110,040	0.204	Ok
SUP	LAT-DER	HEB 360	478,054	139,874	0.293	Ok
INF		HEB 400	515,316	201,742	0.391	Ok

Tabla VI.38 Tabla de resumen de control de la relación $P_u/\phi P_n$ que sirve para la revisión especial de columnas según la normativa AISC - 2010

Fuente: (Elaboración Propia)

- Evaluación del criterio Columna Fuerte/Viga Débil Según Metodología (AISC-2010)

En cualquier sistema SMF es importante controlar el criterio columna fuerte - viga débil debido a que en estos sistemas se esperan incursiones inelásticas significativas a través de la cedencia por flexión de las vigas (Rótulas Plásticas), caso contrario de no cumplirse con este criterio como lo señala la norma en uso (AISC-2010), podría generarse un Mecanismo de colapso de piso al desarrollarse rótulas plásticas en columnas del mismo nivel, y esta es la razón por la que se hace importante evaluar adecuadamente este criterio por lo que en este ítem se realizará una verificación manual de acuerdo a lo especificado por la normativa AISC 341-2010 a fin de demostrar su aplicación

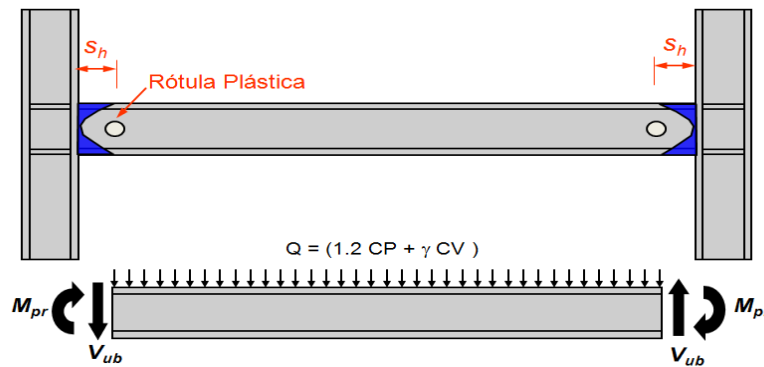


Gráfico VI.148 Representación grafica del momento plástico probable en viga

Fuente: (Elaboración Propia)

Viga	R_y	F_{yb}	Z_{xb}	M_{pr}	L	Sh	L_h	V_p
	adm	Kgf/cm ²	cm ³	Kgf-m	m	m	m	Kgf
1	1.5	2,530	1,018.94	42535.59	5.00	0.00	4.55	18,696.96
2	1.5	2,530	804.12	33568.08	3.60	0.00	3.23	20,817.42
3	1.5	2,530	1,018.94	42535.59	5.00	0.00	4.55	18,696.96
4	1.5	2,530	804.12	33568.08	3.60	0.00	3.23	20,817.42

Tabla VI.38 Tabla de resumen de control de momento plástico (M_{pr}) según la normativa AISC - 2010

Fuente: (Elaboración Propia)

Viga	V _g -IZQ	V _g -DER	V _{uv} -IZQ	V _{uv} -DER
	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf
1	1,832.2	2,327.9	20,529.16	21,024.86
2	1,595.0	358.7	22,412.42	21,176.12
3	1,918.0	2,338.5	20,614.96	21,035.46
4	1,630.3	311.8	22,447.72	21,129.22

Tabla VI.39 Tabla de resumen de control de corte final en la rótula plástica de la viga (V_{uv}) según la normativa AISC - 2010

Fuente: (Elaboración Propia)

$$M_{pr} = 1.1 R_y F_{yb} Z_{x_b}$$

$$V_p = 2 M_{pr} / L_h$$

$$V_{ub} = V_p + V_g$$

M_{pr} = Momento Plástico Probable en la viga

S_h = Distancia desde la cara de la columna a la rótula plástica

L_h = Distancia entre rótulas

V_g = Corte Gravitacional

V_p = Corte por Capacidad

V_{ub} = Corte final en la rótula plástica de la viga

Es importante señalar que el valor de S_h depende del tipo de conexión que se quiera utilizar, la cual la normativa AISC-2010 exige de manera obligatoria que sea una conexión precalificada, por lo que para el presente trabajo investigativo se ha decidido emplear una conexión precalificada resistente a momento soldada sin refuerzo en el ala-soldada al ama (**WELDED UNREINFORCED FLANGE - WELDED WEB MOMENT CONNECTION - WUF-W**) la cual la diseñaremos en el numeral correspondiente al diseño de las conexiones conforme a la Norma ANSI/AISC 358-2010, misma que establece que para este tipo de conexiones la rótula plástica se ubique en la cara de la columna siendo el valor de $S_h=0$ tal y como se lo ha indicado en la tabla **VI.38**

Columna Inferior				
P _u	Z _c	M _{pc}	L _c	V _{uc}
Kgf	cm ³	Kgf-m	m	Kgf
60,396	3,982	128,924	2.62	98,416
69,615	3,982	127,241	2.62	97,130
90,092	1,108	33,905	2.65	25,589

Tabla VI.40 Tabla de resumen de control de Resistencia a flexión de las columnas inferiores (**M_{pc}**) según la normativa AISC - 2010

Fuente: (Elaboración Propia)

$$M_{pc} = \text{Resistencia a flexión de la columna (Kg-m)} \quad M_{pc} = Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)$$

$$L_c = \text{Luz libre de la columna (m)} \quad L_c = H_c - d_b$$

$$V_{uc} = \text{Resistencia esperada a corte (Kg)} \quad V_{uc} = (2 M_{pc} / L_c)$$

Columna Superior				
P _u	Z _c	M _{pc}	L _c	V _{uc}
Kgf	cm ³	Kgf-m	m	Kgf
46,892	3,232	105,951	2.26	93,762
53,161	3,982	130,246	2.26	115,262
64,112	1,036	32,756	2.29	28,608

Tabla VI.41 Tabla de resumen de control de Resistencia a flexión de las columnas superiores (**M_{pc}**) según la normativa AISC - 2010

Fuente: (Elaboración Propia)

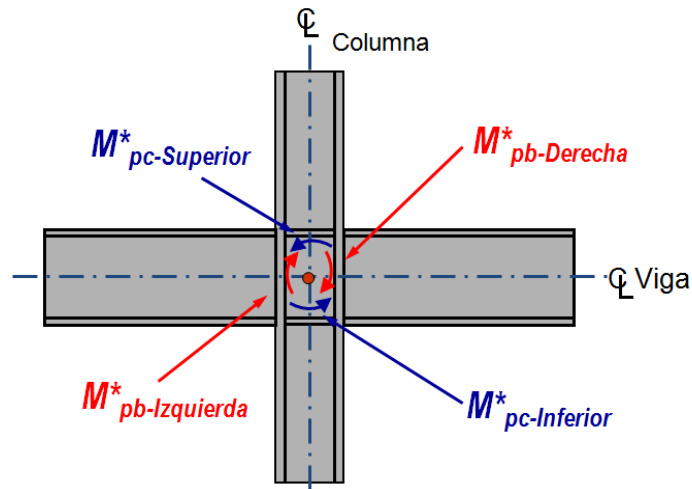


Gráfico VI.149 Representación gráfica de la resistencia a flexión de vigas y columnas proyectadas al nodo

Fuente: (Elaboración Propia)

$$\frac{\sum M_{pb}^*}{\sum M_{pc}^*} \leq 1.0 \qquad \frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1.0$$

$$M_{pb}^* = M_{pr} + V_{ub} (s_h + d_c/2)$$

$$M_{pc}^* = M_{pc} + V_{uc} (d_b/2)$$

M_{pb}^* = Resistencia a flexión de la viga proyectada al nodo.

M_{pc}^* = Resistencia a flexión de la columna proyectada al nodo.

Las ecuaciones empleadas en este ítem son las mismas que las que se describieron en detalle en la sección 2.4.4.5 de esta investigación y que han servido para la elaboración de la tabla VI.42 en la cual el corte V_{uc} de la columna en la cara de la viga se lo ha despreciado tal y como sugiere la normativa obteniendo de esta forma un resultado conservador.

NODO	$M^*_{pb\ izq}$	$M^*_{pb\ der}$	$M^*_{pc\ sup}$	$M^*_{pc\ inf}$	SM^*_{pb}	SM^*_{pc}	$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} \geq 1.0$	$\frac{\sum M^*_{pb}}{\sum M^*_{pc}} \leq 1.0$	Resultado
	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m			
N1	47,155		105,951	128,924	47,155	234,875	4.981	0.201	Ok
N2	47,266	38,611	130,246	127,241	85,877	257,487	2.998	0.334	Ok
N3		36,745	32,756	33,905	36,745	66,661	1.814	0.551	Ok

Tabla VI.42 Tabla de resumen de control del criterio columna fuerte viga débil según la normativa AISC - 2010

Fuente: (Elaboración Propia)

En la tabla mostrada se puede apreciar que las secciones de estudio cumplen con una adecuada relación de criterio columna fuerte viga débil siguiendo la metodología **AISC 341 – 2010**.

- **Evaluación de la zona del panel**

Las especificaciones sísmicas vigentes requieren la consideración de las deformaciones del panel nodal y plantean verificaciones de la resistencia del mismo.

Mediante la aplicación de este criterio se busca controlar los problemas de inestabilidad y otros efectos negativos por deformación plástica excesiva de la zona del panel y precisamente debido a esto es que en una estructura de acero que se diseñe con criterio sismo resistente es fundamental que se realice este chequeo

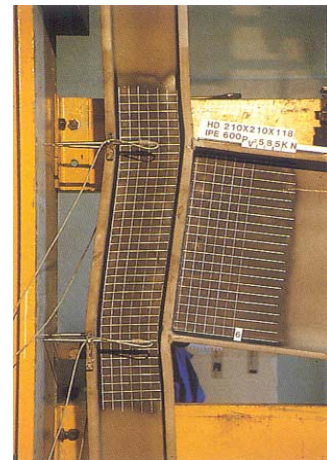
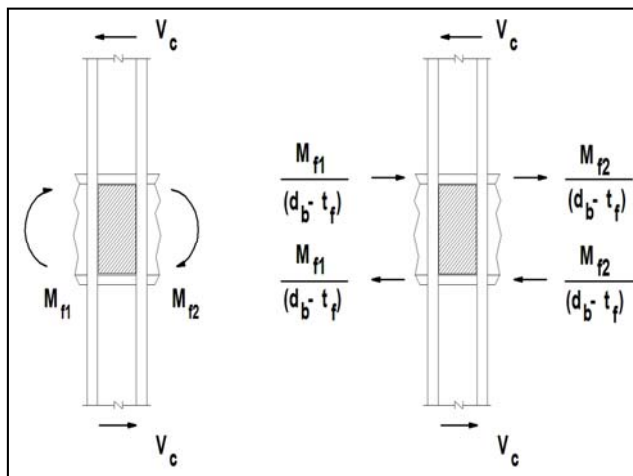


Gráfico VI.151 Representación gráfica de las fuerzas actuantes en la zona del panel

Fuente: (Diseño estructural avanzado en acero prof. Thomas Murray)

Generalmente para la realización de esta verificación manual se han empleado las mismas ecuaciones que se describieron en la sección 2.4.4.5 de esta investigación, las cuales se encuentran especificadas en la normativa AISC-2010 y que se muestran a continuación:

Caso a: No se considera la deformación en la zona del panel en la estabilidad del pórtico ($\phi = 1.00$)

Si $P_u/P_y \leq 0.40$

$$R_v = 0.6 F_{yc} d_c t_{wc}$$

Si $P_u/P_y > 0.40$

$$R_v = 0.6 F_{yc} d_c t_{wc} \left[1.40 - \frac{P_u}{P_y} \right]$$

Caso b: Se considera la deformación en la zona del panel en la estabilidad del pórtico ($\phi = 1.00$)

Si $P_u/P_y \leq 0.75$

$$R_v = 0.6 F_{yc} d_c t_{wc} \left[1 + \frac{3 b_{fc} t_{fc}^2}{d_b d_c t_{wc}} \right]$$

Si $P_u/P_y > 0.75$

$$R_v = 0.6 F_{yc} d_c t_{wc} \left[1 + \frac{3 b_{fc} t_{fc}^2}{d_b d_c t_{wc}} \right] \left[1.9 - \frac{1.2 P_u}{P_y} \right]$$

NODO	P_u/P_y	M_f Izq	M_f Der	$\sum M_f$	V_{uc} sup	d_b	t_{fb}	$d_b - t_{fb}$
		Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	Kgf	m	m	m
N1	0.06	42,535.59		42,536	93,762	0.360	0.013	0.347
N2	0.07	42,535.59	33,568.08	76,104	115,262	0.330	0.012	0.319
N3	0.09		33,568.08	33,568	28,608	0.330	0.012	0.319

Tabla VI.49 Tabla de control de la resistencia esperada a flexión actuando en la cara de la columna según la norma AISC-2010

Fuente: (Elaboración Propia)

$$M_f = M_{pr} + V_{ub} s_h \qquad R_u = \frac{\sum M_f}{(d_b - t_f)} - V_{uc}$$

$$R_{dp} \text{ REQ} = R_u - \phi R_v$$

NODO	CASO	R_u	ϕR_v	$R_{dp REQ}$	D/C	Resultado
		Kgf	Kgf	Kgf		
N1	a	28,714	132,867.00	-104,153	0.22	OK
N2	a	123,682	132,867.00	-9,185	0.93	OK
N3	a	76,786	113,886.00	-37,100	0.67	OK

Tabla VI.50 Tabla de control de la resistencia requerida de planchas adosadas según la norma AISC-2010

Fuente: (Elaboración Propia)

$M_f =$	Resistencia Esperada a Flexión actuando en la cara de la columna
$R_u =$	Resistencia Requerida por Corte
$\phi R_v =$	Resistencia a Corte de la zona panel
$R_{dp REQ} =$	Resistencia Requerida de planchas adosadas

En la tabla **VI.50** se puede ver claramente en los dos casos que la resistencia por corte esperada es mayor que el máximo que puede soportar la zona del panel, es decir la demanda supera la capacidad por lo que es necesario adicionar planchas adosadas al alma, para cuyo cálculo emplearemos lo especificado en la Normativa AISC-2010 con las ecuaciones descritas en el apartado **2.4.4.5** de este trabajo investigativo tal y como se muestra a continuación:

Caso a: No se considera la deformación en la zona del panel en la estabilidad del pórtico ($\phi = 1.00$)

Si $P_u/P_y \leq 0.40$

Si $P_u/P_y > 0.40$

$$t_{dp REQ} = \frac{R_{dp REQ}}{0.6 F_{yc} d_c} \quad t_{dp REQ} = \frac{R_{dp REQ}}{0.6 F_{yc} d_c \left[1.40 - \frac{P_u}{P_y} \right]}$$

Caso b: Se considera la deformación en la zona del panel en la estabilidad del pórtico
 ($\phi = 1.00$)

Si $P_u/P_y \leq 0.75$

Si $P_u/P_y > 0.75$

$$t_{dp} \text{ REQ} = \frac{R_{dp} \text{ REQ}}{0.6 F_{yc} d_c} - \frac{3 b_{fc} t_{fc}^2}{d_b d_c} \qquad t_{dp} \text{ REQ} = \frac{R_{dp} \text{ REQ}}{0.6 F_{yc} d_c \left[1.9 - \frac{1.2 P_u}{P_y} \right]} - \frac{3 b_{fc} t_{fc}^2}{d_b d_c}$$

NODO	CASO	R _{dp} REQ	t _{dp} REQ	N° de Planchas	t _p REQ	t _{pa}	t _{final}	t _{min}	
		Kgf	mm		mm	mm	mm	mm	
N1	a	-104,153	0.00	2.00	-5.49	0.00	14.00	8.14	Ok
N2	a	-9,185	0.00	2.00	-0.48	0.00	14.00	8.14	Ok
N3	a	-37,100	0.00	2.00	-2.20	0.00	13.50	7.32	Ok

Tabla VI.51 Tabla de control de espesores mínimos requeridos de planchas adosadas según la norma AISC-2010

Fuente: (Elaboración Propia)

R_{dp} REQ = Resistencia Requerida de planchas adosadas

t_{dp} REQ = Espesor Requerido de Dobles Planchas adosadas

t_p REQ = Espesor Requerido individual de planchas adosadas

t_{pa} = Espesor individual de planchas adosadas a colocar
 Espesor Mínimo Normativo

$$t \geq \frac{(d_c - 2t_{fc}) + (d_b - 2t_{fb})}{90}$$

En la tabla **VI.51** se muestran los valores de la doble plancha que requerirían las columnas para nuestro caso de estudio, calculados manualmente aplicando la normativa AISC-2010, mismos que además cumplen con el mínimo normativo

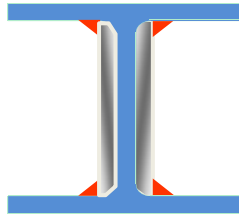


Gráfico VI.153 Representación gráfica de las dobles planchas adosadas al alma

Fuente: (Elaboración Propia)

- **Evaluación de las planchas de continuidad**

Las placas de continuidad son rigidizadores que se disponen entre las alas de la columna, en niveles correspondientes a las alas de las vigas que llegan al nudo, con el objeto de asegurar una adecuada transferencia de las cargas de tracción y compresión que generan sobre la columna. Además, las placas de continuidad sirven como límites para definir la zona del panel nodal, donde se pueden desarrollar tensiones y deformaciones elevadas, por lo que dada la importancia de éstas a continuación se procede con la verificación manual para nuestra zona objeto de estudio valiéndonos de las ecuaciones planteadas en la normativa AISC-2010 tal y como se muestra a continuación:

$$P_{bf} = R_y F_{yb} b_{fb} t_{fb}$$

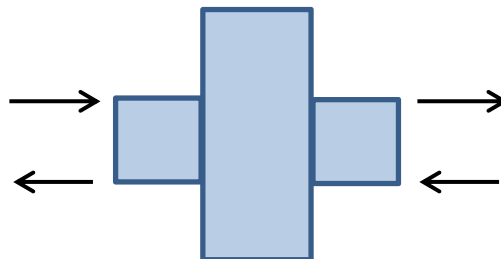


Gráfico VI.154 Representación gráfica de las cargas a tracción y compresión generadas sobre la columna

Fuente: (Elaboración Propia)

VIGA	b_{fb}	t_{fb}	F_{yb}	R_y	P_{bf}
	mm	mm	Kgf/cm ²	adm	m
1	170	12.70	2,530	1.50	81,934
2	160	11.50	2,530	1.50	69,828

Tabla VI.52 Tabla de control de fuerzas concentradas en las columnas calculadas según la norma AISC-2010

Fuente: (Elaboración Propia)

NODO	P_{bf}
	Kgf
N1	81,934
N2	81,934
N3	69,828

Tabla VI.53 Tabla de control de fuerzas concentradas en las columnas por nodos calculadas según la norma AISC-2010

Fuente: (Elaboración Propia)

Una vez hemos calculado las fuerzas actuantes en nuestras columnas de estudio el siguiente paso es verificar la resistencia de las mismas ante dichas cargas por lo que primero realizaremos un primer chequeo concerniente a la cedencia local del ala tal y como se muestra a continuación:

$$\phi R_n = \phi 6.25 t_{fc}^2 F_{yc}$$

NODO	COLUMNA	ϕ	t_{fc}	F_{yc}	ϕR_n
			mm	Kgf/cm ²	Kgf
N1	LAT-IZQ	0.90	26	3,515	133,658
N2	CENTRAL	0.90	26	3,515	133,658
N3	LAT-DER	0.90	24	3,515	113,886

Tabla VI.54 Tabla de control de cedencia local del ala en columnas según la norma AISC-2010

Fuente: (Elaboración Propia)

El siguiente paso que se describe a continuación es el chequeo de la cedencia local del alma en columnas tal y como se muestra:

$$\phi R_n = \phi (5k_c + 2t_{fb}) F_{yc} t_{wc}$$

NODO	COLUMNA	ϕ	t_{wc}	F_{yc}	t_{fb}	K_c	ϕR_n
			mm	Kgf/cm ²	mm	mm	Kgf
N1	LAT-IZQ	1.00	14.00	3,515	12.70	53.00	142,906
N2	CENTRAL	1.00	14.00	3,515	12.70	53.00	142,906
N3	LAT-DER	1.00	12.50	3,515	11.50	51.00	122,146

Tabla VI.55 Tabla de control de cedencia local del alma en columnas según la norma AISC-2010

Fuente: (Elaboración Propia)

Las siguientes evaluaciones serán las del pandeo y aplastamiento local del alma en columnas que se presentan en las tablas **VI.56** y **VI.57**

$$\phi R_n = \phi \frac{24 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h_c}$$

NODO	COLUMNA	ϕ	t_{wc}	F_{yc}	h_c	E	ϕR_n
			mm	Kgf/cm ²	mm	Kgf/cm ²	Kgf
N1	LAT-IZQ	0.90	14.00	3,515	344.00	2100000	148,031
N2	CENTRAL	0.90	14.00	3,515	344.00	2100000	148,031
N3	LAT-DER	0.90	12.50	3,515	298.00	2100000	121,630

Tabla VI.56 Evaluación del pandeo local del alma en columnas según la norma AISC-2010

Fuente: (Elaboración Propia)

$$\phi R_n = \phi 0.8 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{t_{fb}}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad \text{AISC 341-2010}$$

NODO	COLUMNA	ϕ	t_{wc}	F_{yc}	d_c	E	t_{fc}	t_{fb}	ϕR_n
			mm	Kgf/cm ²	mm	Kgf/cm ²	mm	mm	Kgf
N1	LAT-IZQ	0.75	14.00	3,515	450.00	2100000	26	12.70	177,870
N2	CENTRAL	0.75	14.00	3,515	450.00	2100000	26	12.70	177,870
N3	LAT-DER	0.75	12.50	3,515	400.00	2100000	24	11.50	144,032

Tabla VI.57 Evaluación del aplastamiento local del alma en columnas según la norma AISC-2010

Fuente: (Elaboración Propia)

Finalmente se ha evaluado las resistencias de la columna (ϕR_n) para las solicitaciones mostradas en las tablas VI.54 a la VI.57, la normativa específica a manera de obtener resultados conservadores emplear el menor valor resultante de las verificaciones anteriores y reemplazarlo en la ecuación a continuación mostrada, para finalmente obtener el área de plancha de continuidad requerida

$$A_{cp} = \frac{(P_{bf} - \phi R_n) / 0.9}{0.9 F_y} - 25 t_{wc}^2$$

Aplicando la Ecuación establecida por la normativa AISC-2010 se ha elaborado la tabla VI.58 de donde remarcados de color verde se presentan los valores requeridos de planchas de continuidad.

NODO	COLUMNA	P_{bf}	$\phi R_n \text{ Min}$	ϕ	F_{yc}	t_{wc}	A_{cp}	b_{cp}	$t_{cp \text{ REQ}}$	$t_{cp \text{ MIN}}$	t_{cp}
		Kgf	Kgf		Kgf/cm ²	mm	cm ²	cm	mm	mm	mm
N1	LAT-IZQ	81,934	133,658	0.90	3,515	14.00	0.00	28.60	0.00	6.35	7.00
N2	CENTRAL	81,934	133,658	0.90	3,515	14.00	0.00	28.60	0.00	12.70	13.00
N3	LAT-DER	69,828	113,886	0.90	3,515	12.50	0.00	28.65	0.00	5.75	6.00

Tabla VI.58 Tabla de resumen de áreas calculadas y espesores mínimos calculados y comerciales de planchas de continuidad aplicando la norma AISC-2010

Fuente: (Elaboración Propia)

Ahora bien en la tabla anterior se presentan valores de área requeridos por lo que para transformarlos a espesores aplicaremos la siguiente Ecuación:

$$t_{cp} = \frac{A_{cp}}{b_{cp}}$$

De donde:

t_{cp} = Espesor de la plancha de continuidad

A_{cp} = Área total de las planchas de continuidad

b_{cp} = Ancho total de las planchas de continuidad

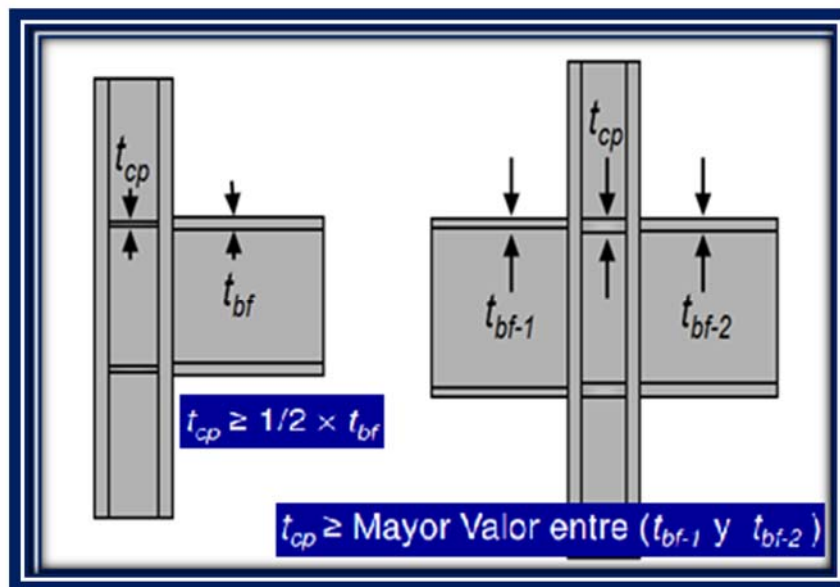


Gráfico VI.156 Representación gráfica de espesores mínimos de planchas de continuidad requeridos según la normativa AISC-2010

Fuente: (Cortesía Profesor Thomas Murray Diseño estructural avanzado en acero)

Finalmente de los chequeos manuales aplicando lo establecido en la normativa **AISC-2010** para el diseño de pórticos especiales resistentes a momento (**SMF**), se observa que se presentan los valores de diseño requeridos por cálculo así como también los mínimos establecidos en la normativa los cuales según la misma deben ser de por

lo menos la mitad del espesor del ala de la viga que se conecta al ala de la columna en el caso de que le llegue usa sola, y para el caso en el que se conecten 2 vigas a las alas de la columna el espesor mínimo deberá ser de por lo menos el mayor espesor del ala de la viga que conecta, ambos casos se ilustran de manera práctica en la gráfica **VI.156** y los resultados en la tabla **VI.58**

6.6.2.16.2 DISEÑO DEL SISTEMA DE PISO Y LA SECCIÓN COMPUESTA

APLICANDO EL SOFTWARE ESPECIALIZADO

Antes de proceder con el diseño del sistema resistente a cargas gravitacionales lo primero que haremos será definir las preferencias de diseño en el programa para lo cual iremos al menú **Desingn/ Composite Beam Design/View Revise Preferences** tras lo cual se nos desplegara un formulario el cual deberá de configurarse de acuerdo a lo mostrado en los gráficos **VI.157** y **VI.158**

Item	Value
▶ 1 Shored?	No
2 Middle Range, %	70
3 Pattern Live Load Factor	0.75
4 Stress Ratio Limit	1
5 Single Segment?	No
6 Stud Increase Factor	1
7 Minimum Extra Studs	0

Design Code: AISC 360-10

Explanation of Color Coding for Values
 Blue: Default Value
 Black: Not a Default Value
 Red: Value that has changed during the current session

Gráfico VI.157 Formulario para la configuración de preferencias en el diseño de la sección compuesta

Fuente: (Captura de Software Especializado)

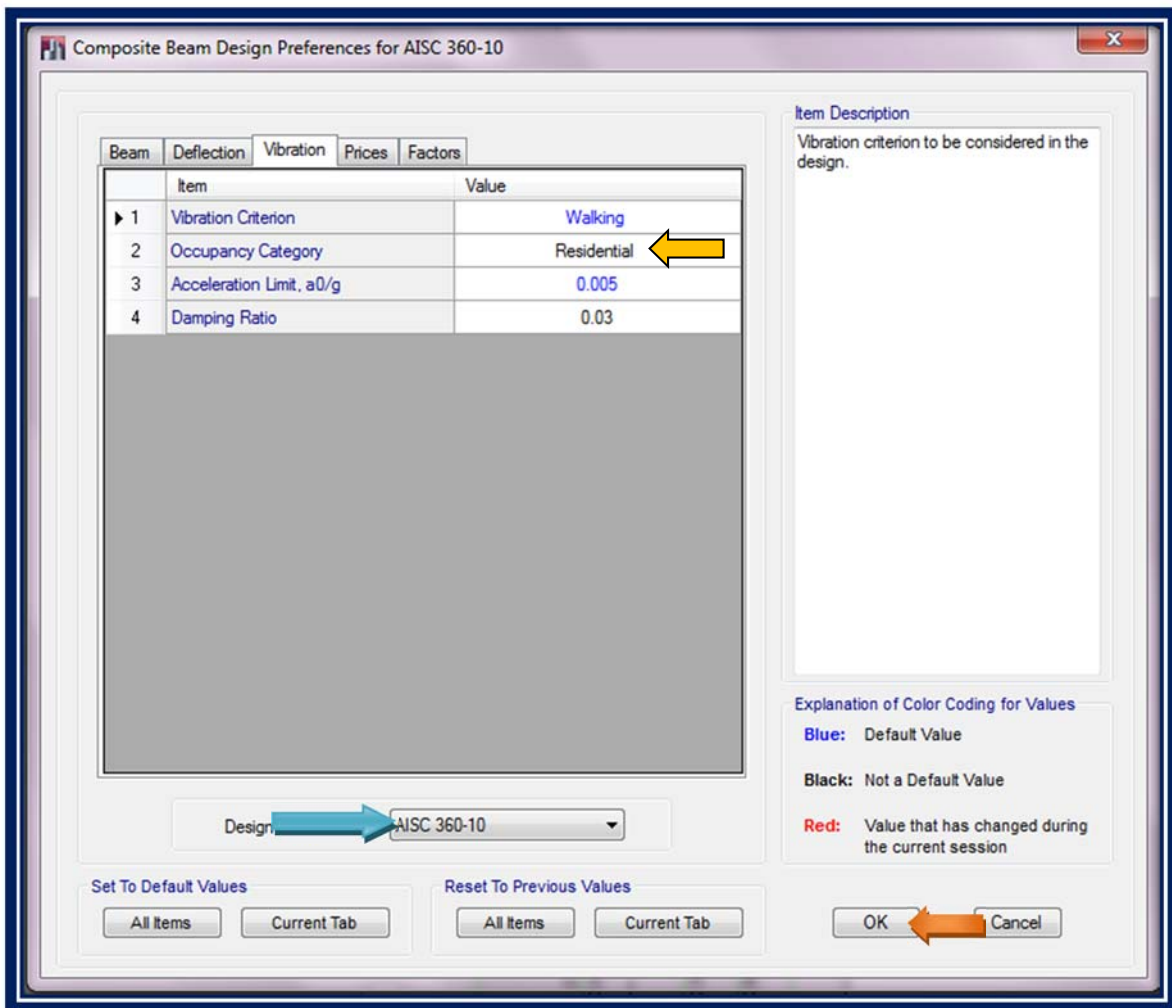


Gráfico VI.158 Formulario para la configuración de preferencias en el diseño de la sección compuesta

Fuente: (Captura de Software Especializado)

Para nuestro caso tal y como se observa en las gráficas anteriores hemos seleccionado que el programa considere la normativa **AISC 360-2010** con un criterio de vibración para el nivel de ocupación tipo residencial, con lo cual han quedado configuradas las preferencias de diseño para la edificación, restándonos finalmente definir la ruta: (**Menu Design / Composite Beam Design / Start Design**) tal y como se aprecia en el gráfico **VI.159**, tras lo cual el programa empezará a diseñar la sección mixta de la estructura

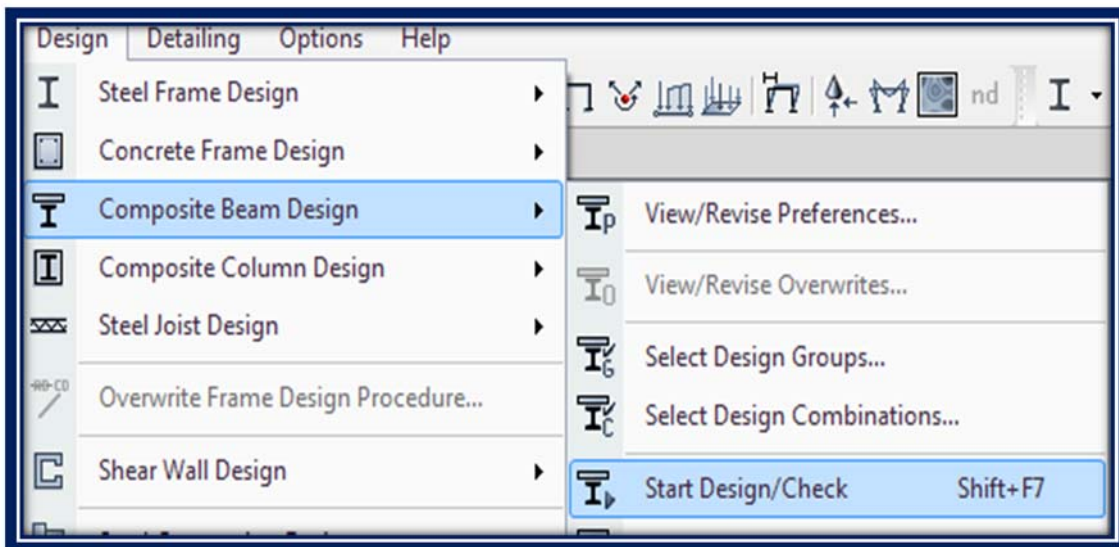


Gráfico VI.159 Ruta para el diseño de Secciones Compuestas

Fuente: (Captura de Software Especializado)

Tras el diseño, el programa determina el coeficiente de suficiencia (C.S) de cada uno de los elementos en sección mixta, de conformidad con las combinaciones establecidas para la condición de servicio y condición última. El Coeficiente de Suficiencia expresa la relación crítica de Demanda/Capacidad para flechas, a corte y a flexión, así como la vibración del sistema de piso tal y como se puede observar en los gráficos siguientes:

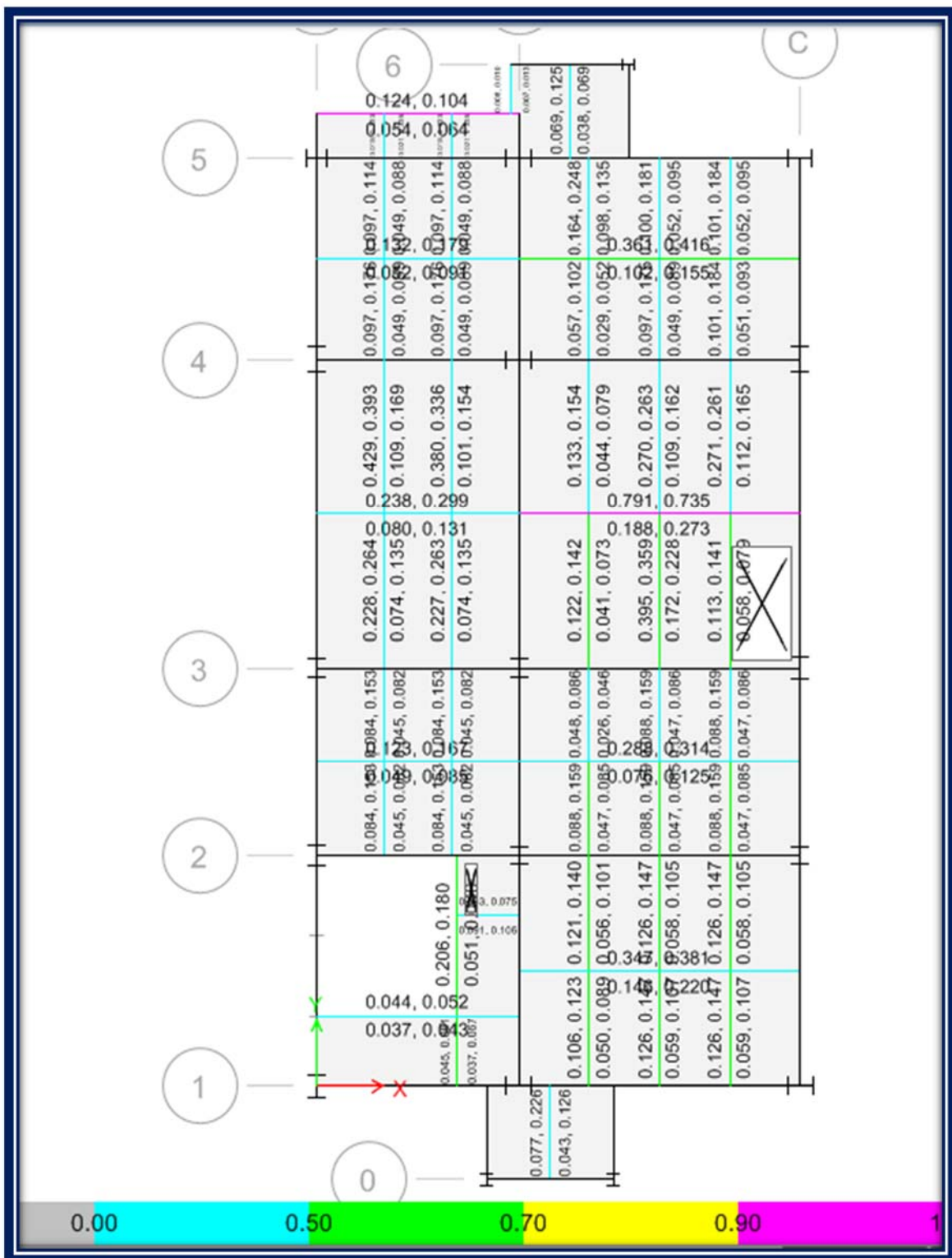


Gráfico VI.160 Relación Demanda/Capacidad a corte y momento para la condición de servicio y última en el Piso 1

Fuente: (Captura de Software Especializado)

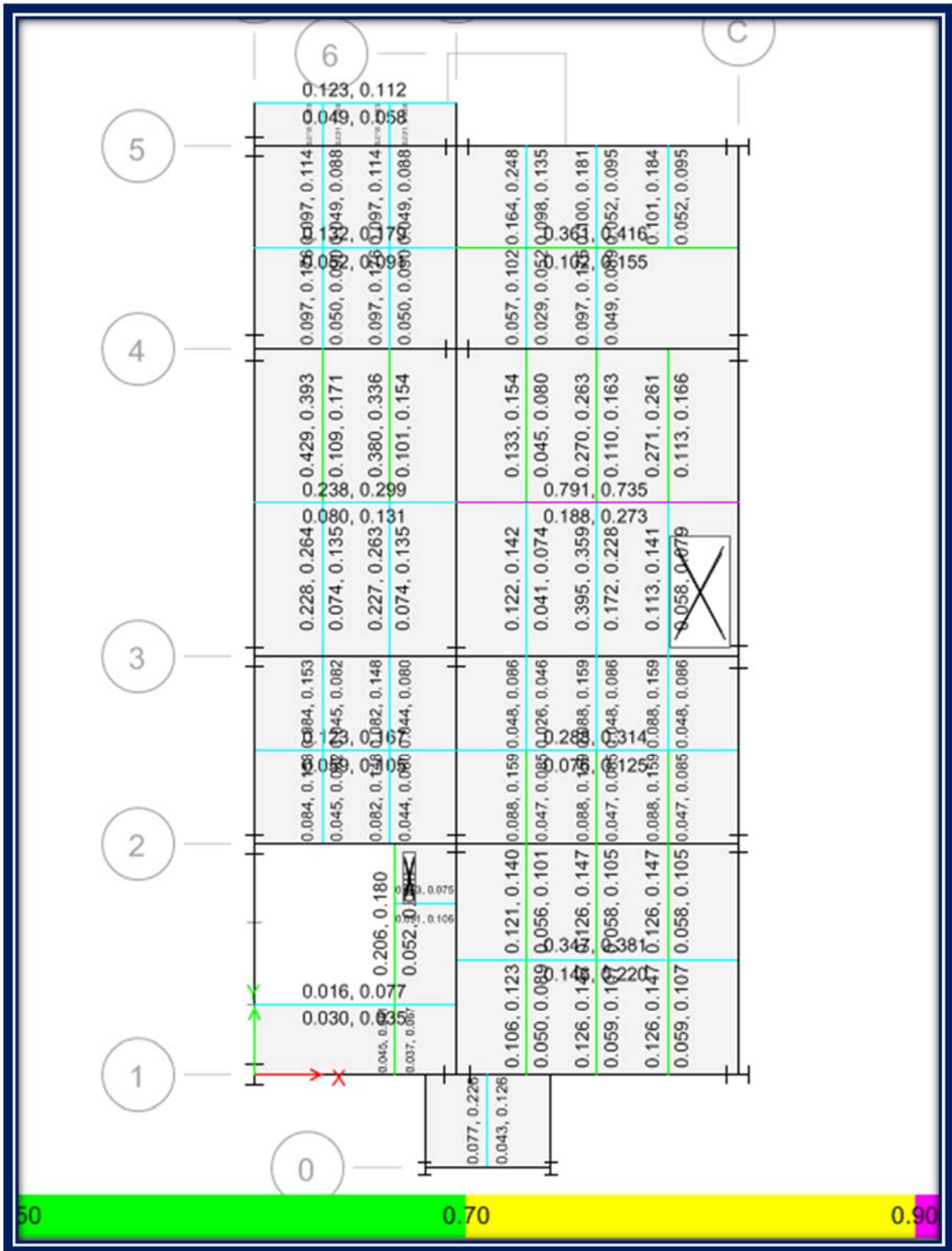


Gráfico VI.161 Relación Demanda/Capacidad a corte y momento para la condición de servicio y última en el Piso 2

Fuente: (Captura de Software Especializado)

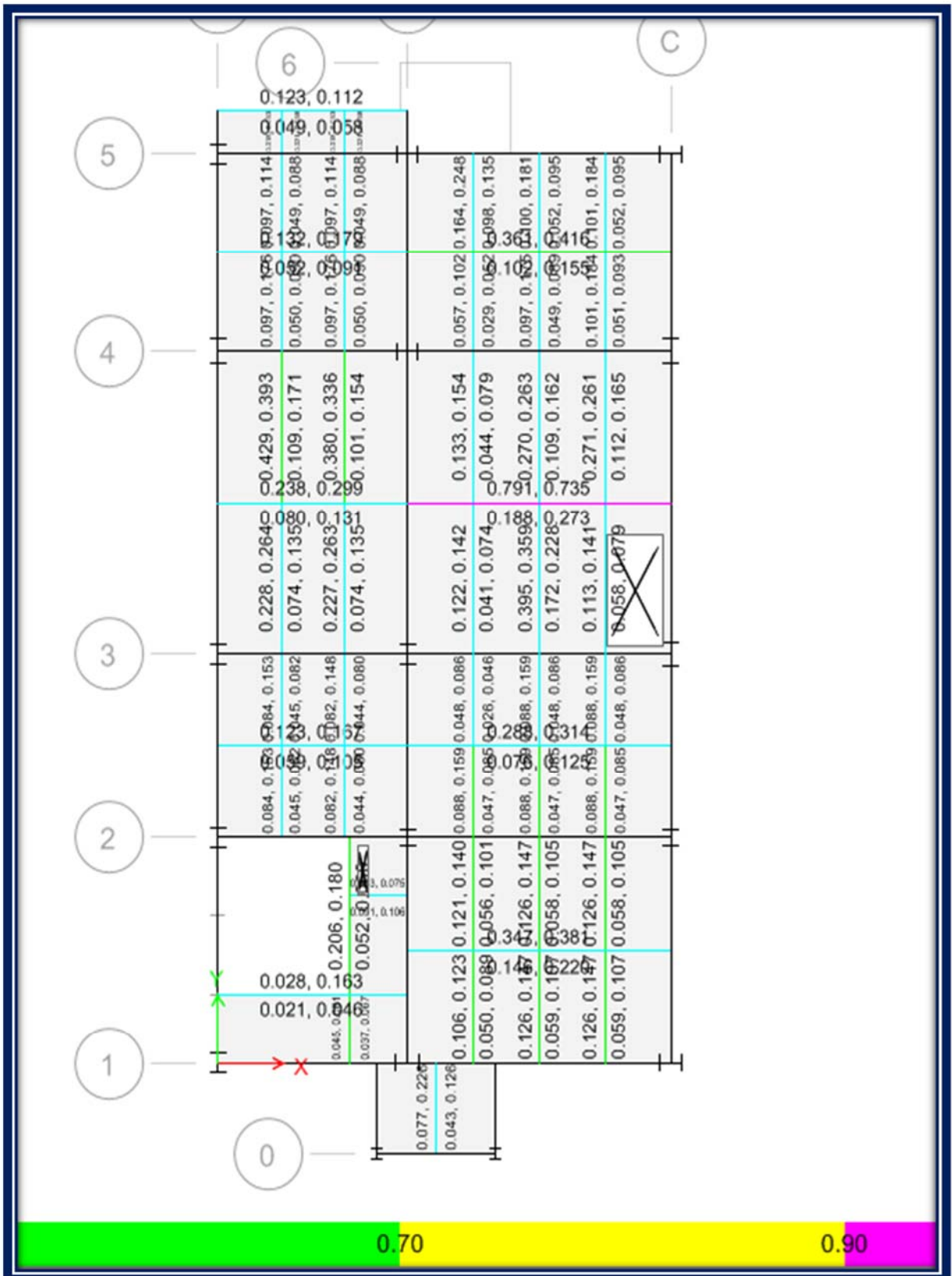


Gráfico VI.162 Relación Demanda/Capacidad a corte y momento para la condición de servicio y última en el Piso 3

Fuente: (Captura de Software Especializado)

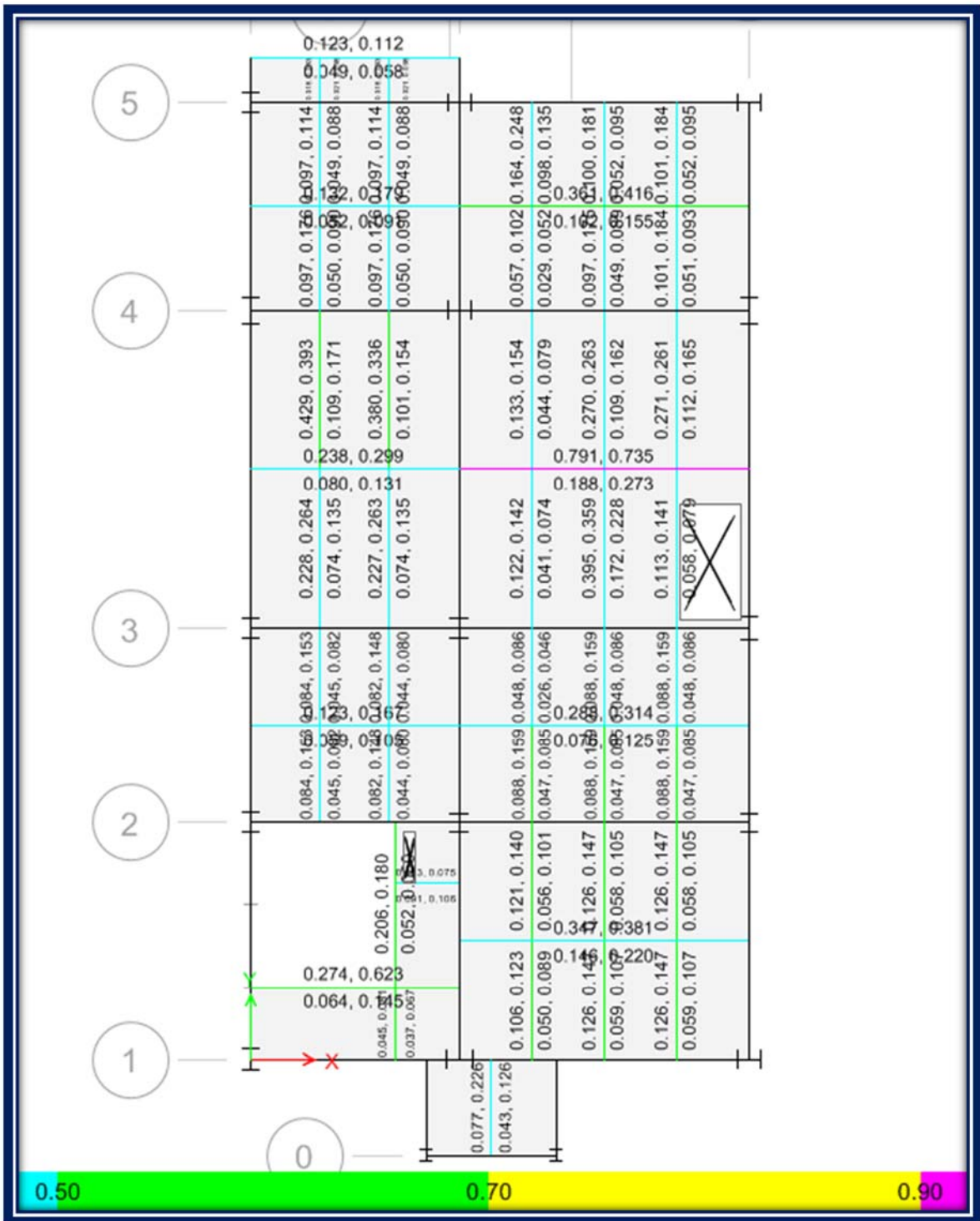


Gráfico VI.163 Relación Demanda/Capacidad a corte y momento para la condición de servicio y última en el Piso 4

Fuente: (Captura de Software Especializado)

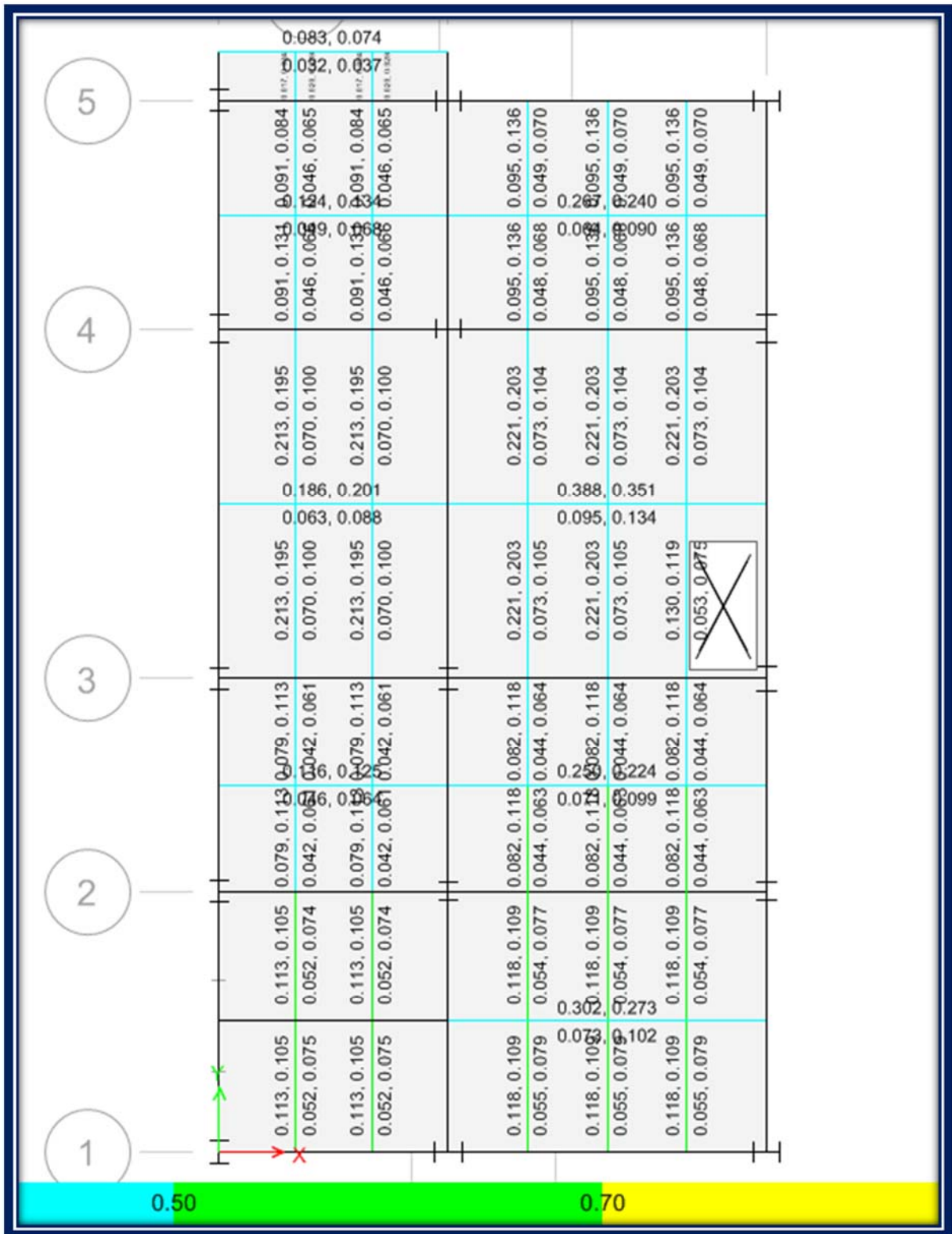


Gráfico VI.164 Relación Demanda/Capacidad a corte y momento para la condición de servicio y última en el Piso 5

Fuente: (Captura de Software Especializado)

Como ha quedado demostrado en los gráficos anteriores ninguno de los elementos analizados sobrepasa la relación límite de demanda/capacidad a corte y momento tanto para la condición de servicio como para la condición última de resistencia, por lo que se aceptan las secciones de vigas de transferencia y correas inicialmente propuestas y que se muestran en el gráfico **VI.165**:

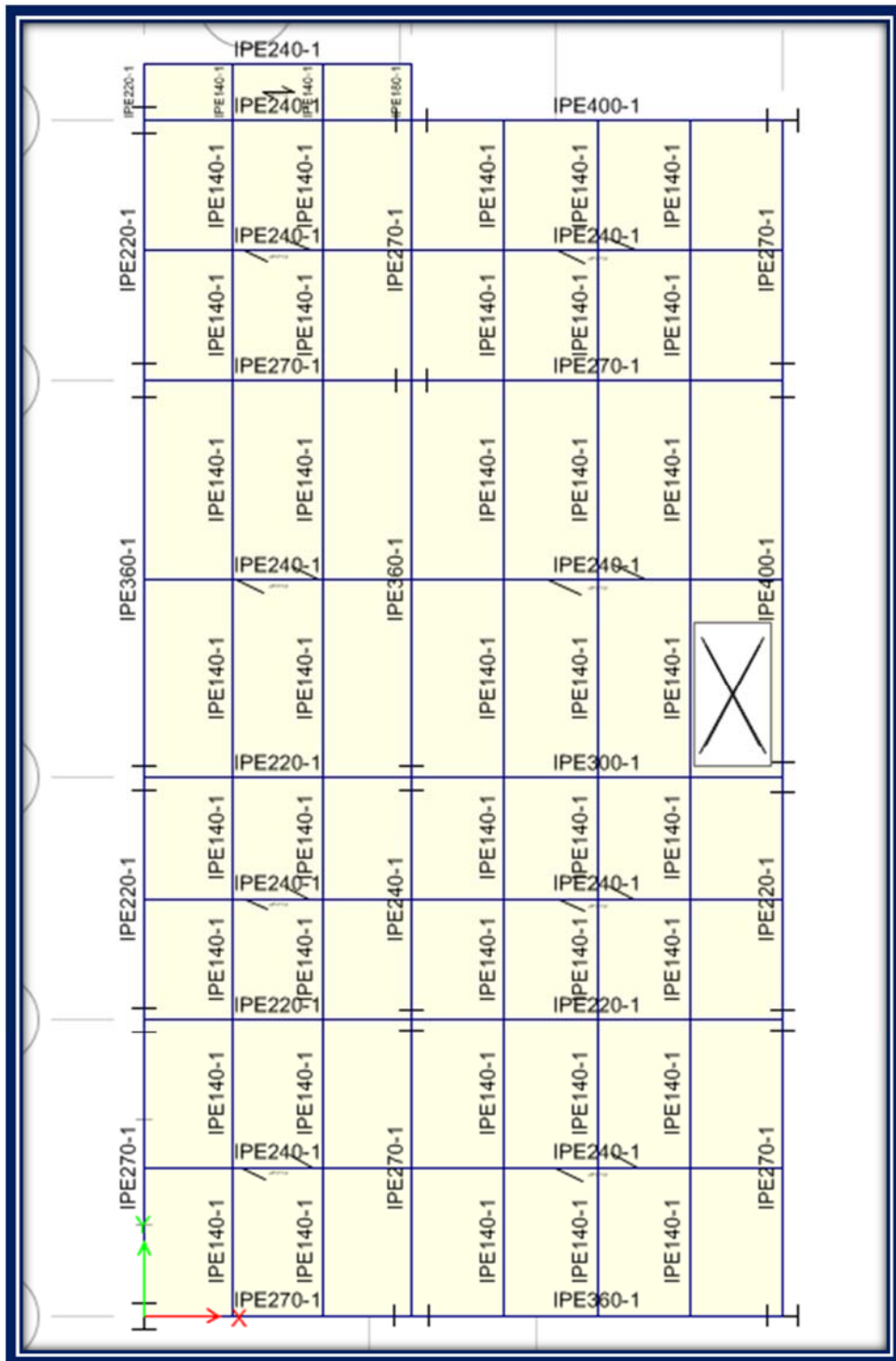


Gráfico VI.165 Secciones definitivas de vigas de transferencia y correas (PISO TIPO)

Fuente: (Captura de Software Especializado)

Ahora bien si uno desea ver los resultados del diseño que presenta el programa con mayor detalle, basta con hacer un clic derecho sobre el elemento que se desea verificar tras lo cual aparecerá un cuadro de diálogo tal y como se muestra en la figura **VI.166**

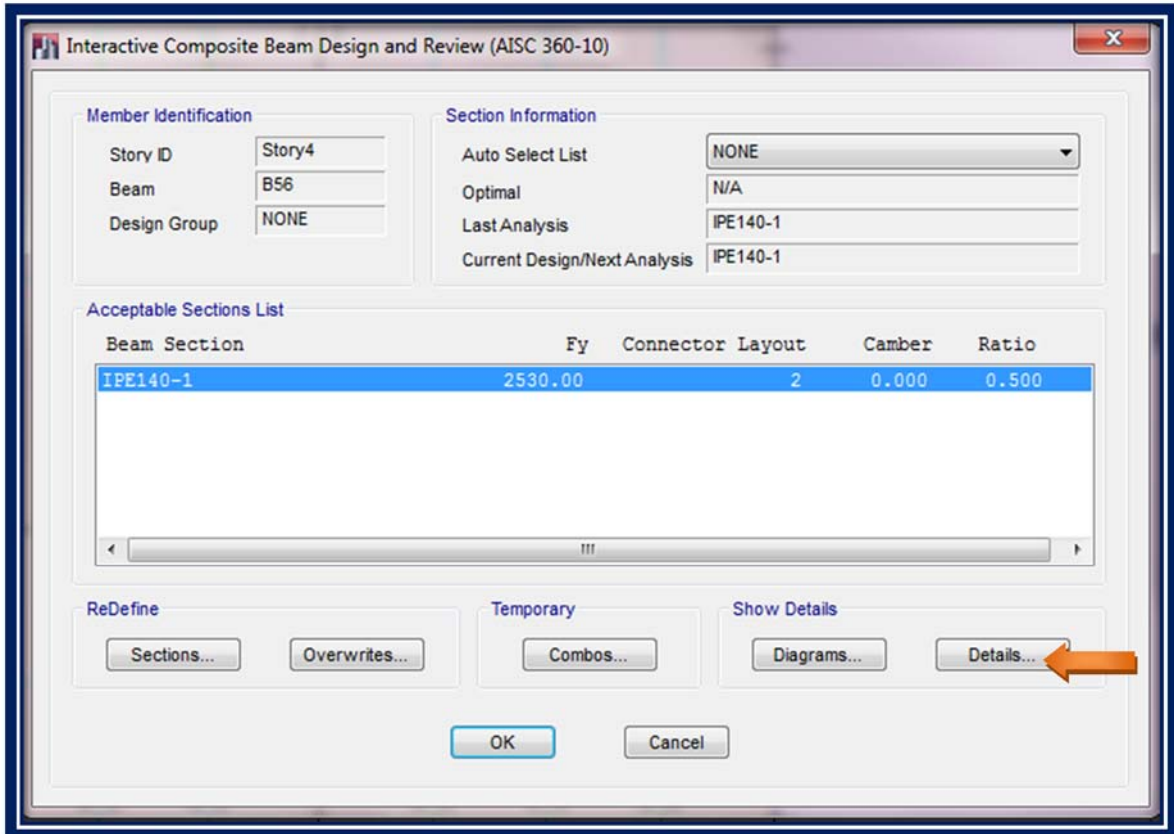



Gráfico VI.166 Cuadro de dialogo de diseño interactivo

Fuente: (Captura de Software Especializado)


Al seleccionar la opción **Details** en el cuadro de diálogo anterior uno puede revisar el sumario que contiene toda la información requerida que el programa emplea para el diseño de la sección mixta, por ejemplo en el gráfico **VI.167** se pueden apreciar los resultados de valores de momento y cortante del elemento seleccionado tanto para la etapa constructiva como para la etapa final

Demand/Capacity Ratio								
PCC	Stud Layout	Segment Length (m)	Stud Ratio	Strength Ratio	Deflection Ratio	Vibration Ratio	Governing Ratio	Utilization Limit
0	2	1.515	0.5	0.159	0.093	0.252	0.5	1

Moment Capacities for PCC			
Type	Percent	PNA m	ΦM_n tonf-m
PCC	0	0.07	2.0106
Full	100	0.14	5.7221

 **Moment Design**

Type	Combo	L_b m	C_b	M_u tonf-m	ΦM_n tonf-m	Ratio
Construction Positive	UDCmpC1	1.675E-06	1	0.1766	2.0106	0.088
Strength Positive	UDCmpS2	1.675E-06	1	0.3197	2.0106	0.159

 **Shear Design**

Type	Combo	Block	V_u tonf	ΦV_n tonf	Ratio
Construction Left	UDCmpC1	OK	0.4216	8.9325	0.047
Construction Right	UDCmpC1	OK	0.4216	8.8683	0.048
Final Left	UDCmpS2	OK	0.7633	8.9325	0.085
Final Right	UDCmpS2	OK	0.7633	8.8683	0.086

Gráfico VI.167 Sumario de valores de momento y corte por resistencia del elemento seleccionado para la etapa constructiva y final

Fuente: (Captura de Software Especializado)

Cabe aclarar que en la etapa constructiva la correa estará trabajando sola, por acción de su peso propio, mientras que en la etapa final trabajara con el ancho efectivo de la losa acero (steel deck), que es precisamente lo que hace que el elemento se comporte como una sección mixta.

Además también se pueden revisar el diseño de los conectores de corte que para el caso de nuestro elemento seleccionado no requiere más que el mínimo especificado tal y como se lo puede observar en el gráfico **VI.168**

Shear Stud Details (PCC Provided=0%)

The beam is designed as a composite beam. Only minimum studs are required to satisfy spacing requirement.

Gráfico VI.168 Resumen de detalles de conectores de corte entregados

Fuente: (Captura de Software Especializado)

Otra de las ventajas que presenta el programa es que para la etapa de servicio también es posible revisar los criterios de flechas y vibración para el elemento en análisis tal y como se aprecia en el gráfico **VI.169**

Deflection Design

Type	Consider	Combo	Deflection m	Limit m	Ratio	OK
PreComp DL	No	UDCmpD2	0.00036	0	0	Yes
Super Loads	Yes	UDCmpD2	0.00029	0.00698	0.042	Yes
Live Load	Yes	UDCmpD2	0.00029	0.00465	0.063	Yes
Total-Camber	Yes	UDCmpD2	0.00065	0.00698	0.093	Yes

DG11 Vibration Design

Type	Consider	Mode	Actual	Target	Ratio	OK
Walking	Yes	a0/g	0.001	0.005	0.252	Yes

Frequency and Effective Weight Parameters

Element	C, Factor	EI_{eff} tonf-m ²	D m ³	L m	B m	W tonf	Δ m	f_n cyc/sec
Slab		198.1354	0.000014					
Beam	2, 1.5	832.8715	0.000059	1.675	2.3396	2.26	0.00006	75.232
Girder	1.8, 1	2784.9417	0.000079	5	3.35002	10.1087	0.00198	12.66
Panel						9.8926	0.00204	12.484

Walking Acceleration Calculation

f_n cyc/sec	β Unitless	W tonf	P_o tonf	a_p/g Unitless	a_o/g Unitless
12.484	0.03	9.8926	0.0295	0.001	0.005

Gráfico VI.169 Revisión de criterios de flechas y vibración del elemento seleccionado

Fuente: (Captura de Software Especializado)

De manera general queda demostrado que las correas y vigas de transferencia se las han diseñado de una manera adecuada por etapas de servicio, construcción, resistencia y vibración siguiendo lo establecido en la normativa **AISC-2010**

6.6.2.17 ESTUDIO DEL ANÁLISIS PUSHOVER CON LA AYUDA DE UN SOFTWARE ESPECIALIZADO APLICANDO LOS CONCEPTOS DEL FEMA 440

Realizar un análisis no lineal es algo que requiere de tiempo y paciencia debido a que cada problema no lineal es diferente, por lo cual es necesario emplear cierta cantidad de tiempo para aprender el mejor modo de solucionar cada nuevo problema, es decir empezar desde lo más simple para luego ir abarcando aspectos más complejos, asegurarse de que el modelo se comporta de forma esperada bajo la acción de cargas estáticas lineales y análisis modales, tal y como se lo ha ido haciendo en este trabajo investigativo.

Así mismo en lugar de empezar asignando las rótulas plásticas por todas partes en la estructura la investigación se ha centrado en ir las añadiendo de manera gradual empezando primero con las áreas donde se espera la mayor no linealidad, comenzando con modelos de rótulas que en principio no pierden fuerza para los miembros primarios, para luego en función del comportamiento de la estructura modificarlas de ser necesario o en su defecto rediseñarlas, el Dr Graham Powell recomienda realizar un primer análisis sin incorporar efectos P-Delta ya que el objetivo en primera instancia es el de desarrollar el análisis de manera rápida de tal modo que se vaya entendiendo como es el comportamiento del modelo y se gane experiencia en el mismo, de modo que a medida que una vez se tenga la certeza definitiva de cuál será el comportamiento de la estructura, esta pueda ser modelada finalmente considerando el comportamiento no lineal más extremo.

Todo lo descrito en los párrafos anteriores es muy importante tomarlo en cuenta antes de someter a cualquier estructura a un análisis push-over debido a que pequeños cambios en la definición de las propiedades no lineales o las cargas producen cambios significativos en la respuesta no lineal de la estructura y por esta razón es en extremo

importante considerar los diferentes modelos de carga para el análisis no lineal y de realizar estudios previos de sensibilidad en el efecto de variar las propiedades de la estructura pues de esta manera se aseguran que los resultados obtenidos sean reales.

Considerando lo anterior empezaremos con el análisis no lineal, para lo cual iniciaremos asignando las rotulas plásticas al modelo, por lo que para hacerlo basta seleccionar el elemento donde se espera ocurra mayor no linealidad y a continuación se sigue la ruta: Assign / Frame/ Hinges tal y como se muestra el gráfico **VI.170**

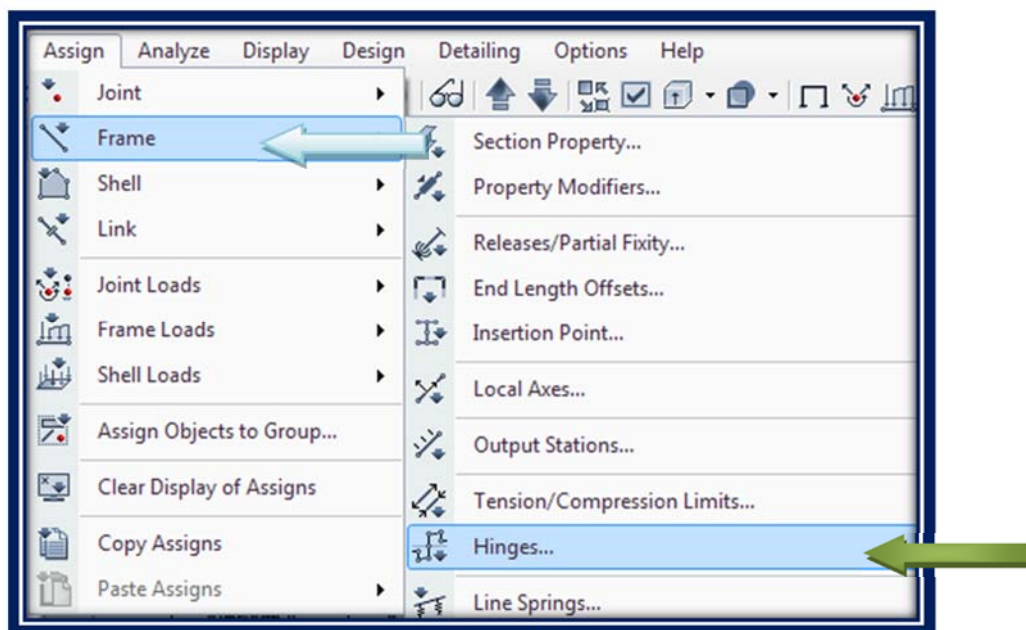


Gráfico VI.170 Ruta de acceso para la asignación de rotulas plásticas

Fuente: (Captura de Software Especializado)

Ahora bien para el caso de que el elemento seleccionado sea una viga es preciso razonar de que aquellas que formen parte del sistema especial resistente a momentos (SMF) tendrán un comportamiento dúctil, es decir que van a disipar energía precisamente debido a que incursionaran en el rango inelástico, entendiendo además de que el efecto predominante en el elemento será la flexión, por lo que considerando estos criterios procederemos a modelar las rótulas plásticas en vigas configurando los formularios que aparecerán tras haber seguido la ruta mostrada en el gráfico **VI.170**,

estos formularios, así como su configuración se muestran en los gráficos VI.171 y VI.172 presentados a continuación:

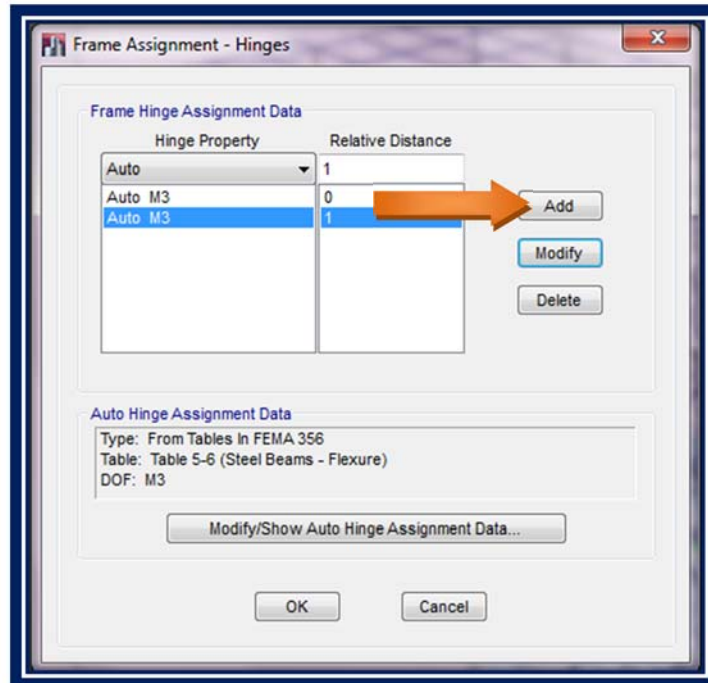


Gráfico VI.171 Formulario para la asignación de rotulas plásticas

Fuente: (Captura de Software Especializado)

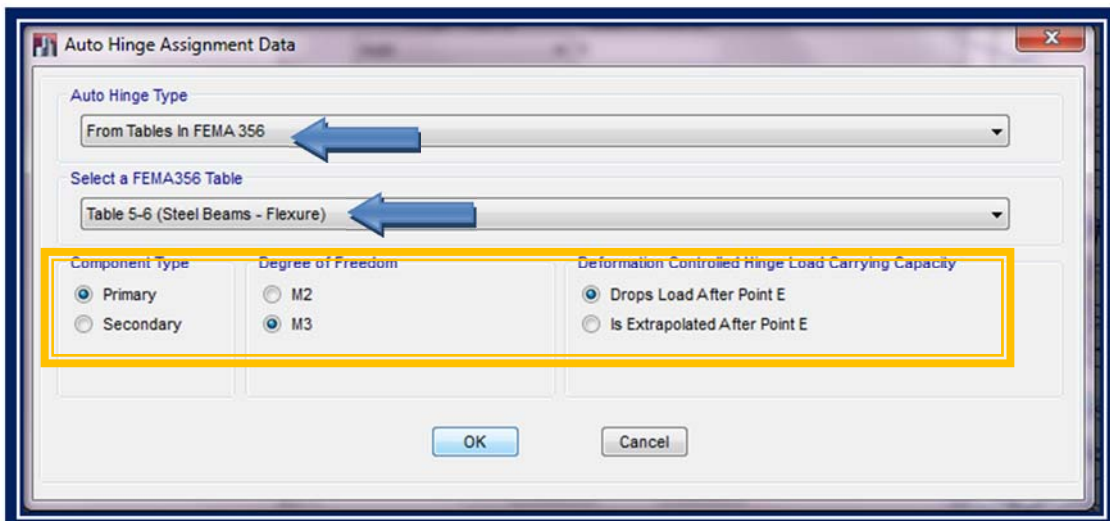


Gráfico VI.172 Formulario para la configuración de las propiedades de las rotulas plásticas para vigas

Fuente: (Captura de Software Especializado)

Cabe señalar que en el gráfico VI.171 se han dispuesto valores de distancias relativas de 0 y 1, debido a que las rótulas plásticas se formarán en las caras de las columnas a ambos extremos de la viga ($Sh=0$), ya que emplearemos una conexión del tipo (**WELDED UNREINFORCED FLANGE - WELDED WEB MOMENT CONNECTION - WUF-W**), tal y como lo establece la norma AISC 358-2010 para el diseño de sistemas SMF, dicho lo anterior es fundamental aclarar una vez más la importancia que tiene el tipo de conexión a utilizarse ya que de ello dependerán los valores que se coloquen en la distancia relativa en el formulario de asignación de rótulas plásticas que presenta el programa y que se muestra en el gráfico VI.171.

Se destaca además que a los volados no se les asigna rótula plástica, esto se justifica debido a que se caerían sin siquiera haber tenido una adecuada redistribución de momentos.

Aclarado lo anterior el siguiente paso es asignar las rótulas plásticas a las columnas, el proceso en el programa es similar que para el caso de vigas, sin embargo al igual que en el caso anterior el diseñador debe tomar en cuenta de que en las columnas se tienen los efectos predominantes tanto de flexión como de carga axial, es decir el elemento queda gobernado por la flexo compresión, por lo que ahora este será el criterio con el que se modelarán las rótulas plásticas en dichos elementos, proceso que se encuentra reflejado en los gráficos VI.173 y VI.174.

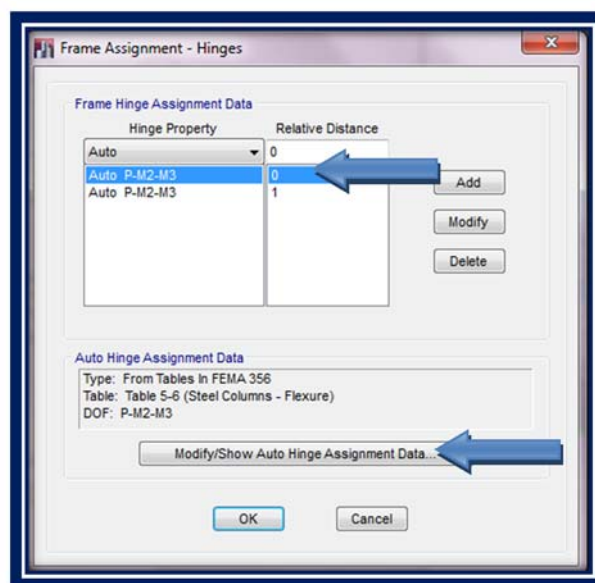


Gráfico VI.173 Formulario para la asignación de las rótulas plásticas para columnas

Fuente: (Captura de Software Especializado)

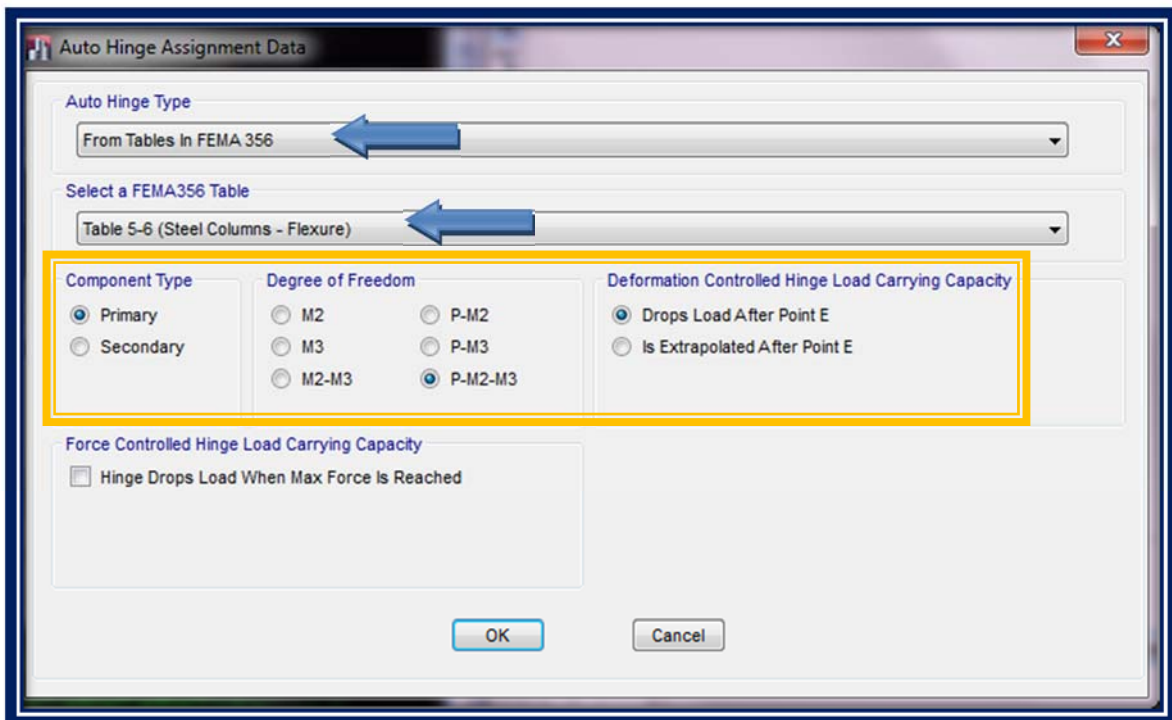


Gráfico VI.174 Formulario para la configuración de las propiedades de las rótulas plásticas para columnas

Fuente: (Captura de Software Especializado)

Hasta ahora se ha visto como se deben definir las propiedades no lineales de la estructura, por lo que de aquí en adelante nos centraremos en ciertas consideraciones importantes que hay que tomar en cuenta para realizar el análisis no lineal, y una de ellas es el saber el tipo de patrón de carga adecuado que se requiere, mismo que se trata en el ítem a continuación:

- **Patrones de Carga Lateral**

Para realizar un análisis no lineal en edificios con múltiples grados de libertad, se requiere, en el caso del FEMA, realizar dos análisis por separado usando vectores de carga diferentes; el primer grupo de vectores pueden ser: Distribución por Código, Primer Modo, SRSS de cargas de piso modales mientras que el segundo grupo puede elegirse de los vectores de carga: Distribución Uniforme, Distribución de Carga Adaptativa. Los valores que son mayores son los que se comparan con los criterios de aceptabilidad.

Siguiendo lo establecido por el **FEMA 356 y FEMA 440** en esta investigación a manera de obtener resultados concluyentes estableciendo un análisis comparativo se considerarán los siguientes patrones de carga:

- Vector de carga para la distribución por código
- Vector de carga para el primer modo de Vibración
- Vector de Carga uniforme

En el primer caso cuando se requiere ingresar el vector de carga acorde a una distribución por código, se la calculará de acuerdo a lo establecido en la sección **6.3.5** de la norma ecuatoriana (**NEC 2015 NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO)**) tal y como se muestra a continuación:

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad \text{Ecuación VI. 17}$$

De donde:

V= cortante total en la base de la estructura

V_x= cortante total en el piso x de la estructura

F_i = fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

F_x = fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

n = número de pisos de la estructura

W_x = peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

W_i = peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

h_x = altura del piso x de la estructura

h_i = altura del piso i de la estructura

k = coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T , que se evalúa de la siguiente manera:

- Para valores de $T = 0.5s$, $k=1.0$
- Para valores de $0.5s < T = 2.5s$, $k = 0.75 + 0.50 T$
- Para valores de $T > 2.5$, $k = 2$.

FUERZAS PSEUDO-LATERALES, Y SUS CORTANTES Y MOMENTOS DE VOLTEO APLICADOS A CADA PISO EN LA DIRECCION X

PISO	W, Peso (Tn)	Alturas x Nivel (m)	h, Altura (m)	Wx h ^k	Cvx	F(Tn)	V(Tn)	M(Tn-m)	ΣM(Tn-m)
5	62.00	2.62	13.46	921.42	0.26	24.13	24.13	63.21	63.21
4	87.80	2.62	10.84	1042.23	0.29	27.29	51.41	134.71	197.92
3	88.56	2.62	8.22	788.75	0.22	20.65	72.07	188.81	386.73
2	88.63	2.62	5.60	530.00	0.15	13.88	85.94	225.17	611.90
1	90.88	2.98	2.98	282.33	0.08	7.39	93.34	278.14	890.04
TOTAL (Σ)	417.87			3564.74		93.34		890.04	

Tabla VI.58 Tabla de resumen fuerzas laterales en la dirección X, según – NEC 2015

Fuente: (Elaboración Propia)

FUERZAS PSEUDO-LATERALES, Y SUS CORTANTES Y MOMENTOS DE VOLTEO APLICADOS A CADA PISO EN LA DIRECCION Y

PISO	W, Peso (Tn)	Alturas x Nivel (m)	h, Altura (m)	Wx h ^k	Cvx	F(Tn)	V(Tn)	M(Tn-m)	ΣM(Tn-m)
5	62.00	2.62	13.46	921.42	0.26	24.13	24.13	63.21	63.21
4	87.80	2.62	10.84	1042.23	0.29	27.29	51.41	134.71	197.92
3	88.56	2.62	8.22	788.75	0.22	20.65	72.07	188.81	386.73
2	88.63	2.62	5.60	530.00	0.15	13.88	85.94	225.17	611.90
1	90.88	2.98	2.98	282.33	0.08	7.39	93.34	278.14	890.04
TOTAL (Σ)	417.87			3564.74		93.34		890.04	

Tabla VI.59 Tabla de resumen fuerzas laterales en la dirección Y, según – NEC 2015

Fuente: (Elaboración Propia)

Ahora bien una vez que se han calculado los vectores de carga para la "distribución por código", los cuales se muestran resaltados de color verde en las tablas anteriores se procederá a colocarlo en el programa de la siguiente manera:

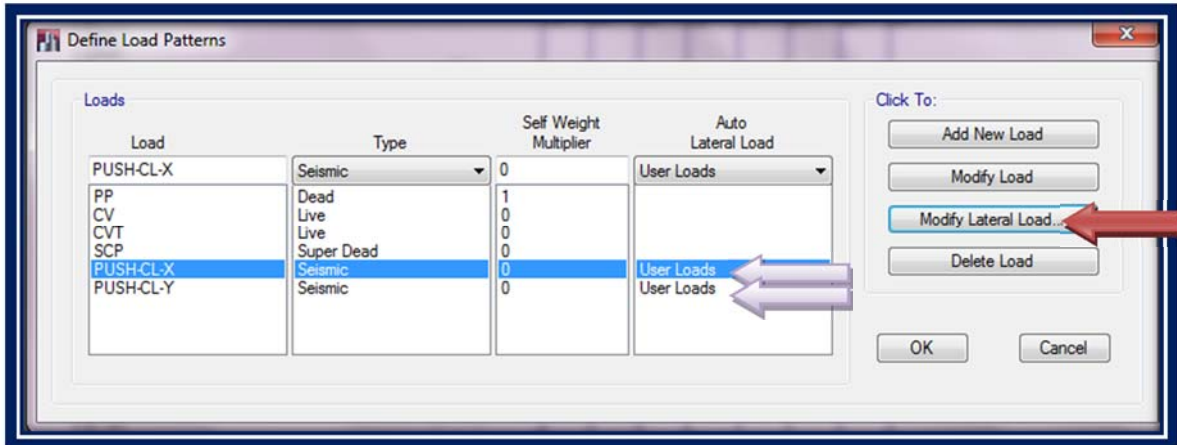


Gráfico VI.175 Formulario para la creación del vector de cargas para la "distribución por código"

Fuente: (Captura de Software Especializado)

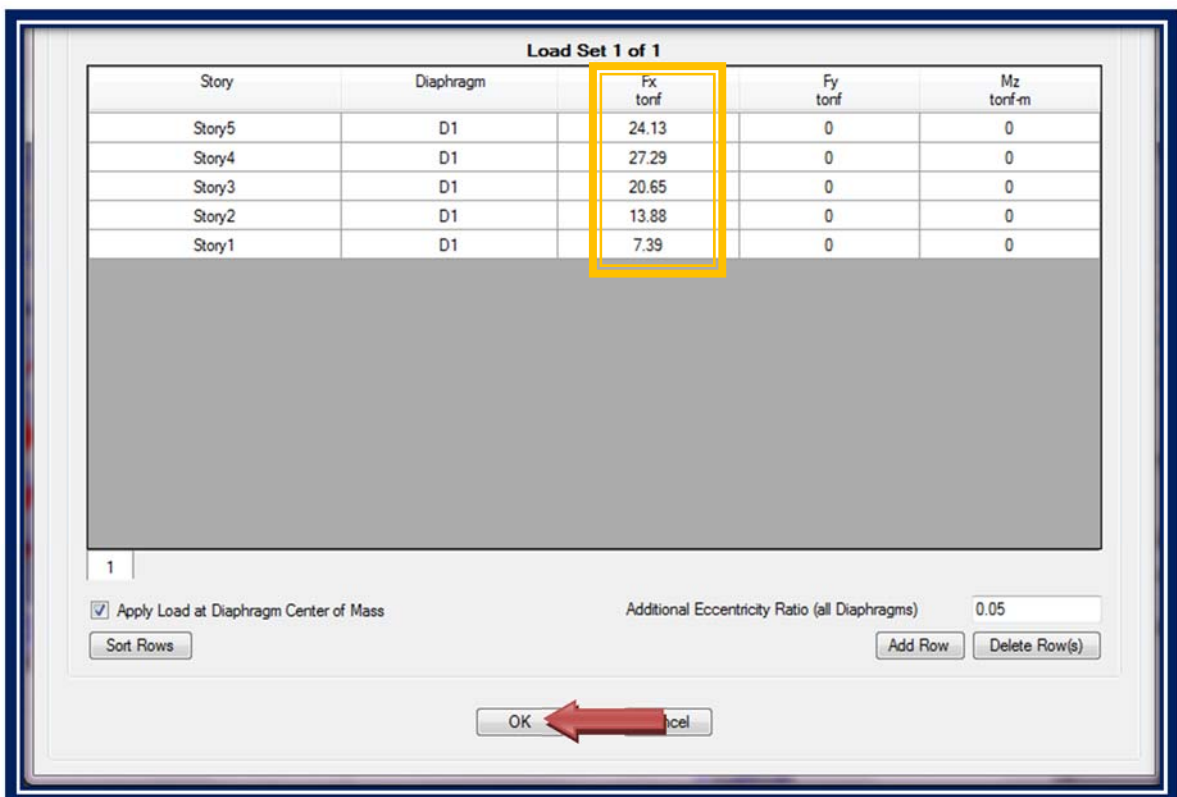


Gráfico VI.176 Formulario para la introducción de valores del vector de cargas para la "distribución por código"

Fuente: (Captura de Software Especializado)

Para la creación del vector de cargas para la distribución por código en la dirección Y, se sigue el mismo procedimiento realizado anteriormente mostrado en los gráficos **VI.175** y **VI.176**

Para el caso del vector de cargas para el primer modo de vibración se lo hará directamente por medio de la creación de un caso de carga no lineal el cual se lo mostrará en el siguiente ítem

Finalmente para la creación del vector de carga uniforme se realiza el mismo procedimiento mostrado en la gráfica **VI.176** y se procederá a crear un patrón de cargas uniforme tal y como se muestra a continuación:

Story	Diaphragm	Fx kgf	Fy kgf	Mz kgf-cm
Story5	D1	10	0	0
Story4	D1	10	0	0
Story3	D1	10	0	0
Story2	D1	10	0	0
Story1	D1	10	0	0

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0.05

Sort Rows Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

Gráfico VI.177 Formulario para la introducción de valores del vector de cargas uniforme

Fuente: (Captura de Software Especializado)

El proceso para la asignación del vector de cargas uniformes en la dirección Y, es similar al mostrado en el gráfico anterior, teniendo en cuenta de colocar el patrón de carga en el casillero correspondiente a la dirección de análisis.

Una vez hemos definido nuestros patrones de carga lateral de acuerdo a lo establecido por la normativa **FEMA 356** y **FEMA 440**, el siguiente paso es crear los casos de carga para el análisis estático no lineal los cuales se detallan a continuación:

- **Caso de carga No lineal Gravitacional**

El primer caso de carga que se generará es el gravitacional no lineal para lo cual se seguirá la ruta: **Define/ Load Cases**, tras lo cual se procederá tal y como se muestra en los gráficos **VI.178** al **VI.180**

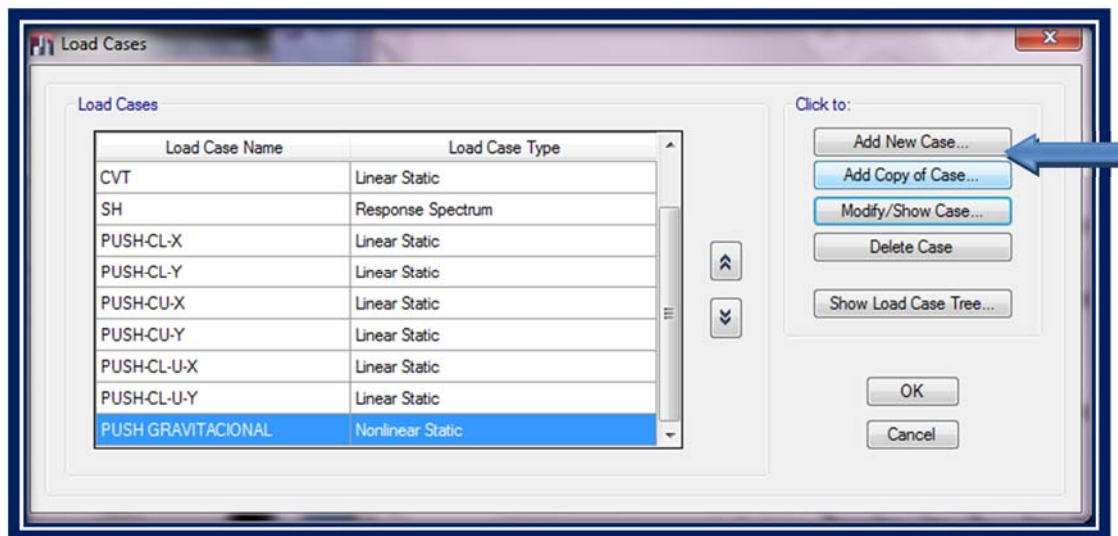


Gráfico VI.178 Formulario para la asignación de casos no lineales

Fuente: (Captura de Software Especializado)

El motivo por el que se debe generar este primer caso de carga no lineal es debido a que en la realidad antes de que la estructura se encuentre sometida a la acción de las cargas sísmicas, esta ya estará deformada precisamente debido a la acción que ejercen las cargas gravitacionales sobre la misma.

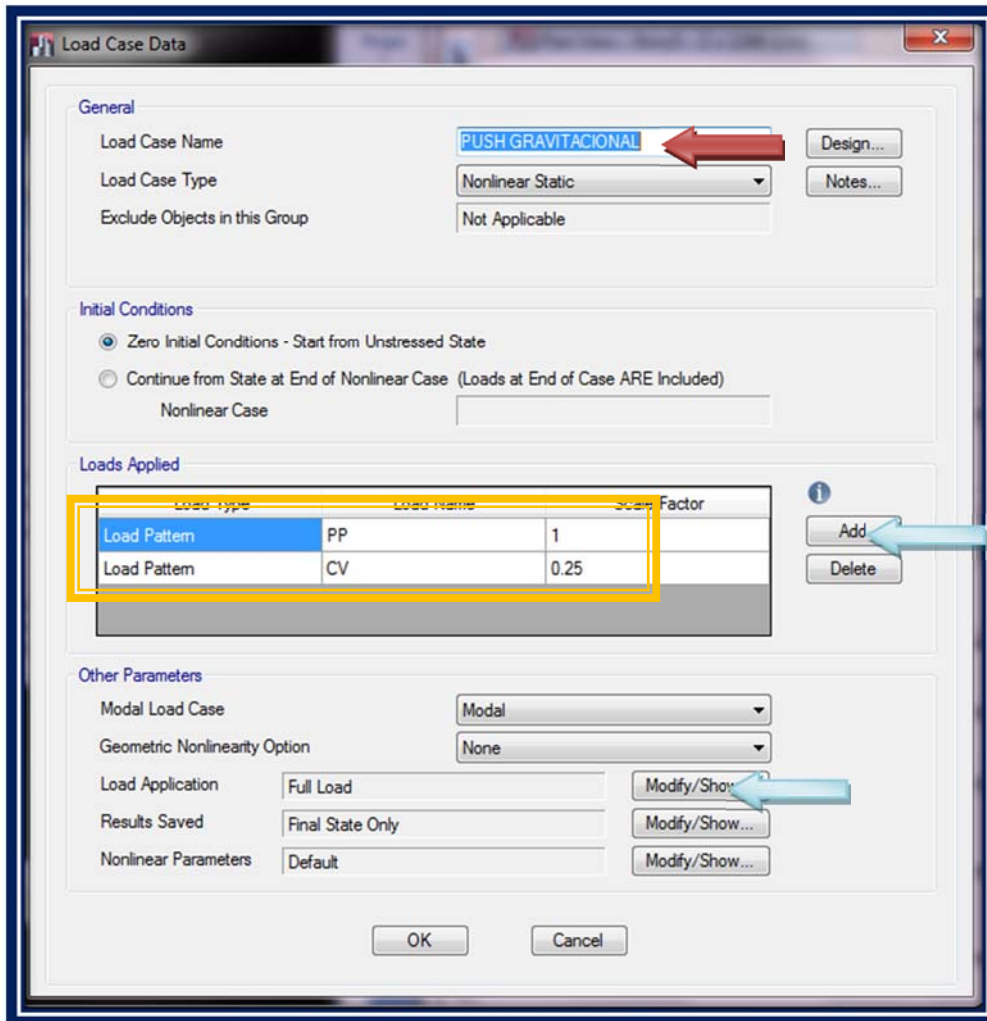


Gráfico VI.179 Formulario para la configuración del caso no lineal gravitacional según FEMA 356
Fuente: (Captura de Software Especializado)

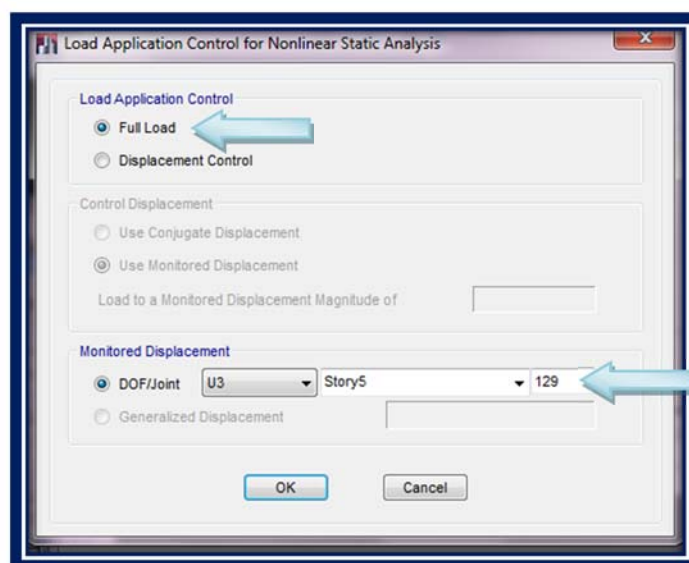


Gráfico VI.180 Formulario para la configuración del control de la aplicación de la carga para el caso no lineal gravitacional según FEMA 356 Fuente: (Captura de Software Especializado)

En el gráfico **VI.179** se muestra el formulario que presenta el programa para la configuración del caso no lineal gravitacional según **FEMA 356**, en el cual como se puede apreciar para el caso de la carga aplicada se han tomado el 25% de la carga viva y el 100% de la carga muerta (Peso propio + Sobrecarga permanente), por otra parte en el gráfico **VI.180** se muestra como deberá de configurarse el control de la carga aplicada por el programa, ahora bien es preciso explicar el hecho de que hemos seleccionado la opción "**Full Load**", debido a que se conoce la magnitud de la carga que será aplicada y se espera que la estructura pueda soportar aquella carga, el programa lo que hará es ir incrementado las cargas aplicadas desde cero hasta la magnitud especificada.

Finalmente debido a que la aplicación de las cargas asignadas para este caso actúan en el sentido gravitacional en la opción **Monitored Displacement** se ha elegido la dirección **U3** en el programa para el nodo de control **129** el cual para nuestro caso es el que se encuentra en el centro de masas del diafragma del último nivel de la estructura para cumplir con lo estipulado por la normativa **FEMA 356** en su sección **3.3.3.2.2 CONTROL NODE DISPLACEMENT**.

- **Casos de carga No lineales Laterales- Pushover**

El proceso para la creación de estos casos de carga no lineales es similar al anterior con la diferencia de que todos estos casos no lineales empezarán del caso no lineal gravitacional pues es lo lógico pensar como se mencionó anteriormente de que inicialmente la estructura ya se encuentra deformada debido a que actúan sobre ellas cargas gravitacionales y solo después las cargas sísmicas, de hecho es lo que ocurre en la realidad.

Considerando lo anterior se procede de manera similar a lo mostrado en el gráfico **VI.178**, tras lo cual se procederá para todos los casos no lineales por carga lateral a crearlos de manera similar a como se muestran en los gráficos a continuación:

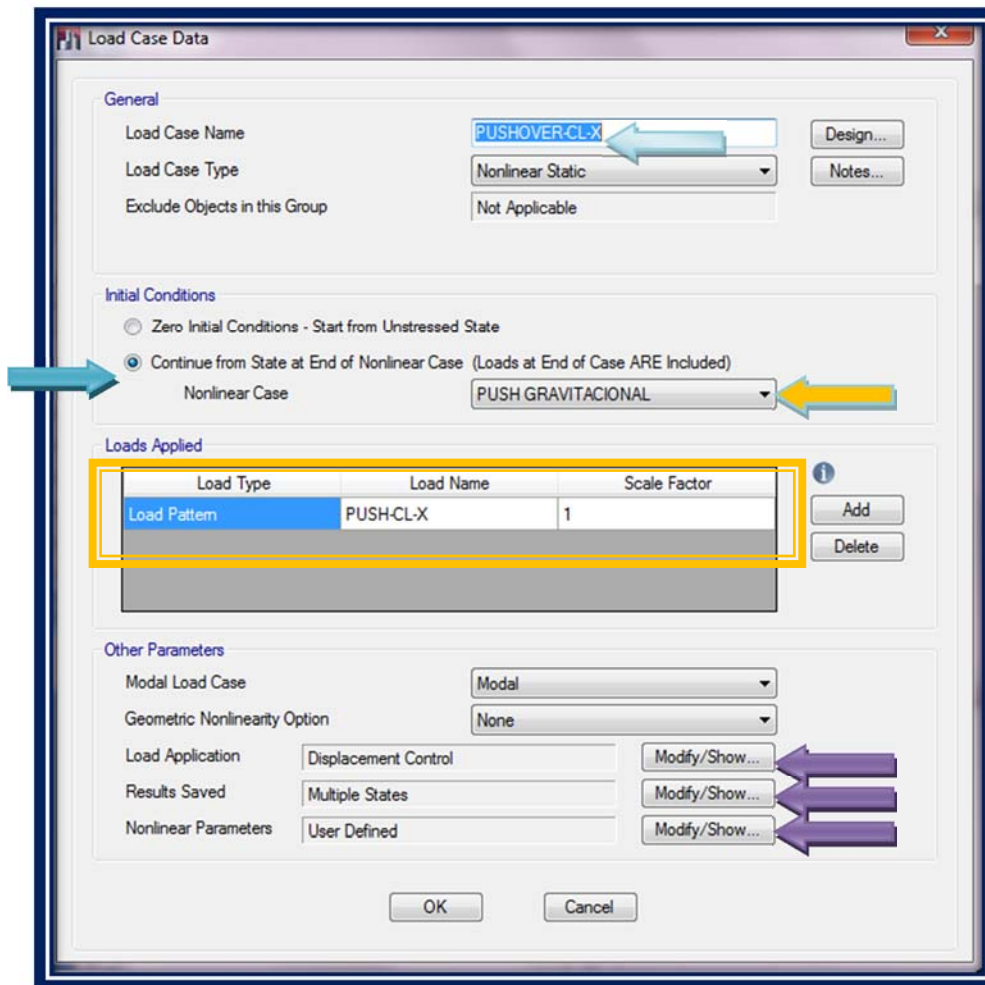


Gráfico VI.181 Formulario para la configuración de los casos de carga lateral no lineal según FEMA 356 y FEMA 440 Fuente: (Captura de Software Especializado)

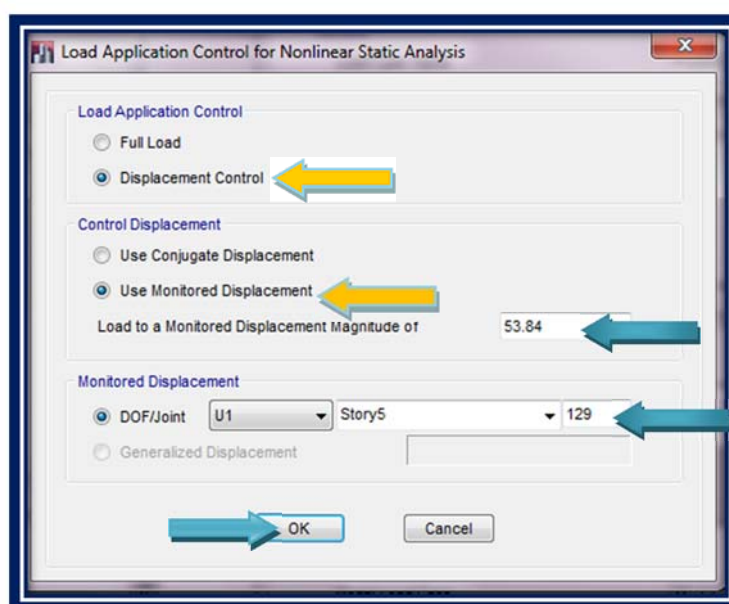


Gráfico VI.182 Formulario para la configuración del control de la aplicación de la carga para el caso no lineal gravitacional según FEMA 356 Fuente: (Captura de Software Especializado)

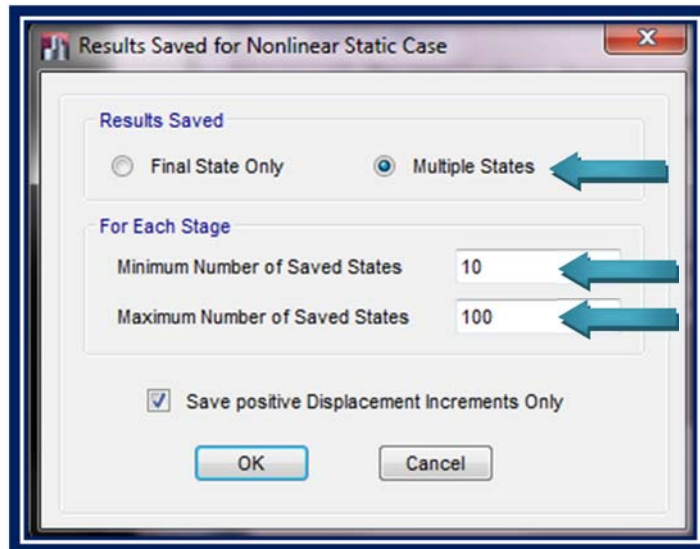


Gráfico VI.183 Formulario para la configuración de los resultados a guardar para el caso no lineal estático Fuente: (Captura de Software Especializado)

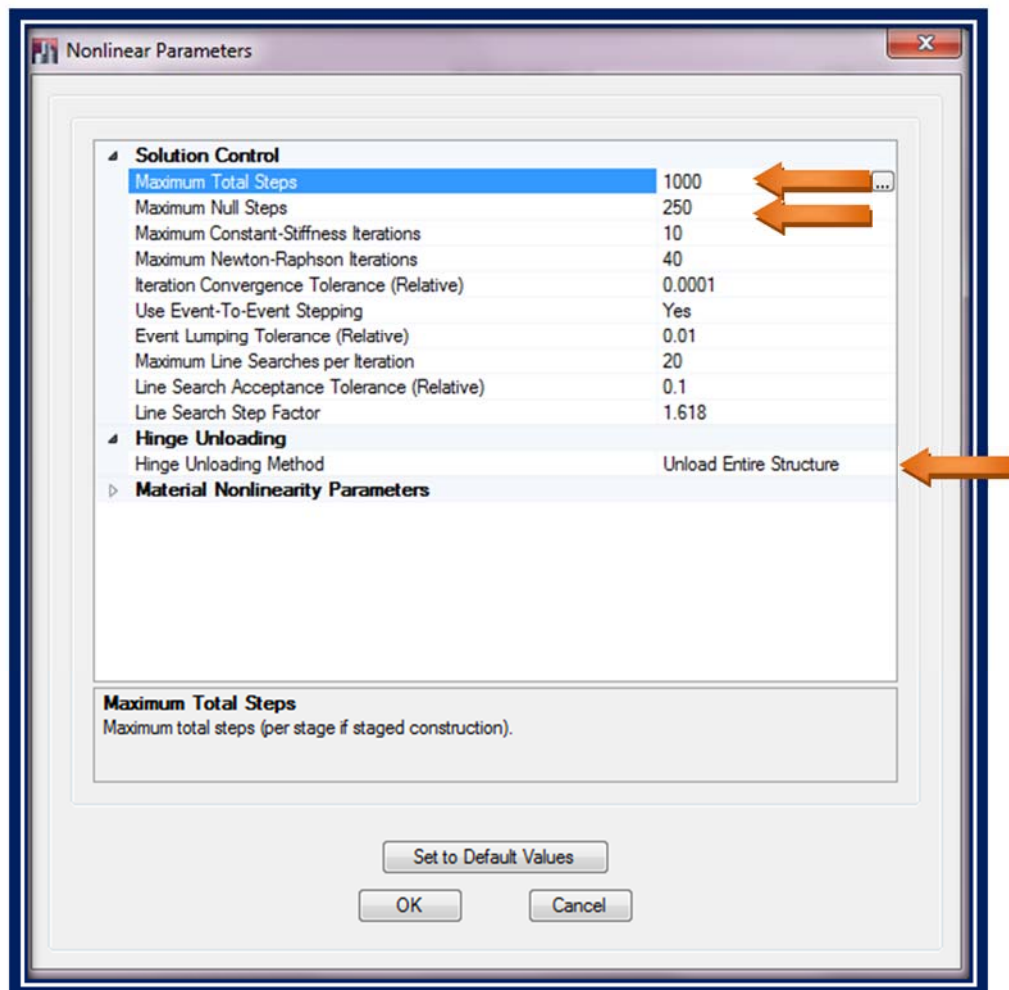


Gráfico VI.184 Formulario para la configuración de parámetros no lineales

Fuente: (Captura de Software Especializado)

El proceso para generar los casos de carga no lineales por carga uniforme y carga considerando el primer modo de vibración, es exactamente igual al mostrado en los gráficos **VI.181** al **VI.184** con la diferencia que para este último en el recuadro **Loads Applied** del gráfico **VI.181** en la opción **Load Type** se seleccionará el tipo mode en **Load name** 1 para X y 2 para Y, de esta manera se le indica al programa que se requiere que analice una distribución de carga considerando el primer modo de vibración tanto en X como en Y, esto es necesario hacerlo para cumplir con lo estipulado por la normativa **FEMA 356** como se mencionó anteriormente.

En el gráfico **VI.182** se seleccionará la opción control de desplazamiento debido a que se conoce cuán lejos se quiere que la estructura se mueva, pero no se conoce cuanta carga es requerida, de hecho el programa siempre toma por defecto el 4% de la altura total de la estructura cumpliendo la Normativa **FEMA**.

En el gráfico **VI.183** se muestran los pasos de salida, es decir el número de resultados que entregará el programa para ver cómo la estructura responde durante la carga. Esto es particularmente importante para el análisis estático Pushover, donde se necesita desarrollar la curva de capacidad.

En el gráfico **VI.184** se definen los parámetros no lineales a considerarse, para nuestro caso en particular como se mencionó al inicio de este apartado para el desarrollo de este estudio se han realizado análisis previos para entender el comportamiento de la estructura y debido a esto es que en el casillero en mención para la opción **Maximum Total Steps y Maximum Null Steps**, se han asignado los valores de 1000 y 250 respectivamente, así como la opción de usar el método de "**Descarga completa de la estructura**" para definir cómo será el proceso de descarga de las rótulas plásticas en los elementos de la misma, en general estos valores cambian para cada estructura y es debido a esto es que como se comentó al inicio de este apartado el calculista debe de realizar análisis previos a la estructura a fin de entender el adecuado comportamiento de la misma y de hecho es lo que debería hacerse en todos los casos.

Finalmente cabe mencionar que no se han tomado en cuenta los efectos **P- Δ** para el caso de nuestra estructura debido a que como se demostró en la sección **6.6.2.14.5.2**

de este trabajo investigativo no hacen falta tomarse en cuenta, de hecho el Dr Graham Powell de la Universidad de Berkeley recomienda no considerar estos efectos de no ser necesario puesto que por el contrario de lo que se cree lejos de obtener resultados por el lado de la seguridad, tienden a provocar resultados erróneos y alejados de la realidad, puesto que como se discutió al inicio de este apartado el análisis pushover es sumamente sensible, es mas la evaluación previa de estos efectos sumados a la no linealidad del material sobre estructuras simples de un grado de libertad, entregó resultados burdos y poco representativos del comportamiento inelástico de segundo orden. Entre otros, un comportamiento frágil y nula ductilidad global de las estructuras con bruscas caídas de la resistencia post-fluencia y cero resistencia residual y debido a esto para este estudio no se han considerado estos efectos.

6.6.2.17.1. ANÁLISIS DE LA CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA

Después de haber realizado varios análisis para entender el comportamiento del modelo ganando experiencia en el mismo, se logra tener la certeza definitiva del comportamiento real de la estructura, pues como se comento anteriormente cada modelo tiene un comportamiento diferente y debido a esto es preciso emplear el tiempo necesario para entenderlo apropiadamente a fin de obtener resultados reales.

Ahora bien algo importante que se puede obtener del análisis es verificar cual es la carga lateral máxima que resistirá la estructura en estudio antes del colapso, para lo cual lo podremos visualizar siguiendo la ruta: **Display/ Show Static Pushover Curve**, tras lo cual aparecerá la curva de capacidad de la edificación analizada, los resultados entregados por el programa para cada caso de carga no lineal generado en el paso anterior se pueden apreciar en los gráficos a continuación:

Max: (0.491924, 503.790413); Min: (0.000206, 0)



Gráfico VI.185 Curva de capacidad para el caso de carga PUSHOVER-CL-X sin incluir efecto P-delta Fuente: (Captura de Software Especializado)

Max: (0.480529, 517.701637); Min: (0.001511, 0)

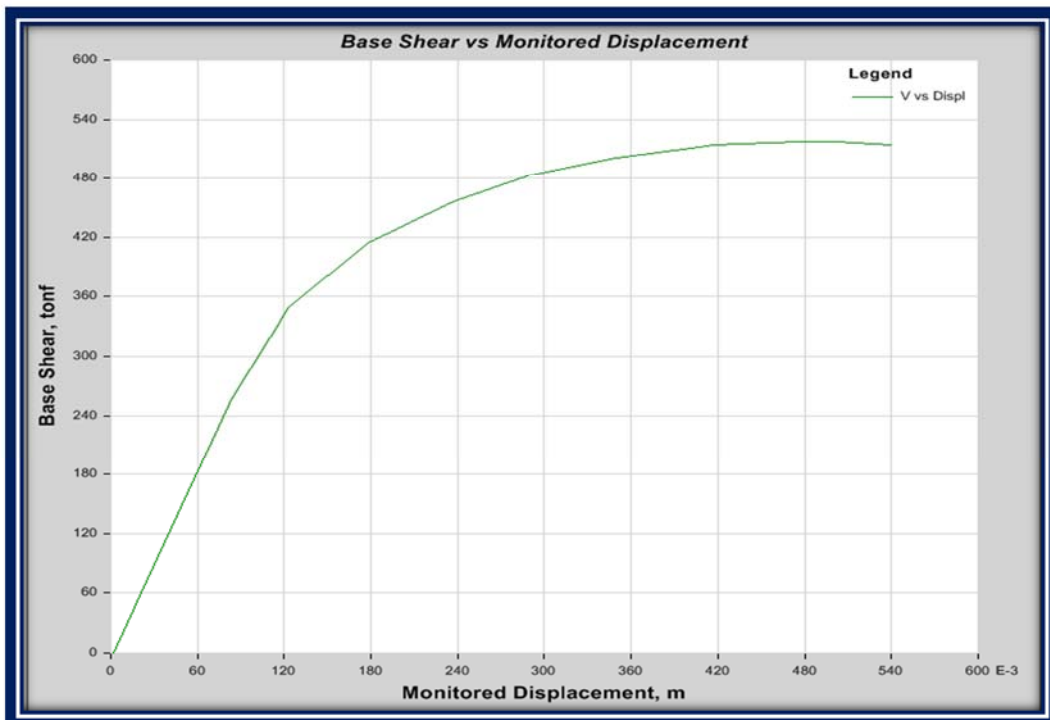


Gráfico VI.186 Curva de capacidad para el caso de carga PUSHOVER-CL-Y sin incluir efecto P-delta Fuente: (Captura de Software Especializado)

Max: (-0.494798, 536.56071); Min: (0.000206, 0)



Gráfico VI.187 Curva de capacidad para el caso de carga PUSHOVER-CL-1MX sin incluir efecto P-delta Fuente: (Captura de Software Especializado)

Max: (-0.479733, 520.715426); Min: (0.001511, 0)

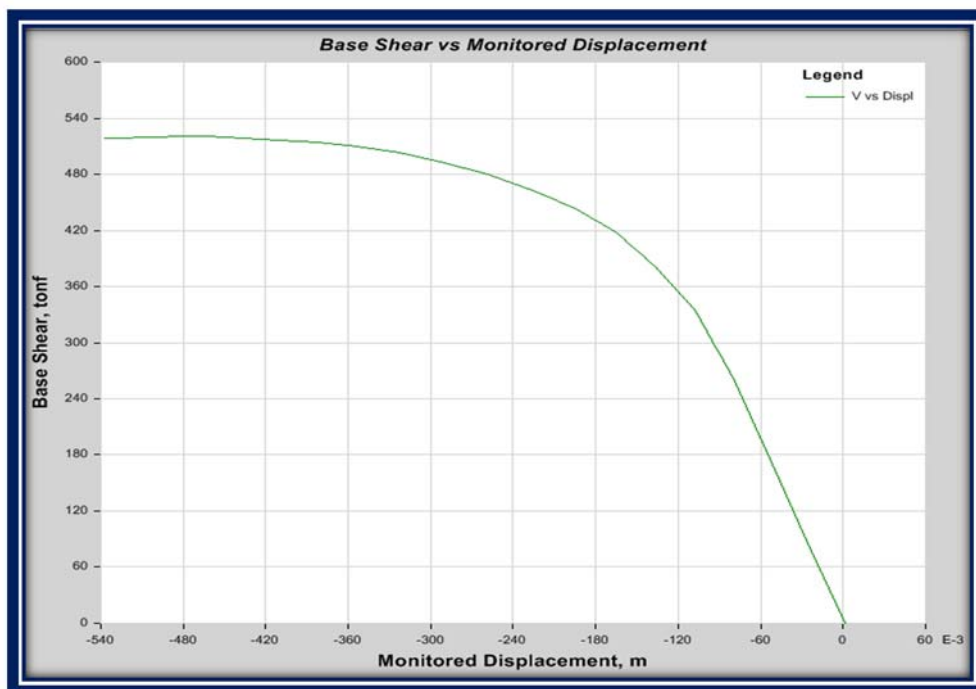


Gráfico VI.188 Curva de capacidad para el caso de carga PUSHOVER-CL-1MY sin incluir efecto P-delta Fuente: (Captura de Software Especializado)

Max: (0.47456, 579.52079); Min: (0.000206, 0)



Gráfico VI.189 Curva de capacidad para el caso de carga PUSHOVER-CL-U-X sin incluir efecto P-delta Fuente: (Captura de Software Especializado)

Max: (0.451729, 592.253502); Min: (0.001511, 0)



Gráfico VI.190 Curva de capacidad para el caso de carga PUSHOVER-CL-U-Y sin incluir efecto P-delta Fuente: (Captura de Software Especializado)

En todos los gráficos mostrados del **VI.185** al **VI.190** vemos que la curva de capacidad tiene un primer tramo que es prácticamente lineal correspondiente al comportamiento elástico de la estructura, así mismo presenta además un segundo tramo que indica que la estructura ha incursionado en un rango inelástico presentándose una degradación de la rigidez lateral de la misma en forma paulatina, cabe indicar además de que el programa realiza un ploteo inverso de la curva de capacidad para los casos no lineales considerando el primer modo de vibración en X e Y tal y como se lo puede observar en los gráficos **VI.187** y **VI.188** respectivamente.

Ahora bien con el fin de poder evaluar los resultados obtenidos de acuerdo a los vectores de carga empleados y definidos anteriormente con los cuales se generaron los casos de carga no lineales para cada dirección según lo recomendado por el código FEMA, podemos realizar un gráfico comparativo de las curvas de capacidad obtenidas para los diferentes casos de carga no lineales tanto en dirección X como en dirección Y tal y como se muestran en los gráficos **VI.191** y **VI.192** presentados a continuación:

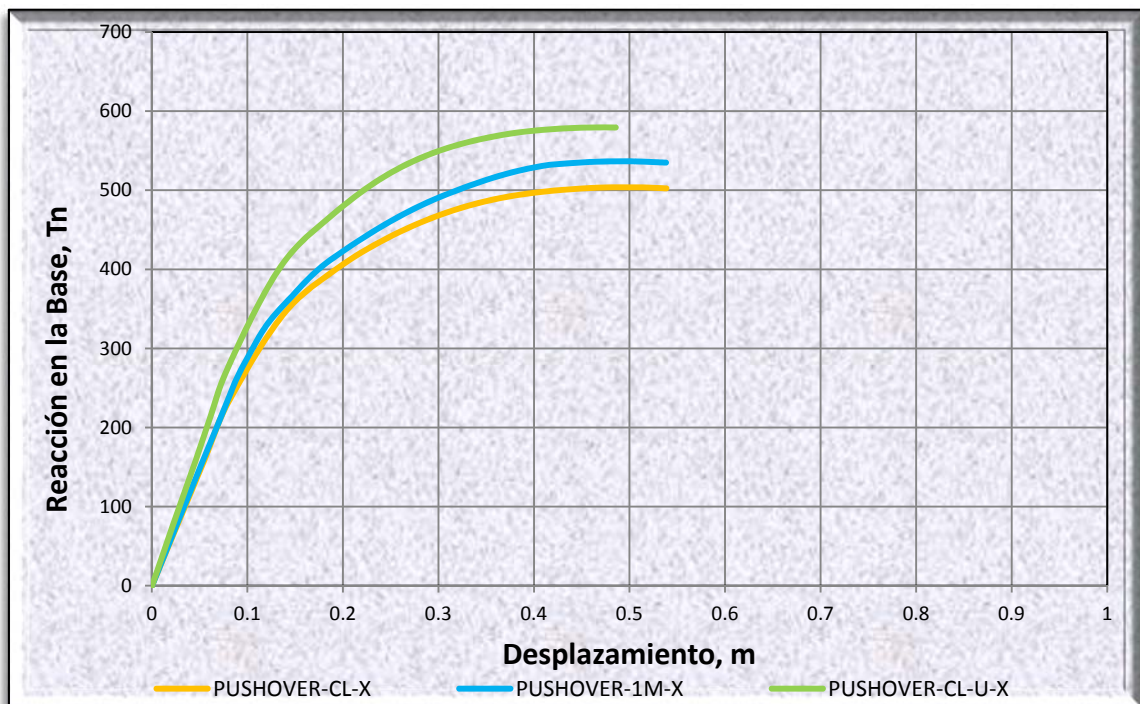


Gráfico VI.191 Comparación gráfica de las curvas de capacidad obtenidas para los diferentes casos de carga no lineales en dirección X generados según el código **FEMA 440**

Fuente: (Elaboración Propia)

Paso	PUSHOVER-CL-X		PUSHOVER-1M-X		PUSHOVER-CL-U-X	
	Desp.(m)	Fuerza(Ton)	Desp.(m)	Fuerza(Ton)	Desp.(m)	Fuerza(Ton)
24	0.538606	502.367	0.538194	534.9578	0.485597	579.3581
23	0.508839	503.665	0.507236	536.479	0.485429	579.351
22	0.50118	503.771	0.505176	536.4994	0.485426	579.3507
21	0.496586	503.787	0.494798	536.5607	0.485398	579.371
20	0.491924	503.79	0.490649	536.5379	0.485235	579.3648
19	0.465147	503.128	0.473567	536.3122	0.47456	579.5208
18	0.454666	502.553	0.459938	535.8319	0.471093	579.5148
17	0.411098	498.313	0.449675	535.1211	0.44321	578.7392
16	0.356846	488.199	0.417437	532.2568	0.403202	575.7922
15	0.302272	469.033	0.410484	531.1412	0.356764	567.6557
14	0.246231	439.354	0.383538	524.5705	0.301909	550.4544
13	0.191175	398.702	0.355912	515.3174	0.246169	519.2438
12	0.137146	342.309	0.326648	503.1544	0.190349	470.1594
11	0.080831	233.652	0.296297	488.5515	0.134375	402.6081
10	0.054046	156.029	0.26443	470.6749	0.079651	275.6978
9	0.000206	0	0.235003	449.9479	0.054046	186.8404
8			0.207076	428.697	0.000206	0
7			0.174574	400.1228		
6			0.146614	365.9133		
5			0.117883	325.429		
4			0.089417	263.5121		
3			0.080554	237.453		
2			0.053634	158.302		
1			0.026714	79.151		
0			0.000206	0		

Tabla VI.60 Tabla de datos de la curva de capacidad en la dirección X para los diferentes casos de carga no lineales generados según recomendaciones para el diseño por desempeño del código **FEMA 440** Fuente: (Software Especializado)

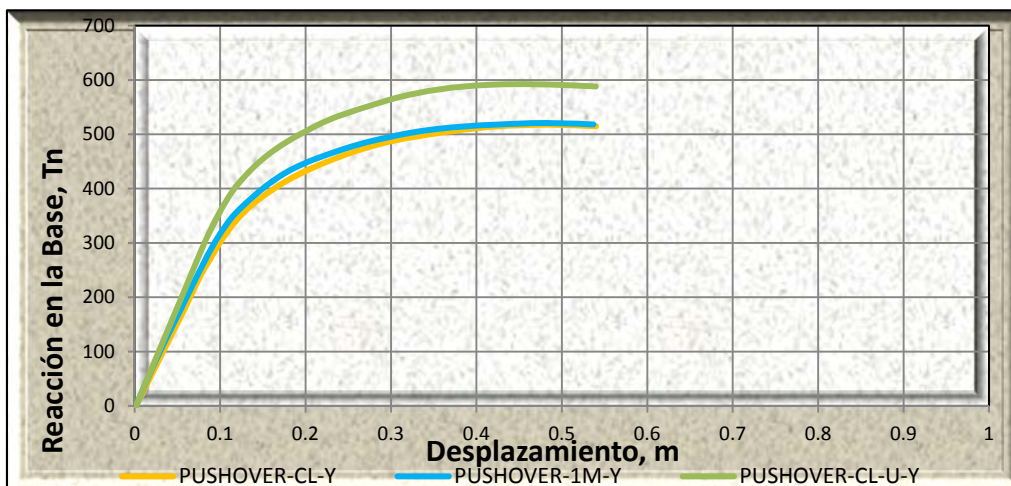


Gráfico VI.192 Comparación gráfica de las curvas de capacidad obtenidas para los diferentes casos de carga no lineales en dirección Y generados según el código FEMA 440

Fuente: (Elaboración Propia)

Paso	PUSHOVER-CL-Y		PUSHOVER-1M-Y		PUSHOVER-CL-U-Y	
	Desp.(m)	Fuerza(Ton)	Desp.(m)	Fuerza(Ton)	Desp.(m)	Fuerza(Ton)
23	0.539911	514.74	0.536889	518.1391	0.539666	587.9783
22	0.501802	517.305	0.532153	518.4654	0.516002	589.8343
21	0.485611	517.676	0.50278	520.2226	0.488966	591.5404
20	0.480529	517.702	0.479733	520.7154	0.47905	591.8571
19	0.475712	517.584	0.466839	520.4972	0.455695	592.2375
18	0.455882	516.722	0.462864	520.3832	0.451729	592.2535
17	0.416625	513.935	0.449783	519.7254	0.439327	592.1708
16	0.407152	512.569	0.410014	516.8849	0.423053	591.8481
15	0.350188	500.863	0.38238	514.0231	0.416108	591.4865
14	0.290625	483.725	0.353364	509.8103	0.387364	588.0219
13	0.236647	456.341	0.322993	502.7827	0.35624	582.7159
12	0.17766	414.136	0.289369	491.8956	0.328265	575.3858
11	0.123165	349.048	0.25862	479.7809	0.298391	563.5701
10	0.083722	258.29	0.222658	461.069	0.264184	546.8906
9	0.055351	169.154	0.194285	443.4006	0.234136	531.0169
8	0.001511	0	0.16567	418.5392	0.204321	509.0429
7			0.135978	381.3429	0.166767	474.6578
6			0.107301	334.2823	0.138299	437.8302
5			0.079144	258.381	0.11021	385.6805
4			0.052329	172.4774	0.08326	306.2706
3			0.025409	86.2387	0.082271	302.5664
2			0.001511	0	0.055351	201.7109
1					0.028431	100.8555
0					0.001511	0

Tabla VI.61 Tabla de datos de la curva de capacidad en la dirección Y para los diferentes casos de carga no lineales generados según recomendaciones para el diseño por desempeño del código FEMA

Fuente: (Software Especializado)

De la comparación gráfica de las curvas de capacidad obtenidas para los diferentes casos de carga no lineales en dirección X e Y generados según el código FEMA y presentados en este estudio es claro ver que prácticamente tienden a sobreponerse entre sí, lo que confirma la hipótesis de que el ingreso de los casos de carga que se suponen iguales entregan resultados similares, por lo tanto se podría escoger cualquiera de ellos. Otro aspecto interesante que se puede observar es que para la dirección en X el máximo desplazamiento global lateral antes del colapso si tomamos en cuenta el caso no lineal **PUSHOVER- CL-X** como referencia comparativa para la dirección en X es de **49.19 (cm.)** mientras que para la dirección en Y considerando el caso no lineal

PUSHOVER-CL-1MY es de **47.97 (cm.)** en tanto que la carga lateral de colapso esperada es de **503.79 (tonf.)** y **520.71 (tonf.)** respectivamente.

Hasta ahora con los gráficos y resultados obtenidos de la curva de capacidad se han analizado las máximas cargas laterales probables de colapso de la estructura en las direcciones X e Y así como sus respectivos desplazamientos globales de azotea, sin embargo desconocemos la respuesta máxima que la estructura presentará cuando se produzca un sismo como el que propone la norma ecuatoriana NEC (2015) que es generalmente para el que se diseñan las estructuras en el país y que corresponde a un nivel de sismo raro, es decir no conocemos el punto de desempeño de la estructura por lo que debido a su importancia lo trataremos ampliamente en el siguiente numeral

6.6.2.17.2. ANÁLISIS DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SEGÚN FEMA 440

Para el cálculo del punto de desempeño es preciso aclarar que se deberá trabajar con un espectro elástico, es decir sin tomar en cuenta el factor de reducción de respuesta R, debido que un espectro elástico contempla la demanda total de la estructura para el nivel de sismo a analizar al que estará sometida la misma, y de hecho así lo establece el código FEMA 440 de lo contrario se estaría reduciendo la demanda y obviamente los resultados dejarían de corresponder para el tipo de sismo que se quiere analizar.

Es preciso aclarar además que el programa contempla 2 métodos mejorados para encontrar el punto de desempeño de la estructura los cuales son primero el método de "**Linerización equivalente**", el cual no es más que el método mejorado de la antigua norma del ATC-40, el cual era un método muy impreciso con resultados poco fiables y de hecho así lo demostraron Chopra y Goel, tanto es así que esta nueva versión mejorada del programa la ha eliminado completamente, por otra parte el programa además presenta un método alternativo el cual es el de "**Modificación del desplazamiento**", el cual no es más que el método mejorado con respecto a la norma FEMA 356, ambos métodos se encuentran en la normativa última del FEMA 440.

El procedimiento para la obtención del punto de desempeño por el método mejorado propuesto por el FEMA 440 de "**Linerización Equivalente**" se encuentra claramente ilustrado en los gráficos del **VI.193** al **VI.198**, de acuerdo a cada una de las curvas de

capacidad generadas por los distintos casos de carga no lineales creados en el programa, con los cuales procederemos a realizar un análisis de los resultados obtenidos para cada caso, de manera general el procedimiento que se hace en el programa es seleccionar en la casilla **plot type** la opción "**FEMA 440 EL**" que corresponde al método mejorado de "**Linerización equivalente**" propuesto por el FEMA 440, lo siguiente es seleccionar el tipo de caso no lineal creado anteriormente para la dirección que se requiera analizar y finalmente el último parámetro a definir es el espectro de demanda "**DEMAND SPECTRUM**" en el cual se ingresará la demanda sísmica a la que someteremos a nuestra estructura que para nuestro caso corresponde a un sismo raro definido por el espectro elástico de demanda que propone la norma ecuatoriana **NEC 2015**, el factor de escala **SF** corresponde al valor de la aceleración de la gravedad (9.81 m/sec^2), una vez se han configurado los parámetros anteriormente descritos en el cuadro de diálogo mostrado en la parte izquierda de la zona de ploteo en la opción "**Performance Point**" el programa mostrará los valores calculados del punto de desempeño para la estructura en estudio.

Así mismo en los gráficos del **VI.199** al **VI.204** se pueden visualizar los resultados obtenidos por el método mejorado propuesto por el código FEMA 440 de "**Modificación del desplazamiento**", al igual que su correspondiente proceso ilustrado de manera clara para generarlo en el programa, en general el procedimiento es el mismo que el descrito en el párrafo anterior con la diferencia de que en la casilla **plot type** escogeremos la opción "**FEMA 440 DM**" que es el que corresponde al método mejorado de "**Modificación del desplazamiento**" propuesto por el FEMA 440, y que en la casilla **Ts (sec)** ingresaremos el valor del período efectivo que para este caso será de 0.576 segundos que se calculó en el numeral **6.6.1.4.7** de esta investigación y finalmente en la casilla **Coefficient Cm** que no es más que un factor de masa efectiva que emplea el programa para calcular el desplazamiento objetivo (Punto de desempeño), especificaremos un valor de **0.9**, que es lo que recomienda la normativa FEMA para estructuras de más de 3 pisos con pórticos resistentes a momento en acero "**SMF**", tal y como se lo puede observar en la tabla **VI.62** mostrada a continuación:

Table 3-1 Values for Effective Mass Factor C_m^1

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

1. C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , is greater than 1.0 second.

Tabla VI.62 Valores del factor de masa efectiva según Fema 356 y Fema 440

Fuente: (Normativa FEMA 356)

Una vez definidos los parámetros anteriormente descritos, el programa calculará el desplazamiento objetivo el mismo que se lo puede ver en la opción "**Target Displacement Results**", así mismo se puede ver otros parámetros de interés como el desplazamiento de fluencia y la fuerza de fluencia mismos que se pueden apreciar en la pestaña "**Calculated Parameters**".

Cabe mencionar además que el caso del método mejorado de "**Linerización equivalente**" propuesto por el FEMA 440 es el más preciso de todos los métodos para hallar el punto de desempeño de una estructura debido a que se deriva del análisis estadístico de un gran número de respuestas frente a diferentes movimientos sísmicos, mientras las ecuaciones del antiguo método del ATC-40 consideraban el supuesto de que el sistema de rigidez equivalente inelástico era igual al de la rigidez secante, el método mejorado del FEMA 440 obtiene la rigidez equivalente a partir del período de tiempo efectivo y propiedades de amortiguación derivadas a partir de ecuaciones que han sido resultado de análisis estadísticos. Por otra parte el método mejorado de "**modificación de desplazamiento**" propuesto por el FEMA 440 básicamente mantiene las mismas ecuaciones avanzadas para el cálculo de los coeficientes que permiten hallar el desplazamiento objetivo como lo proponía la normativa FEMA 356, sin embargo la principal diferencia del método mejorado respecto a su predecesor radica en que el coeficiente C_3 que se utilizaba para capturar los efectos P-Delta en la estructura se lo ha reemplazado por un chequeo de la inestabilidad lateral dinámica definida por un valor máximo de fuerza lateral denominado ahora R_{max} . Aclarado lo anterior finalmente se muestran a continuación las ilustraciones gráficas del procedimiento así como los resultados obtenidos para cada uno de los métodos mejorados propuestos por el FEMA 440 para hallar el punto de desempeño.

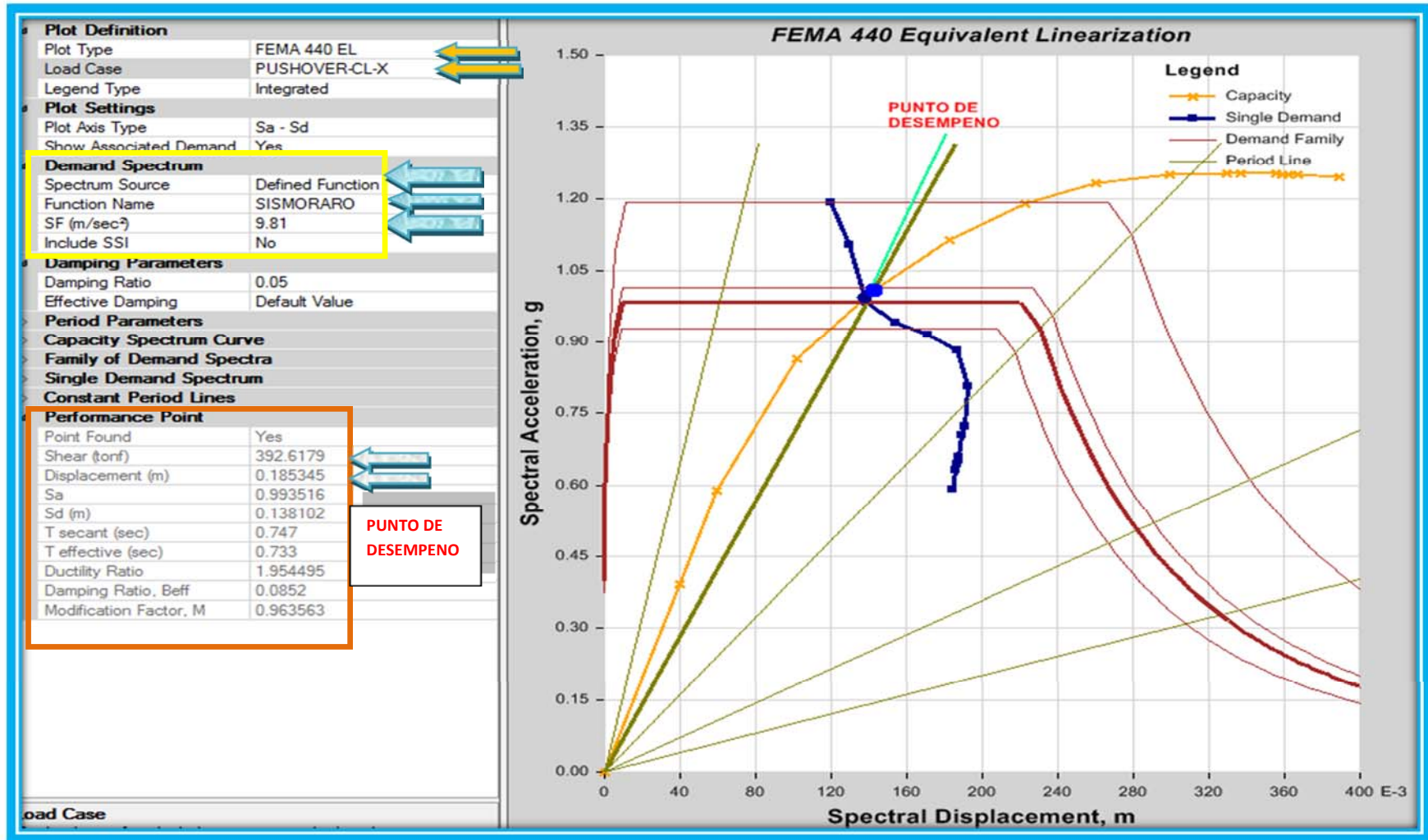


Gráfico VI.193 Punto de Desempeño para el caso **PUSHOVER-CL-X** según el método mejorado de Linerización Equivalente propuesto por el FEMA 440 Fuente: (Captura de Software Especializado)

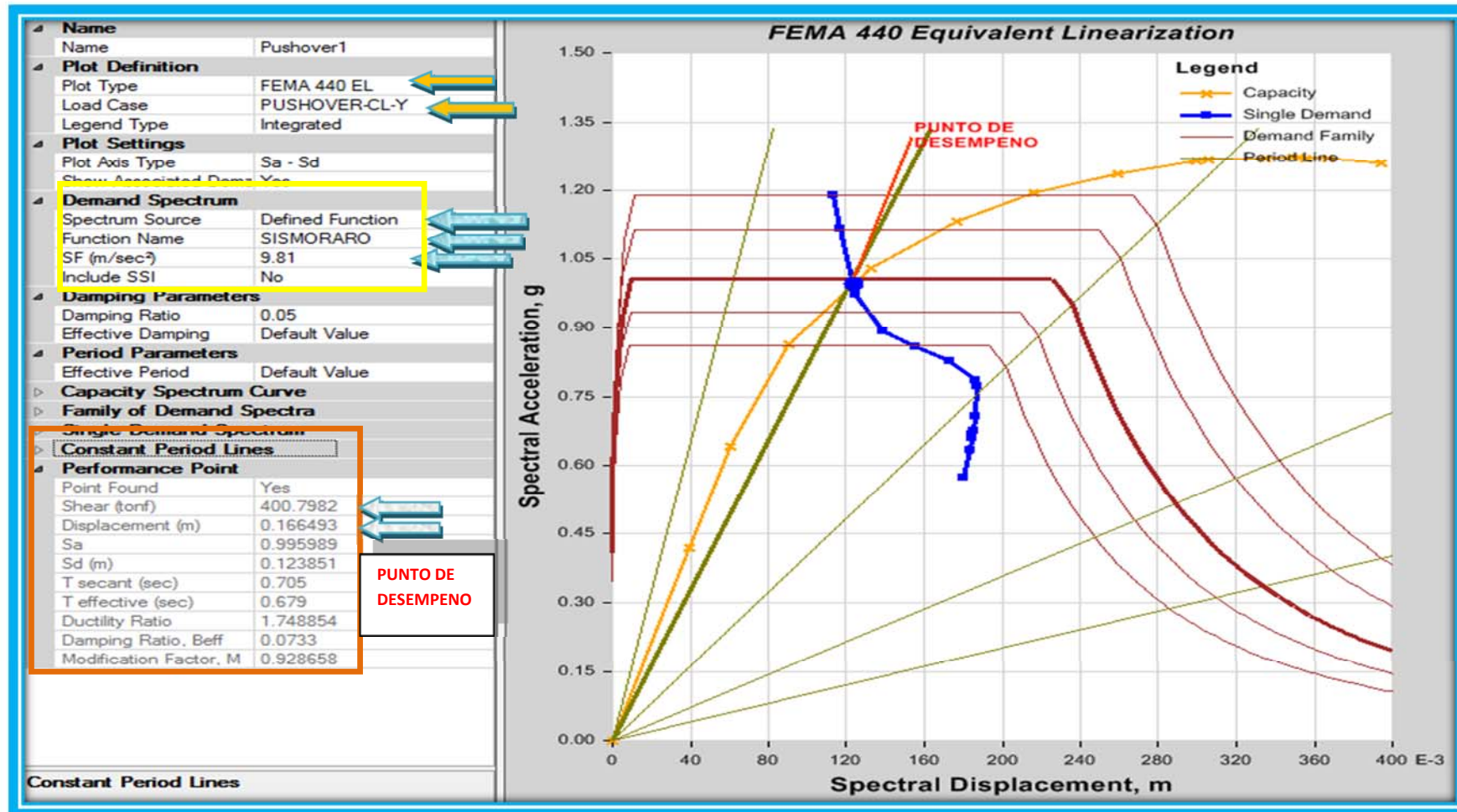


Gráfico VI.194 Punto de Desempeño para el caso **PUSHOVER-CL-Y** según el método mejorado de Linerización Equivalente propuesto por el FEMA 440 Fuente: (Captura de Software Especializado)

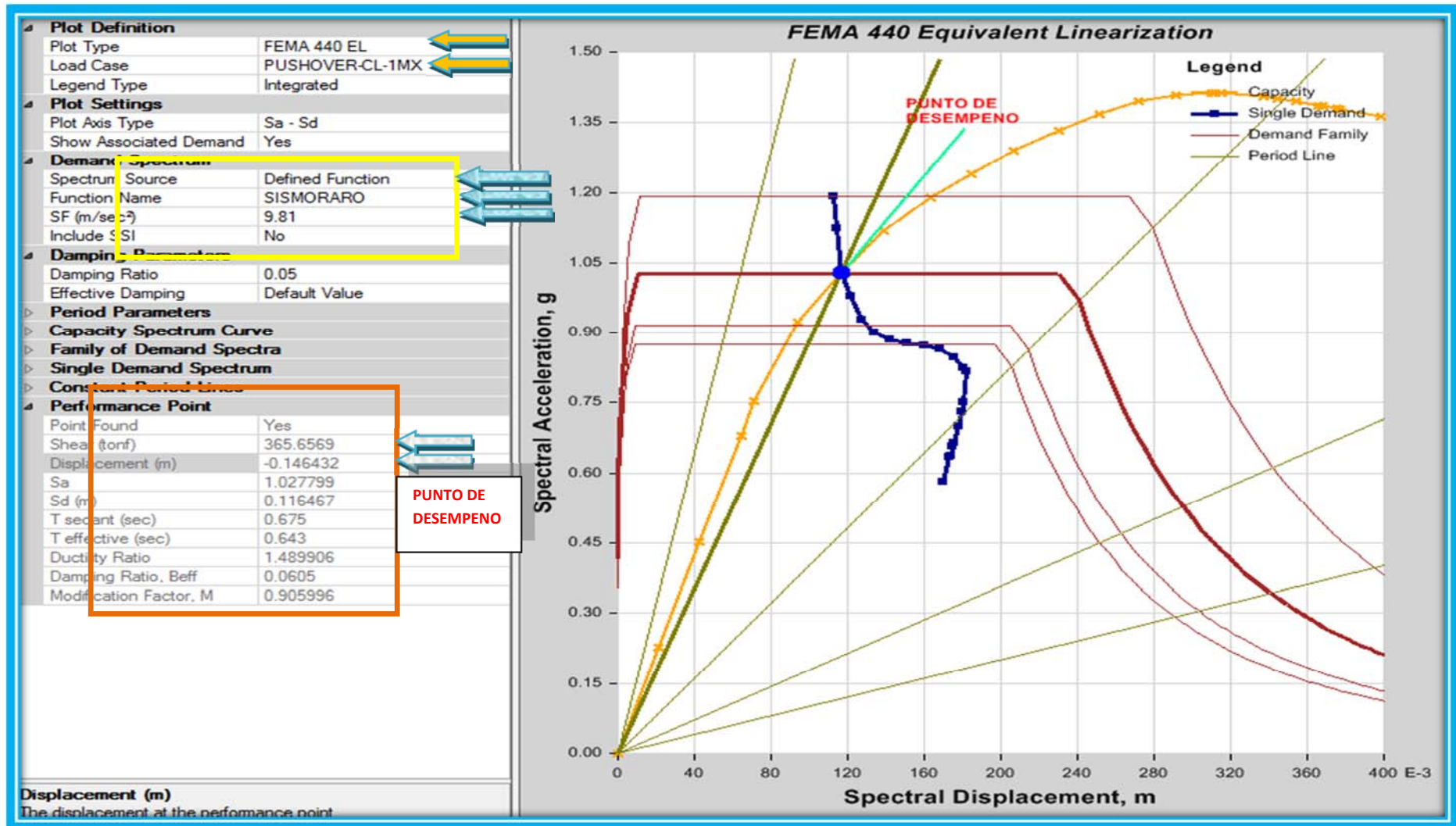


Gráfico VI.195 Punto de Desempeño para el caso **PUSHOVER-CL-1MX** según el método mejorado de Linerización Equivalente propuesto por el FEMA 440 Fuente: (Captura de Software Especializado)

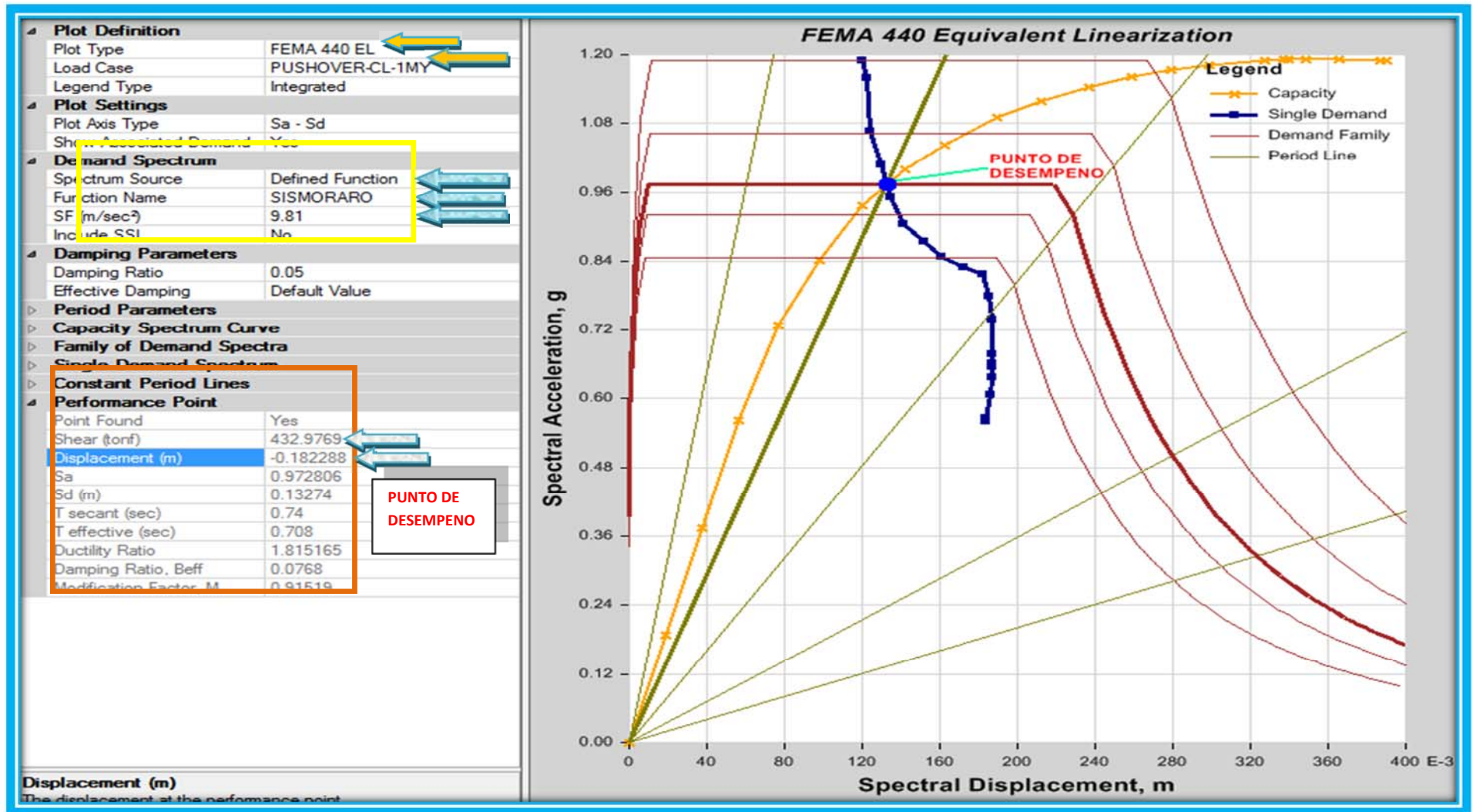


Gráfico VI.196 Punto de Desempeño para el caso **PUSHOVER-CL-1MY** según el método mejorado de Linearización Equivalente propuesto por el FEMA 440 Fuente: (Captura de Software Especializado)

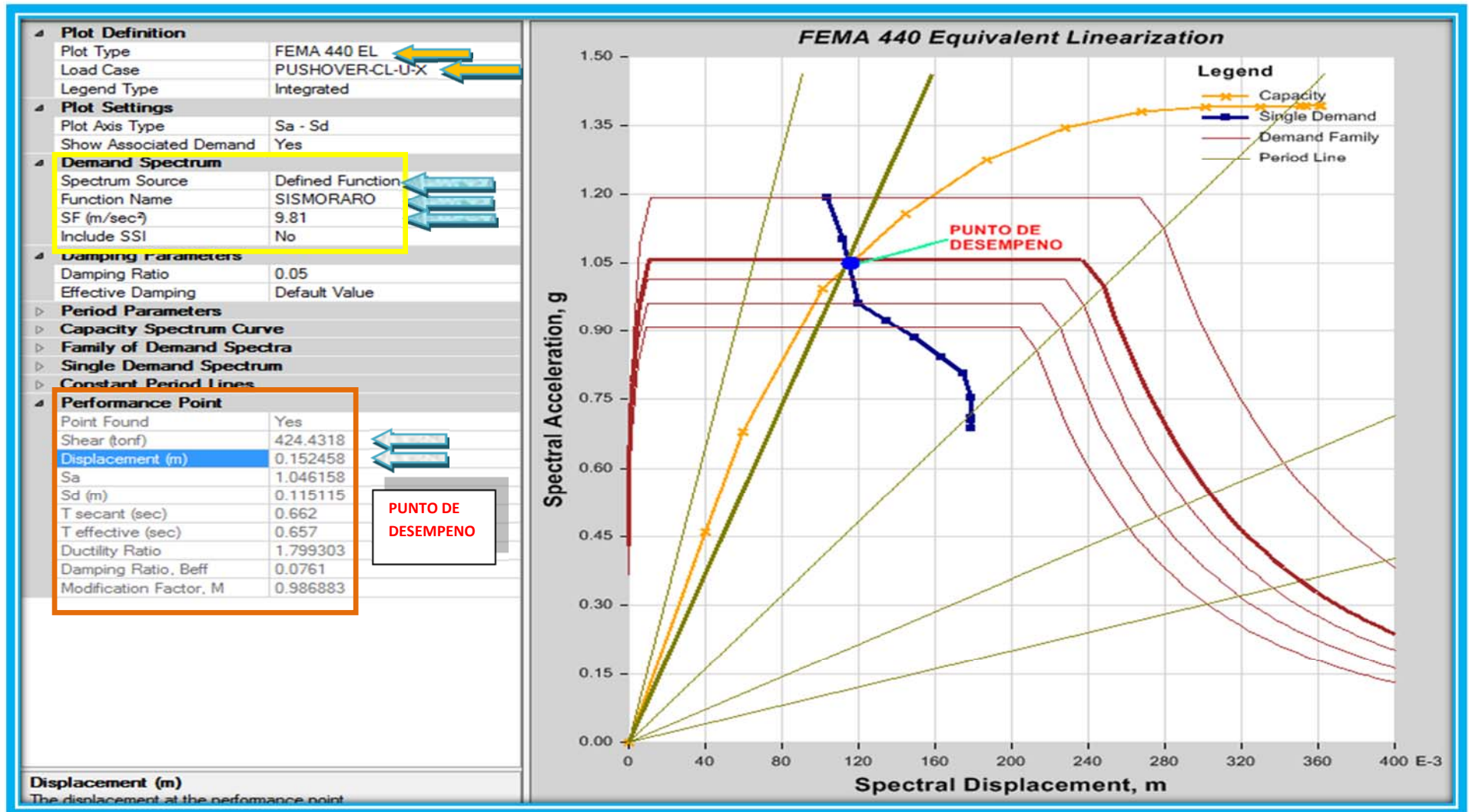


Gráfico VI.197 Punto de Desempeño para el caso **PUSHOVER-CL-U-X** según el método mejorado de Linerización Equivalente propuesto por el FEMA 440 Fuente: (Captura de Software Especializado)

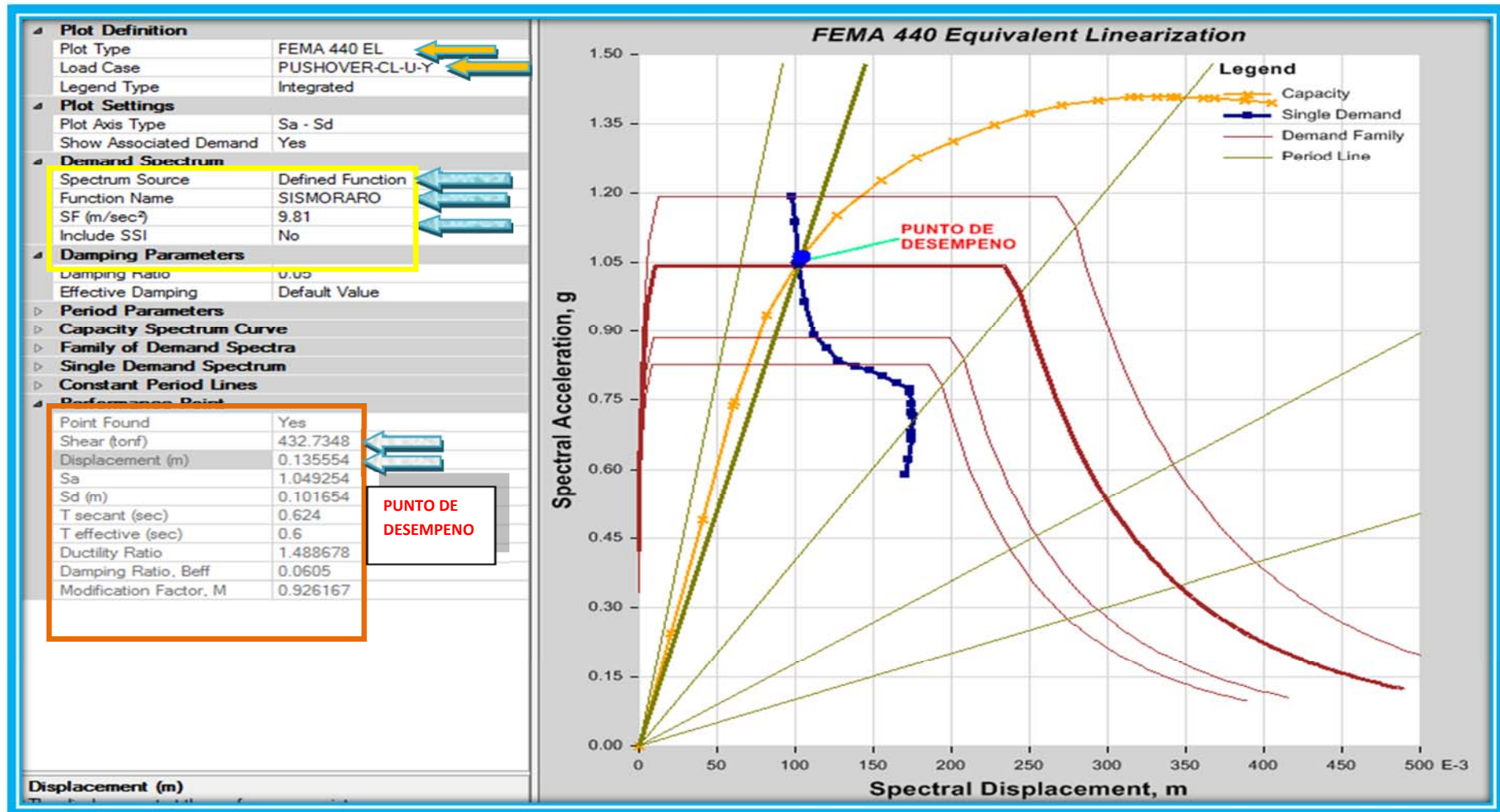


Gráfico VI.198 Punto de Desempeño para el caso **PUSHOVER-CL-U-Y** según el método mejorado de Linerización Equivalente propuesto por el FEMA 440 Fuente: (Captura de Software Especializado)

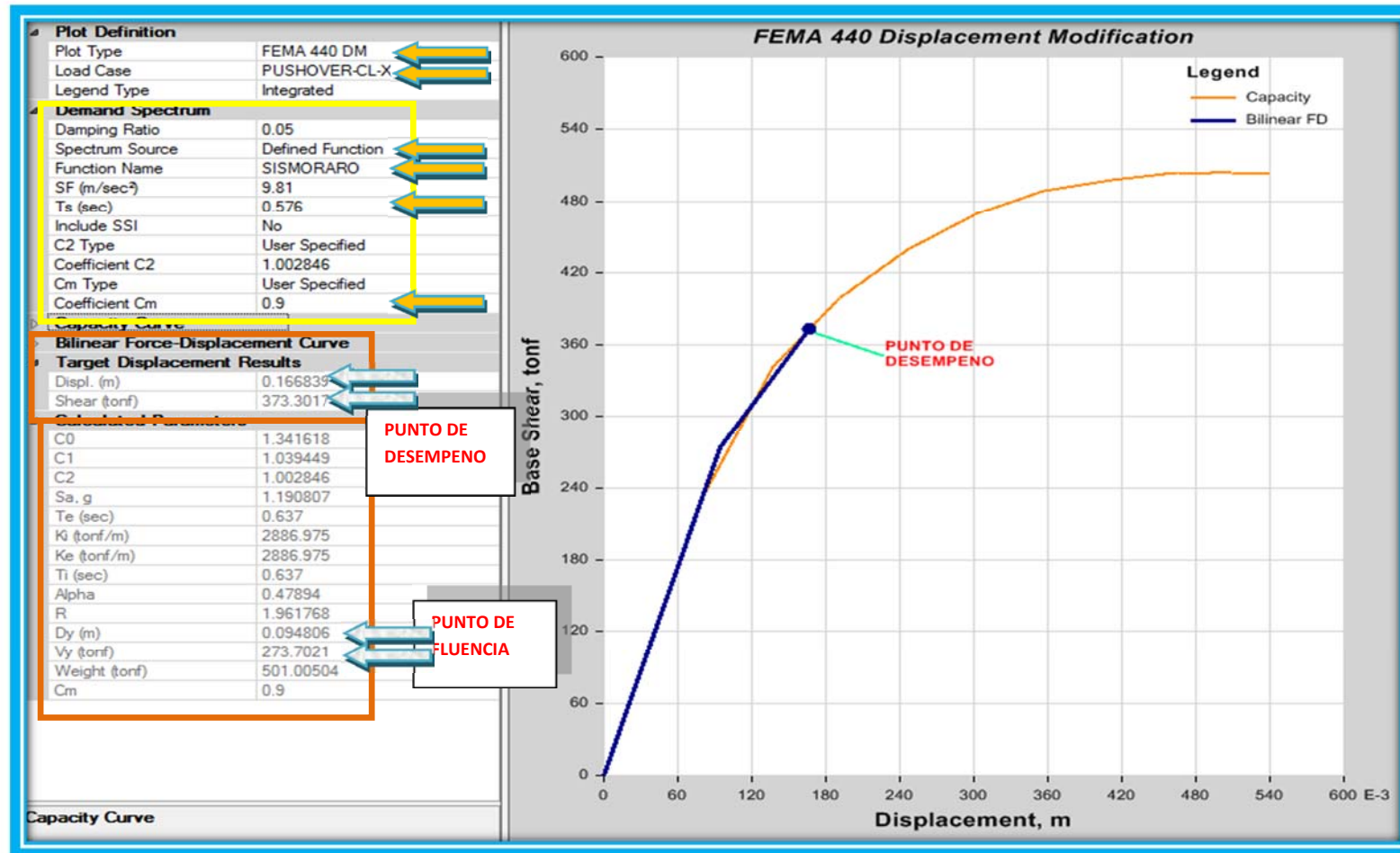


Gráfico VI.199 Punto de Desempeño para el caso **PUSHOVER-CL-X** según el método mejorado de Desplazamiento Modificado propuesto por el FEMA 440 Fuente: (Captura de Software Especializado)

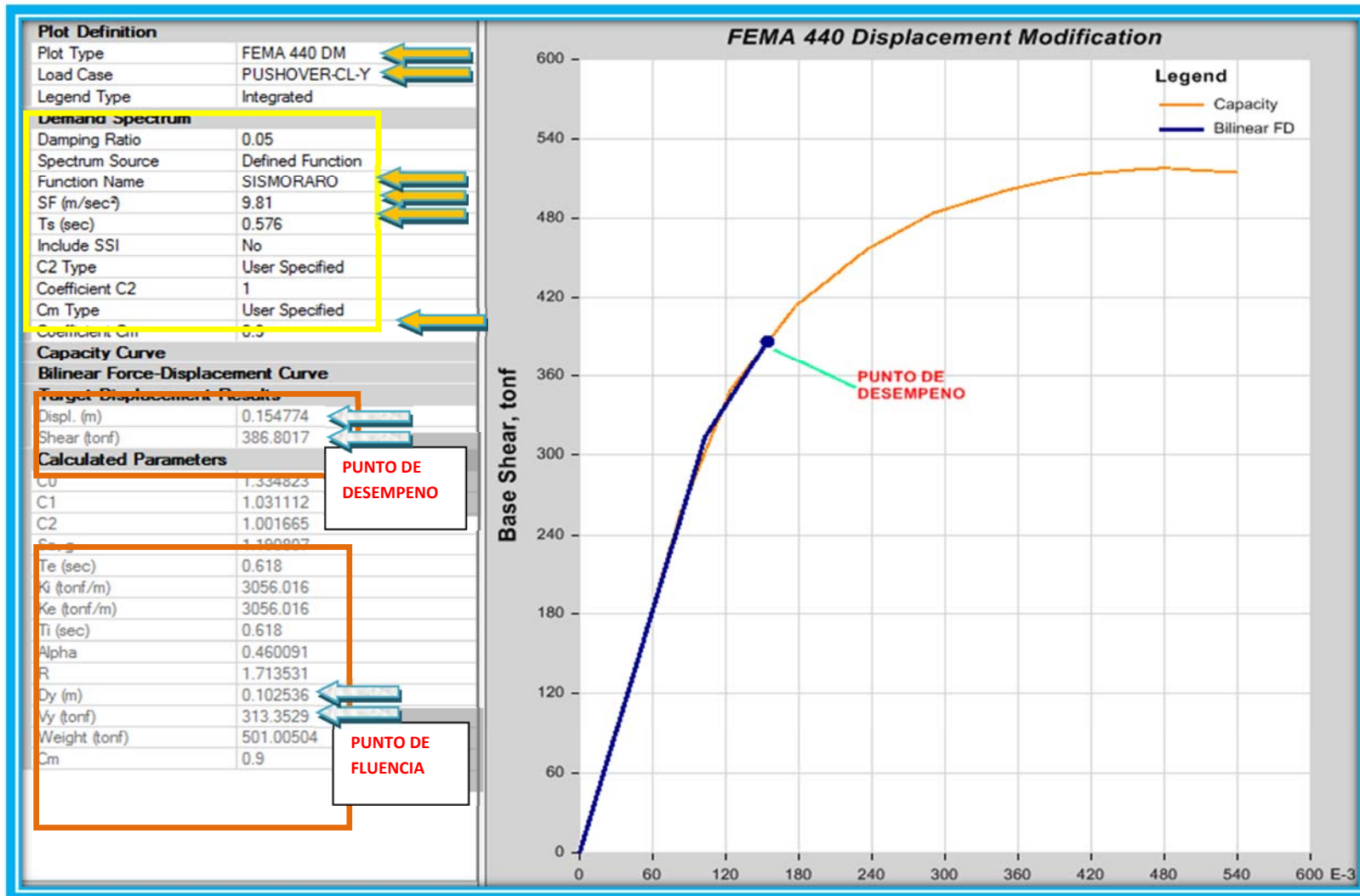


Gráfico VI.200 Punto de Desempeño para el caso **PUSHOVER-CL-Y** según el método mejorado de Desplazamiento Modificado propuesto por el FEMA 440 Fuente: (Captura de Software Especializado)

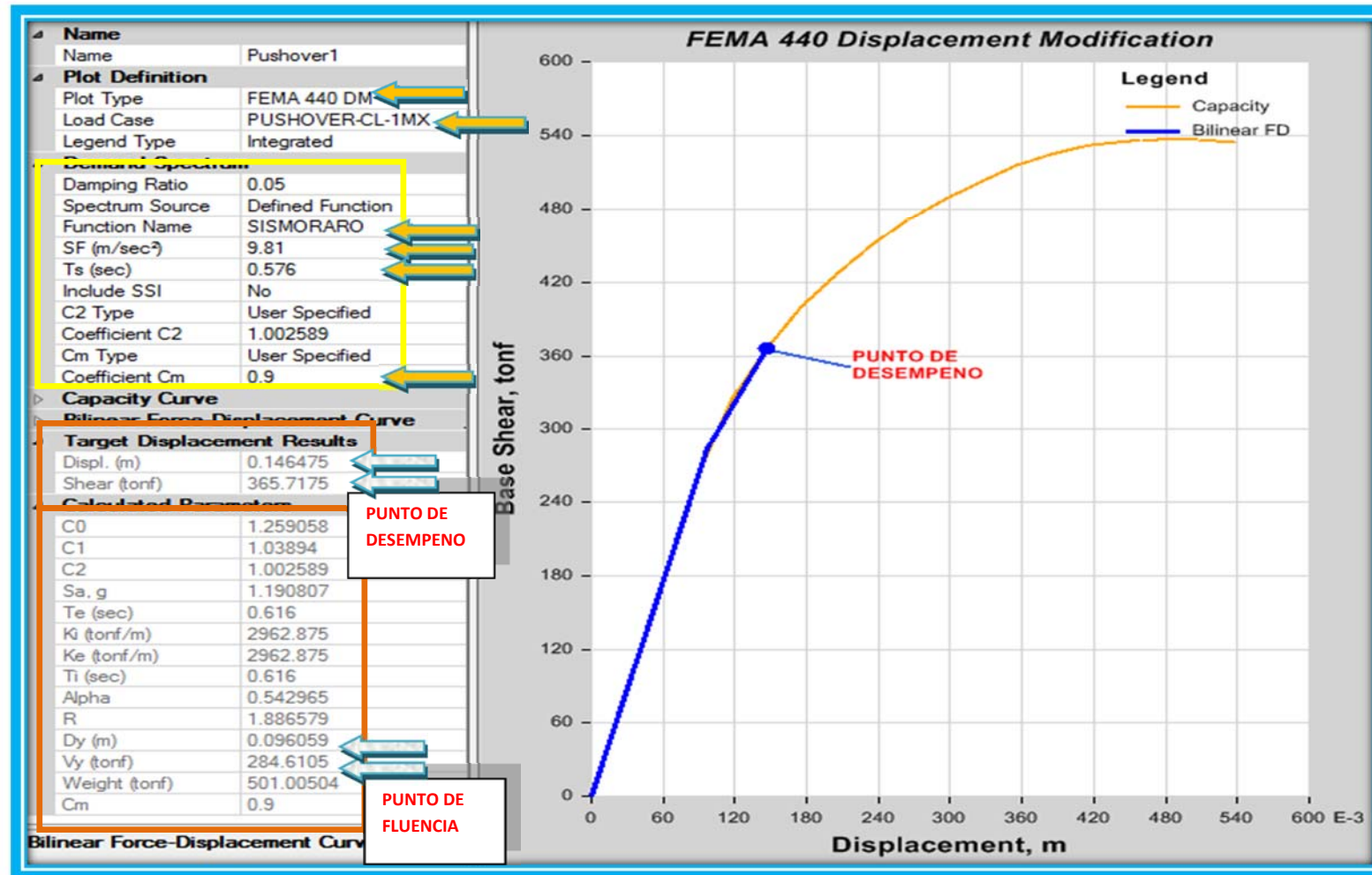


Gráfico VI.201 Punto de Desempeño para el caso **PUSHOVER-CL-1MX** según el método mejorado de Desplazamiento Modificado propuesto por el FEMA 440 Fuente: (Captura de Software Especializado)

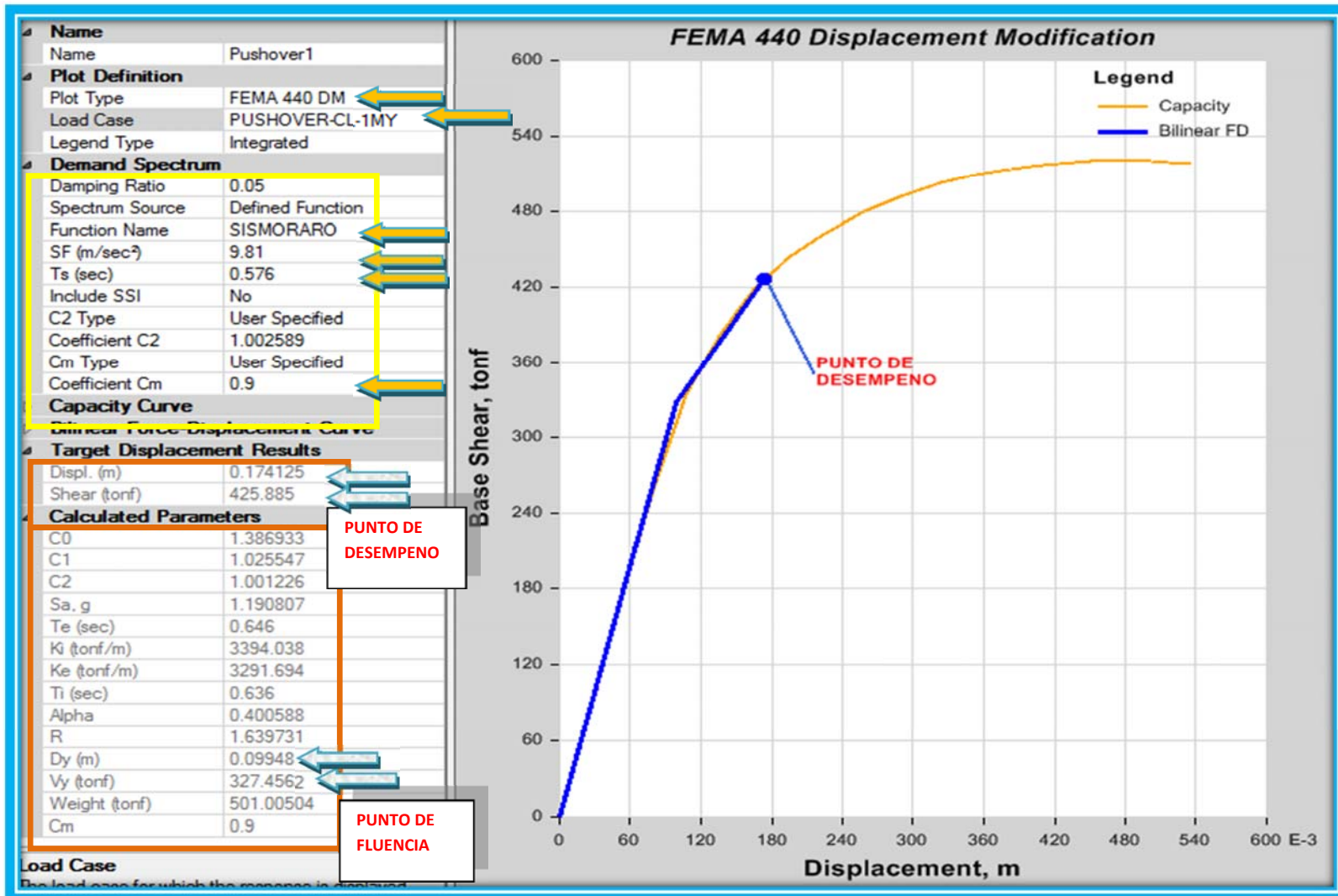


Gráfico VI.202 Punto de Desempeño para el caso **PUSHOVER-CL-1MY** según el método mejorado de Desplazamiento Modificado propuesto por el FEMA 440 Fuente: (Captura de Software Especializado)

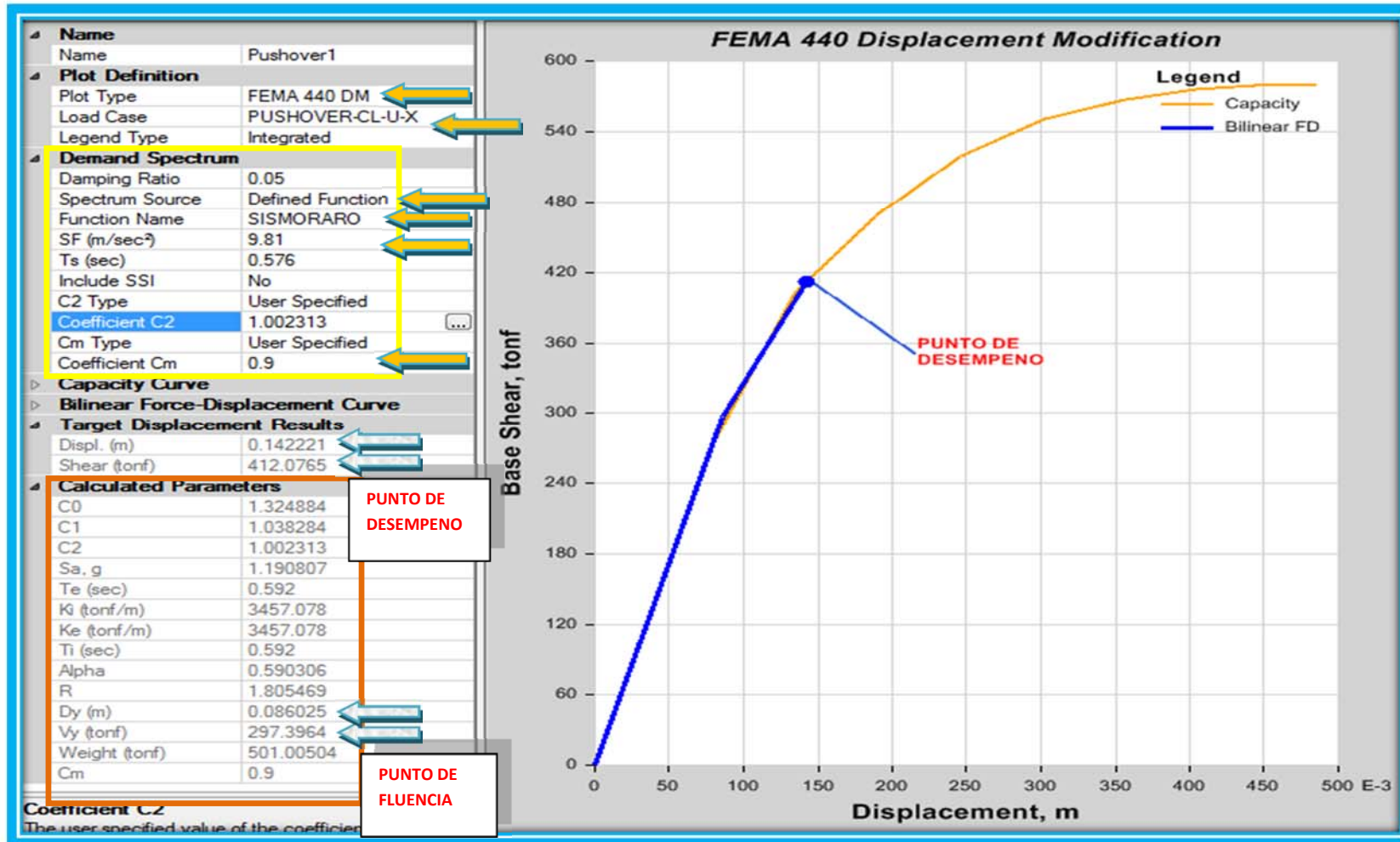


Gráfico VI.203 Punto de Desempeño para el caso **PUSHOVER-CL-U-X** según el método mejorado de Desplazamiento Modificado propuesto por el FEMA 440 Fuente: (Captura de Software Especializado)

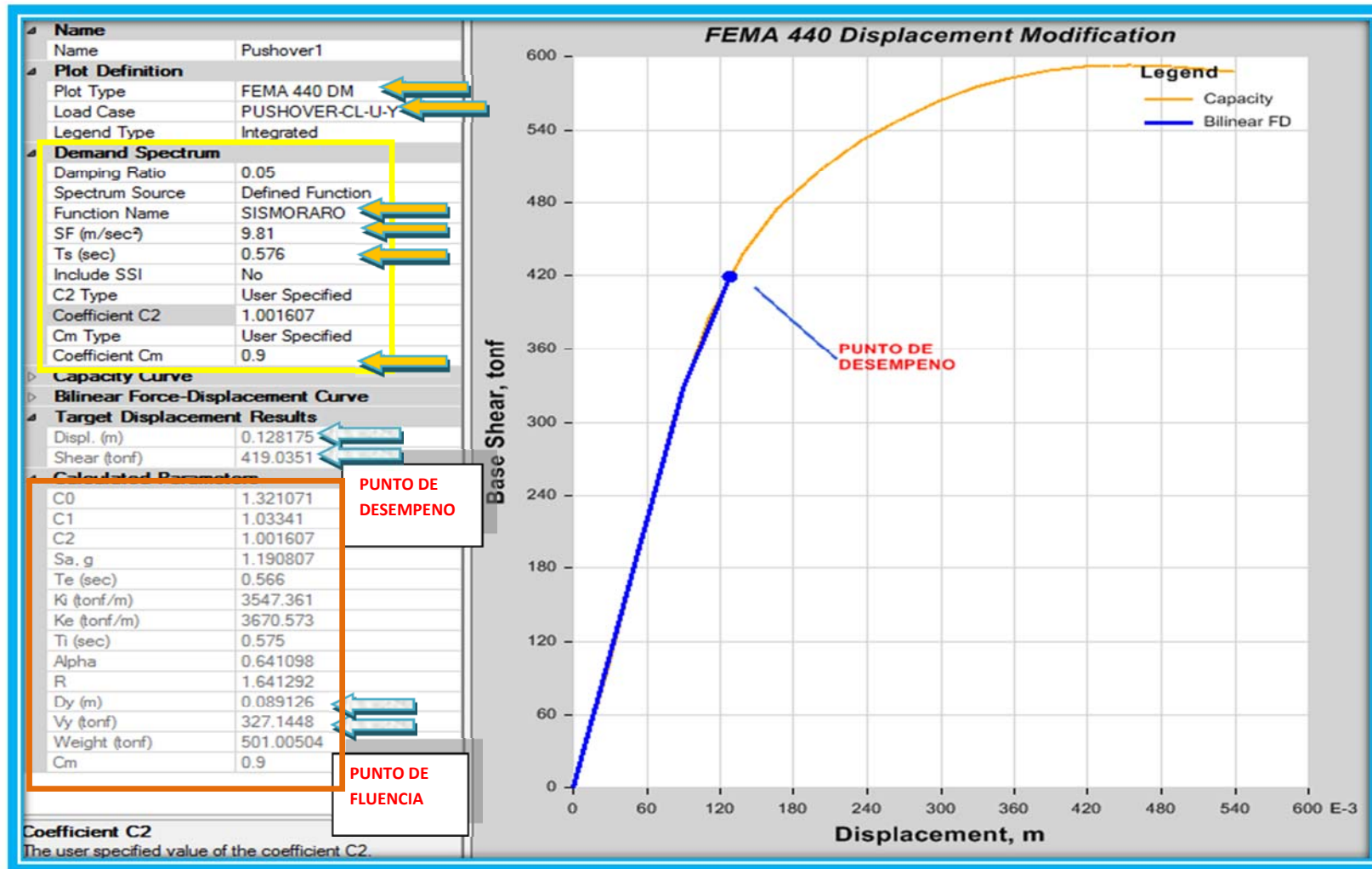


Gráfico VI.204 Punto de Desempeño para el caso **PUSHOVER-CL-U-Y** según el método mejorado de Desplazamiento Modificado propuesto por el FEMA 440 Fuente: (Captura de Software Especializado)

	METODO DE LINEARIZACION EQUIVALENTE (FEMA 440) X			METODO DE LINEARIZACION EQUIVALENTE (FEMA 440) Y		
	PUSHOVER CL-X	PUSHOVER CL-1MX	PUSHOVER CL-U-X	PUSHOVER CL-Y	PUSHOVER CL-1MY	PUSHOVER CL-U-Y
V (Ton)	392.618	365.657	424.432	400.798	432.977	432.735
D (m)	0.185	0.146	0.152	0.166	0.182	0.136
Sa	0.994	1.028	1.046	0.996	0.973	1.049
Sd (m)	0.138	0.116	0.115	0.124	0.133	0.102
T sescant (sec)	0.747	0.675	0.662	0.705	0.740	0.624
Teff	0.733	0.643	0.657	0.679	0.708	0.600
Ductilidad	1.954	1.490	1.799	1.749	1.815	1.489
Beff	0.085	0.061	0.076	0.073	0.077	0.061
M	0.964	0.906	0.987	0.929	0.915	0.926

Tabla VI.63 Tabla de resumen del cálculo del punto de desempeño empleando el método de "Linerización equivalente" propuesto por la normativa FEMA 440

Fuente: (Software Especializado)

	METODO DE MODIFICACION DE DESPLAZAMIENTO (FEMA 440) X			METODO DE MODIFICACION DE DESPLAZAMIENTO (FEMA 440) Y		
	PUSHOVER CL-X	PUSHOVER CL-1MX	PUSHOVER CL-U-X	PUSHOVER CL-Y	PUSHOVER CL-1MY	PUSHOVER CL-U-Y
Sa	1.191	1.191	1.191	1.191	1.191	1.191
Te	0.637	0.616	0.592	0.618	0.646	0.566
Ki	2886.975	2962.875	3457.078	3056.016	3394.038	3547.361
Ke	2886.975	2962.875	3457.078	3056.016	3291.694	3670.573
Ti	0.637	0.616	0.592	0.618	0.636	0.575
Alfa	0.479	0.543	0.590	0.460	0.401	0.641
R	1.962	1.887	1.805	1.714	1.640	1.641
Dy	0.095	0.096	0.086	0.103	0.099	0.089
Vy	273.702	284.611	297.396	313.353	327.456	327.145
D	0.167	0.146	0.142	0.155	0.174	0.128
V	373.302	365.718	412.077	386.802	425.885	419.035

Tabla VI.64 Tabla de resumen del cálculo del desplazamiento máximo objetivo (punto de desempeño) empleando el método de "Modificación de desplazamiento" propuesto por la normativa FEMA 440

Fuente: Fuente: (Software Especializado)

En las tablas **VI.63** y **VI.64** se muestra un resumen de los parámetros obtenidos del punto de desempeño y desplazamiento máximo objetivo por los métodos de **Linerización equivalente** y **Modificación de Desplazamiento** para cada uno de los casos no lineales creados, analizados en las direcciones X e Y, cuyos resultados individuales se muestran en los gráficos **VI.193** al **VI.204**, ahora bien en las tablas antes mencionadas uno puede observar que los resultados varían en función del caso no lineal empleado a pesar de que se obtuvieron curvas de capacidad similares como se observó en el numeral anterior, por lo que queda demostrado que es importante realizar por lo menos dos análisis estáticos no lineales cada uno empleando diferentes vectores de carga tal y como lo sugieren las normativas **FEMA356** y **ASCE/SEI 41-06** ya que de esta manera para cada valor de interés obtenido en las tablas **VI.63** y **VI.64** podemos compararlos y elegir el que presente el mayor valor de desplazamiento para posteriormente proceder a cotejarlos con los criterios de aceptación, la justificación de que se tome en cuenta el mayor desplazamiento obtenido como parámetro de selección se debe al hecho de que es ampliamente reconocido que el daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada tanto es así que excesivas deformaciones ocasionan ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales.

Es interesante además indicar como se lo ha venido haciendo anteriormente que el punto de desempeño obtenido por el método de "**Linerización equivalente**" es un concepto muy similar al del desplazamiento máximo objetivo que se maneja con el método de "**Modificación de desplazamiento**" y por lo tanto es posible compararlos como se puede observar en la tabla **VI.65** donde se ha realizado un resumen a manera de comparación de los resultados analizados

Al observar la tabla **VI.65** si comparamos los resultados de desplazamientos obtenidos por cada uno de los métodos mejorados propuestos por la normativa **FEMA 440** para cada caso de análisis no lineal que ha sido creado se puede observar claramente que no existen variaciones significativas pese a que los resultados corresponden a distintos métodos por lo que se validan completamente sin embargo tal como se lo ha mencionado anteriormente de acuerdo a las normativas **FEMA356** y **ASCE/SEI 41-06** se deben analizar varios casos (**como se lo ha hecho**) y elegir el más crítico con el fin de sacar la conclusiones apropiadas y compararlo con los criterios de aceptación.

COMPARACIÓN						
	X			Y		
	PUSHOVER-CL-X	PUSHOVER-CL-1MX	PUSHOVER-CL-U-X	PUSHOVER-CL-Y	PUSHOVER-CL-1MY	PUSHOVER-CL-U-Y
<i>V (FEMA 440-DM)</i>	373.302	365.718	412.077	386.802	425.885	419.035
<i>D (FEMA 440-DM)</i>	0.167	0.146	0.142	0.155	0.174	0.128
<i>V (FEMA 440-EL)</i>	392.618	365.657	424.432	400.798	432.977	432.735
<i>D (FEMA 440-EL)</i>	0.185	0.146	0.152	0.166	0.182	0.136

Tabla VI.65 Tabla comparativa de los puntos de desempeño obtenidos por los métodos de Linerización Equivalente y Modificación de Desplazamiento propuestos por la normativa FEMA 440

Fuente: (Datos de Software Especializado)

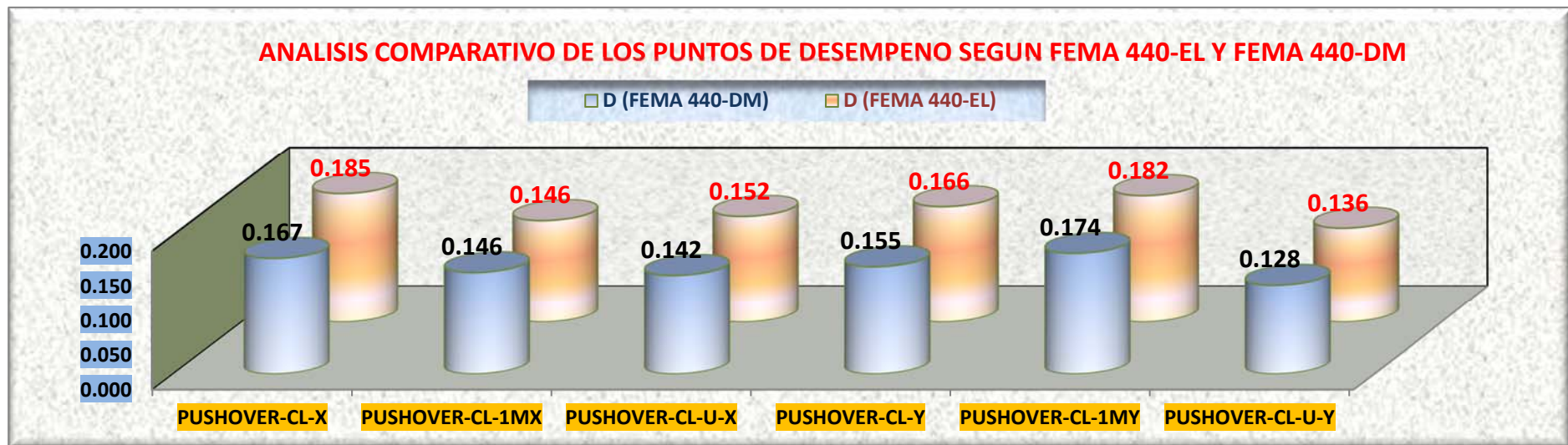


Gráfico VI.205 Comparación gráfica de los puntos de desempeño obtenidos por los métodos mejorados de Linerización equivalente y modificación de desplazamientos propuestos por FEMA 440

Fuente: (Elaboración Propia)

A manera de tener una mejor sensibilidad para elegir el caso no lineal mas crítico para compararlo con los criterios de aceptación se ha elaborado el gráfico **VI.205** en el cual se demuestra claramente que los valores de punto de desempeño obtenidos por el método mejorado del Fema 440 de Linerización equivalente presenta valores un tanto más conservadores que el método mejorado de Modificación de desplazamiento sin embargo no existe una diferencia marcada, es decir prácticamente los resultados tienden a converger, por otro lado de todos los casos no lineales creados se observa claramente que los valores más críticos se presentan en los casos de carga no lineales generados a partir de un vector de carga para la distribución por código en la dirección X (**PUSHOVER-CL-X**) mientras que para la dirección Y, el mayor valor se lo obtiene para el caso de carga no lineal (**PUSHOVER-CL-1MY**), generado a partir de un vector de carga para el primer modo de vibración, para ambos casos los valores corresponden a 0.185 m. y 0.182 m. para las direcciones X e Y respectivamente.

6.6.2.17.3. CÁLCULO DE LA DUCTILIDAD Y EL VERDADERO VALOR DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA "R"

Para el cálculo de la ductilidad es necesario obtener los puntos exactos de la condición cedente (Limite Plástico) y el punto de agotamiento de la capacidad, estos valores se los pueden obtener de la representación bilineal de la curva de capacidad que nos presenta el método mejorado de modificación de desplazamiento propuesto por el FEMA 440 mismo que se lo puede observar en los gráficos del **VI.199** al **VI.204**

El punto de agotamiento de capacidad (Limite Inelástico) podemos obtenerlo de la curva de capacidad tal y como lo definimos en el numeral **6.6.2.15.1.** de esta investigación para los casos no lineales PUSHOVER- CL-X cuyo valor para la dirección en X es de **49.19 (cm.)** mientras que para la dirección en Y, considerando el caso no lineal PUSHOVER-CL-1MY es de **47.97 (cm.)**

En la tabla **VI.64** es posible observar todos los resultados obtenidos del parámetro **Dy** que no es más que el desplazamiento de cedencia o limite plástico de la curva de

capacidad para cada uno de los casos de carga no lineales generados en cada dirección de análisis x e y , ahora bien, con el objeto de trabajar con resultados del límite de cedencia obtenidos a partir de las mismas curvas de capacidad con las que se obtuvo el punto de agotamiento en el numeral **6.6.2.15.1.** podemos emplear los casos de carga no lineales PUSHOVER- CL-X y PUSHOVER-CL-1MY que además prácticamente arrojan los mayores valores de (**Dy**) tanto para la dirección X como para la dirección Y siendo **9.5 cm.** y **9.9 cm.** respectivamente.

Una vez conociendo los parámetros de interés el procedimiento de cálculo es el siguiente:

$$\mu = \frac{Du}{Dy} \quad \text{Ecuación VI. 18}$$

De donde:

μ = Factor de Ductilidad también conocido como (cd)

Du= Desplazamiento del techo en un estado ultimo de carga, es decir cuando se produce el colapso total o parcial de la estructura.

Dy= Desplazamiento de azotea en el momento que se produce la primera fluencia en algún elemento del edificio.

$$\mu_x = \frac{49.19}{9.5} = 5.17$$

$$\mu_y = \frac{47.97}{9.9} = 4.8$$

De los cálculos realizados es fácil entender que la estructura que se ha diseñado tiene un comportamiento dúctil, demostrándose que los sistemas de "**Pórticos Especiales**

Resistentes a Momento" (SMF) en acero estructural son capaces de disipar gran cantidad de energía y por lo tanto alcanzar incursiones inelásticas significativas.

Una vez determinada la ductilidad de la estructura el siguiente paso es proceder a calcular el verdadero valor de la reducción de la respuesta sísmica (R) real que se puede aplicar a la estructura en estudio por lo que primero hay que entender la justificación de la existencia de este factor R presente en la norma para lo cual se tiene que tener en cuenta que un sismo de diseño que en el caso de la norma NEC 2015 corresponde al de un sismo raro tiene un determinado tamaño, pero no se puede construir una edificación para resistirlo sin daños ya que es muy costoso y no tiene sentido ya que un sismo intenso se registra con muy poca frecuencia, de tal forma que la probabilidad de que ocurran durante la vida útil de la estructura es muy baja. Por este motivo, se diseñan las estructuras para que trabajen en el rango no lineal, para que disipen la mayor cantidad de energía. Al hacer esto se acepta daño, pero se debe diseñar para que ese daño sea controlable y que la estructura no colapse sino que disipe energía en el rango inelástico. El factor R es entonces la capacidad de disipación de energía de una estructura, que considera el incremento del amortiguamiento en el rango inelástico, la ductilidad existente, la sobre resistencia y la hiperestaticidad como líneas de defensa de una estructura (Yépez, **“Requisito de diseño sismo-resistente de la nueva Norma Ecuatoriana NEC-2015”**).

Ahora bien entendido lo señalado en el párrafo anterior para el caso ecuatoriano se tiene que la ductilidad (μ) representa el 75% del Valor de R, hecho que se demostró en el literal **6.6.2.10**. en la **ecuación VI-6** de este trabajo investigativo. Esto implica:

$$Cd=0.75 R$$

Siendo:

$$\mu = Cd$$

De donde:

$$R_x = \frac{5.17}{0.75} = 6.9$$

$$R_y = \frac{4.8}{0.75} = 6.4$$

Realizados los cálculos anteriores se observa que para la estructura en análisis el factor R en la dirección X es de 6.9 mientras que en la dirección Y es de 6.4 que si los comparamos con el valor de $R=8*0.9*0.81 \cong 6$ que propone la norma NEC 2015 afectado por los factores de irregularidad en planta y elevación se obtiene un $R=6$ para sistemas SMF en acero estructural, el cual es conservador con respecto al que el sistema permite, lo cual es conveniente ya que es entendible que para este caso la estructura posee una mayor capacidad de disipación de energía que lo que prevee la norma para este tipo de sistemas estructurales por lo que esto significa además que los elementos estructurales no fallarán por cortante sino por flexión y que lo harán en ciertos sitios donde hay una mejor facilidad para disipar energía (en vigas y no columnas) por lo que la estructura podrá disipar esas enormes concentraciones de energía.

Finalmente es preciso aclarar que no siempre se obtendrán resultados favorables del valor de "R" ya que en muchos casos el valor del que el sistema permite puede ser mucho menor del que propone la norma ya que el valor dependerá del tipo de edificación y de las características de capacidad de disipación de energía propias del material estructural y del diseño que se utiliza en el sistema, por ejemplo la norma NEC 2015 reconociendo este hecho describe las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación, y junto a la descripción incluye una caracterización de la severidad (acumulativa o no) de tales irregularidades, sin embargo estos coeficientes lo único que hacen es incrementar el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, es decir mediante la aplicación de los coeficientes de irregularidad sísmica tanto en planta como en elevación lo único que se hace es reducir el valor de reducción de respuesta sísmica "R" con el fin de limitar la capacidad de disipación de energía en la estructura estableciendo que esta dependa menos de incursiones en el rango inelástico y más del rango elástico, es decir se refuerce más, sin embargo y de hecho la misma normativa NEC 2015 lo menciona, dichos coeficientes de irregularidad sísmica tanto en planta como en elevación no evitan el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación, por lo que es altamente recomendable que el verdadero valor de la reducción de la respuesta sísmica (R) se determine para cada sistema estructural de resistencia sísmica, empleando el procedimiento descrito en este numeral.

6.6.2.17.4. ESTUDIO DEL MECANISMO DE COLAPSO

Para empezar con el estudio del mecanismo de colapso de la estructura analizada se ingresará a la visualización del modelo deformado, para lo que en el programa se seguirá la siguiente ruta: **“Display/Show Deformed Shape”** o en su defecto basta con presionar la tecla **F6**. En el formulario **“Deformed Shape”** procederemos con la elección de un caso no lineal usado para el análisis pushover que como se estableció en el literal **6.6.2.15.2.** del presente trabajo investigativo será en la dirección X el caso de carga no lineal (**PUSHOVER-CL-X**), mientras que para la dirección Y, se elegirá el caso de carga no lineal (**PUSHOVER-CL-1MY**), que para la estructura en análisis presentaron los valores más críticos de punto de desempeño, finalmente podremos indicarle al programa qué paso queremos que nos muestre, haciendo click en el botón **"OK"** el programa nos mostrará en pantalla cuántas rótulas plásticas se han formado así como el criterio de aceptación alcanzado por las mismas.

Ahora con fines prácticos realizaremos un análisis de los pórticos en donde se han encontrado mayor formación de rótulas plásticas y existe mayor daño tanto para las direcciones X como Y que luego de haber verificado el modelo y haber comparado resultados para nuestro caso son los pórticos 5 en X y C en la dirección Y.

Por último antes de entrar de lleno en el estudio del comportamiento estructural de los pórticos antes mencionados que a la final determinarán el mecanismo de colapso de la estructura por ser los más críticos, es preciso comprender los criterios de aceptación de cada color de la rótula mostrado por el programa por lo que se presenta a continuación el siguiente cuadro ilustrativo con su respectivo significado basado en las normativas FEMA 356 y ASCE41-06

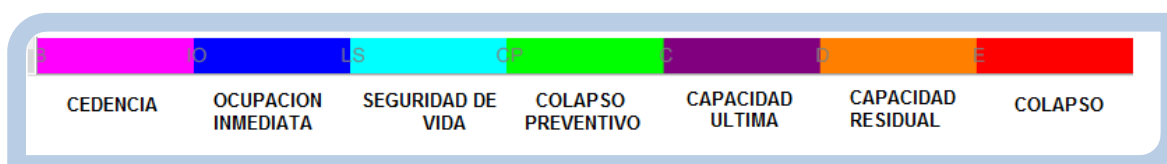


Gráfico VI.206 Simbología de colores mostrados en las rótulas plásticas

explicadas en función de los criterios de aceptación de las normas FEMA 356 y ASCE 41-06

Fuente: (Captura de Software Especializado)

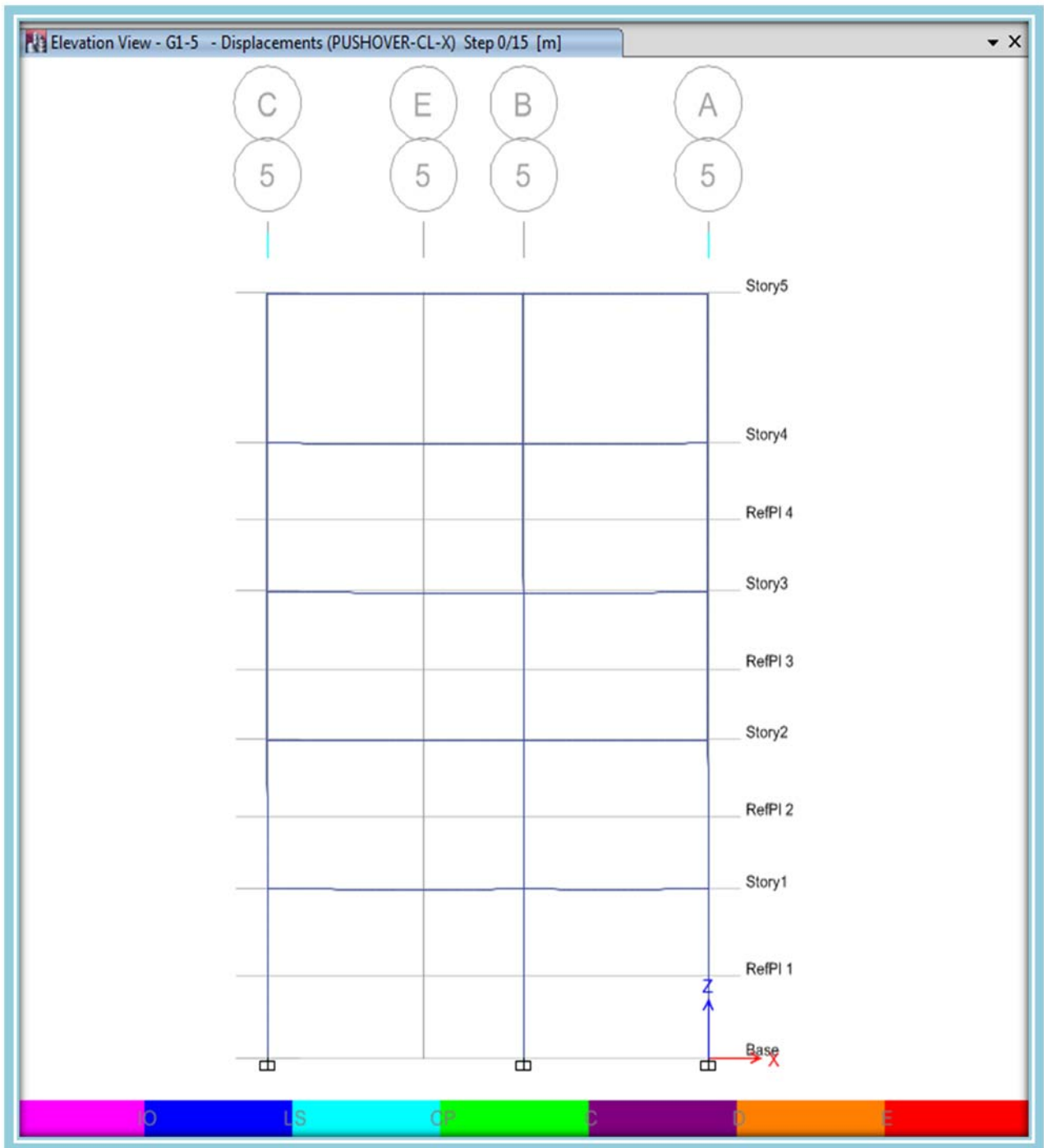
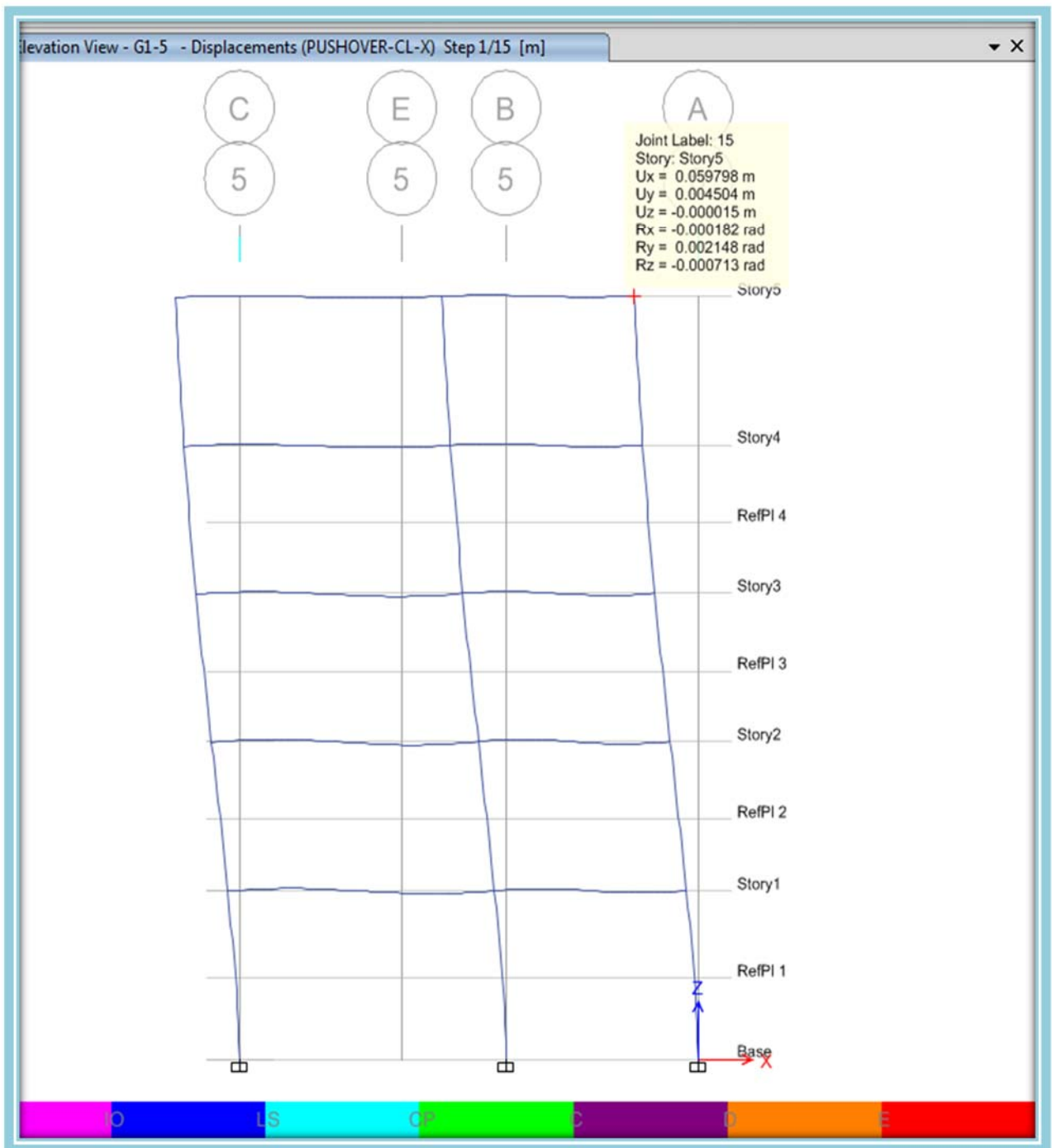


Gráfico VI.207 Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 0

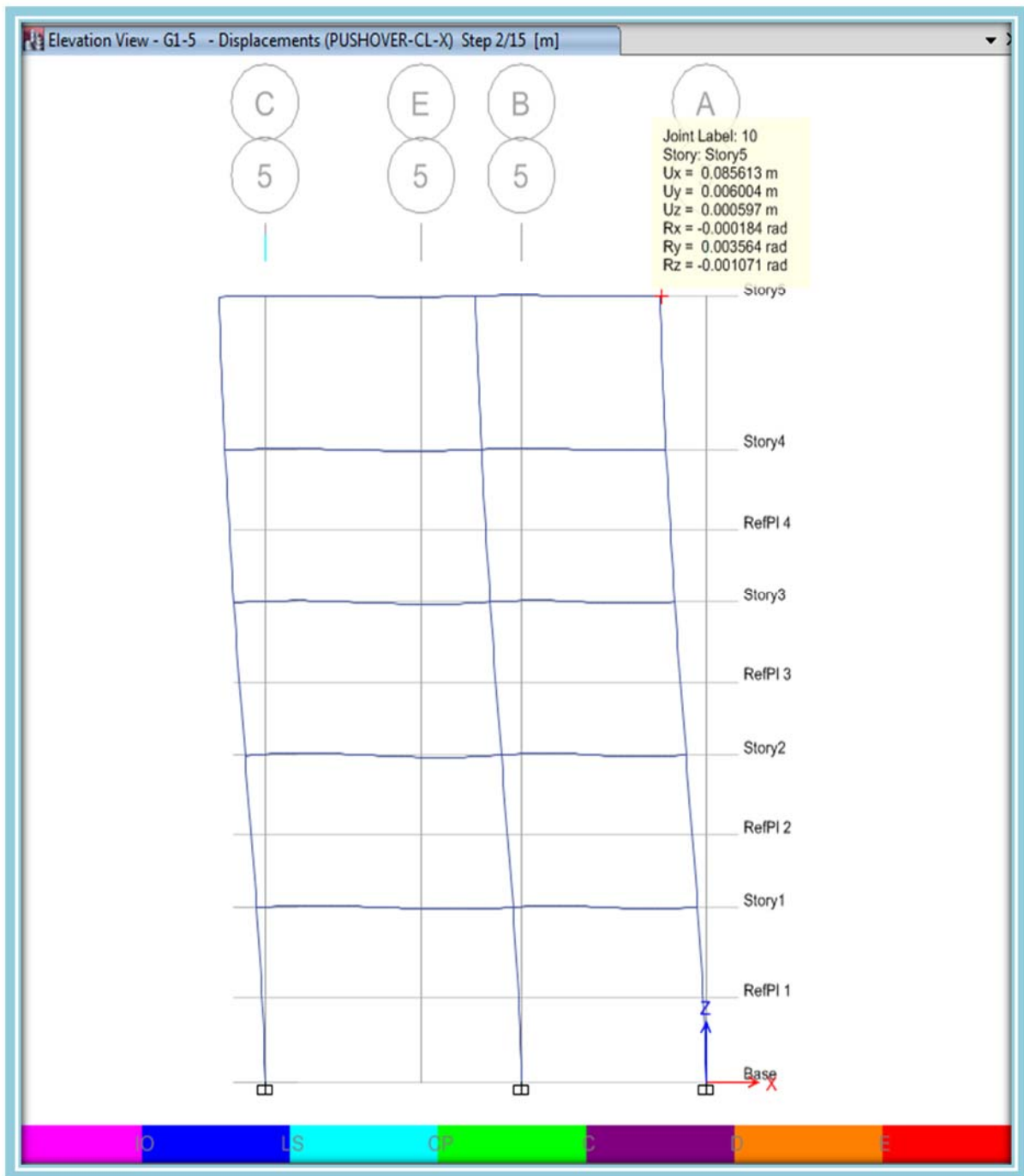
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento en el pórtico 5 para el paso 1 en X = 5.98 cm

Gráfico VI.208 Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 1

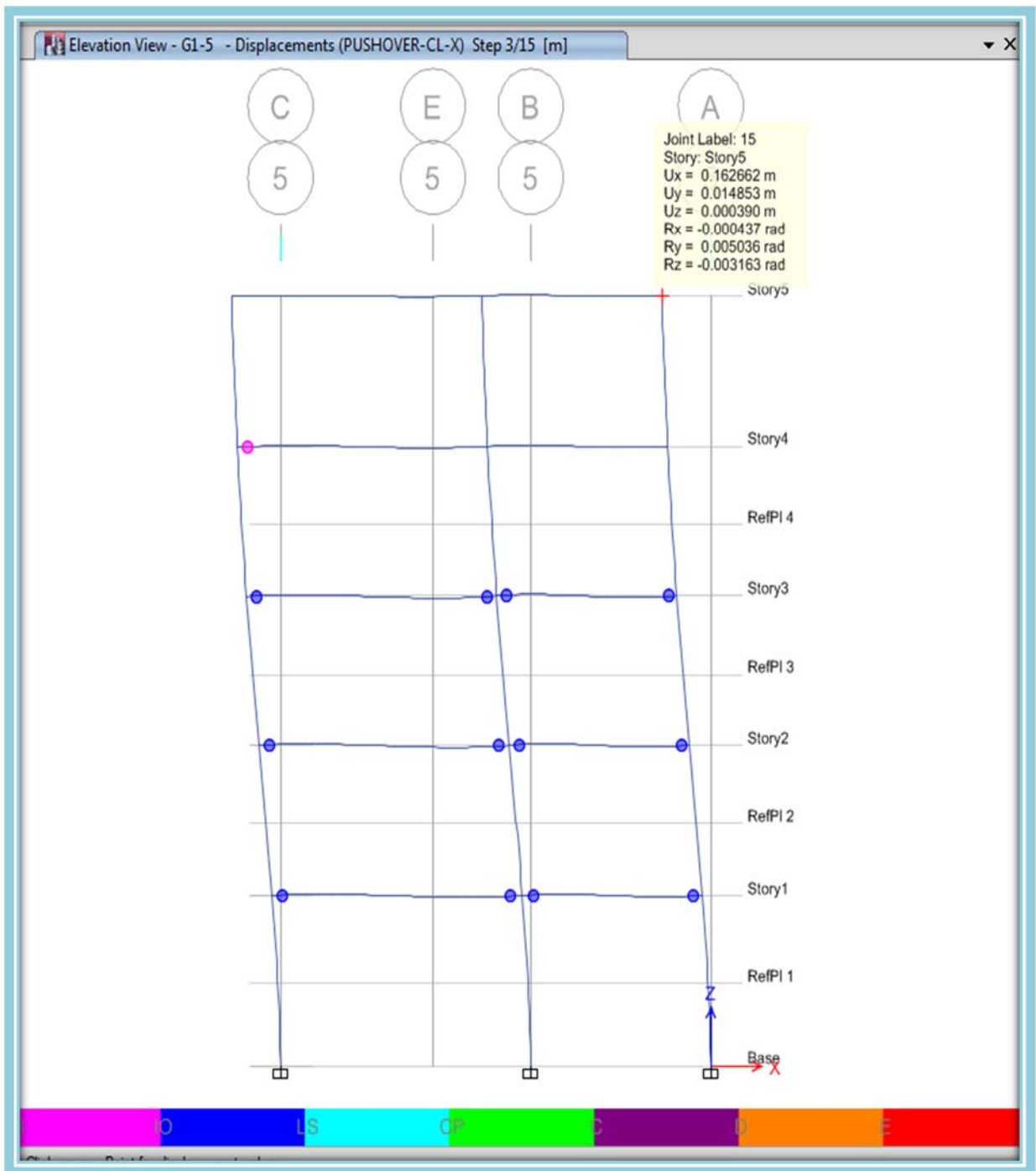
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento en el pórtico 5 para el paso 2 en X = 8.56 cm

Gráfico VI.209 Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 2

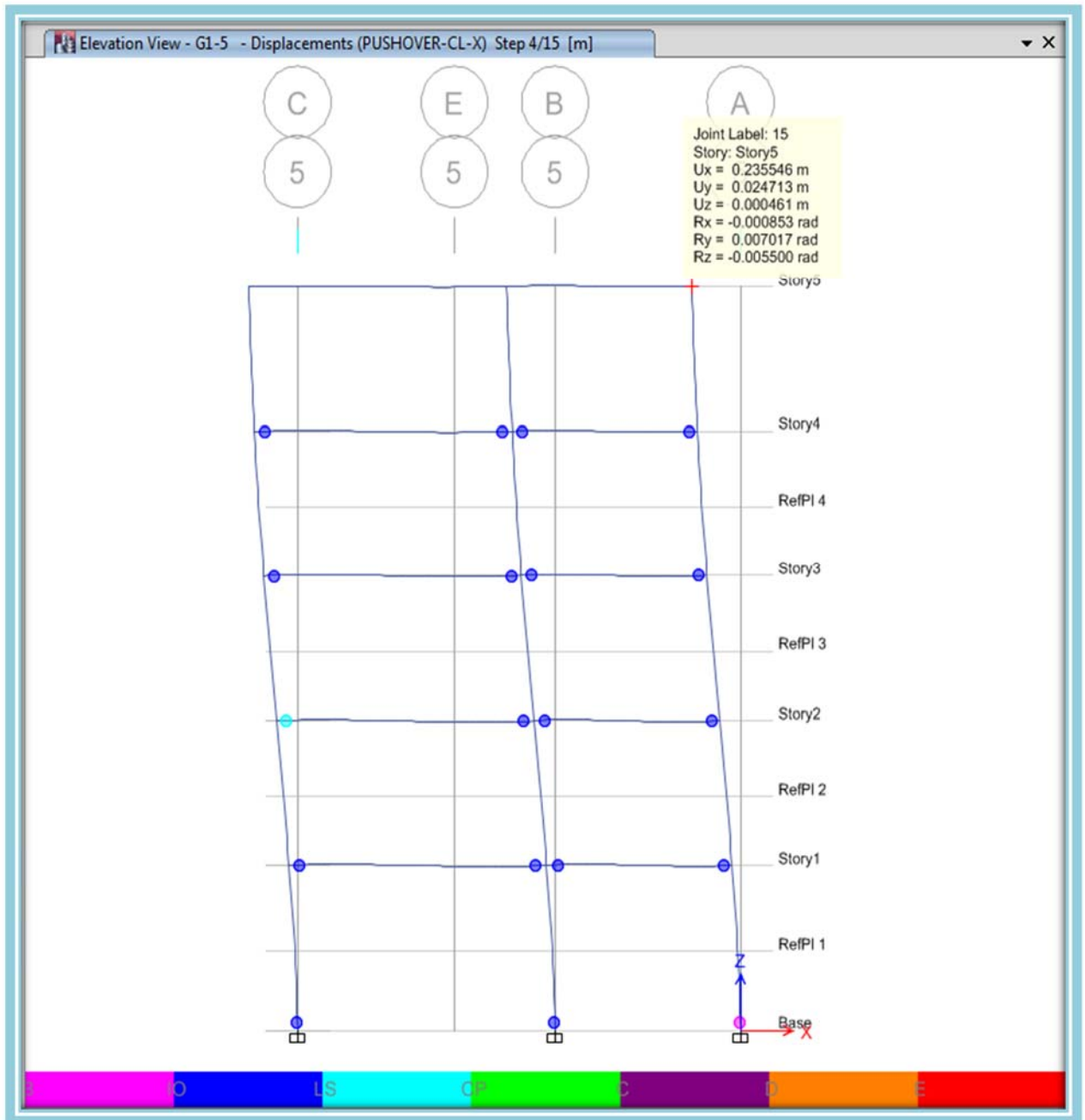
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento en el p3rtico 5 para el paso 3 en X =16.27 cm

Gr3fico VI.210 Deformaci3n debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 3

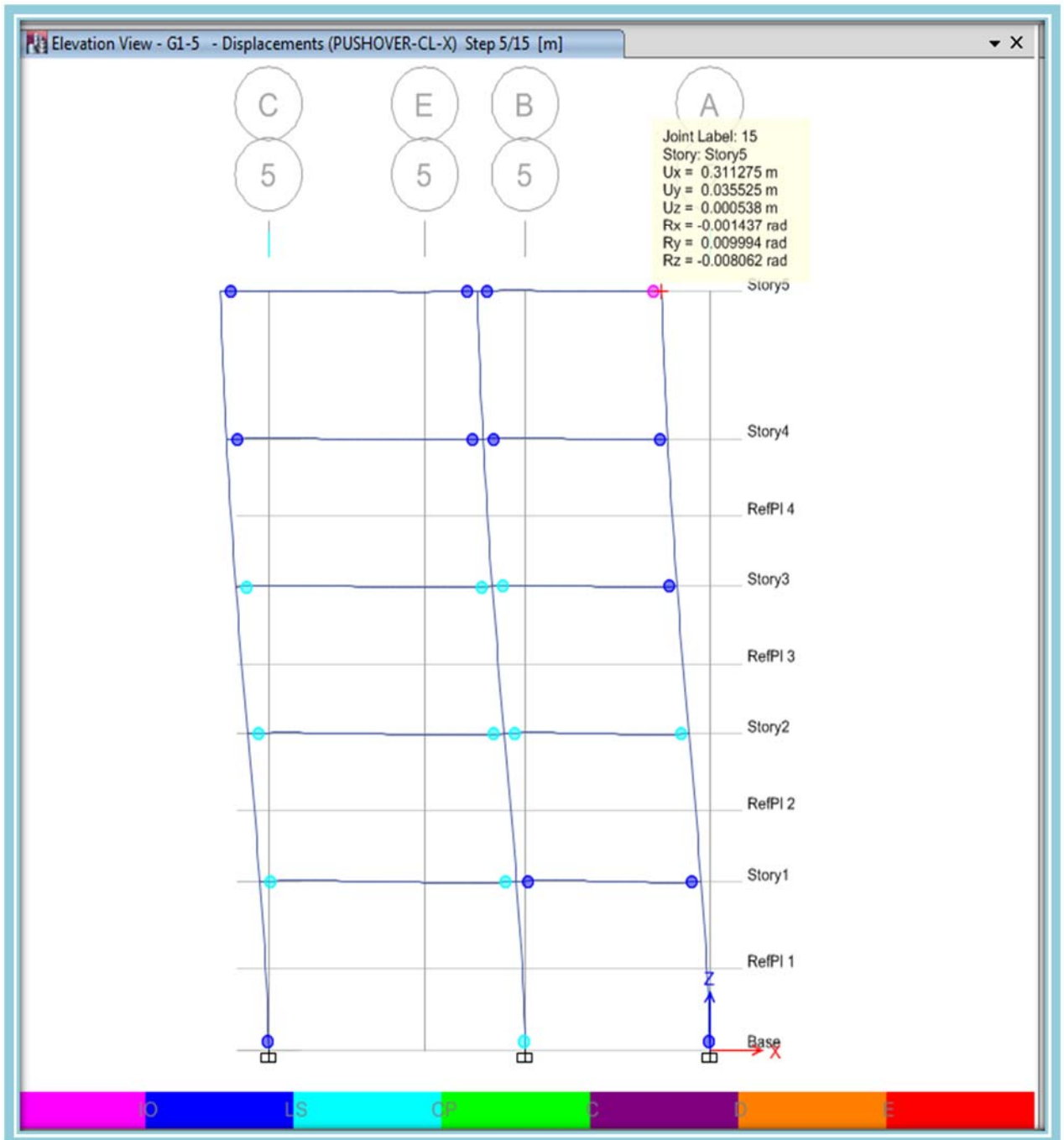
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento en el pórtico 5 para el paso 4 en X = 23.55 cm

Gráfico VI.211 Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 4

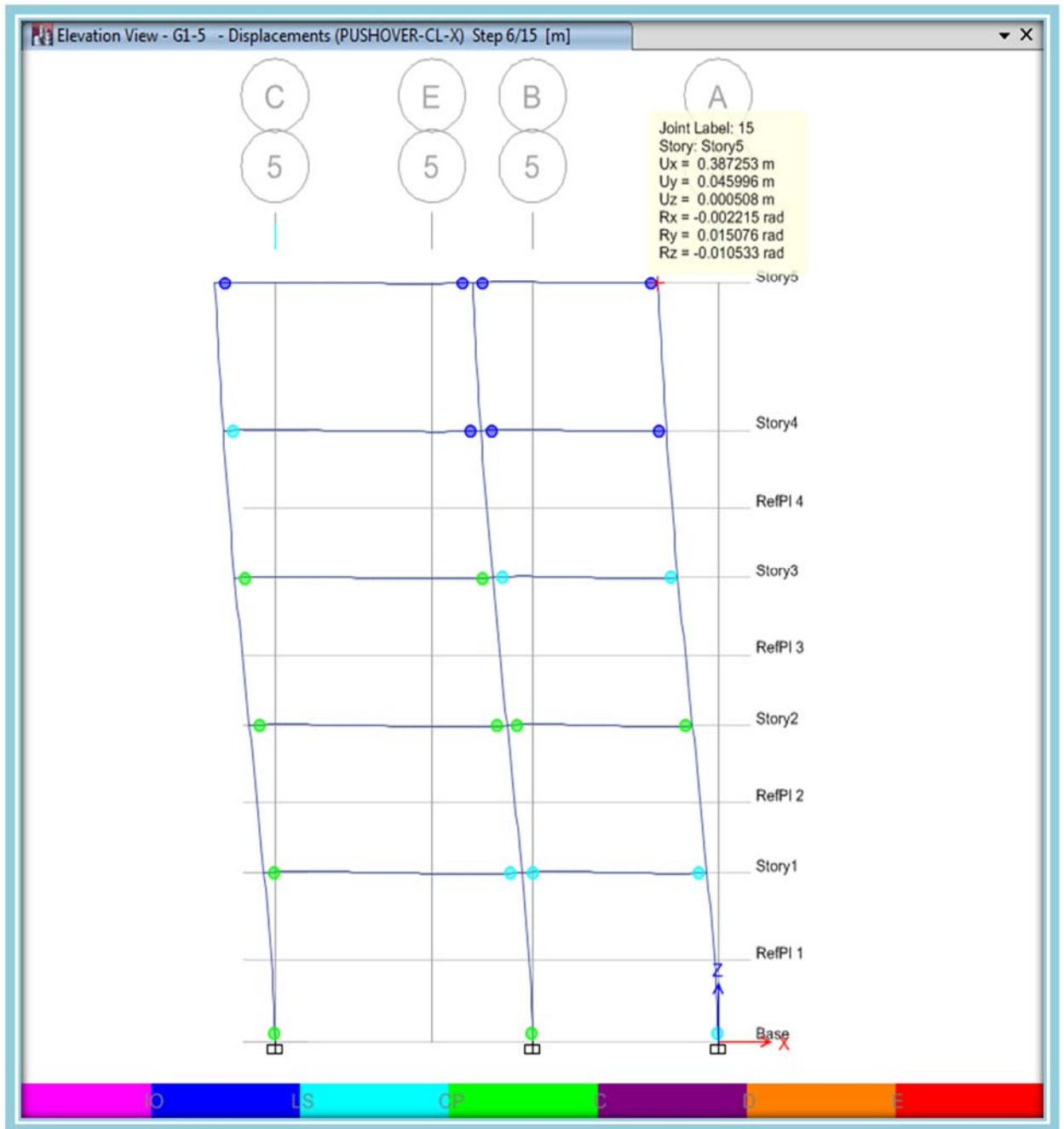
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento en el pórtico 5 para el paso 5 en X =31.13 cm.

Gráfico VI.212 Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 5

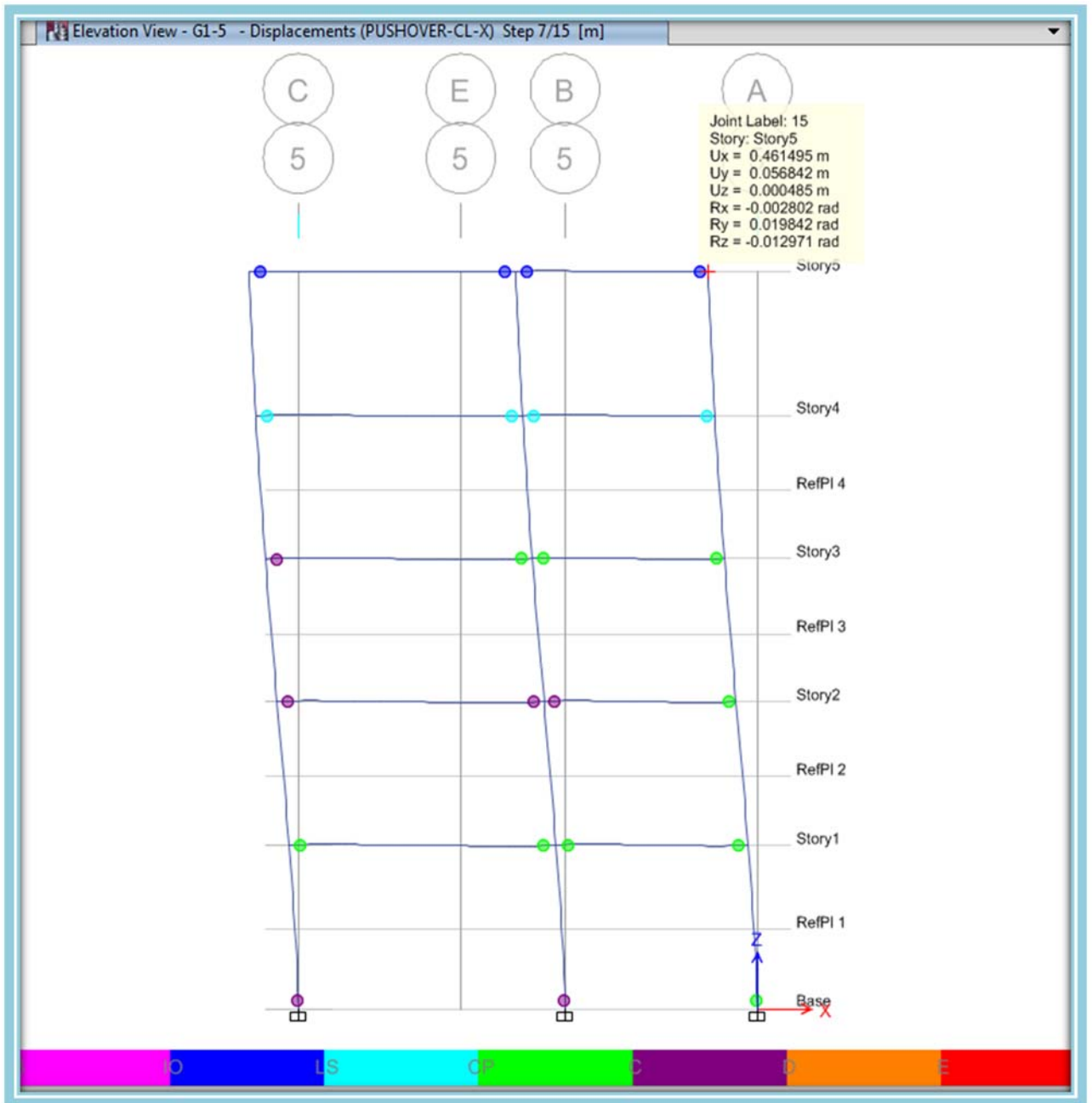
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento en el pórtico 5 para el paso 6 en X =38.73 cm.

Gráfico VI.213 Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 6

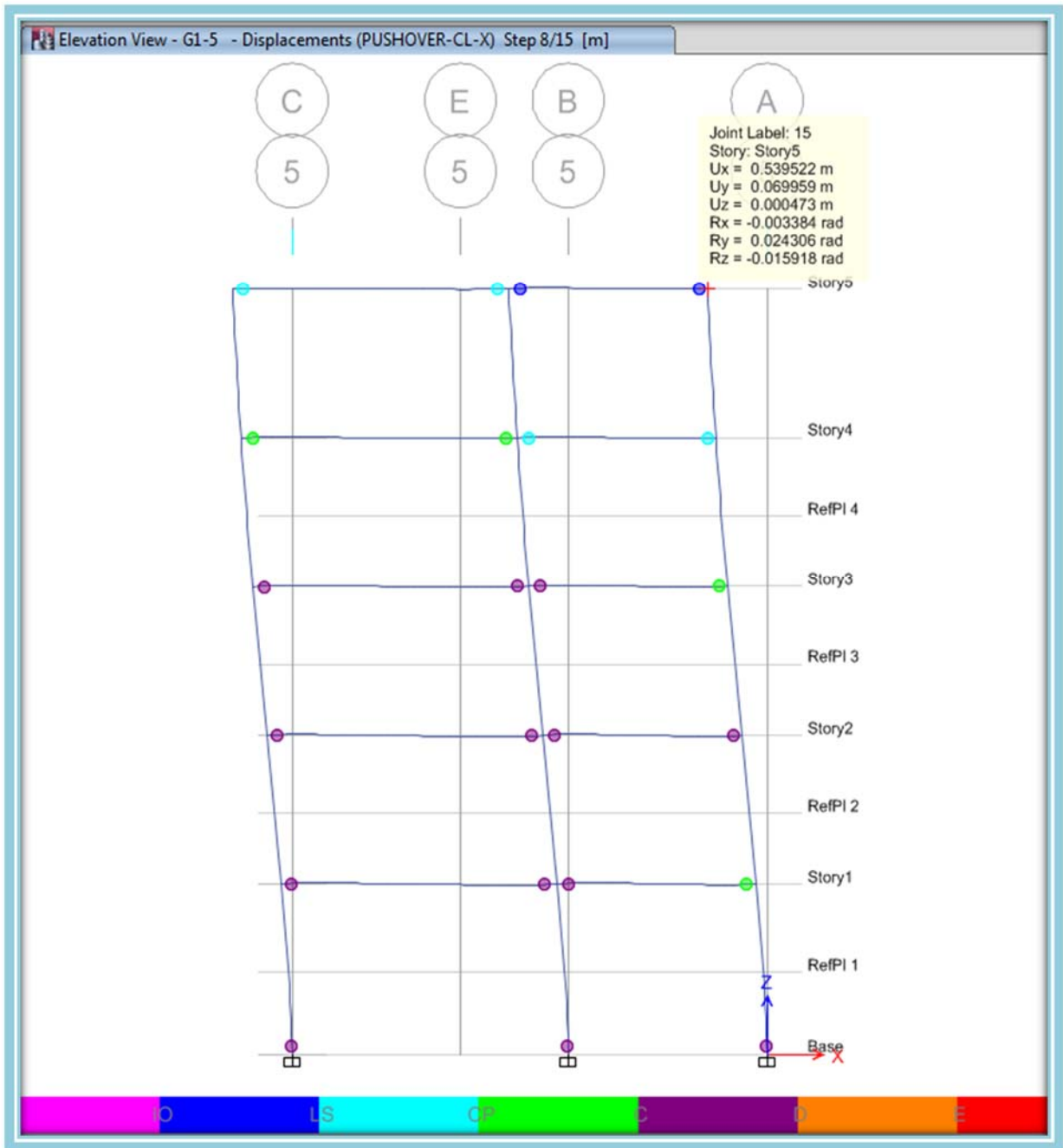
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento en el pórtico 5 para el paso 7 en X =46.15 cm.

Gráfico VI.214 Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 7

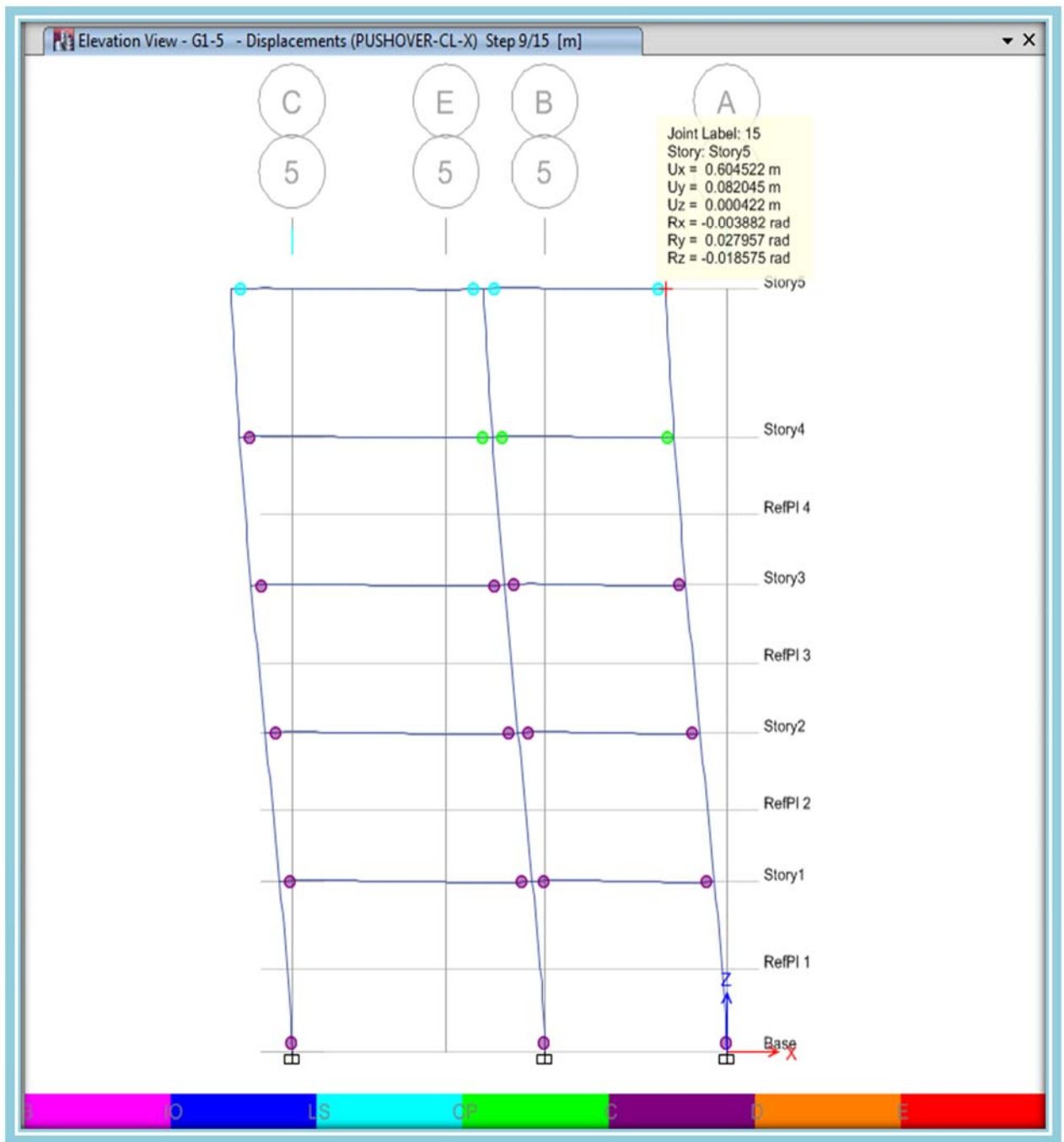
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento en el pórtico 5 para el paso 8 en X = 53.95 cm.

Gráfico VI.215 Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((**PUSHOVER-CL-X**)) Paso 8

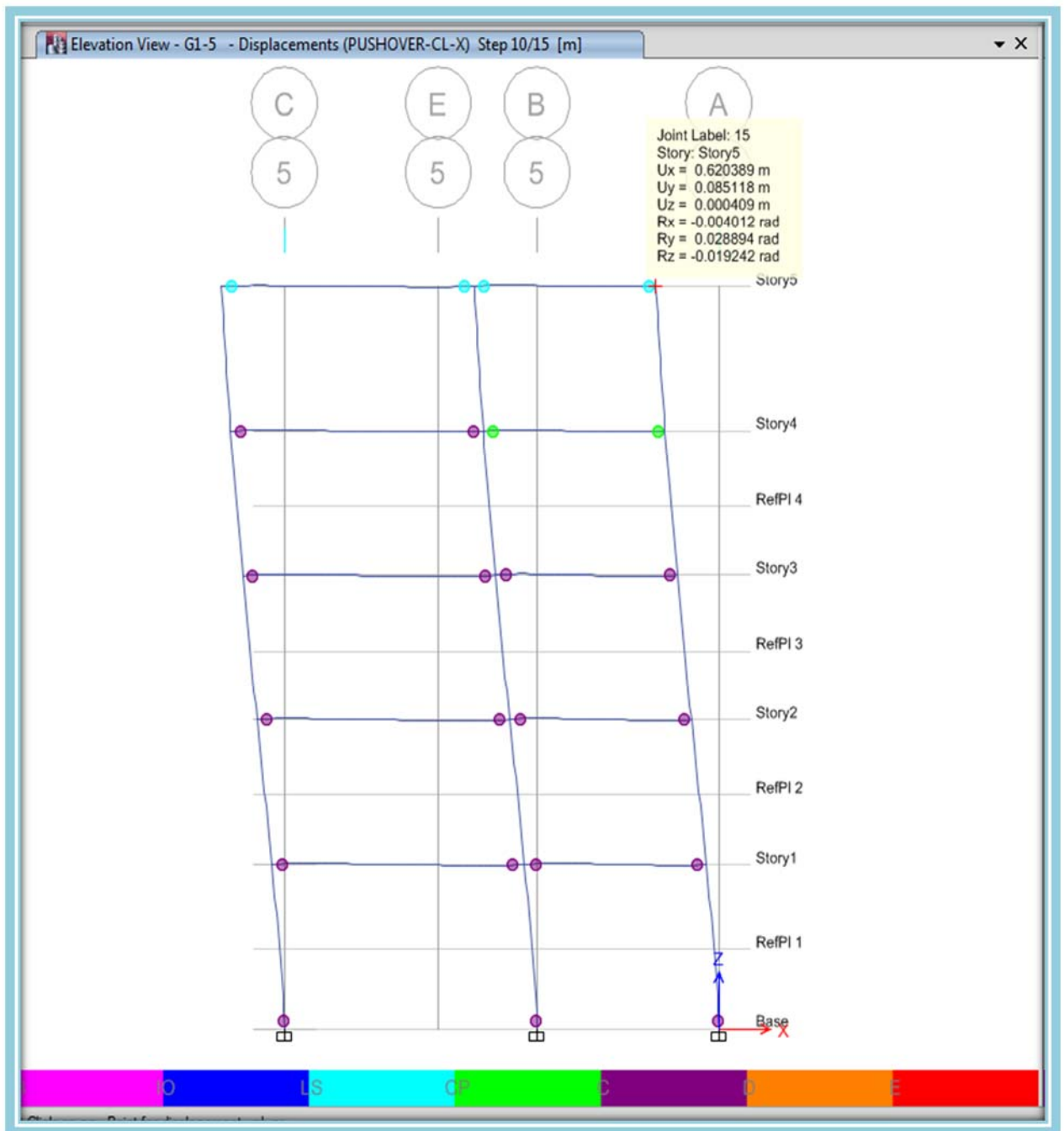
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento en el pórtico 5 para el paso 9 en X =60.45 cm.

Gráfico VI.216 Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 9

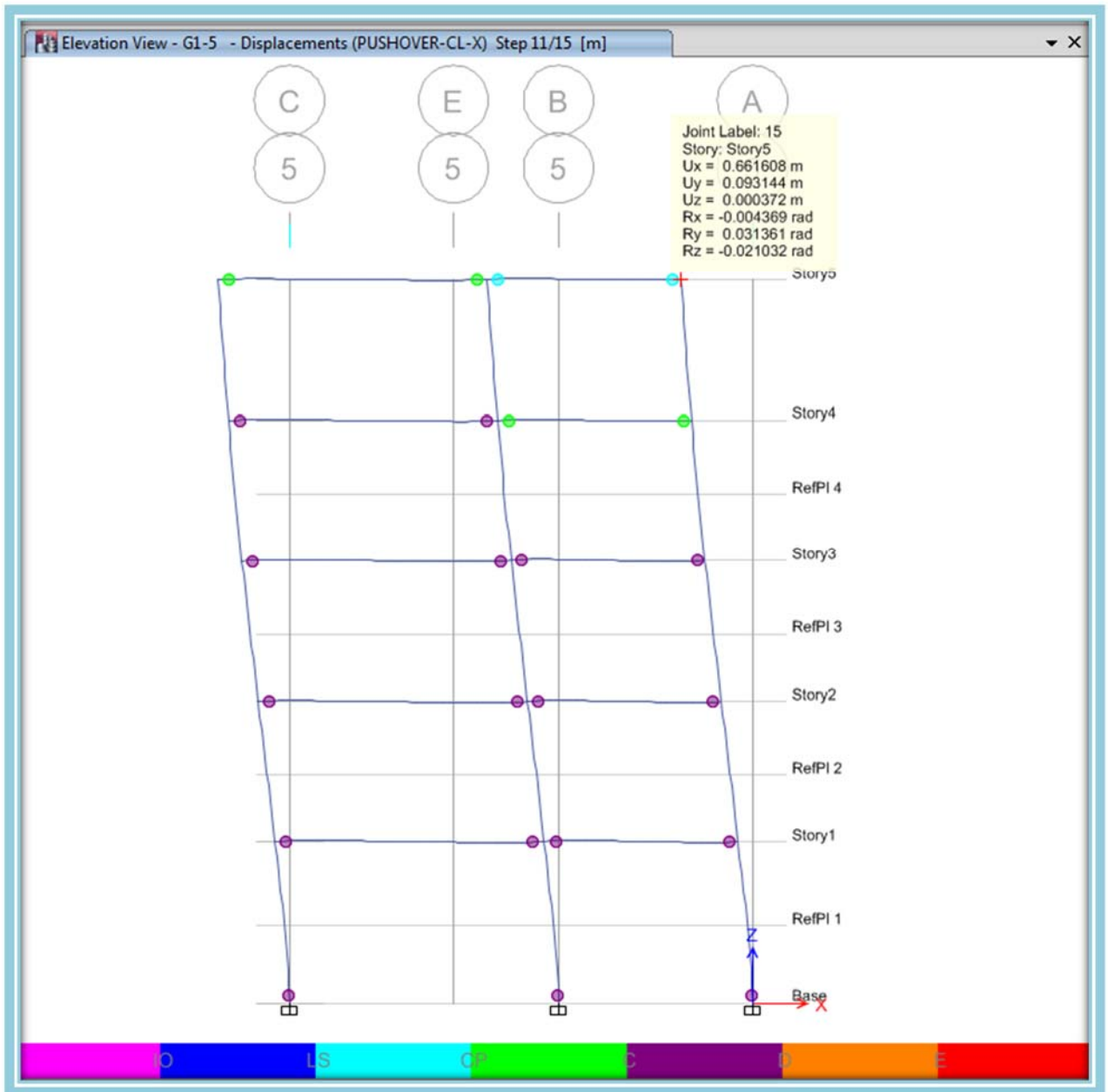
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento en el pórtico 5 para el paso 10 en X =62.04 cm.

Gráfico VI.217 Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X) Paso 10

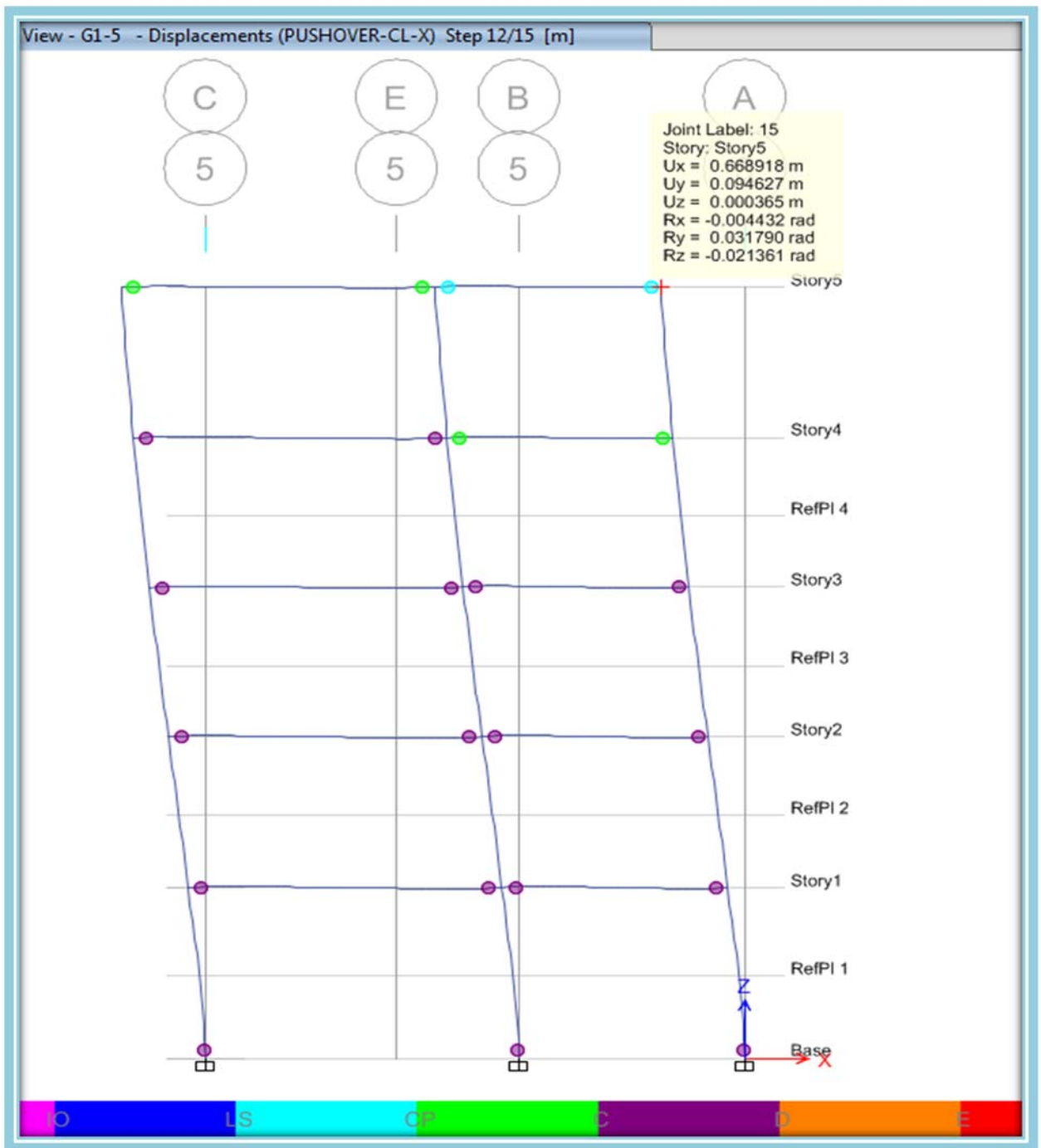
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento en el pórtico 5 para el paso 11 en X =66.16 cm.

Gráfico VI.218 Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 11

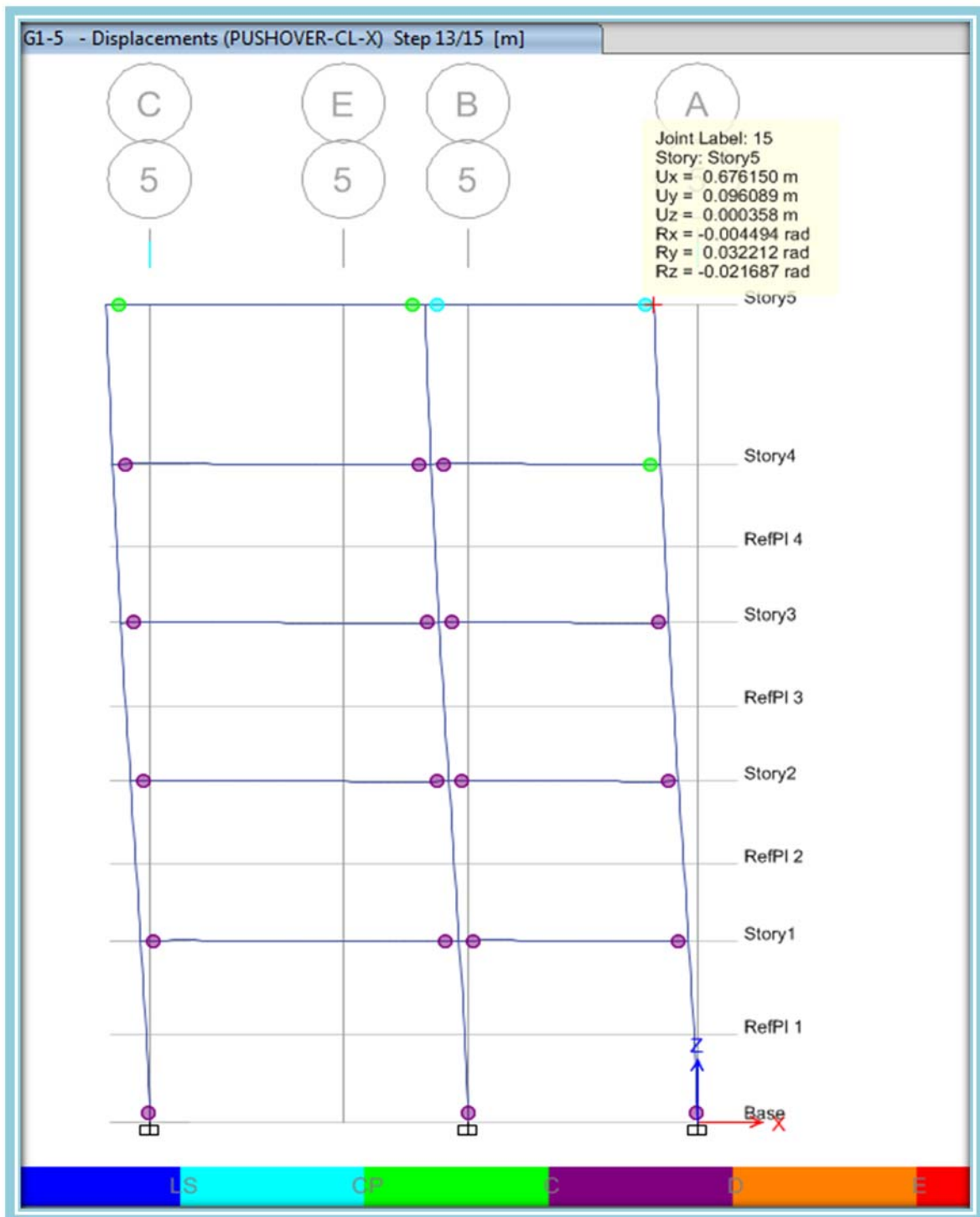
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento en el pórtico 5 para el paso 12 en X =66.89 cm.

Gráfico VI.219 Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 12

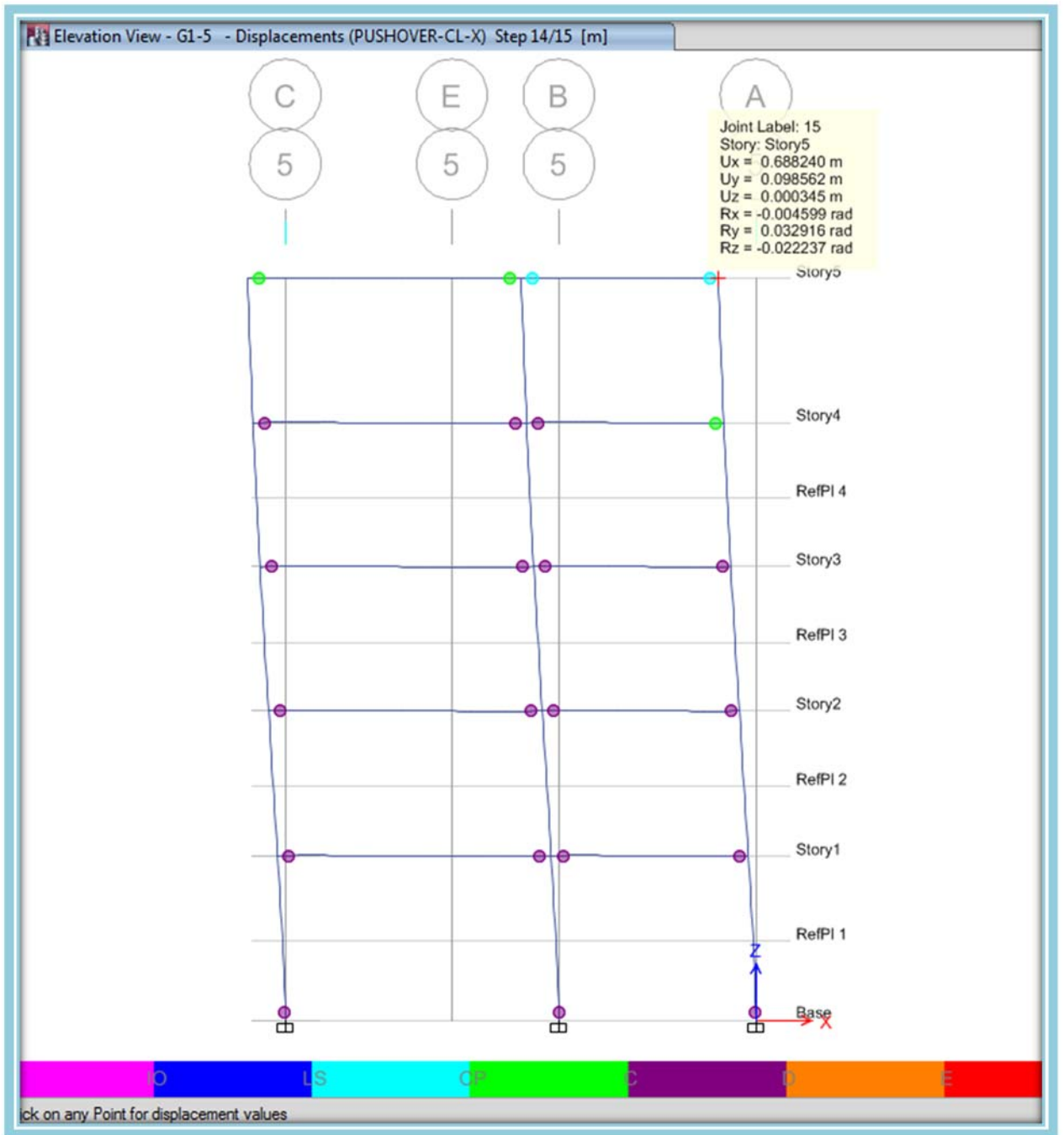
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento en el pórtico 5 para el paso 13 en X =67.62 cm.

Gráfico VI.220 Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 13

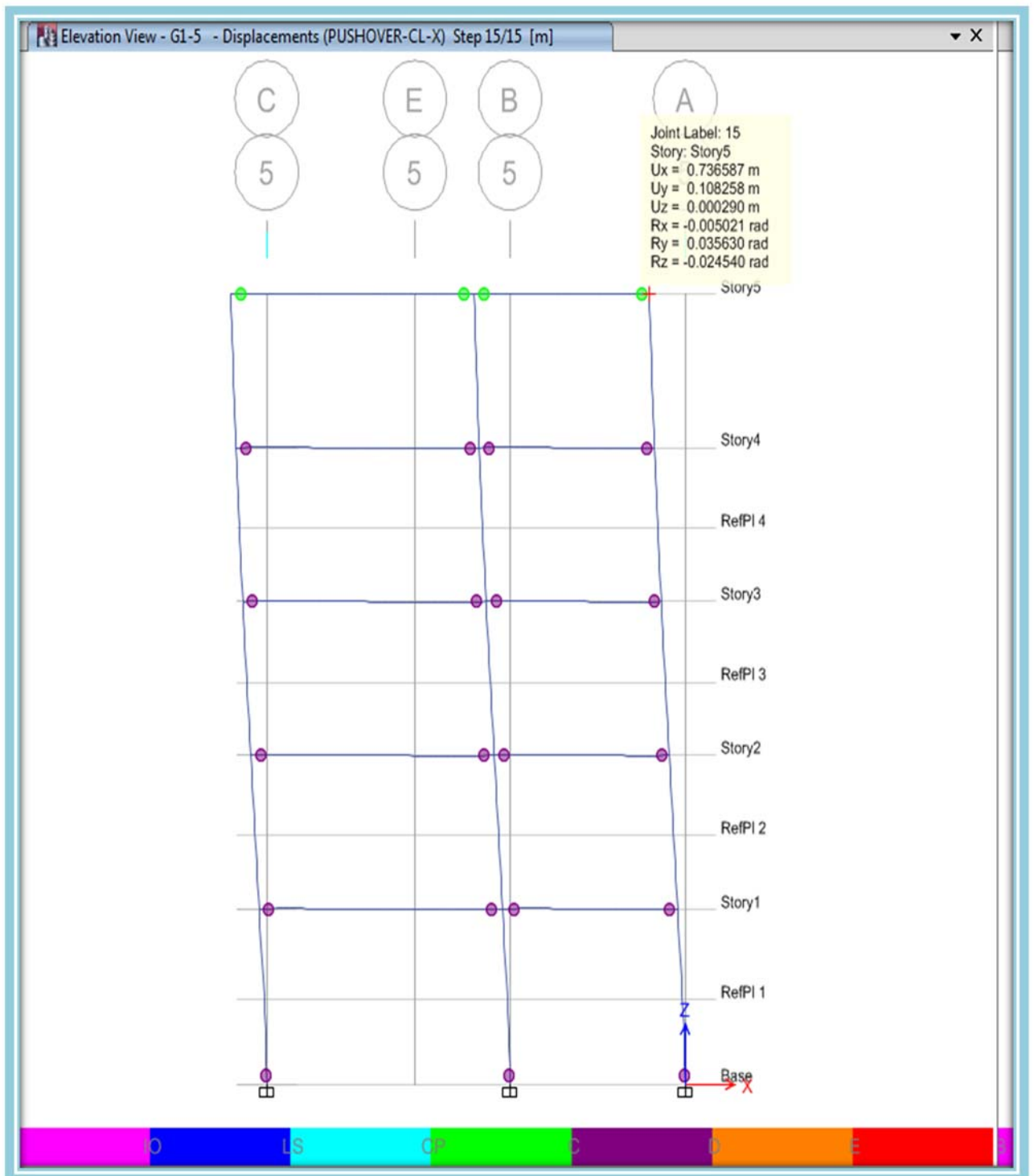
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento en el pórtico 5 para el paso 14 en X =68.82 cm.

Gráfico VI.221 Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 14

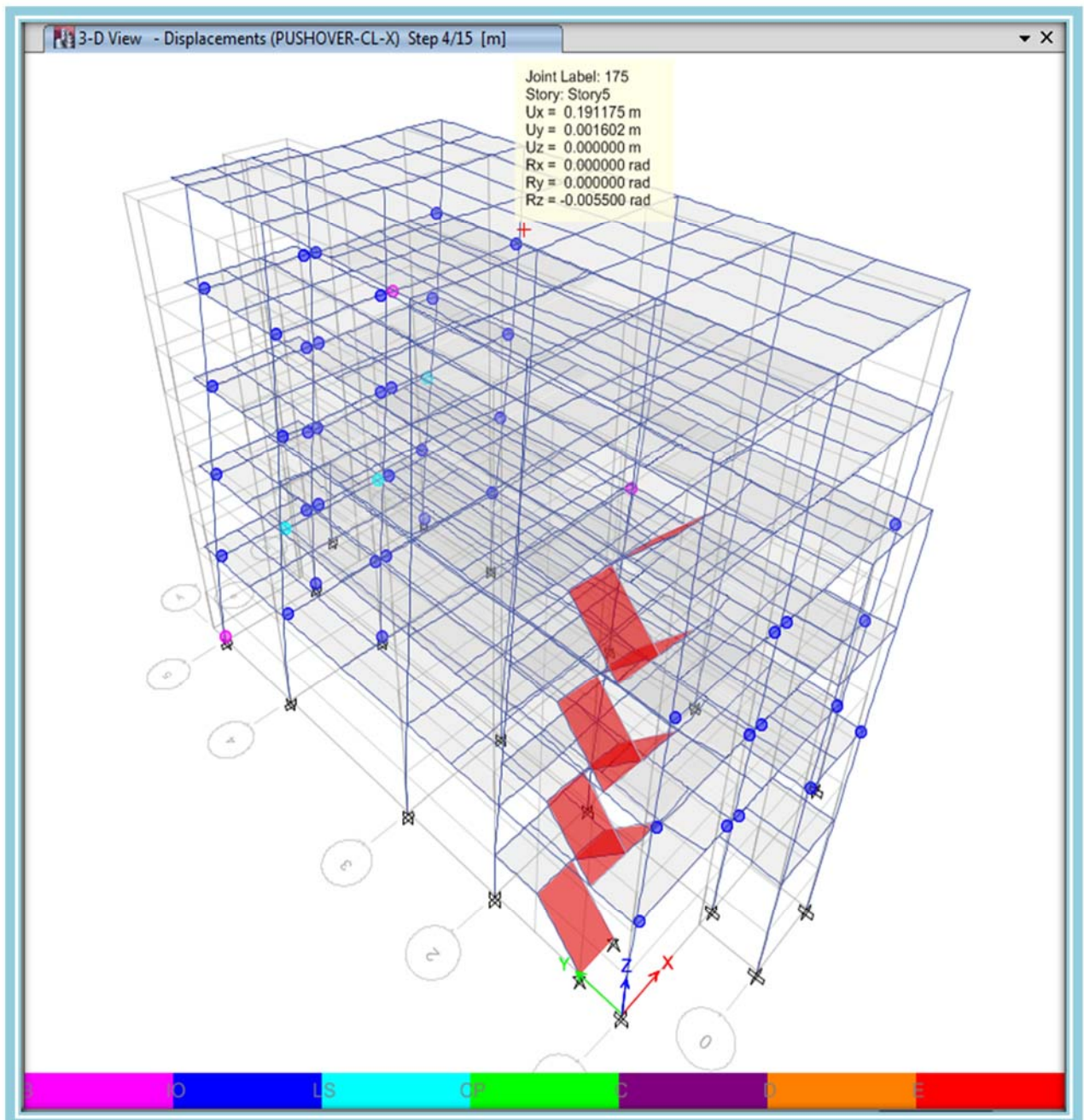
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento en el pórtico 5 para el paso 15 en X =73.66 cm.

Gráfico VI.222 Deformación debida al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) Paso 15

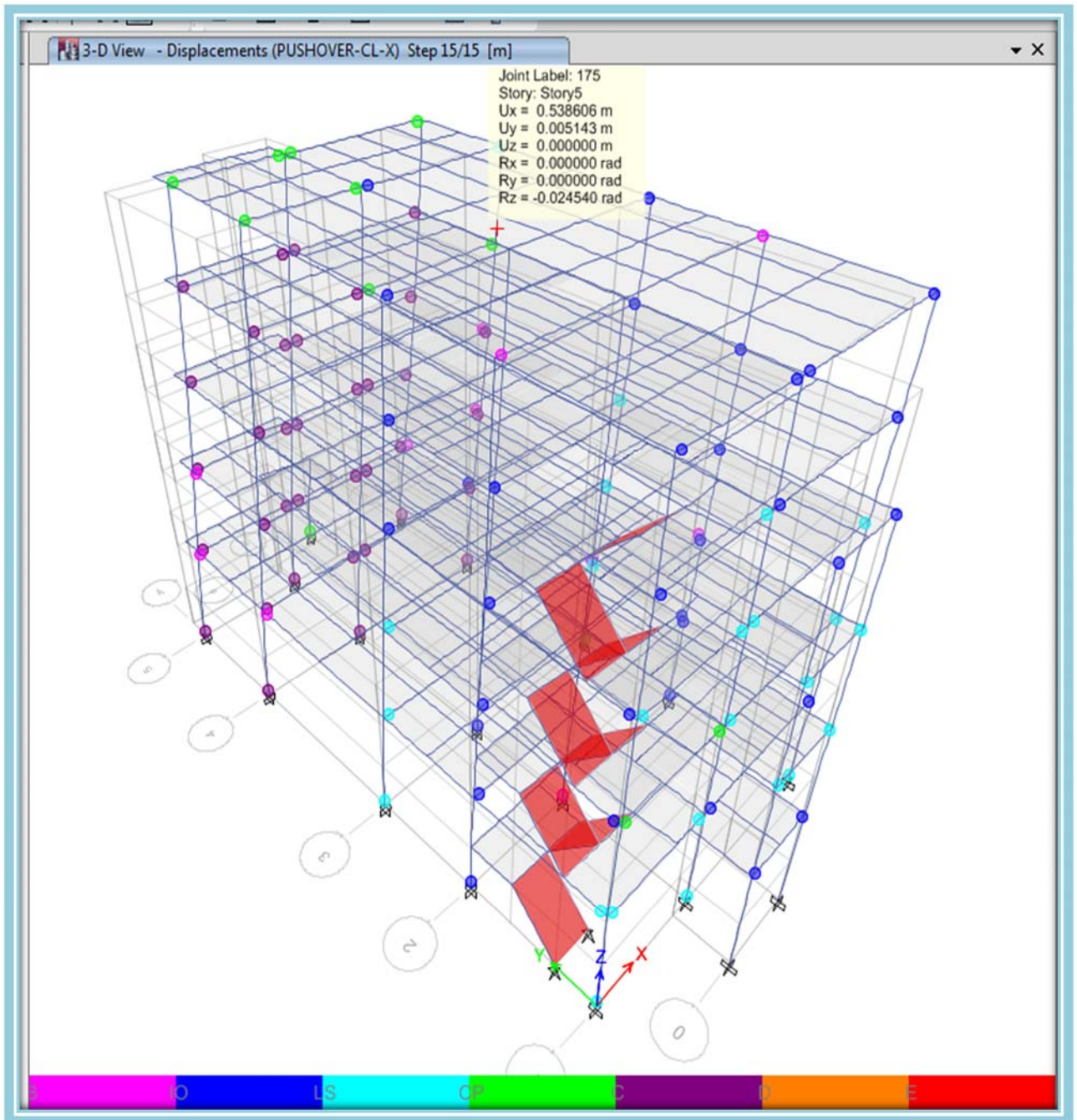
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento global en el centro de masas de la estructura cercana al punto de desempeño (Respuesta Máxima Estructural) debido al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X): $X = 19.12 \text{ cm}$

Gráfico VI.223 Deformación global medida en el centro de masas de la estructura debido al caso de carga no lineal en X ((PUSHOVER-CL-X)) cercana al punto de desempeño Paso 4

Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento global medido en el centro de masas cuando la estructura se ha convertido en un mecanismo entrando en un estado de capacidad ultima $X = 53.86\text{cm}$

Gráfico VI.224 Deformación global medida en el centro de masas de la estructura debida al caso de carga no lineal en X (**PUSHOVER-CL-X**) cuando la caída de la resistencia es significativa (Fracaso inicial de la estructura) Paso 15

Fuente: (Captura de Software Especializado)

Entendiendo que el análisis PUSHOVER consiste en ir aplicando cargas laterales incrementadas de manera monótonica que simulan el efecto de la acción sísmica en la estructura hasta que esta llega a su máxima capacidad y colapsa es necesario verificar que el proceso de falla del sistema estructural que se está diseñando sea el ideal de tal modo que disipe la mayor cantidad de energía posible permitiendo lograr el mejor nivel de desempeño en la misma y por ende asegurar un buen nivel de seguridad de vida de sus ocupantes.

Ahora bien analizando el mecanismo de colapso de la estructura para el caso de análisis de carga no lineal (**PUSHOVER-CL-X**), en la gráfica **VI.207** vemos el primer paso de deformación para el caso de carga antes mencionado, el cual corresponde exclusivamente a la producida por cargas gravitacionales, luego en las gráficas **VI.208** a la **VI.209** empieza a comportarse completamente en un rango elástico con la ausencia total de rótulas plásticas, en el siguiente paso ilustrado en la gráfica **VI.210** se ve que ha comenzado el proceso de formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas de los niveles 1 al 3 del marco, para niveles altos de carga lateral, alcanzando niveles de aceptación de las rótulas formadas, de ocupación inmediata, en tanto en las gráficas **VI.211** a la **VI.213** es apreciable una secuencia ordenada de generación de rótulas plásticas en vigas que van evolucionando desde el nivel de ocupación inmediata de forma secuencial hasta llegar a un nivel de aceptación de prevención al colapso, es importante señalar que todas las vigas empiezan a plastificarse, disipando una gran cantidad de energía, finalmente en las gráficas **VI.214** a la **VI.222** empieza a evidenciarse la aparición de rótulas en los extremos de las vigas con criterios de aceptación de capacidad última que en un principio al ser muy pocas no inducen al colapso del pórtico peor aún de la estructura en consecuencia inicialmente no pierde gran capacidad resistente, siendo posible seguir incrementado monótonicamente la carga lateral, sin embargo dicho incremento en la carga produce que cada vez más y en mayor cantidad se vayan formando rótulas con niveles de capacidad última de manera secuencial y progresiva en las vigas a lo largo de todo el pórtico en los niveles del 1 al 4 , siendo este hecho lo que provoca la brusca caída en la rigidez lateral del marco sobreviniendo el colapso.

Con la finalidad de evaluar el comportamiento global de la estructura ante el terremoto de demanda se muestra el gráfico **VI.223**, en el que se presenta el desplazamiento global con respecto al centro de masas de la estructura cercana al punto de desempeño (Respuesta Máxima Estructural **X=18.5cm**) debida al caso de carga no lineal en X (**PUSHOVER-CL-X**) que como se puede ver en el gráfico mencionado fue de **19.12 cm**, se observa que la estructura ha entrado en fluencia formándose rótulas en vigas predominantemente con un nivel de aceptación de ocupación inmediata (color azul) y apenas 3 rótulas con un nivel de aceptación de seguridad de vida (color celeste) lo cual considerando que para este tipo de edificaciones de uso residencial tal y como se lo mencionó en la sección **2.4.3.4.3** de este trabajo de investigación se recomienda que alcance un nivel de desempeño de seguridad de vida, queda demostrado que cuando se presente el terremoto de demanda que no es más que el sismo de diseño que propone la NEC 2015 la estructura presentará un muy buen nivel de desempeño sísmico asegurando la seguridad de vida de sus ocupantes.

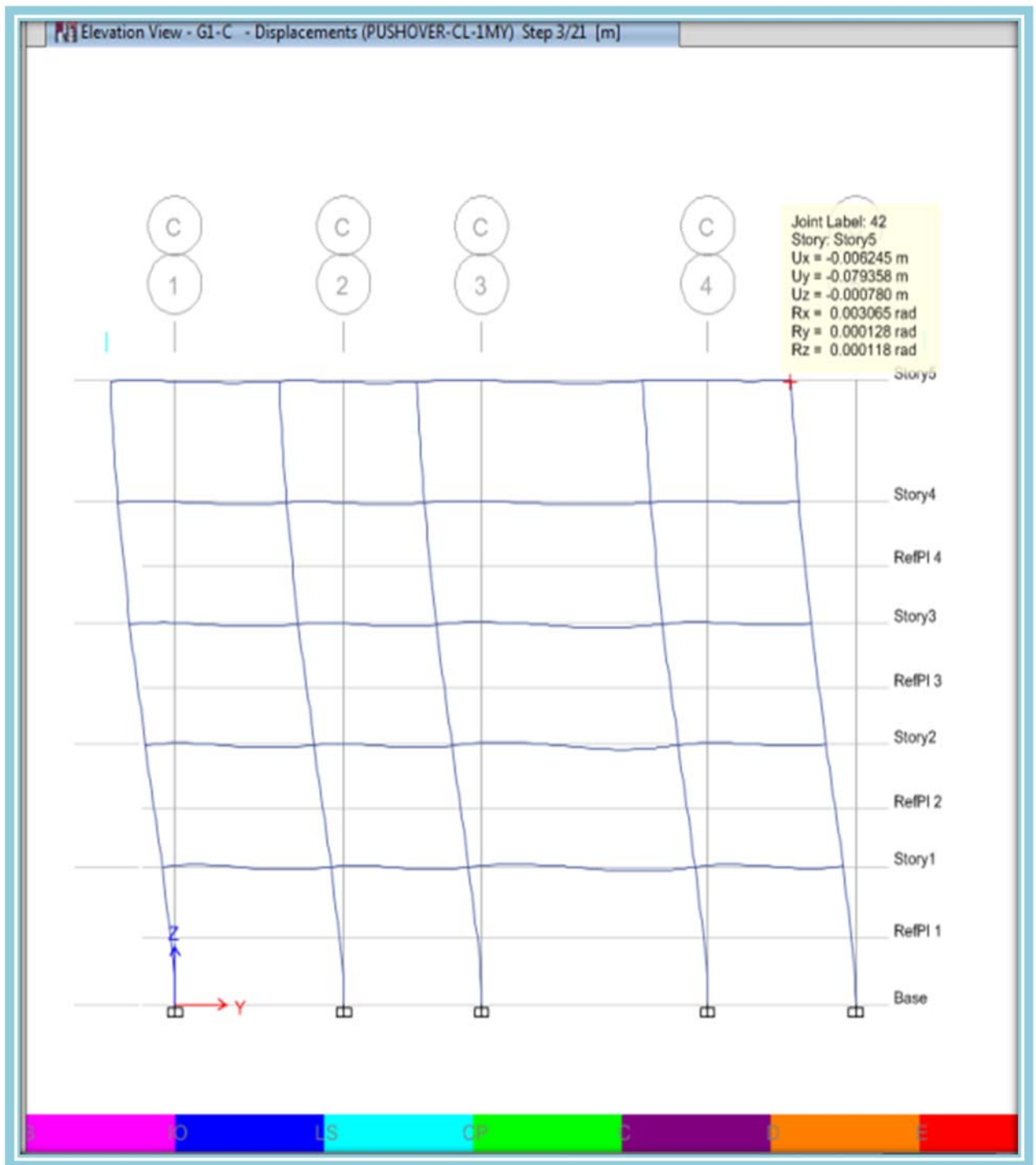
En el gráfico **VI.224** se muestra el desplazamiento global medido en el centro de masas cuando la estructura se ha convertido en un mecanismo debido a que el incremento monótonico de la carga lateral ha provocado a que se formen una gran cantidad rótulas con niveles de capacidad última de manera secuencial y progresiva en las vigas a lo largo de toda la estructura , provocando una disminución de forma progresiva en la resistencia de la estructura lo que representa el fracaso inicial de la misma.

Es de destacar el hecho de que en ningún momento se formaron rótulas plásticas en columnas a excepción de la cedencia permitida en la base de las columnas exclusivamente del nivel inferior tal y como lo estipulan las disposiciones contenidas en la norma ANSI/AISC 341-2010 para el diseño de pórticos especiales resistentes a momento (SMF), concluyéndose que el mecanismo de colapso de la estructura en la dirección X es adecuado ya que lo ideal es que en los sistemas (SMF) se formen rótulas plásticas en las vigas y en la base de columnas del primer nivel como lo exige la norma, esto es importante además debido al hecho de que de esta manera se demuestra sin lugar a dudas de que la estructura cumple un adecuado criterio Columna Fuerte / Viga Débil, lo cual conduce a obtener sistemas capaces de desarrollar ductilidad, disipación

de energía e incursiones significativas en el rango inelástico ante un evento sísmico cumpliéndose lo establecido en el numeral **2.4.4.5** de esta investigación, ratificándose todo el proceso de diseño de la estructura, demostrándose además que el adecuado empleo de las normativas AISC-2010 conllevan al diseño de estructuras eficientes y de buen comportamiento tanto estructural como sísmico.

Finalmente cabe aclarar que la formación de rótulas plásticas en columnas es un mecanismo de colapso indeseable debido a que esto genera que se produzca un entrepiso débil y con ello el colapso violento de la estructura debido a que no se alcanza a desarrollar rótulas plásticas en vigas y de esta manera disipa la energía impuesta lateralmente provocando que ésta se libere por la parte más débil de la estructura y para un desplazamiento lateral muy bajo, esto se genera cuando no se cumple con un adecuado criterio de columna fuerte - viga débil y en consecuencia se genera un mecanismo de colapso “frágil” y poco deseable en edificaciones en altura.

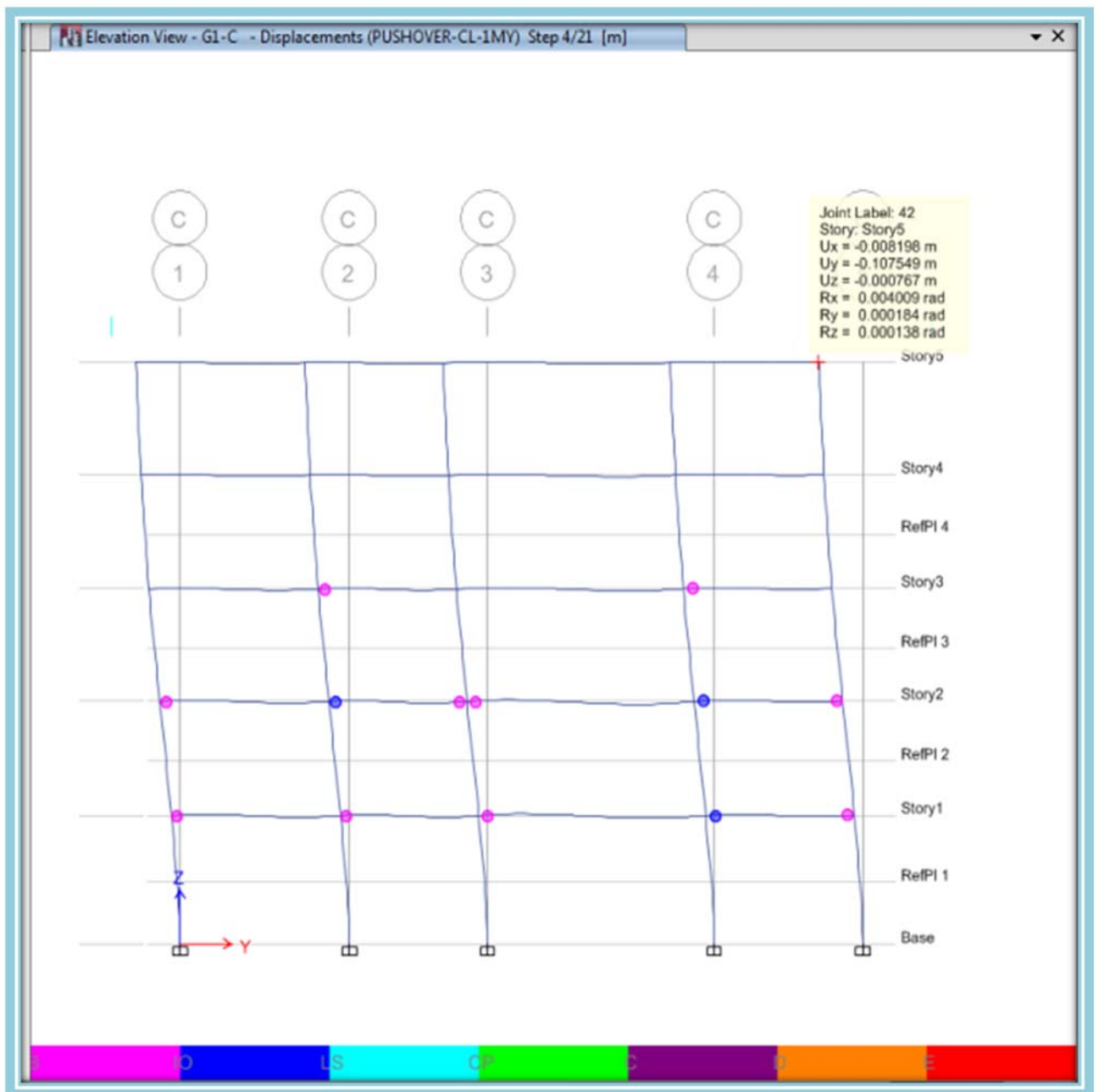
A continuación se mostrará el estudio del mecanismo de colapso de la estructura en la dirección Y debido a la acción de la carga no lineal (**PUSHOVER-CL-1MY**), y tal como para el caso anterior tomaremos como referencia el pórtico en el que se han suscitado la mayor formación de rotulas plásticas y que por ende es el que presenta mayores daños en la estructura, que para nuestro caso es el pórtico C, sin embargo al tener una gran cantidad de pasos desde cuando se empieza aplicar la carga hasta cuando la estructura llega al colapso y con el fin de presentar resultados prácticos y concluyentes se ha decidido mostrar solo los pasos donde se han presentado un cambio brusco en las rótulas plásticas tal y como se muestra a continuación:



Desplazamiento de pórtico C para el paso 3 en Y =7.93 cm.

Gráfico VI.225 Deformación debida al caso de carga no lineal en Y ((PUSHOVER-CL-Y)) Paso 3

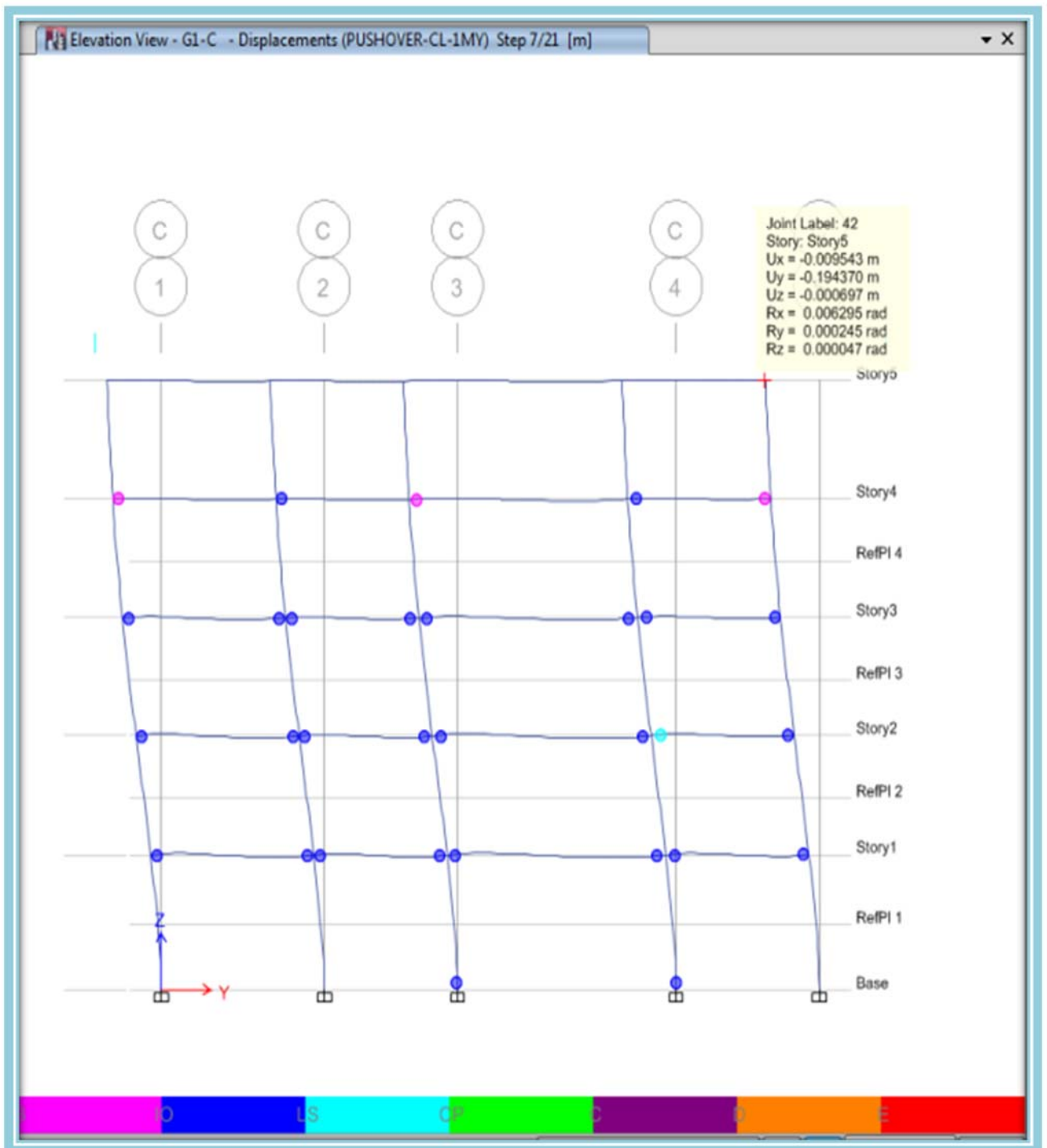
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento de pórtico C para el paso 4 en $Y = 10.75$ cm.

Gráfico VI.226 Deformación debida al caso de carga no lineal en Y ((PUSHOVER-CL-Y)) Paso 4

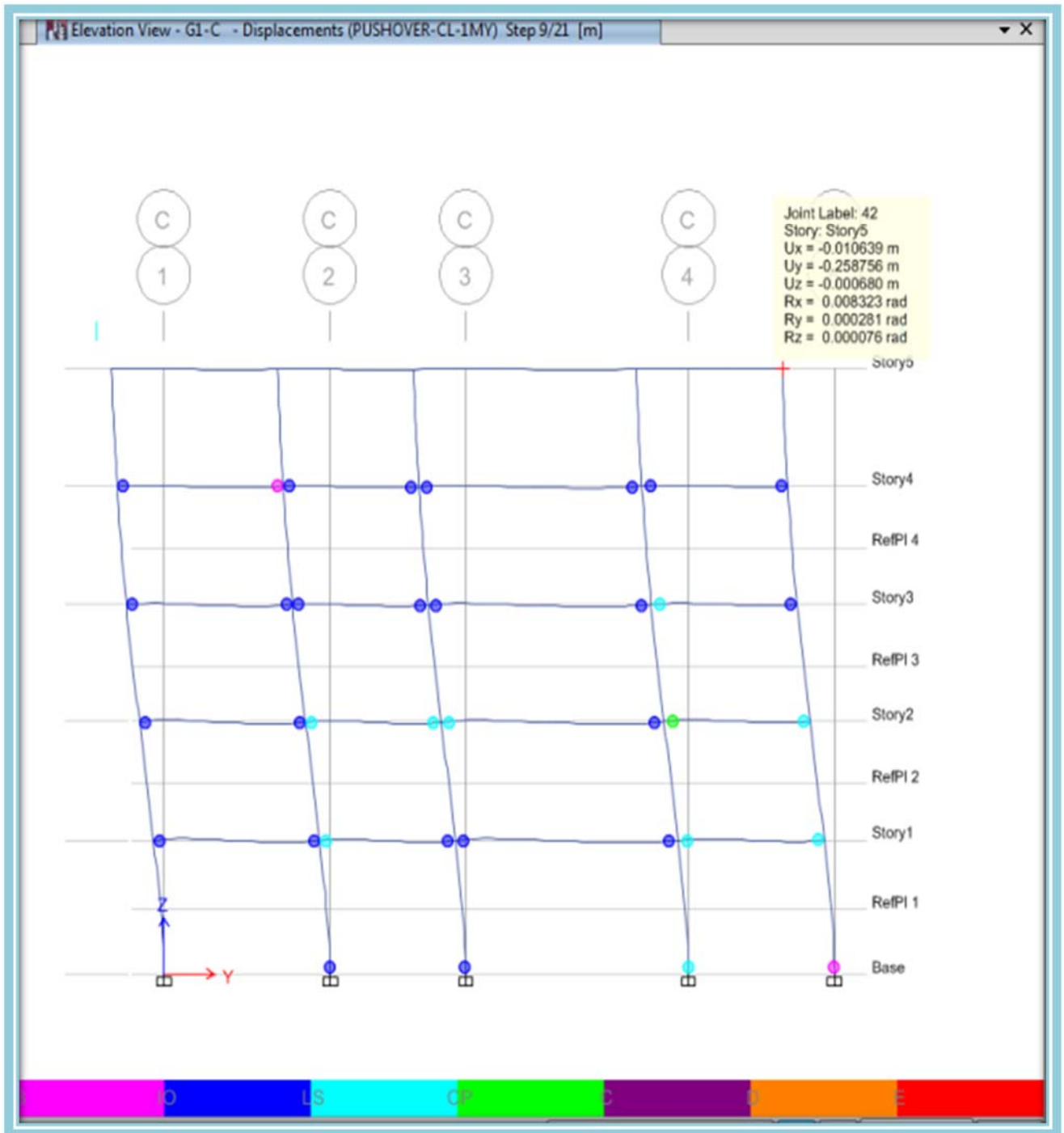
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento de pórtico C para el paso 7 en $Y = 19.44$ cm.

Gráfico VI.227 Deformación debida al caso de carga no lineal en Y ((PUSHOVER-CL-Y)) Paso 7

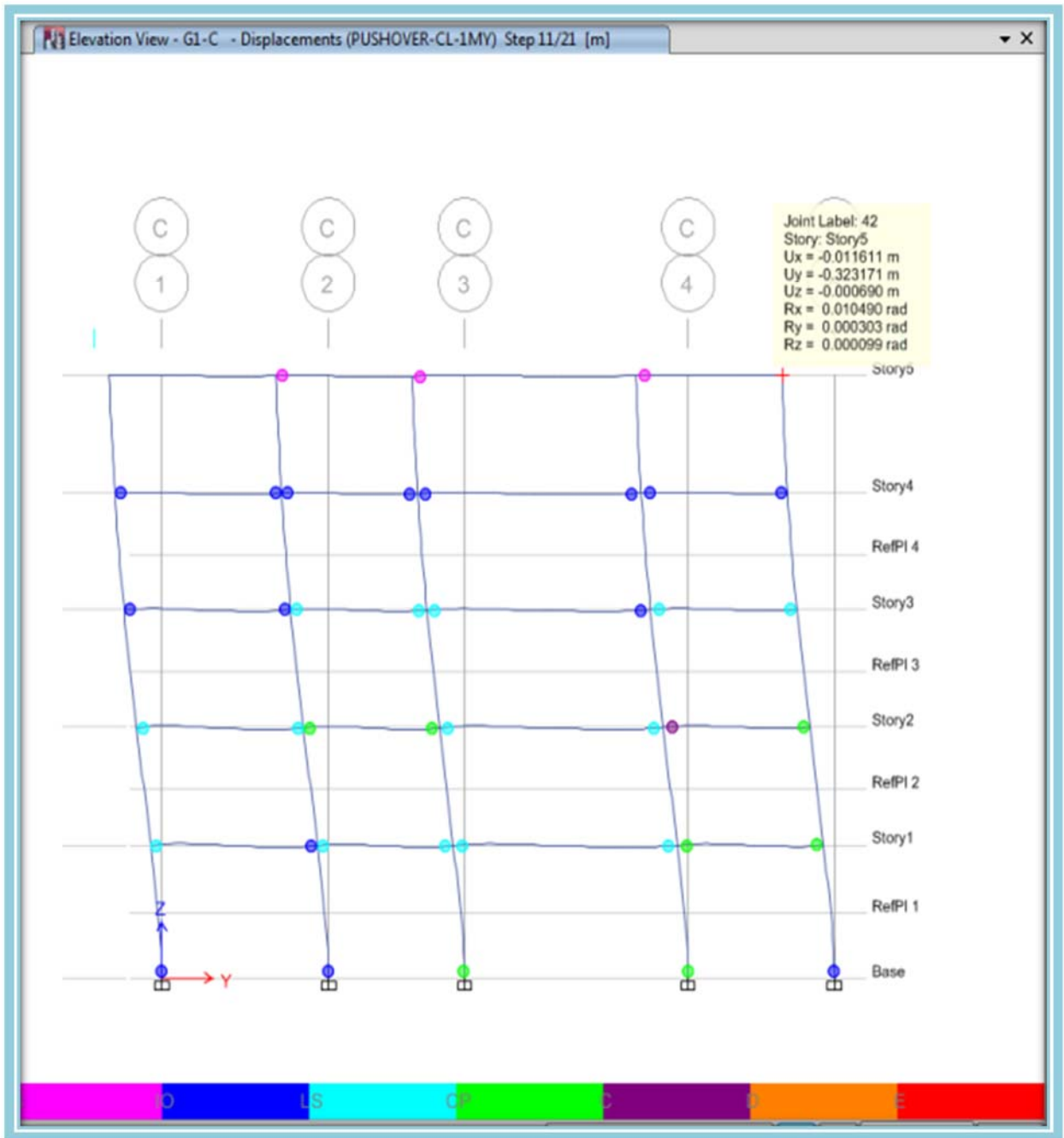
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento de pórtico C para el paso 9 en Y =25.87 cm.

Gráfico VI.228 Deformación debida al caso de carga no lineal en Y ((PUSHOVER-CL-Y)) Paso 9

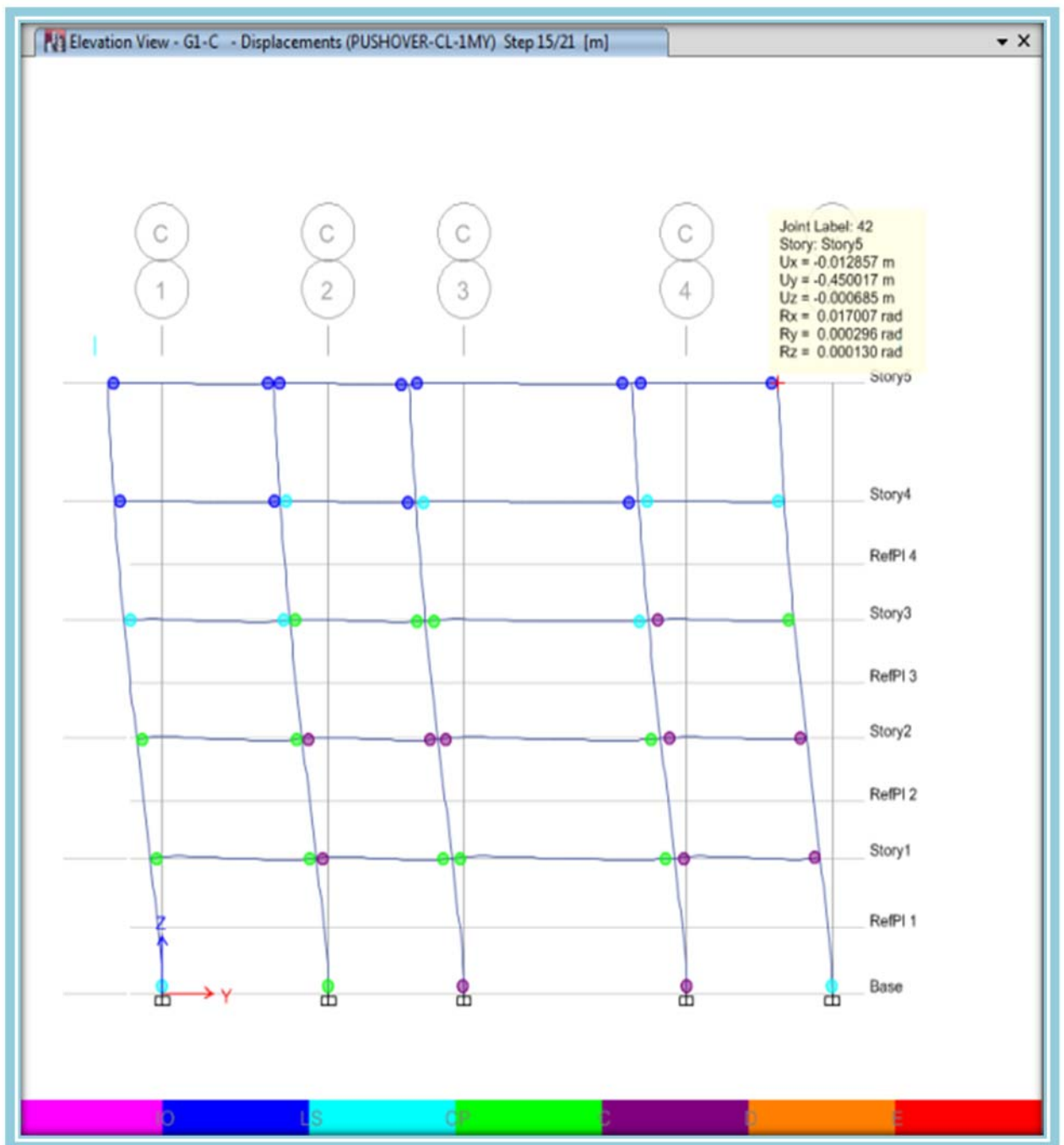
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento de pórtico C para el paso 11 en Y =32.31 cm.

Gráfico VI.229 Deformación debida al caso de carga no lineal en Y ((PUSHOVER-CL-Y)) Paso 11

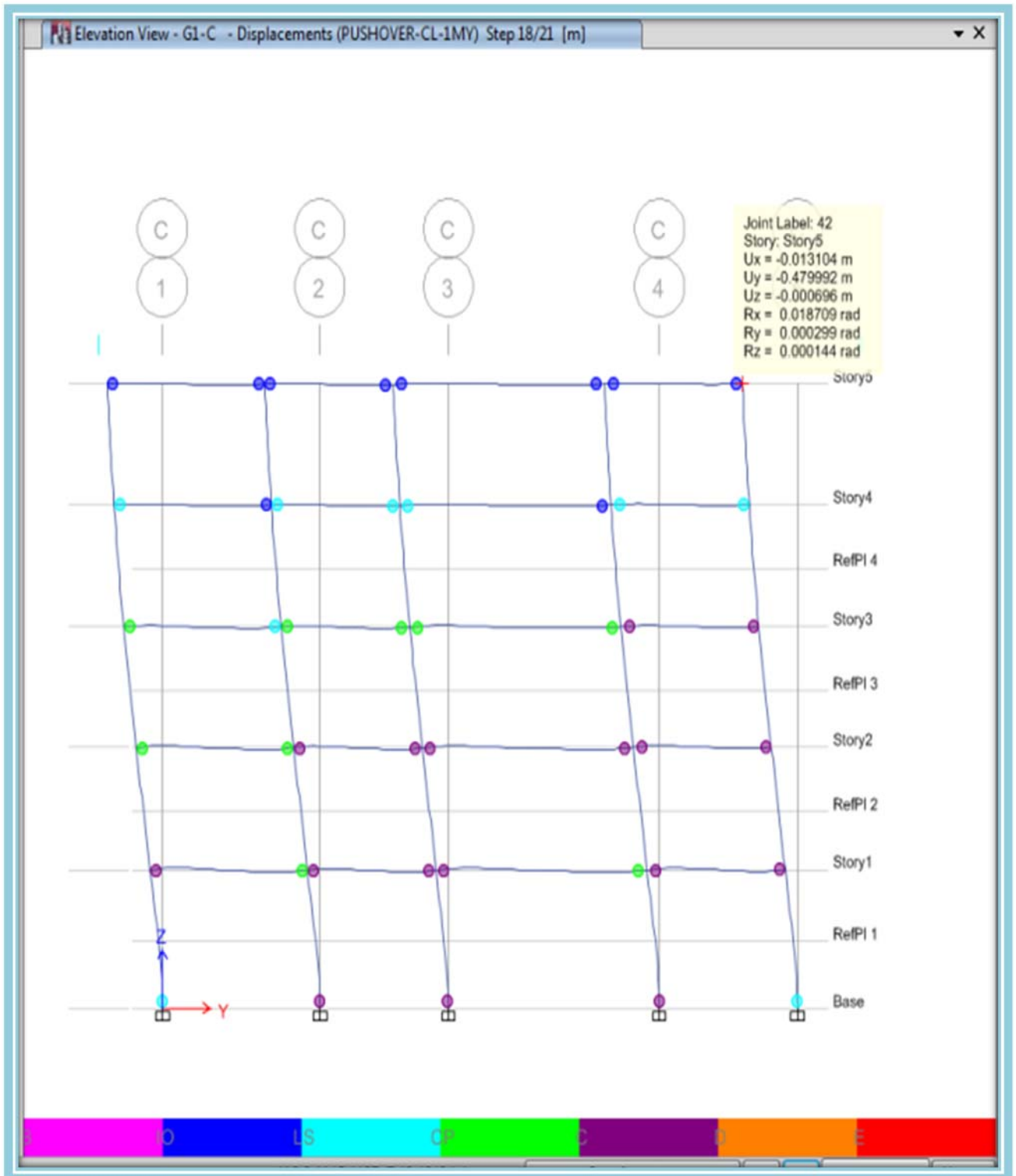
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento de pórtico C para el paso 15 en Y =45 cm.

Gráfico VI.230 Deformación debida al caso de carga no lineal en Y ((PUSHOVER-CL-Y)) Paso 15

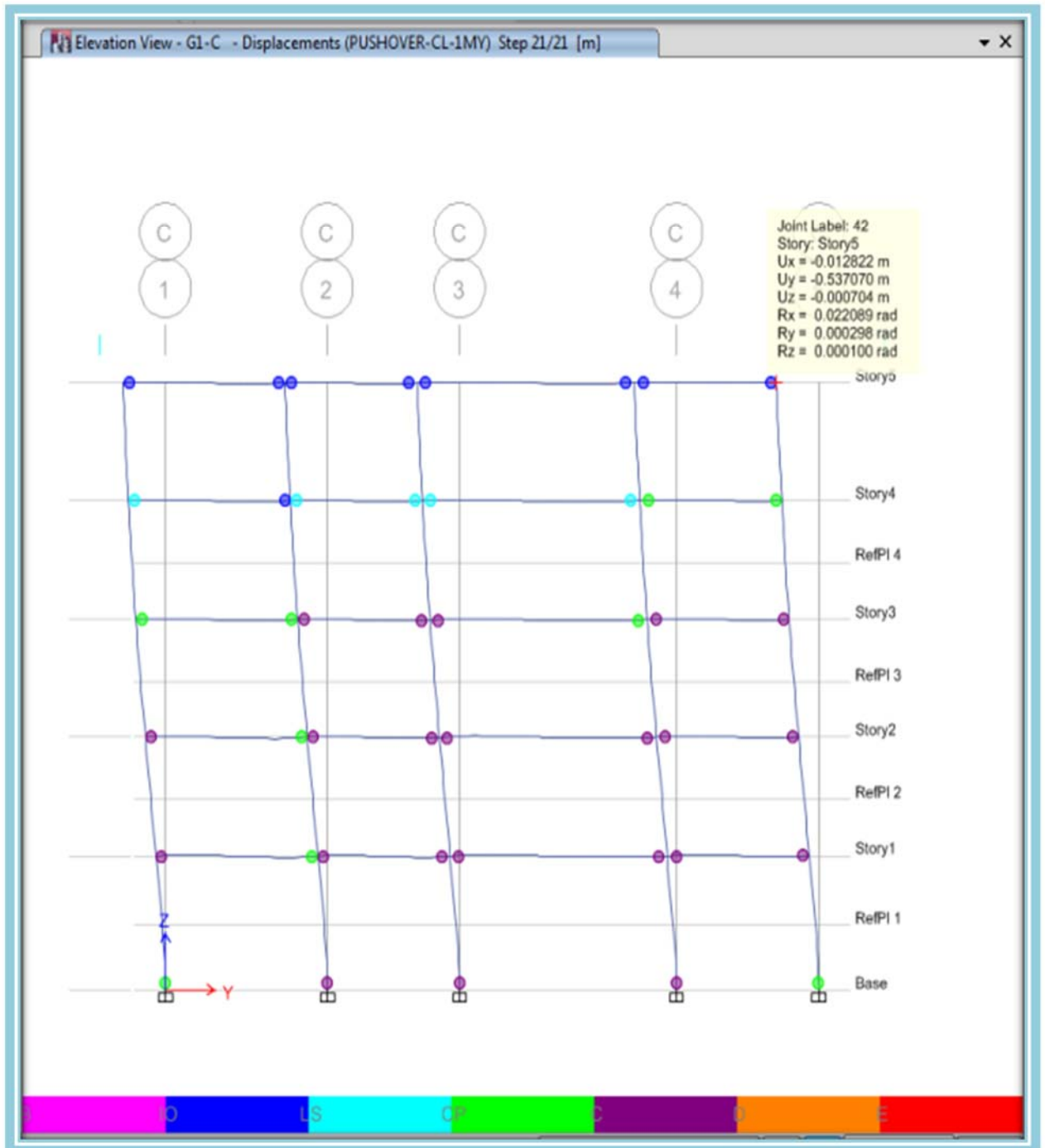
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento de pórtico C para el paso 18 en $Y = 47.9$ cm.

Gráfico VI.231 Deformación debida al caso de carga no lineal en Y ((PUSHOVER-CL-Y)) Paso 18

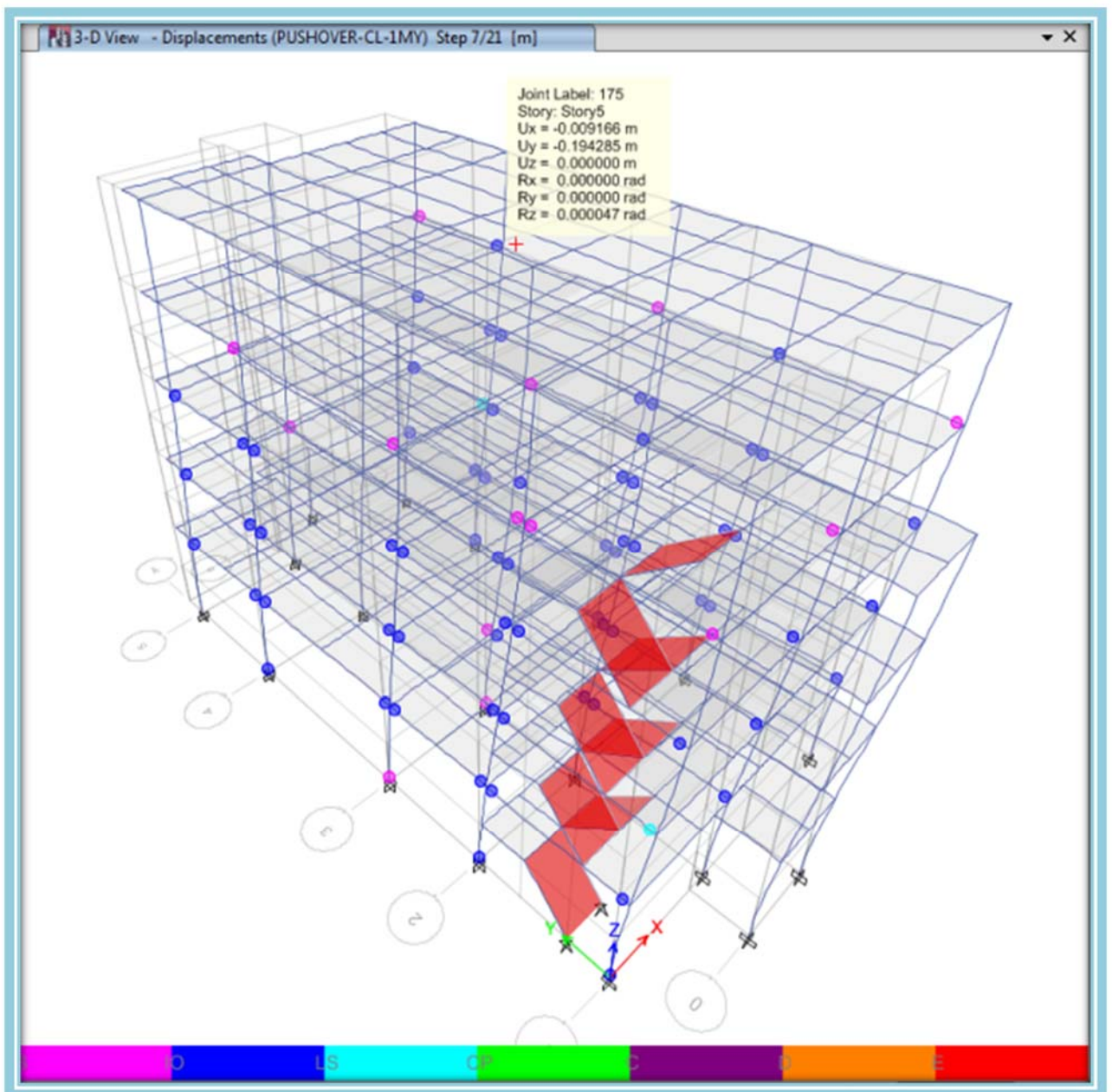
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento de pórtico C para el paso 21 en Y =53.7 cm.

Gráfico VI.232 Deformación debida al caso de carga no lineal en Y ((PUSHOVER-CL-Y)) Paso 21

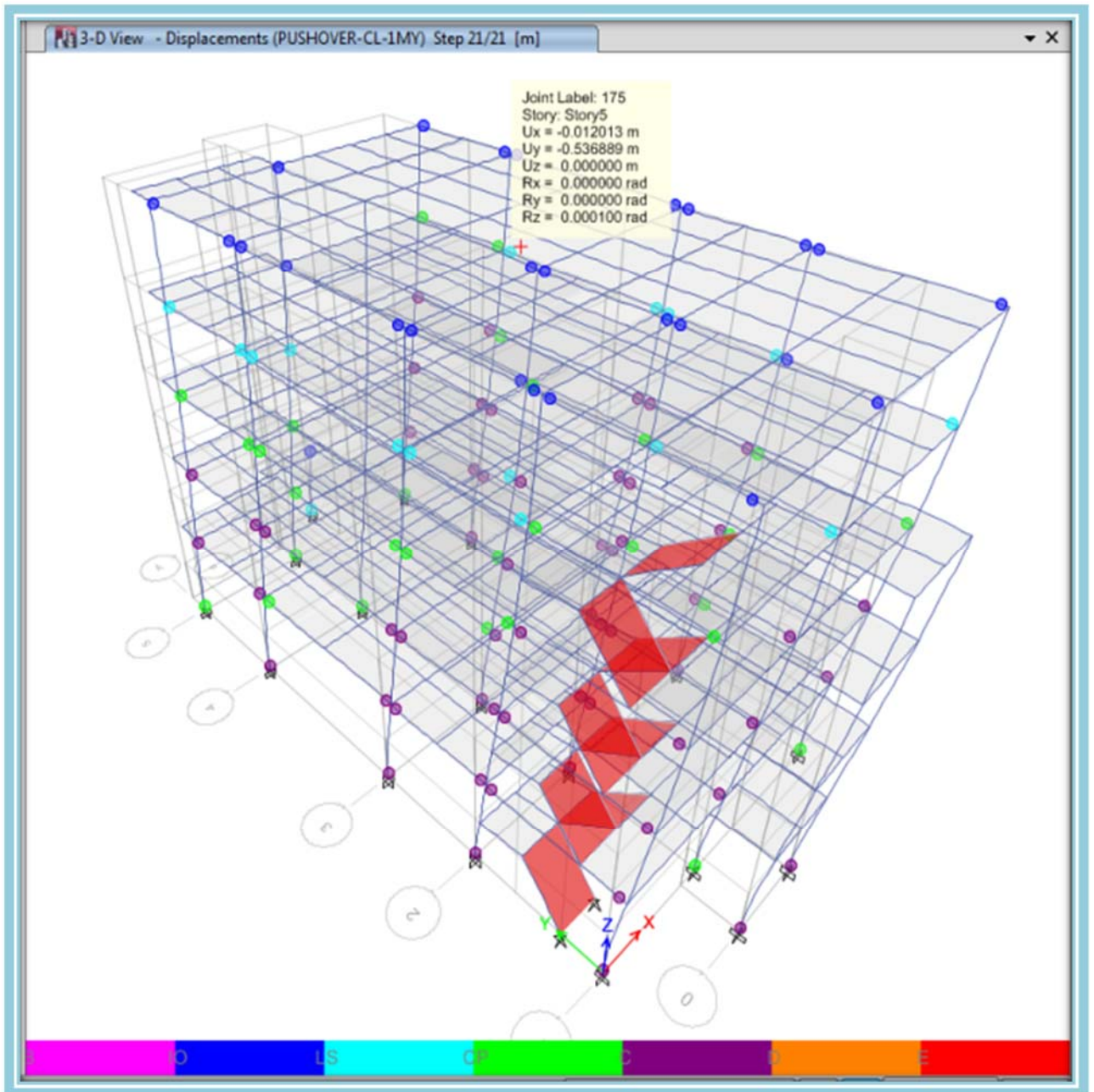
Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento global en el centro de masas de la estructura cercana al punto de desempeño (Respuesta Máxima Estructural) debido al caso de carga no lineal en Y (PUSHOVER-CL-1MY): $Y = 19.4 \text{ cm}$

Gráfico VI.233 Deformación global medida en el centro de masas de la estructura debido al caso de carga no lineal en Y (PUSHOVER-CL-1MY) cercana al punto de desempeño Paso 4

Fuente: (Captura de Software Especializado)



Desplazamiento global medido en el centro de masas cuando la estructura se ha convertido en un mecanismo entrando en un estado de capacidad última $Y = 53.6$ cm

Gráfico VI.234 Deformación global medida en el centro de masas de la estructura debida al caso de carga no lineal en Y (**PUSHOVER-CL-1MY**) cuando la caída de la resistencia es significativa (Fracaso inicial de la estructura) Paso 15

Fuente: (Captura de Software Especializado)

La secuencia de generación de rótulas plásticas y/o plastificaciones longitudinales debido al caso de carga no lineal en la dirección Y (**PUSHOVER-CL-1MY**) es la siguiente: En la gráfica **VI.225** se muestra el paso de deformación 3 para la carga lateral donde se aprecia que la estructura mantiene un comportamiento lineal prácticamente sin la presencia de rótulas plásticas, en el siguiente paso mostrado en la gráfica **VI.226** se evidencia la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas de los niveles 1, 2 y parte del nivel 3 predominando rótulas en un estado de cedencia lo que deja ver que el marco ha entrado en fluencia, posteriormente en los gráficos del **VI.227** al **VI.229** es apreciable una secuencia ordenada de generación de rótulas plásticas en vigas que van evolucionando desde el nivel de ocupación inmediata de forma secuencial hasta llegar a un nivel de aceptación de prevención al colapso, es importante señalar que todas las vigas empiezan a plastificarse, disipando una gran cantidad de energía, finalmente en las gráficas **VI.230** a la **VI.232** empieza a evidenciarse la aparición de rótulas en los extremos de las vigas con criterios de aceptación de capacidad última que en un principio al ser muy pocas no inducen al colapso del pórtico peor aún de la estructura en consecuencia inicialmente no pierde gran capacidad resistente, siendo posible seguir incrementado monótonicamente la carga lateral, sin embargo dicho incremento en la carga produce que cada vez más y en mayor cantidad se vayan formando rótulas con niveles de capacidad última de manera secuencial y progresiva en las vigas a lo largo de todo el pórtico en los niveles del 1 al 3, siendo este hecho lo que provoca la brusca caída en la rigidez lateral del marco sobreviniendo el colapso.

Al igual que en el caso anterior con la finalidad de evaluar el comportamiento global de la estructura ante el terremoto de demanda se muestra el gráfico **VI.223**, en el que se presenta el desplazamiento global con respecto al centro de masas de la estructura cercana al punto de desempeño (Respuesta Máxima Estructural **Y=18.2cm**) debida al caso de carga no lineal en Y (**PUSHOVER-CL-1MY**) que como se puede ver en el gráfico mencionado fue de **19.4 cm**, se observa que la estructura ha entrado en fluencia formándose rótulas en vigas predominantemente con un nivel de aceptación de ocupación inmediata (color azul) y apenas 2 rótulas con un nivel de aceptación de seguridad de vida (color celeste) lo cual considerando que para este tipo de edificaciones de uso residencial tal y como se lo mencionó en la sección **2.4.3.4.3** de este trabajo de investigación se recomienda que alcance un nivel de desempeño de seguridad de vida, queda demostrado que cuando se presente el terremoto de demanda que no es más que el sismo de diseño que propone la NEC 2015 la estructura

presentará un muy buen nivel de desempeño sísmico asegurando la seguridad de vida de sus ocupantes.

En el gráfico **VI.234** se muestra el desplazamiento global medido en el centro de masas cuando la estructura se ha convertido en un mecanismo debido a que el incremento monótono de la carga lateral ha provocado a que se formen una gran cantidad rótulas con niveles de capacidad última de manera secuencial y progresiva en las vigas a lo largo de toda la estructura , provocando una disminución de forma progresiva en la resistencia de la estructura lo que representa el fracaso inicial de la misma.

Es de destacar el hecho que al igual que para el caso anterior, en ningún momento se formaron rótulas plásticas en columnas a excepción de la cedencia permitida en la base de las columnas exclusivamente del nivel inferior tal y como lo estipulan las disposiciones contenidas en la norma ANSI/AISC 341-2010 para el diseño de pórticos especiales resistentes a momento (SMF), concluyéndose que el mecanismo de colapso de la estructura en la dirección Y es adecuado ya que lo ideal es que en los sistemas (SMF) se formen rotulas plásticas en las vigas y en la base de columnas del primer nivel como lo exige la norma, esto es importante además debido al hecho de que de esta manera se demuestra sin lugar a dudas de que la estructura cumple un adecuado criterio Columna Fuerte / Viga Débil, lo cual conduce a obtener sistemas capaces de desarrollar ductilidad, disipación de energía e incursiones significativas en el rango inelástico ante un evento sísmico cumpliéndose una vez mas lo establecido en el numeral **2.4.4.5** de esta investigación, ratificándose nuevamente todo el proceso de diseño de la estructura y demostrándose de manera concluyente además que las normativas AISC-2010 presentan disposiciones favorables a la hora de considerar que las estructuras incursionen en el rango no lineal y desarrollen articulaciones plásticas que permitan disipar la energía impuesta durante un sismo, lo que se traduce en una estructura eficiente.

Algo interesante a notar si comparamos los mecanismos de colapso, es el hecho de que cuando se aplica el caso de carga no lineal en la dirección Y (**PUSHOVER-CL-1MY**) se observa una mayor formación de rótulas plásticas con un criterio de aceptación de capacidad última, es decir que se produce más daño en la estructura que cuando solo

se aplica el caso de carga en la dirección X (**PUSHOVER-CL-X**), lo que permite concluir además de que el daño en una estructura tiene que ver en gran medida no solo con la magnitud de la fuerza sísmica aplicada sino también con la dirección de aplicación de dicha fuerza a la estructura.

6.6.2.17.5. ESTUDIO DEL NIVEL DE DESEMPEÑO ALCANZADO

Una vez determinado el punto de desempeño (la demanda de desplazamiento y aceleración) de una estructura para un movimiento sísmico determinado, es necesario verificar si este valor está dentro de los límites admisibles del nivel de desempeño deseado para la estructura. En otras palabras, debe comprobarse si se han alcanzado los objetivos esperados del desempeño.

Para determinar si una estructura alcanza un objetivo esperado de desempeño, se compara la respuesta obtenida a partir del análisis estático no lineal con los límites para los niveles de desempeño apropiados. Sobre este punto, no existe en la actualidad un consenso general, que permita establecer una única relación entre un parámetro que represente la respuesta estructural, como por ejemplo la deriva entre piso, y los estados de daño discreto o niveles de desempeño. Algunos estudios tales como HAZUS-99, FEMA 356 y VISION 2000 proponen ciertos límites, aunque a su vez resaltan las incertidumbres involucradas en su definición y la flexibilidad para utilizar otros valores que se consideren más adecuados. En la Tabla **VI.66** se muestran las derivas máximas de entre piso, permisibles para cada uno de los niveles de desempeño propuestos en el FEMA 356.

Table C1-3 Structural Performance Levels and Damage^{1, 2, 3}—Vertical Elements				
		Structural Performance Levels		
Elements	Type	Collapse Prevention S-5	Life Safety S-3	Immediate Occupancy S-1
Concrete Frames	Primary	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Extensive damage to beams. Spalling of cover and shear cracking (<1/8" width) for ductile columns. Minor spalling in nonductile columns. Joint cracks <1/8" wide.	Minor hairline cracking. Limited yielding possible at a few locations. No crushing (strains below 0.003).
	Secondary	Extensive spalling in columns (limited shortening) and beams. Severe joint damage. Some reinforcing buckled.	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Minor spalling in a few places in ductile columns and beams. Flexural cracking in beams and columns. Shear cracking in joints <1/16" width.
	Drift	4% transient or permanent	2% transient; 1% permanent	1% transient; negligible permanent
Steel Moment Frames	Primary	Extensive distortion of beams and column panels. Many fractures at moment connections, but shear connections remain intact.	Hinges form. Local buckling of some beam elements. Severe joint distortion; isolated moment connection fractures, but shear connections remain intact. A few elements may experience partial fracture.	Minor local yielding at a few places. No fractures. Minor buckling or observable permanent distortion of members.
	Secondary	Same as primary.	Extensive distortion of beams and column panels. Many fractures at moment connections, but shear connections remain intact.	Same as primary.
	Drift	5% transient or permanent	2.5% transient; 1% permanent	0.7% transient; negligible permanent
Braced Steel Frames	Primary	Extensive yielding and buckling of braces. Many braces and their connections may fail.	Many braces yield or buckle but do not totally fail. Many connections may fail.	Minor yielding or buckling of braces.
	Secondary	Same as primary.	Same as primary.	Same as primary.
	Drift	2% transient or permanent	1.5% transient; 0.5% permanent	0.5% transient; negligible permanent

Tabla VI.66 Valores limites de deriva máxima para los niveles de desempeño FEMA356

Fuente: (FEMA 356)

Ahora bien en el numeral **6.6.2.15.2** se demostró que para el caso de la estructura en análisis que tiene una altura de 13.46 m. claramente los resultados más críticos de punto de desempeño corresponden a los valores de 0.185 m. y 0.182 m. para las direcciones X e Y respectivamente, por lo que considerando estos datos junto con la tabla **VI.66** de valores límites de deriva máxima para los niveles de desempeño propuesto por FEMA 356 el procedimiento para la verificación del nivel de desempeño alcanzado es el siguiente:

$$\delta x = \frac{Dpd}{Ht} * 100 \quad \text{Ecuación VI. 19}$$

De donde:

Dpd=Desplazamiento maximo alcanzado para el terremoto de demanda

Ht=altura total de la edificación

$$\delta x = \frac{0.185}{13.46} * 100 \quad \delta y = \frac{0.182}{13.46} * 100$$

$$\delta x = 1.37\% \quad \delta y = 1.35\%$$

Está claro que para este edificio en particular, el valor obtenido de deriva cuando la estructura se encuentra sometida al terremoto de demanda es del 1.35% que cae dentro del intervalo del nivel de desempeño correspondiente al de seguridad de vida, el mismo que se definió en el numeral **2.4.3.4** de este trabajo investigativo que va del 1% al 2.5% como se lo puede ver en la tabla **VI.66** mostrada anteriormente, por lo tanto queda demostrado que se cumple con el objetivo básico de seguridad, recomendado por la asociación de ingenieros estructurales de California SEAOC (VISION 2000) tal y como se lo especificó en la sección **2.4.3.4.3**, así como por los objetivos de desempeño sísmico recomendados por el código FEMA 356. Adicionalmente no está por demás verificar el comportamiento del edificio ante el sismo de diseño empleando el procedimiento gráfico de la sectorización de la curva de capacidad según criterios del comité visión 2000, mismo que se muestra en las gráficas **VI.235** y **VI.236**, finalmente

es preciso indicar que existen diferentes formas para cuantificar el daño esperado de una estructura cuando se encuentra sometida a un evento sísmico, por lo que se concluye este estudio exponiendo un método simplificado que permite estimar los umbrales de los estados de daño (Valores medios) como otra alternativa para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico del edificio analizado, estos estados de daño forman parte del proyecto de la Comisión Europea RISK-UE.

La metodología RISK-UE supone cuatro estados de daño diferentes del estado de daño nulo (no daño): leve, moderado, severo y completo los cuales se calculan a partir de los parámetros D_y (Desplazamiento de Cedencia) y D_u (Desplazamiento último) definidos en la forma bilineal de la curva de capacidad

- Daño Leve, es definido antes de alcanzar el punto de cedencia,

$$\bar{S}d_1: 0.7 D_y$$

Ecuación VI. 20

- Daño moderado, es definido en el punto de la capacidad de cedencia,

$$\bar{S}d_2 = D_y$$

Ecuación VI. 21

- Daño severo, es definido después del punto de cedencia, pero no mucho más allá de éste

$$\bar{S}d_3 = D_y + 0.25 (D_u - D_y)$$

Ecuación VI. 22

- Daño completo, es un daño muy fuerte donde la estructura es inhabitable pero no colapsa, es definido en el punto de capacidad última

$$\bar{S}d_4 = D_u$$

Ecuación VI. 23

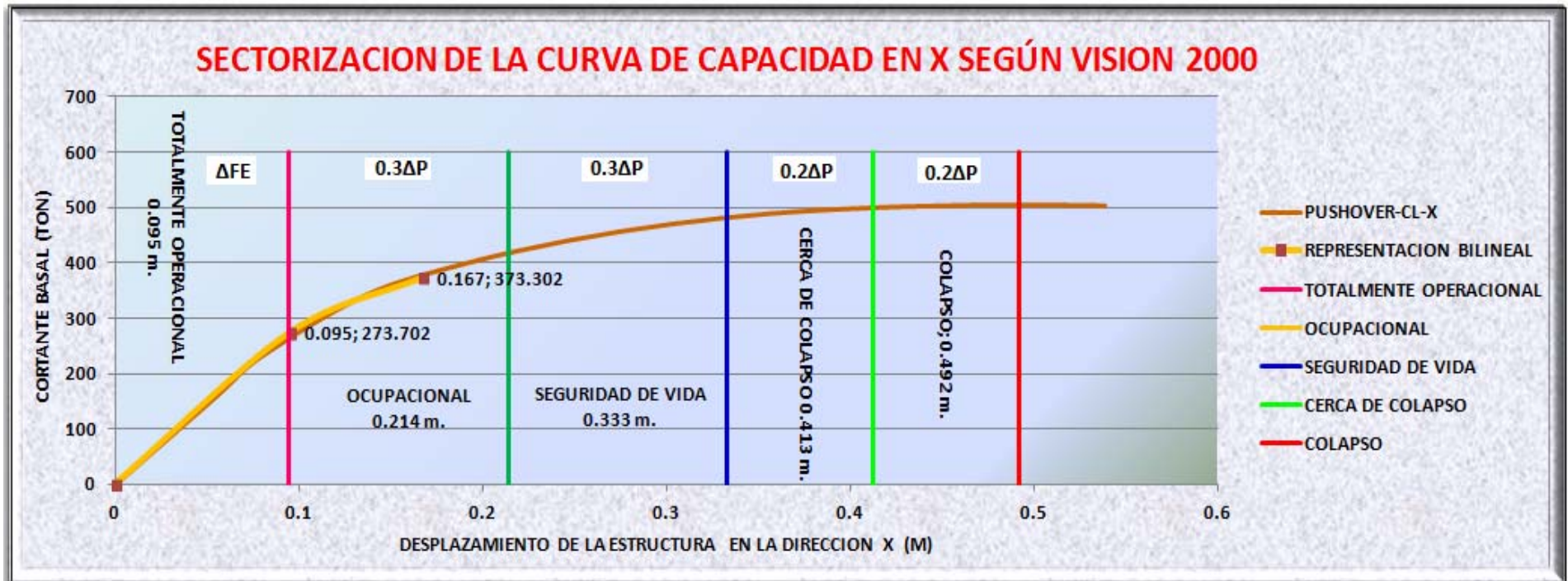


Gráfico VI.235 Verificación del nivel de desempeño para el sismo de diseño en la dirección X mediante la aplicación de la sectorización de la curva de capacidad según criterios del comité visión 2000

Fuente: (Elaboración Propia)

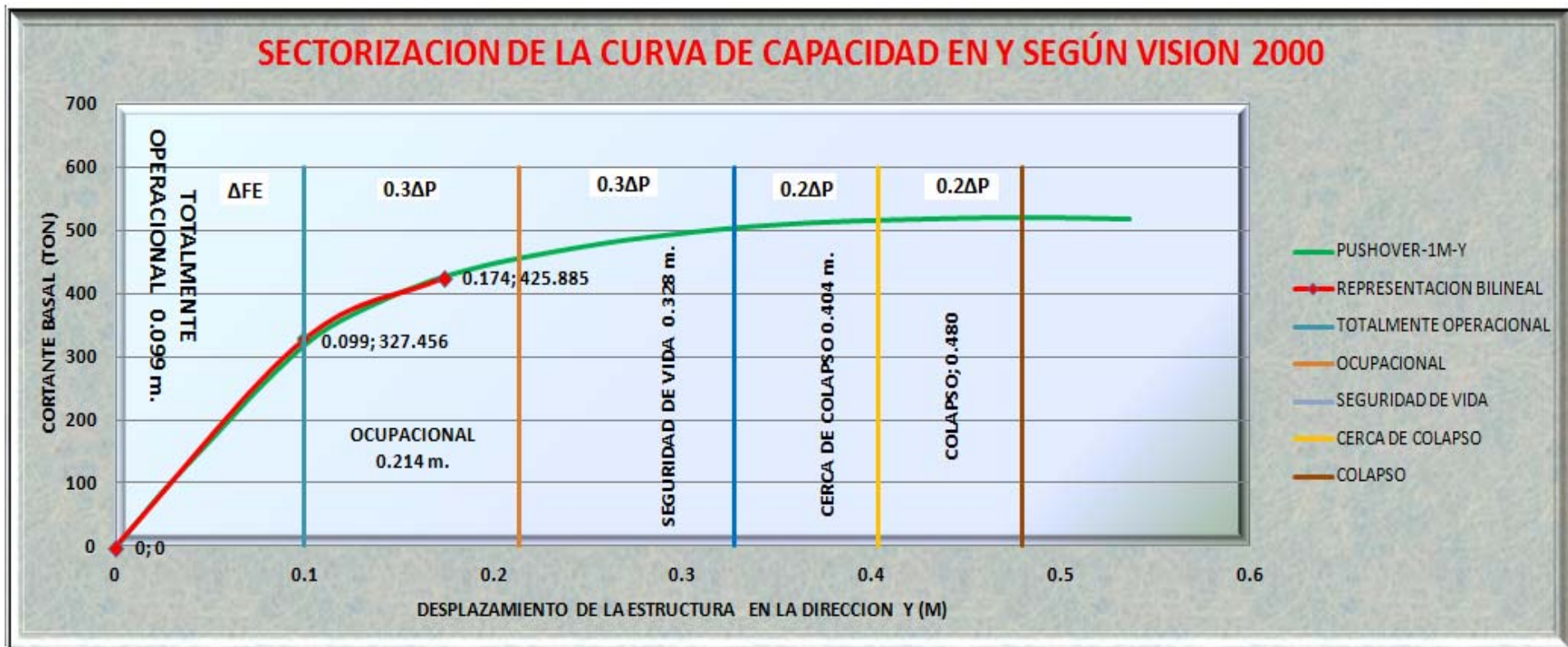


Gráfico VI.236 Verificación del nivel de desempeño para el sismo de diseño en la dirección Y mediante la aplicación de la sectorización de la curva de capacidad según criterios del comité visión 2000

Fuente: (Elaboración Propia)

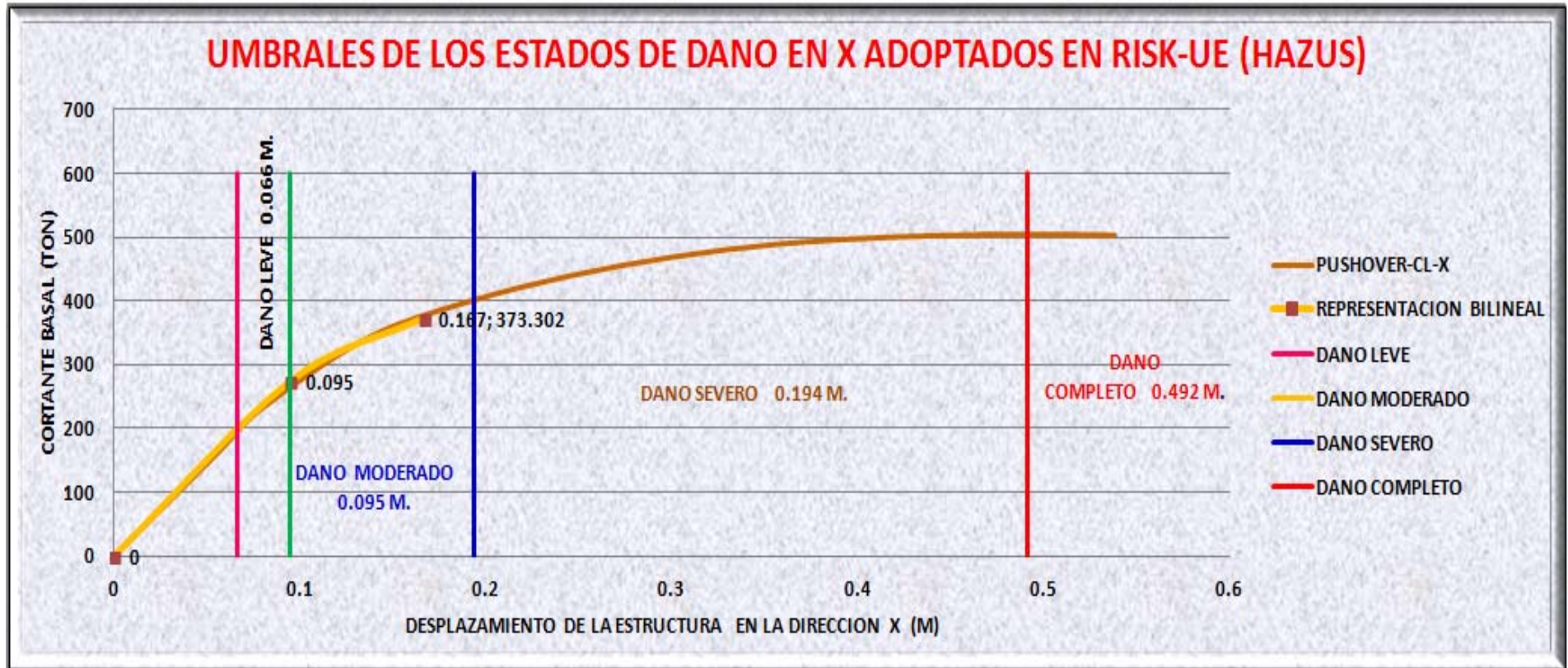


Gráfico VI.237 Verificación del nivel de desempeño para el sismo de diseño en la dirección X mediante la aplicación de la sectorización de los umbrales de daño adoptados en RISK-UE (HAZUS)

Fuente: (Elaboración Propia)

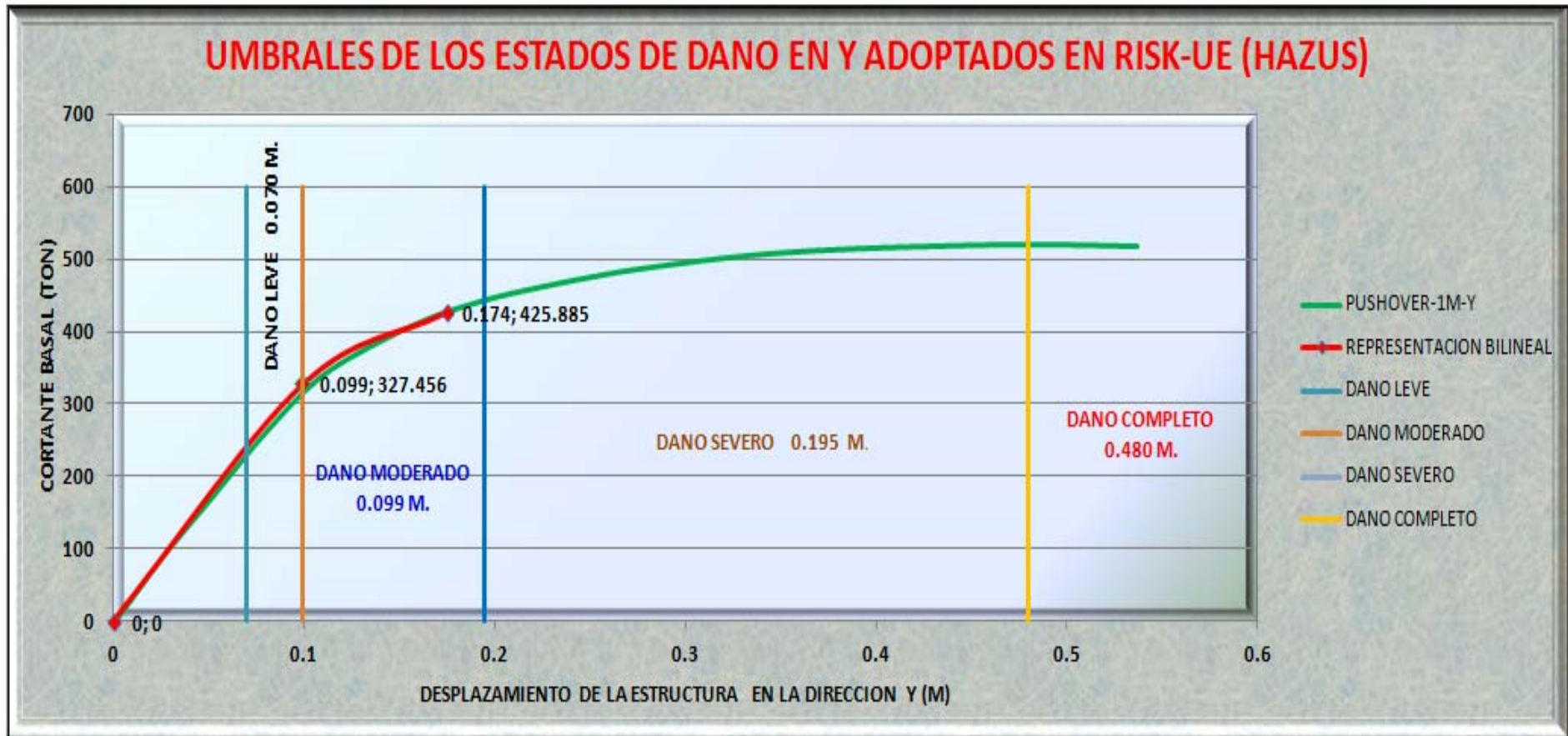


Gráfico VI.238 Verificación del nivel de desempeño para el sismo de diseño en la dirección Y mediante la aplicación de la sectorización de los umbrales de daño adoptados en RISK-UE (HAZUS)

Fuente: (Elaboración Propia)

Analizando las gráficas **VI.237** y **VI.238**, aparentemente la estructura estaría dentro de un intervalo de nivel de desempeño correspondiente al de ocupación inmediata, no obstante los valores de punto de desempeño se encuentran dentro del límite superior, con lo cual existe una gran probabilidad de que algunos de los elementos de la estructura hayan incursionado en un nivel de seguridad de vida, y por lo tanto es el que realmente tendría la edificación, de esta forma, el edificio cumpliría con los objetivos básicos de diseño del código Ecuatoriano NEC 2015 y adicionalmente también cumpliría con los objetivos de desempeño sísmico recomendado por el comité visión 2000 y FEMA 356 ya que estos proponen para un movimiento sísmico de diseño (período de retorno de 475 años o una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años), un nivel mínimo de desempeño estructural de seguridad de vida para el edificio tal y como se lo puede ver en el gráfico **II.25** mostrado en la sección **2.4.3.4.3**, de esta investigación

Adicionalmente como otra alternativa para evaluar el nivel de desempeño sísmico de una estructura se presentan en los gráficos **VI.237** y **VI.238** la propuesta presentada por el proyecto de la Comisión Europea **RISK-UE**, en dichos gráficos se muestran los 4 estados de daño de los cuales se habló en párrafos anteriores y que se obtuvieron aplicando las ecuaciones **VI.20** a la **VI.23**, ahora bien, es claramente observable que para el sismo de diseño, ambos gráficos indican una alta probabilidad de que se produzca un nivel de daño moderado en la estructura, es decir algunos miembros de acero han fluido y se observan rotaciones permanentes en las conexiones, pocas conexiones soldadas podrían presentar grietas importantes en sus soldaduras y pocas conexiones atornilladas podrían presentar tornillos rotos o huecos alargados lo cual es el equivalente al nivel de seguridad de vida propuesta por los códigos FEMA 356 y SEAOC (Visión 2000) que es lo ideal para un nivel de sismo raro, sin embargo y a pesar de que el punto de desempeño se encuentra en el límite superior a diferencia del método anterior del de la sectorización de la curva de capacidad, no necesariamente indica que por el hecho de estar en el límite superior se vayan a producir daños severos ya que la filosofía de este método es mucho más conservadora debido a que no toma en cuenta ni la ductilidad ni el endurecimiento global que presenta la curva de capacidad por lo que se ratifica que bajo la acción del terremoto de demanda se presente un daño moderado en la estructura, es decir se espera que algunos miembros de acero hayan fluido y se observen rotaciones permanentes en las conexiones, pocas conexiones soldadas podrían presentar grietas importantes en sus soldaduras y por último pocas conexiones atornilladas podrían presentar tornillos rotos o huecos alargados, hecho que además si analizamos las gráficas **VI.223** y **VI.233** mostradas en el numeral **6.6.2.15.4**.

de este trabajo investigativo se demuestra claramente que cuando la estructura alcanza un punto cercano al del punto de desempeño para el sismo de diseño se han presentado a lo largo de toda la estructura rótulas plásticas las mismas que han alcanzado niveles de aceptación de ocupación inmediata (color azul) y un promedio de apenas 3 rótulas con un nivel de aceptación de seguridad de vida (color celeste), concluyéndose de manera definitiva que la estructura presentará un buen desempeño sísmico ante el sismo de diseño cumpliéndose así con los objetivos básicos de seguridad y niveles de desempeño sísmico recomendados por las normas internacionales además se ha verificado que los diferentes métodos analizados para verificar el nivel de desempeño alcanzado muestran una alta consistencia de los resultados y por lo tanto constituyen una excelente herramienta para la aplicación práctica de la filosofía de diseño basada en el desempeño.

6.6.2.18 DISEÑO DE LA CONEXIÓN PRECALIFICADA (WELDED UNREINFORCED FLANGE - WELDED WEB MOMENT CONNECTION - WUF-W) SEGUN AISC 358-2010

Llegar al diseño de la conexión precalificada es la consecuencia de haber diseñado de una manera eficiente una estructura metálica de pórticos resistentes momento (SMF) cumpliendo criterio columna fuerte - viga débil y los demás parámetros especificados en la normativa AISC - 2010

Ahora bien el motivo por el que se ha dedicado un numeral completo para el estudio de este tipo de conexión se debe a que corresponde a los puntos más críticos de la estructura, ya que la falla de una conexión redundante generalmente en el colapso de un elemento o el sistema estructural, las disposiciones exigen que el estado límite que defina la capacidad de la conexión sea un estado límite (modo de falla) dúctil, o bien que se asegure que la falla ocurrirá en el elemento estructural y que será también dúctil, empleando además soldaduras de “demanda crítica”, que son aquellas soldaduras cuya falla afecta directamente la ductilidad del sistema estructural por lo que para este tipo de soldaduras, los requisitos son aún más exigentes.

Dentro del numeral **6.6.2.14.1** se aclaró que para el caso de la estructura en estudio emplearemos la conexión precalificada (**WELDED UNREINFORCED FLANGE -**

WELDED WEB MOMENT CONNECTION - WUF-W), sin embargo es preciso destacar que si el diseñador deseara utilizar alguna de las otras conexiones precalificadas de las descritas en la norma **ANSI/AISC 358-2010** resulta totalmente válido ya que la normativa establece que las conexiones viga-columna resistentes a momento en sistemas de “Pórticos especiales resistentes a momento, SMF” se diseñen para las Fuerzas Resistentes Máximas Probables de la viga a conectar considerando la formación de rótulas plásticas en la misma ante acciones gravitacionales y sísmicas, a fin de permitir que la estructura incurriere de manera estable en el rango inelástico y disipe energía sin que se presente una falla frágil en la conexión.

- **Procedimiento de Diseño según ANSI/AISC 358-2010:**

El procedimiento de diseño que se mostrará será entre las vigas IPE 300, IPE 360 y la columna HEB 340 es decir la conexión en el eje 3B debido a que es la más crítica

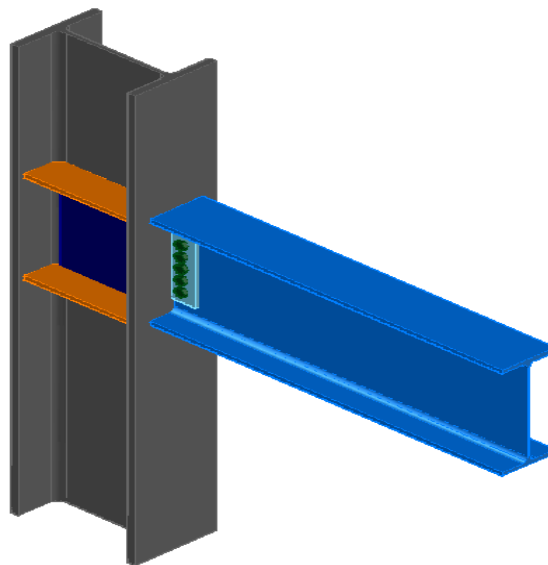


Gráfico VI.239 Vista 3-D de la conexión precalificada **WUF-W**

Fuente: (Elaboración Propia)

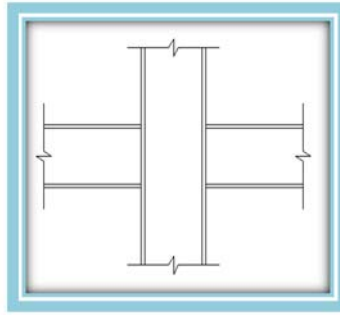


Gráfico VI.240 Configuración de nodo interno crítico 3-B para la conexión precalificada **WUF-W**

Fuente: (Elaboración Propia)

Columna	HEB-340	Viga.izq	IPE-300	Viga.der	IPE-360
d (mm)	340	d (mm)	300	d (mm)	360
bf (mm)	300	bf (mm)	150	bf (mm)	170
tw (mm)	12	tw (mm)	7.1	tw (mm)	8
tf (mm)	21.5	tf (mm)	10.7	tf (mm)	12.7
r (mm)	27	r (mm)	15	r (mm)	18
K (mm)	48.5	K (mm)	25.7	K (mm)	30.7
Area (cm ²)	171	Area (cm ²)	53.8	Area (cm ²)	72.7
Peso(kg/m)	134	Peso(kg/m)	42.2	Peso(kg/m)	57.1
I _x (cm ⁴)	36700	I _x (cm ⁴)	8360	I _x (cm ⁴)	16300
S _x (cm ³)	2160	S _x (cm ³)	557	S _x (cm ³)	904
r _x (cm)	14.6	r _x (cm)	12.5	r _x (cm)	15
I _y (cm ⁴)	9680	I _y (cm ⁴)	603	I _y (cm ⁴)	1040
S _y (cm ³)	646	S _y (cm ³)	80.4	S _y (cm ³)	123
r _y (cm)	7.53	r _y (cm)	3.35	r _y (cm)	3.79
Z _x (cm ³)	2318.95	Z _x (cm ³)	628	Z _x (cm ³)	1020
Z _y (cm ³)	985	Z _y (cm ³)	125	Z _y (cm ³)	191
h (mm)	243	h (mm)	248.6	h (mm)	298.6

Acero	ASTM-A992	Acero	A36	Acero	A36
F _y (Kgf/cm ²)	3515.00	F _y (Kgf/cm ²)	2530.00	F _y (Kgf/cm ²)	2530.00
F _u (Kgf/cm ²)	4570.00	F _u (Kgf/cm ²)	4080.00	F _u (Kgf/cm ²)	4080.00
E (Kgf/cm ²)	2.1E+06	E (Kgf/cm ²)	2.1E+06	E (Kgf/cm ²)	2.1E+06
R _y	1.10	R _y	1.50	R _y	1.50
R _t	1.10	R _t	1.20	R _t	1.20
C _{pr}	1.15	C _{pr}	1.40	C _{pr}	1.40

PERFIL DE ALTA DUCTILIDAD.

PERFIL DE ALTA DUCTILIDAD.

PERFIL DE ALTA DUCTILIDAD.

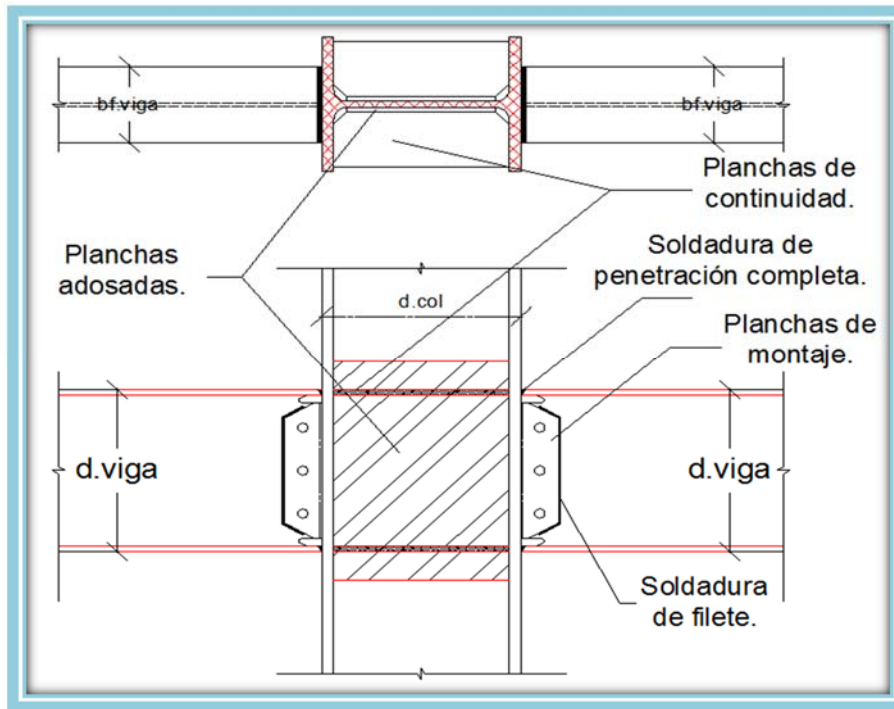


Gráfico VI.241 Detalle general para la conexión precalificada WUF-W según AISC 358-2010

Fuente: (Elaboración Propia)

Paso 1) Cálculo del momento máximo probable en viga.

$$M_{pr} = C_{pr} \times R_y \times F_y \times Z_x$$

M_{pr} = Momento máximo probable.

C_{pr} = Factor de resistencia pico en la conexión.

R_y = Factor mínimo de sobre resistencia cedente.

F_y = Tensión cedente.

Z_x = Módulo plástico de la viga.

Momento máximo probable en la viga ubicada a la izquierda del nodo.

Momento máximo probable en la viga ubicada a la derecha del nodo.

$$C_{pr} = 1.40$$

$$R_y = 1.5$$

$$F_y = 2530 \quad [\text{Kgf/cm}^2]$$

$$Z_x = 628.0 \quad [\text{cm}^3]$$

$$C_{pr} = 1.4$$

$$R_y = 1.5$$

$$F_y = 2530 \quad [\text{Kgf/cm}^2]$$

$$Z_x = 1020.0 \quad [\text{cm}^3]$$

$$M_{pr} = 33365.6 \text{ Kgf.m}$$

$$M_{pr} = 54192.6 \text{ Kgf.m}$$

Paso 2) Cálculo del corte total en la rótula plástica

La ubicación de la rótula plástica deberá ser tomada en la cara de la columna por lo que $Sh=0$ (AISC-358-2010)

El corte en rótula plástica se calculará a partir de un diagrama de cuerpo libre de la viga comprendida entre rótulas plásticas. Se asumirá en este cálculo que en las rótulas plásticas se desarrollará un momento igual al momento máximo probable (M_{pr}). Además, se deberán incluir cargas gravitacionales actuando sobre la viga basado en la siguiente combinación de carga:

$$U1 = (1.2 + 0.2 \times SDS)CP + \gamma CV ; \quad \gamma \geq 0.5$$

$$VT = Vm + Vg ; \quad Lh = Li - 2Sh - 2(d_{col}/2)$$

V_T = Corte total en la rótula plástica.

V_m = Corte por acción sísmica en la sección reducida.

V_g = El corte que resulte mayor de los cortes en ambas rótulas plásticas.

Li / Ld = Distancia entre ejes.

L_{hi} / L_{hd} = Distancia entre rótulas plásticas

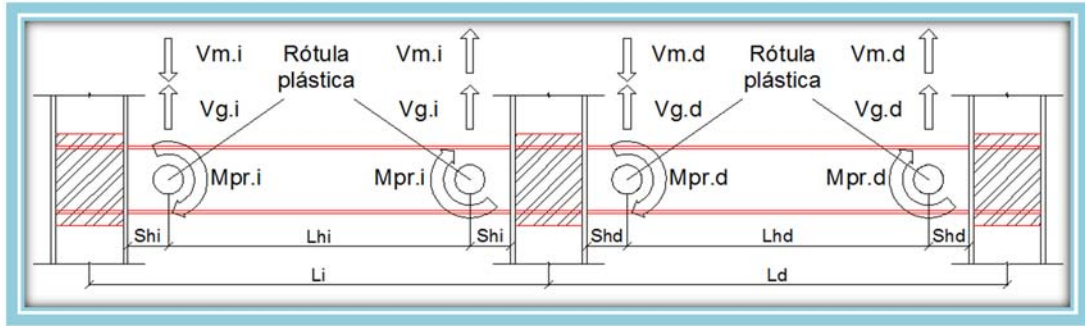


Gráfico VI.242 Diagrama del cuerpo libre de la viga comprendida entre rótulas plásticas

Fuente: (Elaboración Propia)

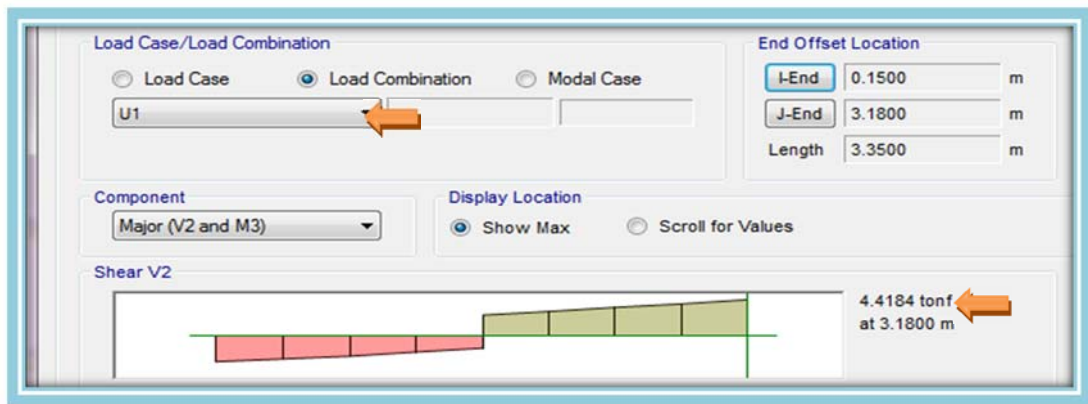


Gráfico VI.243 Valor del Corte Gravitacional máximo en la Viga Izquierda (IPE - 300) debido a la combinación de carga recomendada por el código AISC 358- 2010

Fuente: (Captura de Software Especializado)

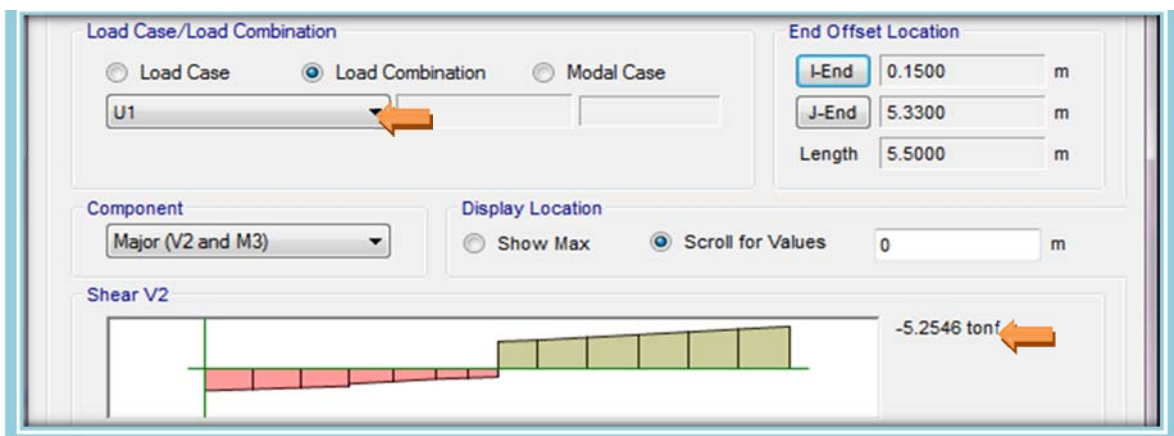


Gráfico VI.244 Valor del Corte Gravitacional máximo en la Viga Derecha (IPE - 360) debido a la combinación de carga recomendada por el código AISC 358- 2010

Fuente: (Captura de Software Especializado)

Viga ubicada a la izquierda del nodo.

$$L_i = 3.35 \text{ m}$$

$$V_g = 4418.4 \text{ Kgf}$$

$$L_{hi} = 3.01 \text{ m}$$

$$M_{pr} = 33365.6 \quad [\text{Kgf.m}]$$

$$V_m = 2M_{pr}/L_{hi} \quad [\text{Kgf}]$$

$$V_m = 22169.9 \quad [\text{Kgf}]$$

$$V_T = 26588.3 \text{ Kgf}$$

Viga ubicada a la derecha del nodo.

$$L_d = 5.50 \text{ m}$$

$$V_g = 5254.6 \text{ Kgf}$$

$$L_{hd} = 5.16 \text{ m}$$

$$M_{pr} = 54192.6 \quad [\text{Kgf.m}]$$

$$V_m = 2M_{pr}/L_{hd} \quad [\text{Kgf}]$$

$$V_m = 21004.9 \quad [\text{Kgf}]$$

$$V_T = 26259.5 \text{ Kgf}$$

- **Relación demanda - capacidad en corte en la rótula plástica**

Demanda: V_T .

$$\text{Capacidad: } V_n = 0.6 \times F_y \times A_w \times C_v$$

Ecuación VI. 24

Donde, $A_w = d \cdot t_w$

Ecuación VI. 25

Para perfiles laminados, Si $h/t_w \leq 2.24 \times (E/F_y)^{1/2}$; $C_v = 1.0$

Ecuación VI. 26

Para perfiles simétricos, doblemente simétricos y canales (exceptuando los perfiles HSS redondos), Si, $h/t_w \leq 1.10 \times (k_v \times E/F_y)^{1/2}$; $C_v = 1.0$

Ecuación VI. 27

Si, $1.10 \times (k_v \times E/F_y)^{1/2} < h/t_w \leq 1.37 \times (k_v \times E/F_y)^{1/2}$;

$$C_v = 1.10 \times (k_v \times E/F_y) / (h/t_w)$$

Ecuación VI. 28

Si, $h/t_w > 1.37 \times (k_v \times E/F_y)^{1/2}$;

$$C_v = (1.51 \times k_v \times E) / ((h/t_w)^2 \times F_y)$$

Ecuación VI. 29

El coeficiente de pandeo por corte en el alma (k_v) será determinado de la siguiente manera, Si, $h/t_w < 260$; $k_v = 5$.

Ecuación VI. 30

$$V_T \leq \Phi V_n \quad ; \quad \Phi = 1.0 \quad \text{Ecuación VI. 31}$$

- **Capacidad a corte en la rótula plástica de la viga ubicada a la izquierda del nodo:**

$h/t_w =$	35.01		
$k_v =$	5		$V_T < \Phi V_n$
$C_v =$	1	26588.26 Kgf	< 26793.61 Kgf
$A_w =$	17.6506	[cm ²]	
$F_y =$	2530	[Kgf/cm ²]	OK!

$\Phi V_n = 26793.6 \text{ Kgf}$
--

- **Capacidad a corte en la rótula plástica de la viga ubicada a la derecha del nodo:**

$h/t_w =$	37.33		
$k_v =$	5		$V_T < \Phi V_n$
$C_v =$	1	26259.48 Kgf	< 36261.98 Kgf
$A_w =$	23.9	[cm ²]	
$F_y =$	2530	[Kgf/cm ²]	OK!

$\Phi V_n = 36262.0 \text{ Kgf}$
--

Paso 3) Diseño de la soldadura de las alas de la Viga a la columna.

Para la unión de las alas de la viga con el ala de la columna se empleará soldadura de penetración completa conforme a los requerimientos de soldadura de demanda crítica especificados en las Provisiones Sísmicas para Edificaciones con Estructuras de Acero (AISC 341-10).

Adicionalmente la geometría de los agujeros de acceso para la soldadura deberá estar conforme con la Especificación para Edificios de Acero Estructural (AISC 360-10).

Paso 4) Diseño de la soldadura del alma de la Viga a la columna.

Para el proceso de montaje como mínimo se empleará una plancha de 10 mm de espesor con soldadura de filete de 5 mm y 3 Pernos de 5/8" A325.

En el caso de pórtico a momento especial (SMF) y pórtico a momento intermedio (IMF) el alma de la viga será conectada al ala de la columna a través de soldadura de penetración completa. Dicha soldadura está comprendida entre los agujeros de acceso. Se permitirá que la plancha de montaje se use como respaldo para la soldadura de penetración completa.

Adicionalmente la plancha de corte deberá tener un espesor igual o mayor al espesor del alma de la viga a conectar y será unida al ala de la columna con soldadura de filete con tamaño igual al espesor de la plancha menos 2 mm.

La geometría de la plancha de corte y otros aspectos normativos deberán corresponder a la especificada en el documento AISC 358-10.

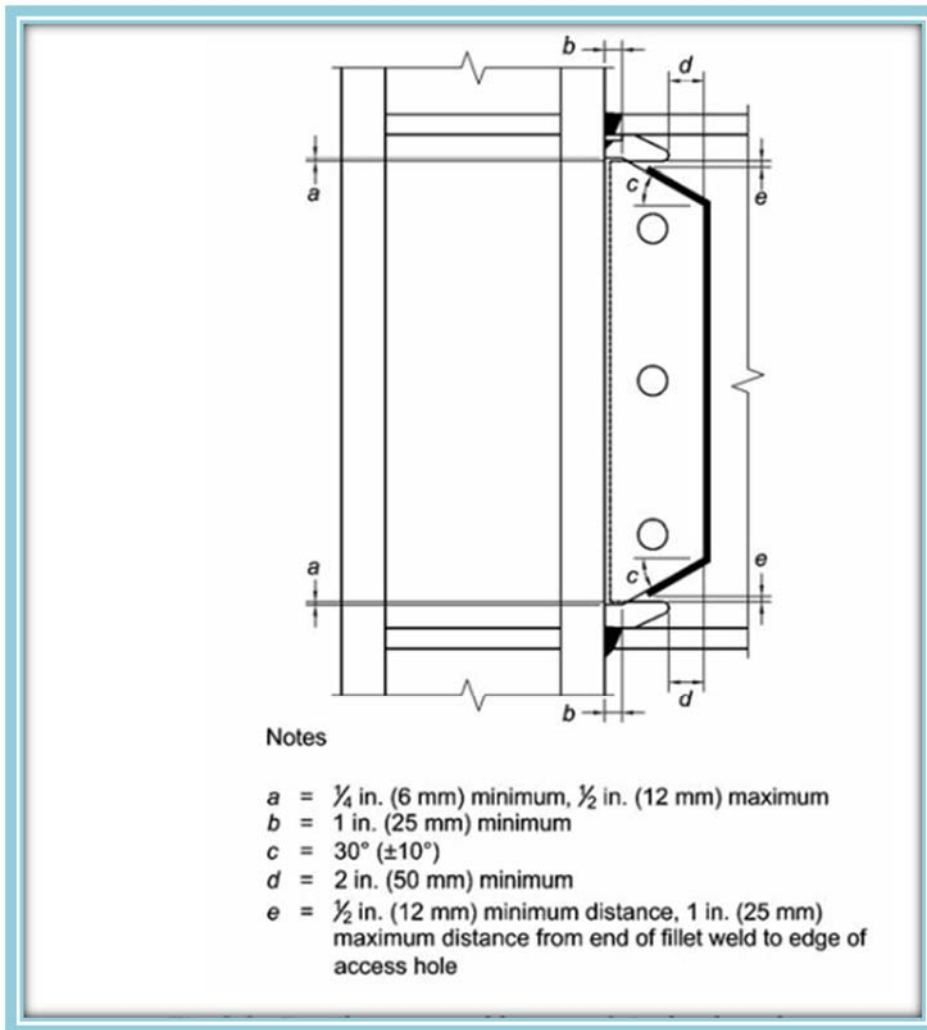


Gráfico VI.245 Detalles de la plancha de corte en la conexión (WUF-W)

Fuente: (AISC 358-2010)

Paso 5) Diseño de la Columna-Zona del Panel-Planchas de Continuidad.

Relación de momentos en el nodo.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1.0$$

$\sum M_{pc}^*$ = Sumatoria de las capacidades a flexión de las columnas que llegan al nodo

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_x \left(F_y - \frac{N_u}{A_g} \right)$$

$\sum M_{pb}^*$ = Sumatoria de las capacidades a flexión de las vigas que llegan al nodo

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y F_y Z_x + M_{uv})$$

$$M_{uv} = V_T \left(Sh + \frac{d_{col}}{2} \right)$$

De donde:

Z_x = Módulo plástico de la columna.

F_y = Tensión cedente de la columna.

N_u = Carga axial última de la columna.

A_g = Área gruesa de la columna.

V_T = Corte en la rótula plástica.

Sh = Distancia comprendida entre la cara de la columna y la rótula plástica.

d_{col} = Altura del perfil de la columna.

Columna superior:

$N_u = 86818.0 \text{ Kgf}$

$F_y = 3515 \text{ [Kgf/cm}^2\text{]}$

$Z_x = 2318.95 \text{ [cm}^3\text{]}$

$A_g = 171 \text{ [cm}^2\text{]}$

$M_{pc}^* = 69737.6 \text{ Kgf.m}$

Columna inferior:

$N_u = 112535.3 \text{ Kgf}$
--

$F_y = 3515 \text{ [Kgf/cm}^2\text{]}$

$Z_x = 2318.95 \text{ [cm}^3\text{]}$

$A_g = 171 \text{ [cm}^2\text{]}$

$M_{pc}^* = 66250.1 \text{ Kgf.m}$

$\Sigma M_{pc}^* = 135987.7 \text{ Kgf.m}$

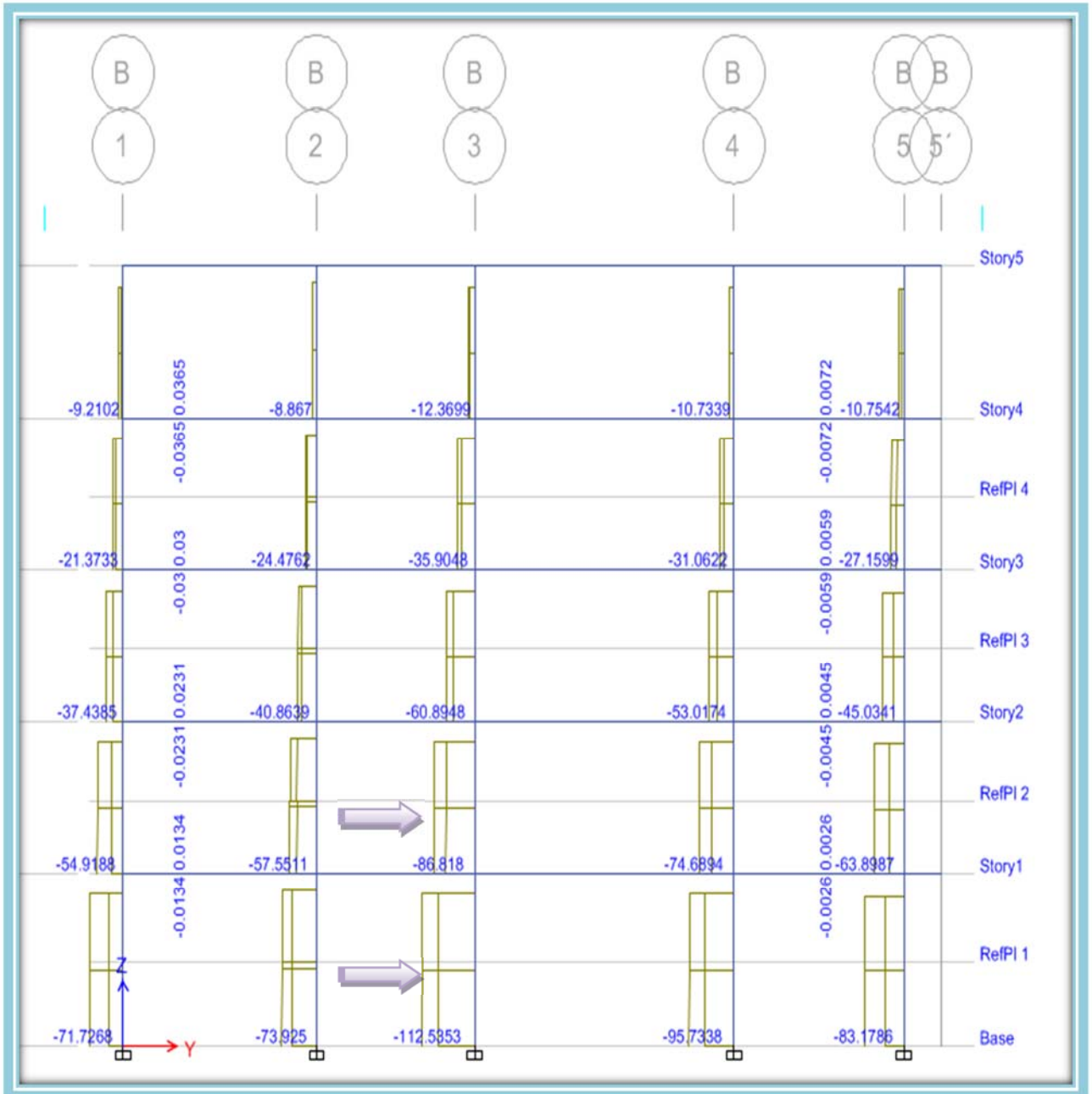


Gráfico VI.246 Valores de Carga Axial Ultima de las columnas del eje B

Fuente: (Captura de Software Especializado)

Viga ubicada a la izquierda del nodo.

$$V_T = 26588.3 \text{ Kgf}$$

$$Sh = 0.0 \text{ mm}$$

$$d_{col}/2 = 170.0 \text{ mm}$$

$$M_{pb}^* = 30735.9 \text{ Kgf.m}$$

Viga ubicada a la derecha del nodo.

$$V_T = 26259.5 \text{ Kgf}$$

$$Sh = 0.0 \text{ mm}$$

$$d_{col}/2 = 170.0 \text{ mm}$$

$$M_{pb}^* = 47044.0 \text{ Kgf.m}$$

$$\Sigma M_{pb}^* = 77779.9 \text{ Kgf.m}$$

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} = 1.75 > 1 \quad (\text{OK. Se cumple con la relación de momentos})$$

Paso 6) Revisión del corte en la zona del panel

- **Resistencia a corte de la columna en la zona del panel.**

Caso a) Cuando en el análisis no se consideren los efectos de la deformación del panel en la estabilidad del pórtico,

$$\text{Si, } Nu \leq 0.4 Ny ;$$

$$Rv = 0.6 \times Fy \times dc \times tw$$

$$\text{Si, } Nu > 0.4 Ny ;$$

$$Rv = 0.6 \times Fy \times dc \times tw \times (1.4 - Nu/Ny)$$

Caso b) Cuando en el análisis se consideren los efectos de la deformación del panel en la estabilidad del pórtico,

Si, $N_u \leq 0.75 N_y$;

$$R_v = 0.6 \times F_y \times d_c \times t_w \times \left(1 + \frac{3b_f \times t_f^2}{d_{viga} \times d_c \times t_w} \right)$$

Si, $N_u > 0.75 N_y$;

$$R_v = 0.6 \times F_y \times d_c \times t_w \times \left(1 + \frac{3b_f \times t_f^2}{d_{viga} \times d_c \times t_w} \right) \times \left(1.9 - \frac{1.2N_u}{N_y} \right)$$

De donde:

N_u = Carga axial última.

N_y = Resistencia nominal axial.

t_w = Espesor del alma de la columna.

t_f = Espesor de ala de la columna.

b_f = Ancho del ala de la columna.

d_c = Altura del perfil de la columna.

d_{viga} = Altura del perfil de la viga.

R_v = Resistencia de la columna en la zona del panel.

$\Phi = 1.00$

Se trabajará con el caso:

a

No se considerarán los efectos de la deformación del panel en la estabilidad del pórtico.

$N_{u-col-sup} = 86818.0 \text{ Kgf}$

$N_{u-col-inf} = 112535.3 \text{ Kgf}$

$L_{en.prom} =$	2800.0 mm
-----------------	-----------

$N_u = 99676.7 \text{ Kgf}$	$t_f = 21.5 \text{ mm}$
$N_y = 601065.0 \text{ Kgf}$	$b_f = 300.0 \text{ mm}$
$F_y = 3515 \text{ [Kgf/cm}^2\text{]}$	$d_{viga} = 300.0 \text{ mm}$
$d_c = 340.0 \text{ mm}$	$t_w = 12.0 \text{ mm}$

$\Phi R_v = 86047.2 \text{ Kgf}$

- Corte en la zona del panel por efecto de la acción sísmica.

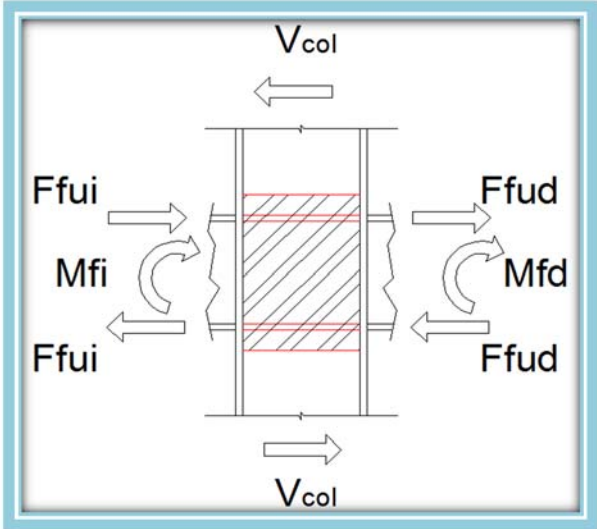


Gráfico VI.247 Corte en la zona del Panel por efecto de la acción sísmica

Fuente: Elaboración Propia

$$V_n = (F_{fui} + F_{fud}) - V_{col}$$

$$F_{fui} = M_{fi} / (d_{viga.izq} - t_{f_viga.izq})$$

$$F_{fud} = M_{fd} / (d_{viga.der} - t_{f_viga.der})$$

$$V_{col} = (\sum M_{pb}^*) / (L_{en.prom} + d_{viga})$$

- **Determinación de Fuerzas Concentradas en la Columna**

Se tomará la carga concentrada como la fuerza (F_{fu}) que resulte de la siguiente expresión:

$$F_{fu} = M_f / (d_{viga} - t_{f,viga})$$

Donde:

F_{fu} = Carga concentrada en la cara de la columna.

M_f = Momento máximo probable en la cara de la columna.

d_{viga} = Altura de la viga. Distancia comprendida entre las caras exteriores de las alas.

t_{f-viga} = Espesor del ala de la viga.

Debido a la reversibilidad del sismo se presentan dos posibles casos de cargas concentradas.

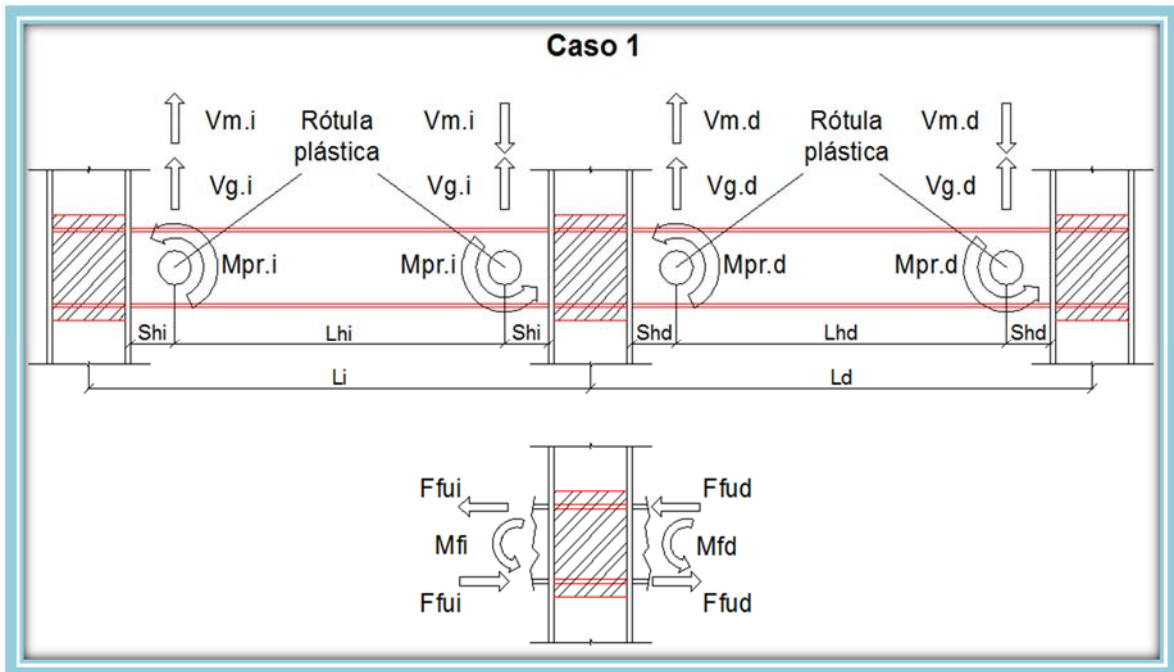


Gráfico VI.247 Corte en la zona del Panel por efecto de la acción sísmica (Primer caso posible)

Fuente: Elaboración Propia

Viga ubicada a la izquierda del nodo.

$$M_{pr} = 33365.6 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 4418.4 \text{ Kgf}$$

$$V_m = -22169.9 \text{ Kgf}$$

$$V_T = -17751.5 \text{ Kgf}$$

$$M_{fi} = 33365.6 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fui} = 115332.3 \text{ Kgf}$$

Viga ubicada a la derecha del nodo.

$$M_{pr} = 54192.6 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 5254.6 \text{ Kgf}$$

$$V_m = 21004.9 \text{ Kgf}$$

$$V_T = 26259.5 \text{ Kgf}$$

$$M_{fd} = 54192.6 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fud} = 156039.7 \text{ Kgf}$$

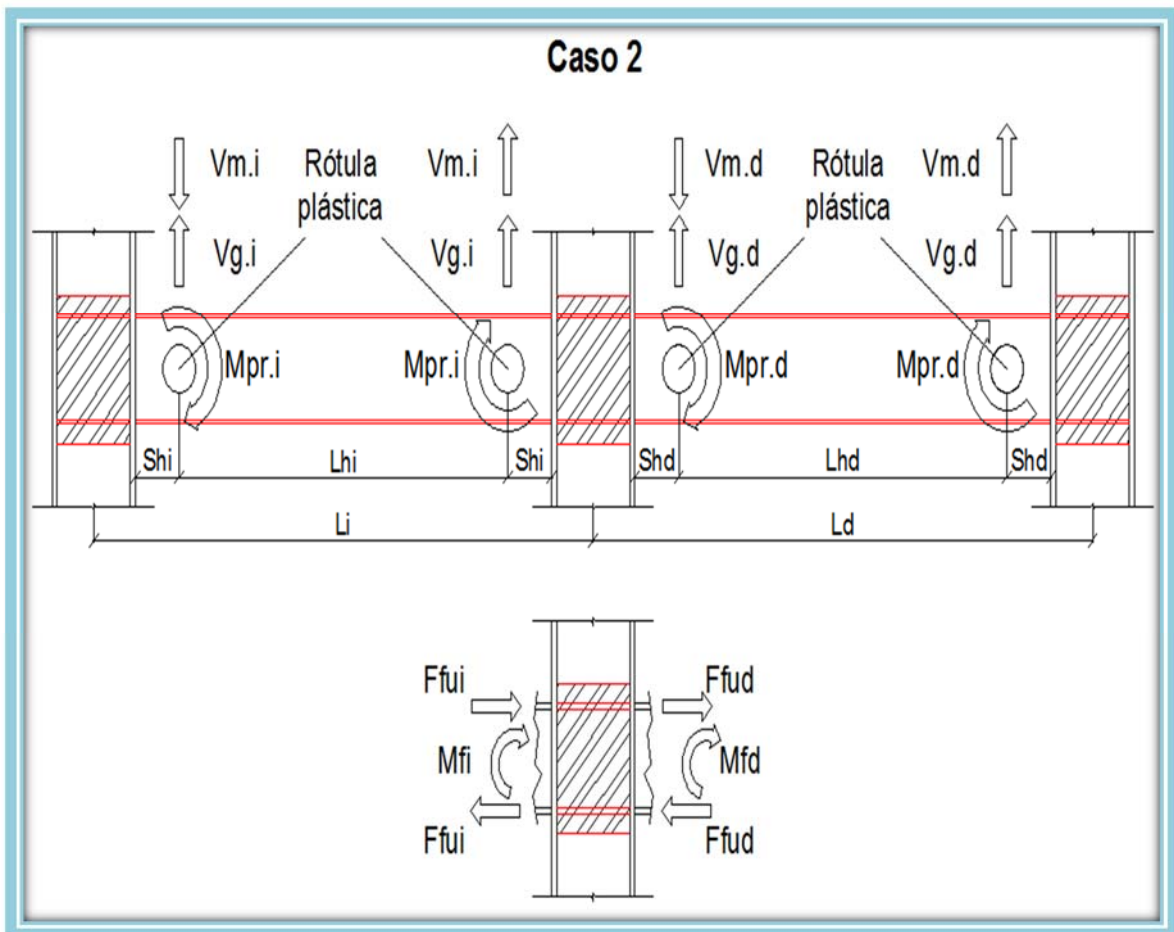


Gráfico VI.248 Corte en la zona del Panel por efecto de la acción sísmica (Segundo caso posible)

Fuente: Elaboración Propia

Viga ubicada a la izquierda del nodo.

$$M_{pr} = 33365.6 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 4418.4 \text{ Kgf}$$

$$V_m = 22169.9 \text{ Kgf}$$

$$V_T = 26588.3 \text{ Kgf}$$

$$M_{fi} = 33365.6 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fui} = 115332.3 \text{ Kgf}$$

Viga ubicada a la derecha del nodo.

$$M_{pr} = 54192.6 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 5254.6 \text{ Kgf}$$

$$V_m = -21004.9 \text{ Kgf}$$

$$V_T = -15750.3 \text{ Kgf}$$

$$M_{fd} = 54192.6 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fud} = 156039.7 \text{ Kgf}$$

Tabla resumen.			
	Ffui	Ffud	Ffui + Ffud
Caso 1	115332.3 Kgf	156039.7 Kgf	271372.1 Kgf
Caso 2	115332.3 Kgf	156039.7 Kgf	271372.1 Kgf

Tabla VI.66 Tabla de resumen de fuerzas concentradas actuando en la zona del panel

Fuente: (Elaboración Propia)

La sumatoria de las fuerzas concentradas será la más desfavorable de la tabla VI.66 de resumen.

$$\Sigma M_{pb}^{(*)} = 176588.8 \text{ Kgf.m}$$

$$(F_{fui} + F_{fud}) = 271372.1 \text{ Kgf}$$

$$V_{col} = 55882.5 \text{ Kgf}$$

Corte en la zona del panel:

$$V_n = 215489.5 \text{ Kgf}$$

- Resistencia a corte de la columna en la zona del panel.

$$\Phi R_v < V_n$$

Se requiere refuerzo en el alma de la columna.

Resistencia requerida del refuerzo:

$$R_r = V_n - \Phi R_v ;$$

$$R_r = 129442.3 \text{ Kg}$$

- Espesor total requerido del refuerzo

Caso a.

Para $Nu \leq 0.4Ny$:

$$t_{dp.req} = \frac{R_r}{0.6Fy_{pl}d_{col}}$$

Para $Nu > 0.4 Ny$:

$$t_{dp.req} = \frac{R_r}{0.6Fy_{pl}d_{col} \left(1.40 - \frac{Nu}{Ny}\right)}$$

Caso b.

Para $Nu \leq 0.75Ny$:

$$t_{dp.req} = \frac{R_r}{0.6Fy_{pl}d_{col}} - \frac{3b_{f.col}t_{f.col}^2}{d_{viga}d_{col}}$$

Para $Nu > 0.75 Ny$:

$$t_{dp.req} = \frac{R_r}{0.6Fy_{pl}d_{col} \left(1.9 - \frac{1.2Nu}{Ny}\right)} - \frac{3b_{f.col}t_{f.col}^2}{d_{viga}d_{col}}$$

Para determinar el espesor total requerido se considerará:

Caso: a

$$Nu = 0.1658 Ny$$

$$t_{dp.req} = 25.1 \text{ mm}$$

Tipo de conexión de las planchas de refuerzo a la columna:

Tipo II

Planchas adosadas y unidas a las alas de la columna con soldadura de penetración completa.

$$t > 7.0 \text{ mm}$$

Espesor mínimo de planchas adosadas:

$$t \geq \frac{(d_c - 2t_{f_{col}}) + (d_b - 2t_{f_{viga}})}{90}$$

Dimensiones de las planchas de refuerzo.	Alto:	420.0 mm
	Ancho (Wz):	243.0 mm

Espesor según cálculo(tp): 12.55 mm

Usar Espesor (tp): 13 mm

- **Planchas de continuidad**

En las Uniones Viga Columna deben incorporarse planchas de continuidad de conformidad a las conexiones precalificadas utilizadas y siguiendo los parámetros mínimos que se describen a continuación:

- Para las uniones de Vigas-Columnas en una sola cara el espesor de Plancha de Continuidad debe ser como mínimo la mitad del espesor del ala de la viga que se conecta a la columna.
- Para uniones de Viga-Columnas en ambas caras el espesor de la Plancha de Continuidad debe ser como mínimo el mayor de los espesores de las alas de las vigas conectadas a la columna.

6.6.2.19 EVOLUCIÓN DE LA CONEXIÓN WUF-W

En 1994 ocurre el sismo de Northridge, California. Este sismo produce numerosas fallas inesperadas en las conexiones a momento soldadas utilizadas como práctica común en las estructuras de Acero para la época. A partir de este evento, se inicia una gran investigación coordinada por la Federal Emergency Management Agency Through the Sac Joint Venture. Esta investigación conocida como “Sac Steel Project” fue dividida en dos fases.

La fase inicial se enfocó en determinar las causas de las fallas de las conexiones a momento soldadas. La segunda fase se enfocó en buscar nuevas alternativas de conexiones viga-columna en pórticos resistentes a momento que tuviesen un comportamiento adecuado ante acciones sísmicas, a través de modelos analíticos e investigación experimental a fin de determinar la estabilidad y desempeño sismorresistente de las mismas en sus diferentes tipologías.

A continuación se presentan imágenes y las conclusiones del estudio de las conexiones a momento soldadas utilizadas antes del sismo de NorthRidge, California 1994.

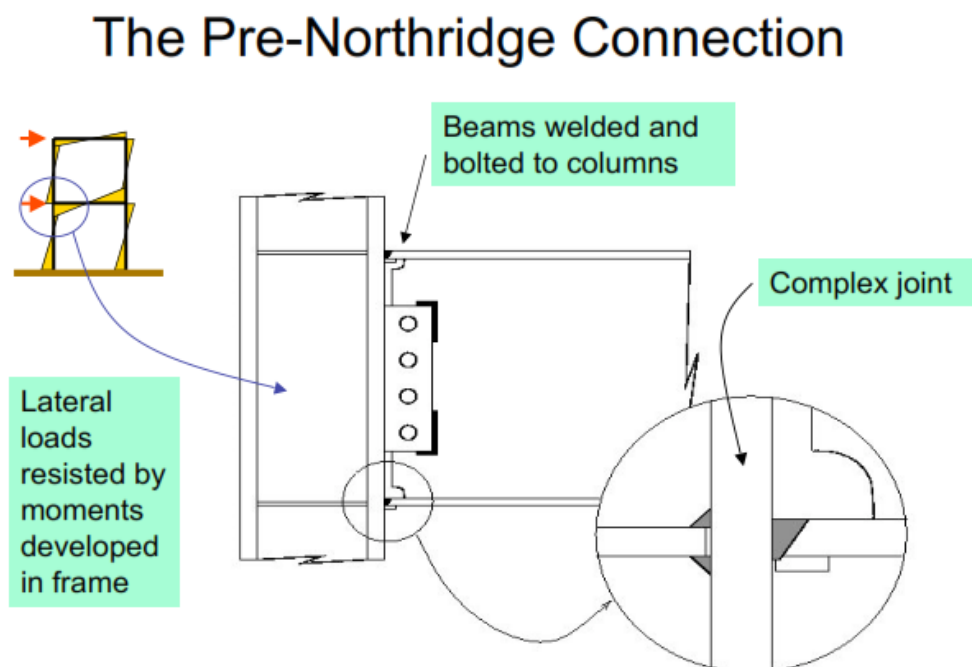


Gráfico VI.249 Características de Conexión soldada a Momento utilizada antiguamente (Pre-Northridge)

Fuente: FEMA Program to Reduce Earthquake Hazards in Steel Moment – Frames Structures
“Sac Steel Project”

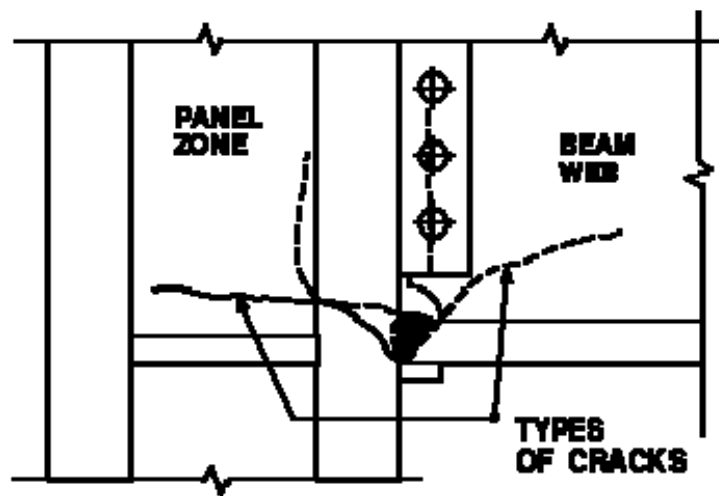


Gráfico VI.250 Patrón de Fallas de Conexión soldada a Momento utilizada antiguamente (Pre-Northridge)

Fuente: FEMA Program to Reduce Earthquake Hazards in Steel Moment – Frames Structures
 “Sac Steel Project”

Problemas encontrados de acuerdo al “Sac Steel Project” durante los Estudios Experimentales de las conexiones Pre- NorthRidge:

- ✓ Concentración de grandes esfuerzos en el ala inferior de la viga.
- ✓ Pandeo local del ala y el alma de la viga.
- ✓ Generación rápida e importante de grietas en el ala y alma de la viga, zona del panel y en la plancha de asiento (Backing Bar).

- ✓ Comportamiento frágil y con poca disipación de energía.
- ✓ No se alcanza el momento plástico en la viga.

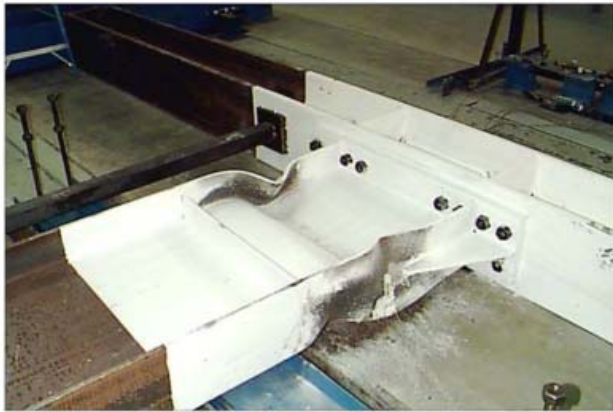


Gráfico VI.251 Fallas por pandeo local (Foto Izquierda no se ha verificado el control del pandeo local en el perfil empleado para la conexión, por lo tanto se produce limitada disipación de energía sin alcanzar el momento plástico en la viga) y por otro lado en la foto de la derecha se muestra el efecto del pandeo lateral torsional producido por el empleo de secciones de baja ductilidad como perfiles laminados en frío (Efecto Indeseable Foto derecha no se produce disipación de energía y se induce a una falla frágil)

Fuente: Cortesía del Profesor T.M. Murray

Los resultados obtenidos del programa SAC indican que las causas que llevaron a la ocurrencia de las fallas observadas son múltiples. Entre las más importantes, puede mencionarse:

- ✓ El uso de electrodos inadecuados, que no califican para obtener valores de resiliencia requeridos actualmente.

- ✓ Los ensayos realizados sobre probetas obtenidas de edificios con daños por fractura mostraron valores muy reducidos de resiliencia (mediante ensayo de Charpy en probetas con muesca en V).
- ✓ La práctica constructiva de dejar elementos de respaldo (steel backing) que, si bien sirven durante el proceso de soldadura de cordones de penetración completa, generan problemas en la raíz de la soldadura (Ver Gráfico VI.249).
- ✓ La presencia de defectos en la raíz de la soldadura, que no fueron detectados mediante ensayos de ultrasonido.
- ✓ El uso de prácticas constructivas no recomendadas, como el calentamiento excesivo de las piezas a soldar para aumentar la velocidad de deposición del material de soldadura,
- ✓ Otros efectos adversos, tales como deformaciones de corte excesivas en el panel nodal, efectos de velocidad de deformación (strain rate), efectos de interacción con losas de hormigón armado

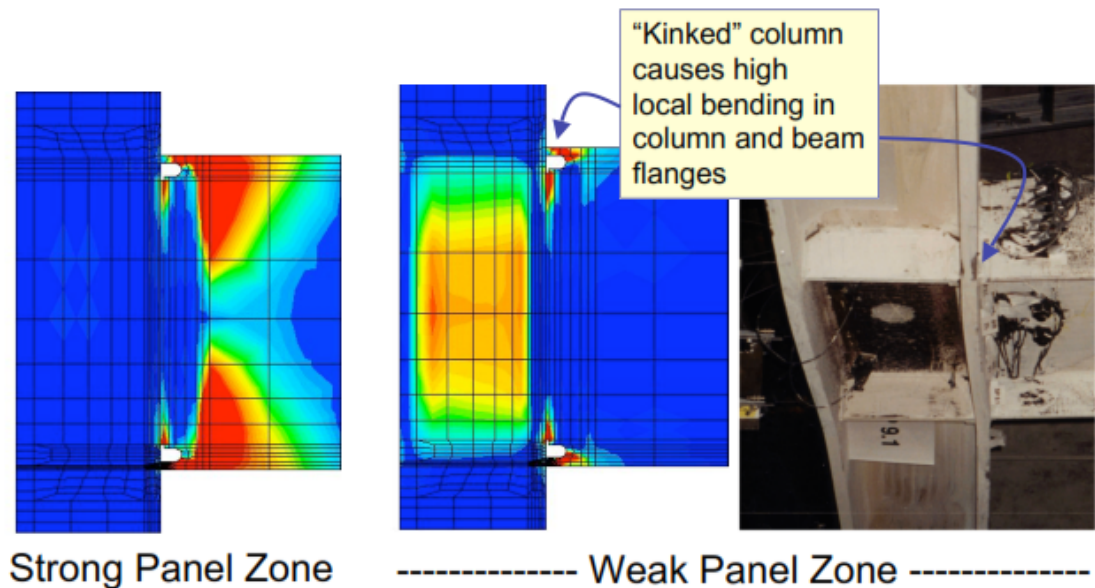


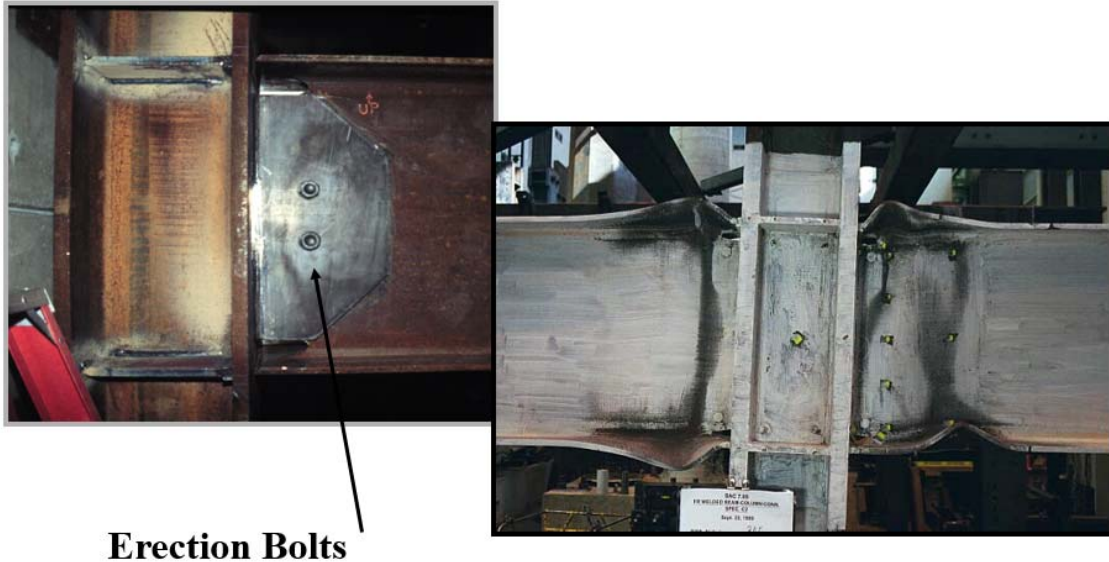
Gráfico VI.252 Zona del Panel Fuerte en una conexión precalificada, asegurando la máxima disipación de energía ante un sismo (Fotografía izquierda conexión precalificada **WUF-W** diseñada según **AISC 358-2010**), Zona de panel débil en conexión soldada Pre- NorthRidge (Fotografía derecha, la zona del panel débil propicia un mecanismo de falla frágil en la estructura)

Fuente: Fuente: FEMA Program to Reduce Earthquake Hazards in Steel Moment – Frames Structures

“Sac Steel Project”

Conclusiones del programa SAC para el diseño de las nuevas conexiones soldadas en sistemas SMF"

- ✓ La placa de respaldo debe ser removida cuando se utiliza en las uniones de penetración completa entre el ala inferior de la viga y columna.
- ✓ Debe ser capaz de poder desarrollar la capacidad a flexión de las trabes.
- ✓ Debe poder resistir varios ciclos de carga reversibles con rotaciones plásticas de 0.04 radianes.
- ✓ Las articulaciones plásticas deben formarse en las trabes y no en la columna.



Erection Bolts

Gráfico VI.253 Conexión precalificada **WUF-W** diseñada según **AISC 358-2010**, sometida a varios e importantes ciclos de carga y descarga llevándole a su máxima capacidad (Permite la máxima disipación de energía asegurando un buen desempeño sísmico)

Fuente: Cortesía professor Thomas Murray, conexión ensayada en el Virginia Tech

Ventajas del uso de las conexiones Precalificadas de acuerdo a las investigaciones realizadas por el proyecto SAC

- **Sismoresistencia.** El uso de las conexiones precalificadas aseguran un excelente desempeño sísmico de los sistemas SMF ya que se asegura la máxima

disipación de energía pues son capaces de soportar importantes ciclos de carga y descarga a los que se ven sometidas las estructuras en un evento sísmico.

- **Resistencia.** Las conexiones son capaces de resistir las acciones que les transmiten los miembros.
- **Rigidez.** Las conexiones tienen la rigidez suficiente para conservar las posiciones relativas de los elementos que conecta.
- **Capacidad de rotación.** La conexión admite rotaciones importantes conservando resistencia y rigidez suficiente de manera que se forman articulaciones plásticas en los elementos que conectan y por lo tanto permiten la capacidad de deformación de la estructura.

Actualmente conforme a las Normas ANSI/AISC 358-10 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications” y ANSI/AISC 341 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”, se requiere que las conexiones viga-columna resistentes a momento en sistemas “Special Moment Frames, SMF” sean precalificadas y se diseñen para las Fuerzas Resistentes Máximas Probables de la viga a conectar considerando la formación de rótulas plásticas en la misma ante acciones gravitacionales y sísmicas, a fin de permitir que la estructura incurriere de manera estable en el Rango inelástico y disipe energía sin que se presente una falla frágil en la conexión tal y como se lo ha desarrollado en la sección 6.6.2.18 de este trabajo investigativo.

6.6.2.20 CONCLUSIONES

- De los resultados numéricos obtenidos en ésta investigación los pórticos resistentes a momento estudiados han resultado ser sistemas estructurales bastante dúctiles, además de que su versatilidad arquitectónica debido a la ausencia de elementos de arriostramiento que bloqueen los vanos permite la máxima flexibilidad en la utilización del espacio, lamentablemente el precio a pagar por esta libertad arquitectónica como se demuestra en esta investigación es la flexibilidad inherente a estos pórticos, ya que los pórticos resistentes a momento requieren perfiles de mayor tamaño que los que se requerirían para resistir solo las cargas verticales, debido a la necesidad de cumplir con las estipulaciones de las normas en materia de desplomes de piso máximos.
- Del estudio desarrollado en el capítulo VI es posible observar que los resultados del punto de desempeño de la estructura varían en función del caso no lineal empleado a pesar de que se obtuvieron curvas de capacidad similares, por lo que queda demostrado que es importante realizar por lo menos dos análisis estáticos no lineales cada uno empleando diferentes vectores de carga tal y como lo sugieren las normativas **FEMA356** y **ASCE/SEI 41-06** ya que de esta manera para cada cantidad de respuesta de interés obtenida en las tablas **VI.63** y **VI.64** podemos compararlas y elegir la que presente el mayor valor de desplazamiento para posteriormente proceder a cotejarlo con los criterios de aceptación, la justificación de que se tome en cuenta el mayor desplazamiento obtenido como parámetro de selección se debe al hecho de que es ampliamente reconocido que el daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada tanto es así que excesivas deformaciones ocasionan ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales.
- La formación de rótulas plásticas en columnas constituye un mecanismo de colapso indeseable debido a que esto genera que se produzca un entrepiso débil y con ello el colapso violento de la estructura debido a que no se alcanza a desarrollar rótulas plásticas en vigas y de esta manera disipar la energía

impuesta lateralmente provocando que ésta se libere por la parte más débil de la estructura y para un desplazamiento lateral muy bajo, esto se genera cuando no se cumple con un adecuado criterio de columna fuerte - viga débil y en consecuencia se genera un mecanismo de colapso “frágil” y poco deseable en edificaciones en altura.

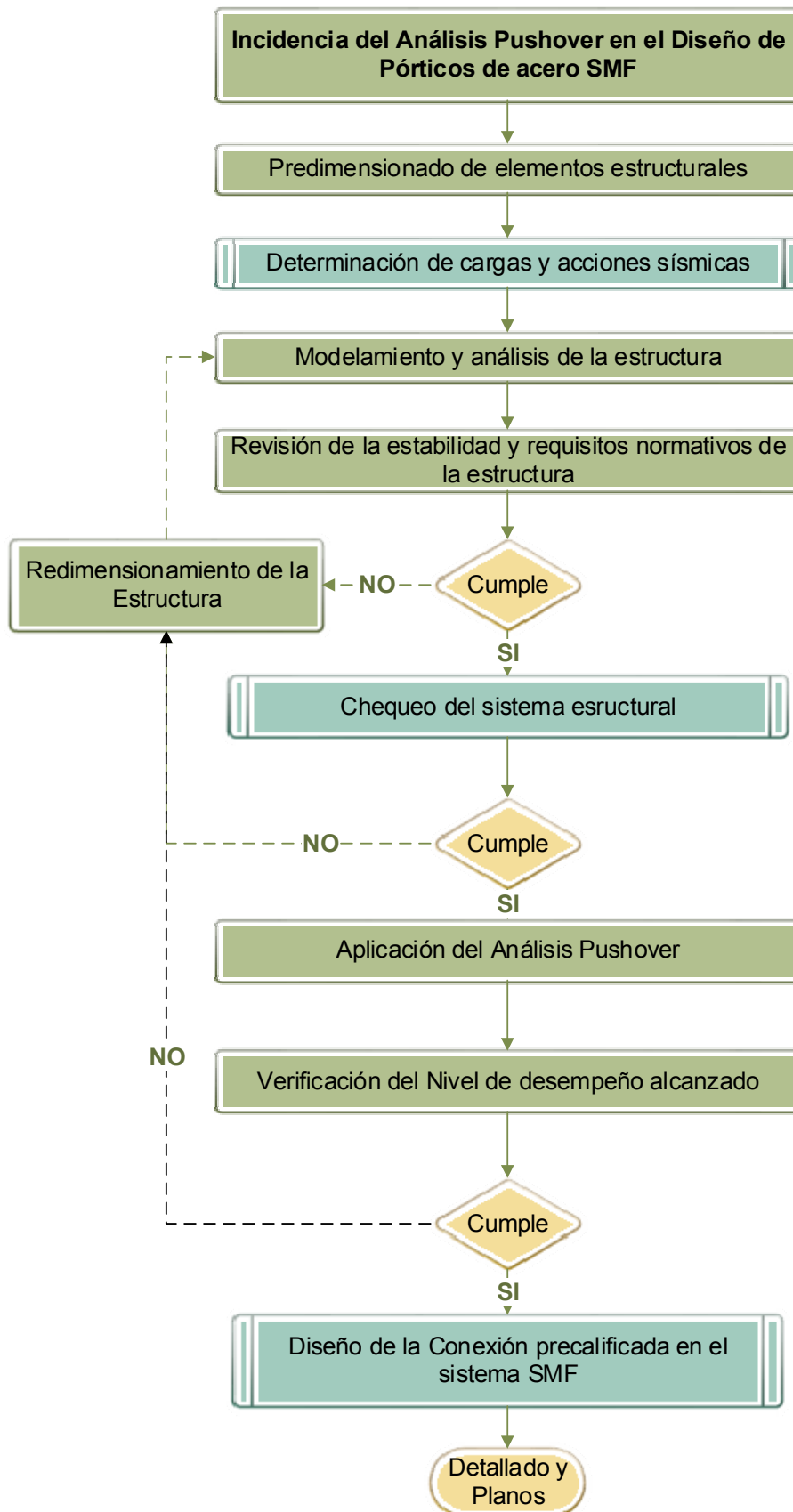
- Se demuestra de manera concluyente que las normativas AISC-2010 presentan disposiciones favorables a la hora de considerar que las estructuras incurrieren en el rango no lineal y desarrollen articulaciones plásticas que permitan disipar la energía impuesta durante un sismo, es decir conllevan a diseñar estructuras con un buen desempeño sísmico ante el sismo de diseño cumpliéndose así con los objetivos básicos de seguridad y niveles de desempeño sísmico recomendados por las normas internacionales.
- Llegar al diseño de la conexión precalificada es la consecuencia de haber diseñado de una manera eficiente una estructura metálica de pórticos resistentes a momento (SMF) cumpliendo criterio columna fuerte - viga débil y los demás parámetros especificados en la normativa AISC – 2010.
- En los pórticos resistentes a momentos (SMF) realizados en esta investigación se demuestra que la plastificación se distribuye más uniformemente en la altura del edificio, lo cual es ideal puesto que mejora notoriamente su comportamiento bajo cargas últimas.
- La capacidad de los edificios para resistir cargas laterales se expresa mediante su curva de capacidad, es decir, la relación de la fuerza lateral, o cortante de base, contra el desplazamiento de techo, en ella se hace evidente el comportamiento lineal de la estructura en la fase inicial, el comienzo de la plastificación, el progreso de la plastificación y el arribo a la máxima resistencia, conocida también como resistencia última, después de lo cual ocurren grandes deformaciones sin aumento del cortante de base.

- Como se demuestra claramente en el análisis pushover realizado en el capítulo VI de esta investigación, dada la configuración estructural de los sistemas SMF, las cargas sísmicas son resistidas por el entramado de columnas y vigas que se ven solicitadas por la acción combinada de fuerzas axiales y momentos flectores por lo que su comportamiento ante fuerzas horizontales depende principalmente de la capacidad a flexión de las columnas y es precisamente por esta razón que para su proceso de diseño es conveniente emplear los perfiles comerciales cuyos momentos de inercia sean los adecuados para brindar la rigidez necesaria en las dos direcciones principales, asegurando, de esta manera, que el desplome máximo de piso se mantenga por debajo de los límites estipulados por la normativa en vigor y así controlar el daño en los elementos no estructurales sensibles al desplome por lo que dado lo anterior, no es extraño que, si la edificación se sitúa en una zona de alta amenaza sísmica, el tamaño de las columnas resulte **“aparentemente”** sobredimensionado para resistir las cargas, hecho que como lo demuestran los resultados de este estudio para nada resulta ser así y de hecho pasar por alto este punto conduce a la aparición de rótulas plásticas muy tempranas en las columnas que pueden originar el colapso rápido del edificio con resultados catastróficos.
- Finalmente el presente estudio investigativo demostró que las deformaciones relativas de entrepiso correspondientes a los pórticos resistentes a momento (SMF) tienden a disminuir con la altura, prueba de que el esfuerzo de corte presenta sus mayores valores en las zonas bajas de las estructuras, disipándose como energía de deformación en los extremos de las vigas.

6.6.2.21 RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar un primer análisis sin incorporar efectos P-Delta ya que el objetivo en primera instancia es el de desarrollar el análisis de manera rápida de tal modo que se vaya entendiendo como es el comportamiento del modelo y se gane experiencia en el mismo, de modo que a medida que una vez se tenga la certeza definitiva de cuál será el comportamiento de la estructura, esta pueda ser modelada finalmente considerando el comportamiento no lineal más extremo, tal y como lo recomienda también el Dr Graham Powell de la Universidad de Berkeley.
- Reconociendo el hecho de que los sismos constituyen la prueba de fuego del diseño y construcción sismo resistente dado que con cada movimiento sísmico del suelo se pone en evidencia la veracidad de las hipótesis de diseño referentes a la magnitud, dirección y frecuencia de las cargas y a los efectos que estas tienen en los miembros estructurales y en sus uniones, así como las referentes a las propiedades de resistencia, flexibilidad y durabilidad de los materiales de construcción y a la manera cómo interactúan entre sí los diversos componentes de la estructura, es que en esta investigación se recomienda aplicar lo estipulado en las normativas AISC-2010 en lo referente al diseño estructural en acero puesto que en estas se recogen los análisis de evaluaciones postsísmicas que han permitido sacar importantes lecciones acerca del comportamiento de las estructuras.
- Se recomienda realizar un estudio comparativo sobre el empleo de las diferentes conexiones precalificadas establecidas en la normativa AISC 358-2010 puesto que es un requisito fundamental que las conexiones a utilizar en los pórticos de acero resistentes a momento sean precalificadas ya que solo mediante estas se puede garantizar un buen desempeño sísmico de la estructura

6.7 METODOLOGÍA MODELO OPERATIVO



Fuente: (Elaboración Propia)

6.8 ADMINISTRACIÓN

Para la administración adecuada de la propuesta mencionada en este proyecto, es necesario conocer el lugar donde se ubicará la estructura, también es necesario conocer las especificaciones de los materiales a utilizarse y que los diseñadores tengan la responsabilidad de realizar todas las verificaciones necesarias para tener una buena modelación de los pórticos especiales resistentes a momento "SMF", y mediante la aplicación del análisis Pushover verificar un nivel adecuado de desempeño de la estructura ante eventos sísmicos, y de esta manera garantizar la seguridad de vida de sus ocupantes.

6.9 PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN

Para que la propuesta de esta investigación tenga una adecuada aplicación y un buen funcionamiento es necesario que todos los interesados puedan comprender cabalmente el proceso de diseño de sistemas especiales de pórticos resistentes a momentos SMF así como la adecuada aplicación del método pushover tal y como se lo ha indicado en este trabajo investigativo, también es necesario conocer si el proyecto amerita tal modelación.

BIBLIOGRAFÍA

- American Institute of Steel Construction, INC. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago, Il., 2010. Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, Il., 2010.
- Carter, C.J., Seismic Design: $R = 3$ or $R > 3$, Revista MSC de AISC Chicago, Il., May 2005.
- Chia-Ming, U., Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Building Seismic Provisions, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, N° 1, p 19 – 27,
- Englekirk, R., Steel Structures, Controlling Behavior through Design, J Wiley&Sons,
- FEMA 350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Federal Emergency Management Agency, Fema, report 350, Washington, D.C., 2000
- FEMA 368, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations, Part 1 – Provisions, Federal Emergency Management Agency, Fema, report 368, Washington, D.C., 2001.
- FEMA 450, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, Fema, Washington, D.C., 2003.

- Gioncu, V., Mazzolani, F., *Ductility of Seismic Resistant Steel Structures*, Spon Press, Londres, UK., 2002.
- Newmark, N., Hall, W. *Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities, Building Practices for Disaster Mitigation*, National Bureau of Standards, U.S.,
- Watanabe, G., Kawashima, K., *Force Reduction Factors for Seismic Design of Bridges*, Proceedings of fourth Seismic Forum on Implications of Recent Earthquakes, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japón, 2002.
- AGUIAR, Roberto. Propuestas sobre el factor de reducción de resistencia por ductilidad y aplicación para el Ecuador. *IMME*, abr. 2008, vol.46, no.1, p.49-69.
- Barbat, A. H., Pujades, L. G., Lantada, N. (2006). "Performance of buildings under earthquakes in Barcelona, Spain", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 21, pp 573- 593.
- Bazzurro, P., Cornell, C., Menun, C., Luco, N., Motahari, M. (2004). *Advanced Seismic Assessment Guidelines*. Stanford, CA, USA.
- Bermúdez, C. (2005). *Curso Básico de Estructuras Metálicas*. Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales, Manizales, Colombia.
- Bermúdez, C. A., Barbat, A. H., Pujades, L. G. (2007). "Vulnerabilidad y Fragilidad Sísmicas de un Edificio de Acero Localizado en Manizales, Colombia", *Memorias Tercer Congreso de Ingeniería Sísmica AEIS*, pp. 684-703.
- Bertero, R., Bertero, V. (2002). "Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach", *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 31, pp 627- 652.

- Bjorhovde R. (2004). "Development and use of high performance steel", Journal of Constructional Steel Research 60, pp 393-400.
- Bonett, R. L. (2003). Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a Entornos Urbanos en Zonas de Amenaza Alta y Moderada. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, ESPAÑA.
- Bruneau, M., Uang Ch., Whittaker, A. (1998). Ductile Design of Steel Structures. New York, NY, USA.
- BSSC. (1995). NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings: 1994 Edition, FEMA 222A (Provisions), and FEMA 223^a (Commentary), prepared by the Building Seismic Safety Council; published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C., USA.
- Carr, J. A. (2002). Ruaumoko3d- Inelastic Dynamic Analysis Program, Dept. of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- CEN. (2004). Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.
- CIMNE. (2002). STAC Stochastic Analysis Computation. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- CSI. (2010). CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, and SAFE. Computers and Structures. Berkeley, California, USA.
- FEMA 440. improvement of nonlinear static seismic analysis procedures Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency, June 2005

- Ruiz-García, J., Miranda, E. (2005). "Performance-Based Assessment of Existing Structures Accounting for Residual Displacements", Report 153, John A. Blume
- Sugiura, M., and Yamazaki, F. (1998). Fragility curves for buildings based on damage data in Takarazuka due to the Hyogoken-Nanbu Earthquake. Proceedings of the 10th Japan Earthquake Engineering Symposium
- Yamaguchi, N., F. Yamazaki, and Wakamatsu, K. (1998). Analysis of building damage in Nishinomiya City due to the Hyogoken-Nanbu Earthquake. Proceedings of the 6th U. S. National Conference on Earthquake Engineering. Seattle, USA, 11p, CD-ROM.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015, Quito
- ANSI/AISC 358 -10 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications , 2010
- Cassagne, A. (2008). "Especificaciones Técnicas de Construcción para PARM fabricados a partir de planchas soldadas". Tesis de Grado, ESPOL.
- Rojas, P. (2003). "Seismic Analysis, Design, and Evaluation of Post-Tensioned Friction Damped Connections for Steel Moment Resisting Frames". Disertación Doctoral, Universidad de Lehigh.

ANEXOS

ANEXOS PROPIEDADES DE LOS PERFILES

PERFIL	d (mm)	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	K (mm)	Area (cm ²)	Peso (kg/m)	I _x (cm ⁴)	S _x (cm ³)	r _x (cm)	I _y (cm ⁴)	S _y (cm ³)	r _y (cm)	Z _x (cm ³)	Z _y (cm ³)	J (cm ⁴)	Cw (cm ⁶)
IPE-80	80	46	3.8	5.2	5	10.2	7.64	6	80.1	20	3.24	8.48	3.69	1.05	23.2	6	0.672	118
IPE-100	100	55	4.1	5.7	7	12.7	10.3	8.1	171	34.2	4.07	15.9	5.78	1.24	39.4	9.15	1.16	351
IPE-120	120	64	4.4	6.3	7	13.3	13.2	10.4	318	53	4.9	27.6	8.64	1.45	60.7	13.6	1.69	890
IPE-140	140	73	4.7	6.9	7	13.9	16.4	12.9	541	77.3	5.74	44.9	12.3	1.65	88.3	19.2	2.4	1980
IPE-160	160	82	5	7.4	9	16.4	20.1	15.8	869	109	6.58	68.2	16.6	1.84	124	26.1	3.54	3960
IPE-180	180	91	5.3	8	9	17	23.9	18.8	1320	146	7.42	101	22.1	2.05	166	34.6	4.73	7430
IPE-200	200	100	5.6	8.5	12	20.5	28.5	22.4	1940	194	8.26	142	28.4	2.23	221	44.5	6.92	13000
IPE-220	220	110	5.9	9.2	12	21.2	33.4	26.2	2770	252	9.11	205	37.2	2.48	285	58	9.03	22700
IPE-240	240	120	6.2	9.8	15	24.8	39.1	30.7	3890	324	9.97	283	47.2	2.69	367	73.8	13	37400
IPE-270	270	135	6.6	10.2	15	25.2	45.9	36.1	5790	429	11.2	419	62.1	3.02	484	96.8	15.9	70600
IPE-300	300	150	7.1	10.7	15	25.7	53.8	42.2	8360	557	12.5	603	80.4	3.35	628	125	19.9	126000
IPE-330	330	160	7.5	11.5	18	29.5	62.6	49.1	11800	713	13.7	787	98.4	3.55	804	153	28.1	199000
IPE-360	360	170	8	12.7	18	30.7	72.7	57.1	16300	904	15	1040	123	3.79	1020	191	37.4	314000
IPE-400	400	180	8.6	13.5	21	34.5	84.5	66.3	23100	1160	16.5	1320	146	3.95	1310	229	51.3	490000
IPE-450	450	190	9.4	14.6	21	35.6	98.8	77.6	3370	1500	18.5	1670	176	4.12	1700	276	66.7	791000
IPE-500	500	200	10.2	16	21	37	116	90.7	48200	1930	20.4	2140	214	4.3	2190	335	89.1	1250000
IPE-550	550	210	11.1	17.2	24	41.2	134	106	67100	2440	22.3	2660	254	4.45	2790	400	123	1880000
IPE-600	600	220	12	19	24	43	156	122	92100	3070	24.3	3380	308	4.66	3510	485	165	2850000
HEA-100	96	100	5	8	12	20	21.2	16.7	349	72.7	4.05	134	26.7	2.51	83	41.1	5.28	2580
HEA-120	114	120	5	8	12	20	25.3	19.9	606	106	4.89	231	38.4	3.02	119	58.8	6.04	6470
HEA-140	133	140	5.5	8.5	12	20.5	31.4	27.7	1030	155	5.73	389	55.6	3.52	173	84.8	8.1	15100
HEA-160	152	160	6	9	15	24	38.8	30.4	1670	220	6.57	615	76.9	3.98	245	117	12.1	31400
HEA-180	171	180	6	9.5	15	24.5	45.3	35.5	2510	294	7.45	924	103	4.52	325	156	14.9	60200
HEA-200	190	200	6.5	10	18	28	53.8	42.3	3690	389	8.28	1330	133	4.98	429	204	21	108000
HEA-220	210	220	7	11	21	29	64.3	50.5	5410	515	9.17	1950	178	5.51	568	270	28.6	193000
HEA-240	320	240	7.5	12	24	33	76.8	60.3	7760	675	10.1	2770	231	6	745	351	42.1	328000
HEA-260	250	260	7.5	12.5	24	36.5	86.8	68.2	10500	836	11	3660	282	6.5	920	430	54.2	516000
HEA-280	270	280	8	13	24	37	97.3	76.4	13700	1010	11.9	4760	340	7	1110	518	63.5	785000
HEA-300	290	300	8.5	14	27	41	113	88.3	18300	1260	12.7	6310	420	7.49	1380	640	87.8	1200000
HEA-320	310	300	9	15.5	27	42.5	124	97.6	22900	1480	13.6	6980	465	7.49	1630	709	112	1510000
HEA-340	330	300	9.5	16.5	27	43.5	133	105	27700	1680	14.4	7430	495	7.46	1850	755	131	1820000
HEA-360	350	300	10	17.5	27	44.5	143	112	33100	1890	15.2	7880	525	7.43	2090	801	153	2180000
HEA-400	390	300	11	19	27	46	159	125	45100	2310	16.8	8560	571	7.34	2560	872	193	2940000
HEA-450	440	300	11.5	21	27	48	178	140	63700	2900	18.9	9460	631	7.29	3220	965	250	4150000
HEA-500	490	300	12	23	27	50	198	155	87000	3550	21	10400	691	7.24	3950	1058	318	5640000
HEA-550	540	300	12.5	24	27	51	212	166	112000	4150	23	10800	721	7.15	4620	1106	360	7190000
HEA-600	590	300	13	25	27	52	226	178	141000	4790	25	11300	751	7.05	5350	1155	407	8980000
HEA-650	640	300	13.5	26	27	53	242	190	175000	5470	26.9	11700	781	6.96	6140	1204	458	1.1E+07
HEA-700	690	300	14.5	27	27	54	260	204	215000	6240	28.7	12200	812	6.84	7030	1256	522	1.3E+07
HEA-800	790	300	15	28	28	58	286	224	303000	7680	32.6	12600	842	6.65	8700	1311	609	1.8E+07
HEA-900	890	300	16	30	30	60	321	252	422000	9480	36.3	13500	903	6.5	10800	1413	749	2.5E+07
HEA-1000	990	300	16.5	31	31	61	347	272	554000	11200	40	14000	933	6.35	12800	1469	835	3.2E+07
HEB-100	100	100	6	10	12	22	26	20.4	449	89.9	4.15	167	33.4	2.53	99.6	51.3	9.33	3380
HEB-120	120	120	6.5	11	12	23	34	26.7	864	144	5.04	317	52.9	3.05	159.49	80.9	13.9	9410
HEB-140	140	140	7	12	12	24	43	33.7	1510	216	5.93	549	78.5	3.58	238.59	120	20.2	22500
HEB-160	160	160	8	13	15	28	54.3	42.6	2490	311	6.78	889	111	4.05	341.67	170	31.3	47900

HEB-180	180	180	8.5	14	15	29	65.3	51.2	3830	426	7.66	1360	151	4.57	467.42	231	42.2	93700
HEB-200	200	200	9	15	18	33	78.1	61.3	5700	570	8.54	2000	200	5.06	620.03	306	59.7	171000
HEB-220	220	220	9.5	16	18	34	91	71.5	8090	736	9.43	2840	258	5.59	802.02	394	77	295000
HEB-240	240	240	10	17	21	38	106	83.2	11300	938	10.3	3920	327	6.08	1015.93	498	104	487000
HEB-260	260	260	10	17.5	24	41.5	118	93	14900	1150	11.2	5130	395	6.58	1229.94	602	127	754000
HEB-280	280	280	10.5	18	24	42	131	103	19300	1380	12.1	6590	471	7.08	1476.76	717	146	1130000
HEB-300	300	300	11	19	27	46	149	117	25200	1680	13	8560	571	7.58	1790.47	869	189	1690000
HEB-320	320	300	11.5	20.5	27	47.5	161	127	30800	1930	13.8	9230	616	7.57	2065.72	938	230	2070000
HEB-340	340	300	12	21.5	27	48.5	171	134	36700	2160	14.6	9680	646	7.53	2318.95	985	263	2450000
HEB-360	360	300	12.5	22.5	27	49.5	181	142	43200	2400	15.5	10100	676	7.49	2588.2	1032	298	2880000
HEB-400	400	300	13.5	24	27	51	198	155	57700	2880	17.1	10800	721	7.39	3125.38	1103	361	3820000
HEB-450	450	300	14	26	27	53	218	171	79900	3550	19.1	11700	781	7.33	3861.61	1197	448	5260000
HEB-500	500	300	14.5	28	27	55	239	187	107000	4290	21.2	12600	841	7.27	4679.42	1291	548	7020000
HEB-550	550	300	15	29	27	56	254	199	137000	4970	23.2	13100	871	7.17	5440.44	1340	610	8860000
HEB-600	600	300	15.5	30	27	57	270	212	171000	5700	25.2	13500	902	7.08	6259.95	1390	677	1.1E+07
HEB-650	650	300	16	31	27	58	286	225	211000	6480	27.1	14000	932	6.99	7139.68	1441	749	1.3E+07
HEB-700	700	300	17	32	27	59	306	241	257000	7340	29	14400	962	6.86	8131.91	1494	839	1.6E+07
HEB-800	800	300	17.5	33	30	63	334	262	359000	8980	32.8	14900	993	6.68	9950.36	1552	959	2.2E+07
HEB-900	900	300	18.5	35	30	65	371	291	494000	11000	36.5	15800	1050	6.52	12268.66	1657	1150	3E+07
HEB-1000	1000	300	19	36	30	66	400	314	645000	12900	40.1	16300	1080	6.38	14501.82	1715	1270	3.8E+07
VP-120	120	100	3	4.5	0	4.5	12.3	9.7	335	55.7	5.21	75	15	2.47	61.2	22.7	0.7	2500
VP-140	140	100	3	6	0	6	15.8	12.4	592	84.5	6.11	100	20	2.51	92.7	30.3	0.7	2500
VP-160	160	100	6	6	0	6	20.9	16.4	874	109	6.47	100	20	2.19	125	31.3	2.52	5930
VP-180	180	125	4.5	6	0	6	22.6	17.7	1310	146	7.43	195	31.3	2.294	162	47.7	2.29	14800
VP-200	200	125	4.5	9	0	9	30.7	24.1	2280	228	8.62	293	46.9	3.09	252	71.2	6.44	26700
VP-250	250	150	4.5	9	0	9	37.4	29.4	4390	351	10.8	506	67.5	3.68	386	102	7.8	73500
VP-300	300	150	6	12	0	12	52.6	41.3	8520	568	12.7	676	90.1	4.58	633	138	18.7	140000
VP-350	350	175	6	12	0	12	61.6	48.3	13700	785	14.9	1070	123	4.17	869	187	21.9	306000
VP-400	400	200	6	12	0	12	70.6	55.4	20700	1040	17.1	1600	160	4.76	1140	243	25.1	602000
VP-420	420	200	9	12	0	12	83.6	65.7	24600	1170	17.2	1600	160	4.38	1330	248	32.4	666000
CP-140	140	140	6	9	0	9	32.5	25.5	1170	168	6	412	58.8	3.56	187	89.3	7.55	17700
CP-160	160	160	6	9	0	9	37.3	29.3	1790	223	6.92	615	76.8	4.06	248	117	8.67	35000
CP-180	180	180	6	9	0	9	42.1	33.1	2580	287	7.83	875	97.2	4.56	316	147	9.76	64000
CP-200	200	200	9	12	0	12	63.8	50.1	4660	466	8.54	1600	160	5.01	521	244	27	141000
CP-220	220	220	9	12	0	12	70.4	55.3	6280	571	9.44	2130	194	5.5	636	294	29.8	230000
CP-240	240	240	9	12	0	12	77	60.4	8250	687	10.4	2770	231	6	762	350	32.6	359000
CP-260	260	260	9	12	0	12	83.6	65.7	8250	815	11.3	3520	271	6.48	900	410	35.4	540000



 **BEKAERT**

better together

Catálogo de productos - reforzamiento de hormigón



ESPECIFICACIONES

Mallas estándar

MALLA Tipo de malla	DIÁMETRO Ø Longitud = Ø Transversal mm	SEPARACIÓN SL Longitudinal = ST Transversal cm	SECCIÓN ACERO As/m As L = As T mm ² /m	PESO	
				Kg / Plancha	Kg / m ²
U-110	3,75	10	110	25,91	1,73
U-106 *	4,5	15	106	25,07	1,67
U-177	4,75	10	177	41,57	2,77
U-173 *	5,75	15	173	40,93	2,73
U-196	5	10	196	46,06	3,07
U-205 *	6,25	15	205	48,36	3,22
U-238	5,5	10	238	55,73	3,72
U-239 *	6,75	15	239	56,41	3,76
U-335 *	8	15	335	79,23	5,28
U-524 *	10	15	524	123,80	8,25
U-55	3,75	20	55	13,16	0,88
U-71	4,25	20	71	16,91	1,13
U-89	4,75	20	89	21,12	1,41
U-108	5,25	20	108	25,80	1,72
U-131	5	15	131	30,95	2,06
U-158	5,5	15	158	37,45	2,50
U-221	7,5	20	221	52,65	3,51
U-284	8,5	20	284	67,62	4,51
U-354 *	9,5	20	354	84,47	5,63
U-433 *	10,5	20	433	103,18	6,88
U-44	3,75	25	44	10,62	0,71

Dimensiones mallas estándar

LONGITUD: 6,25 m ANCHO: 2,40 m AREA: 15 m².

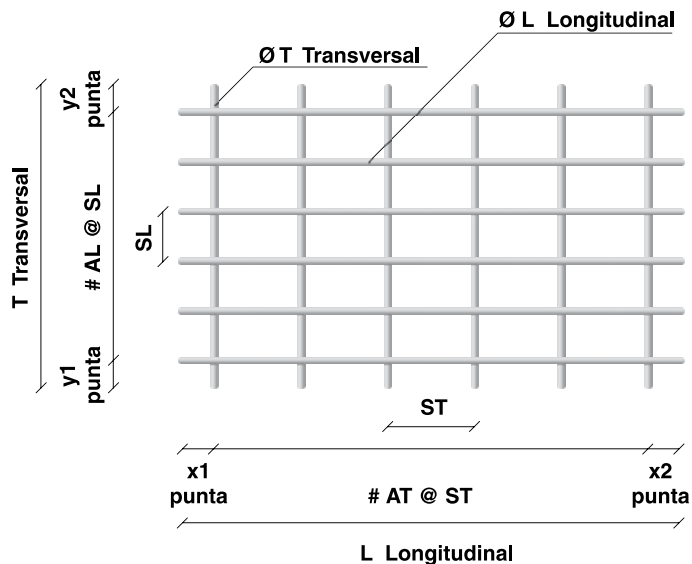
* Mallas fabricadas bajo pedido

f_y min = 6000 kg/cm²

Si SL = ST = 10cm ; X1 = X2 = 7,5cm y Y1 = Y2 = 5cm

Si SL = ST = 15cm ; X1 = X2 = 5,0cm y Y1 = Y2 = 7,5cm

Notación de mallas Armex® Ultra



Nomenclatura:

T:	Ancho de la plancha (m).	ST:	Espaciamiento de las varillas transversales o cortas (cm)
L:	Longitud de la plancha (m)	#AL @ SL:	Número de varillas longitudinales
Y1, Y2 :	Puntos transversales (cm)	#AT @ ST:	Número de varillas transversales
X1, X2:	Puntos longitudinales (cm)	øT:	Diámetro de la varilla transversal (mm)
SL:	Espaciamiento de las varillas longitudinales o largas (cm)	øL:	Diámetro de la varilla longitudinal (mm)

Observación: X1, X2, Y1, Y2, son puntas con longitud mínima de 2.5 cm

APENDICES

APENDICE 1

PROPIEDADES DE LAS LAMINAS DE METALDECK

TABLA DE PROPIEDADES METALDECK 2"

PROPIEDAD DEL PANEL								
CALIBRE	ESPESOR	PESO	Is	Ss (+)	Si (+)	Ss (-)	Si (-)	As
	mm	kg/m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ² /m
22	0.75	6.97	47.41	17.85	19.11	15.25	17.19	9.37
20	0.90	8.89	57.22	21.34	22.96	19.52	20.75	11.37
18	1.20	11.83	76.20	28.23	30.48	27.90	28.55	15.05
16	1.50	14.70	95.32	35.00	37.96	34.78	36.72	18.99

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

Deck 2" cal 22		Espesor Total de losa (cm)					
		10	11	12	13	14	15
Peso propio	Kg/m ²	186.70	204.83	234.70	251.23	282.70	297.63
Ic	cm ⁴ /m	353.40	435.04	564.30	678.11	835.50	985.61
Sc	cm ³ /m	111.90	128.57	155.10	175.74	205.10	229.63
Sic	cm ³ /m	51.70	57.12	67.50	74.18	84.20	92.05
Vr	Kg/m	1006.00	1118.00	1209.00	1280.00	1331.00	1362.00
Ac	cm ² /m	591.90	683.35	776.50	870.96	935.00	1004.76

Deck 2" cal 20		Espesor Total de losa (cm)					
		10	11	12	13	14	15
Peso propio	Kg/m ²	188.40	206.93	236.40	253.33	284.40	299.73
Ic	cm ⁴ /m	398.10	512.22	639.30	802.54	951.40	1171.69
Sc	cm ³ /m	118.10	138.74	164.00	190.05	217.40	248.89
Sic	cm ³ /m	60.00	70.09	78.90	91.43	98.80	113.84
Vr	Kg/m	1035.00	1124.00	1213.00	1300.00	1386.00	1470.00
Ac	cm ² /m	591.90	683.35	776.50	870.96	935.00	1004.76

Deck 2" cal 18		Espesor Total de losa (cm)					
		10	11	12	13	14	15
Peso propio	Kg/m ²	191.40	210.14	239.40	256.54	287.40	302.94
Ic	cm ⁴ /m	472.70	559.04	763.70	869.26	1144.30	1264.56
Sc	cm ³ /m	128.10	146.58	177.90	199.03	236.30	259.47
Sic	cm ³ /m	74.90	77.79	99.10	100.70	125.00	124.88
Vr	Kg/m	1109.30	1223.00	1336.90	1451.00	1564.40	1678.00
Ac	cm ² /m	591.90	683.35	776.50	870.96	935.00	1004.76

Deck 2" cal 16		Espesor Total de losa (cm)					
		10	11	12	13	14	15
Peso propio	Kg/m ²	194.60	213.28	242.60	259.68	290.60	306.08
Ic	cm ⁴ /m	553.30	645.40	895.30	1004.69	1345.10	1464.83
Sc	cm ³ /m	138.60	157.49	192.00	213.47	255.20	278.29
Sic	cm ³ /m	92.10	93.51	122.00	121.14	154.10	150.45
Vr	Kg/m	1107.80	1220.00	1331.40	1443.00	1555.00	1667.00
Ac	cm ² /m	591.90	683.35	776.50	870.96	935.00	1004.76



MANUAL TECNICO DE METALDECK

TABLA DE PROPIEDADES METALDECK 3"

PROPIEDAD DEL PANEL								
CALIBRE	ESPESOR	PESO	Is	Ss (+)	Si (+)	Ss (-)	Si (-)	As
		kg/m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ² /m
22	0.75	5.22	99.82	23.60	25.00	26.34	20.59	10.62
20	0.90	6.70	124.68	30.16	30.43	31.94	26.13	12.88
18	1.20	8.90	166.74	43.87	41.34	43.17	38.28	17.06
16	1.50	11.01	109.07	54.73	51.83	54.73	51.83	21.52

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

Deck 3" cal 22		Espesor Total de losa (cm)			
		12	13	14	15
Peso propio	Kg/m ²	205.20	229.20	253.20	277.20
Ic	cm ⁴ /m	516.70	645.30	773.90	902.50
Sc _c	cm ³ /m	147.20	170.40	193.60	216.80
Si _c	cm ³ /m	60.90	69.15	77.40	85.65
Vr	Kg/m	2109.00	2204.50	2300.00	2395.50
Ac	cm ² /m	669.00	742.30	818.29	896.98

Deck 3" cal 20		Espesor Total de losa (cm)			
		12	13	14	15
Peso propio	Kg/m ²	207.10	231.10	255.10	279.10
Ic	cm ⁴ /m	572.60	717.05	861.50	1005.95
Sc _c	cm ³ /m	154.40	178.60	202.80	227.00
Si _c	cm ³ /m	69.10	78.70	88.30	97.90
Vr	Kg/m	2106.00	2200.00	2294.00	2388.00
Ac	cm ² /m	669.00	742.30	818.29	896.98

Deck 3" cal 18		Espesor Total de losa (cm)			
		12	13	14	15
Peso propio	Kg/m ²	210.50	234.50	258.50	282.50
Ic	cm ⁴ /m	673.80	845.70	1017.60	1189.50
Sc _c	cm ³ /m	167.20	193.00	218.80	244.60
Si _c	cm ³ /m	84.60	96.70	108.80	120.90
Vr	Kg/m	2103.00	2193.00	2283.00	2373.00
Ac	cm ² /m	669.00	742.30	818.29	896.98

Deck 3" cal 16		Espesor Total de losa (cm)			
		12	13	14	15
Peso propio	Kg/m ²	214.10	238.10	262.10	286.10
Ic	cm ⁴ /m	788.70	989.45	1190.20	1390.95
Sc _c	cm ³ /m	181.50	209.00	236.50	264.00
Si _c	cm ³ /m	103.00	117.85	132.70	147.55
Vr	Kg/m	2103.00	2191.00	2279.00	2367.00
Ac	cm ² /m	669.00	742.30	818.29	896.98

NOTAS DEL APENDICE 1

Is = Momento inercia de la sección de acero.	cm ⁴ /m
Ss = Módulo elástico de la sección de acero para el ala superior a flexión (+) o (-)	cm ³ /m
Si = Módulo elástico de la sección de acero para el ala inferior a flexión (+) o (-)	cm ³ /m
Ic = Momento inercia de la sección compuesta	cm ⁴ /m
Scc = Módulo elástico de la sección compuesta para la fibra superior de concreto	cm ³ /m
Sic = Módulo elástico de la sección compuesta para la fibra inferior de acero	cm ³ /m
Vr = Cortante Vertical resistente empleado en los cálculos	Kg/m

VOLUMEN TEORICO DE CONCRETO m³/m²

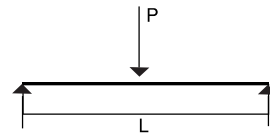
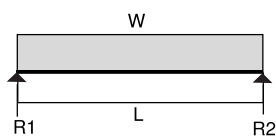
Sección estructural	Espesor total de la losa (cm)					
	10	11	12	13	14	15
METALDECK 2"	0.077	0.085	0.105	0.105	0.115	0.125
METALDECK 3"			0.0819	0.0919	0.1019	0.1119

APENDICE 2

COEFICIENTES
DE CALCULO DE CORTANTES, MOMENTOS Y DEFLEXIONES

COEFICIENTES DE CALCULO

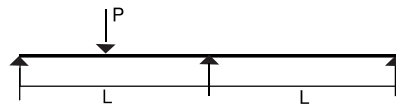
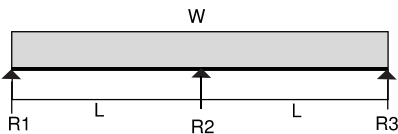
UNA LUZ



$R1 = R2 = 0.50 WL$
 $+M = 0.125 WL^2$
 $\Delta = 0.013 WL^4/EI$

$+M = 0.25 PL$

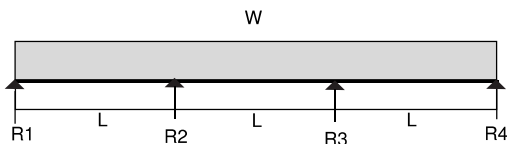
DOS LUCES



$R2 = 1.25 WL$
 $R1 = R3 = 0.375 WL$
 $+M = 0.070 WL^2$
 $-M = 0.125 WL^2$
 $\Delta = 0.0054 WL^4/EI$

$+M = 0.203 PL$
 $-M = 0.094 PL$

TRES LUCES

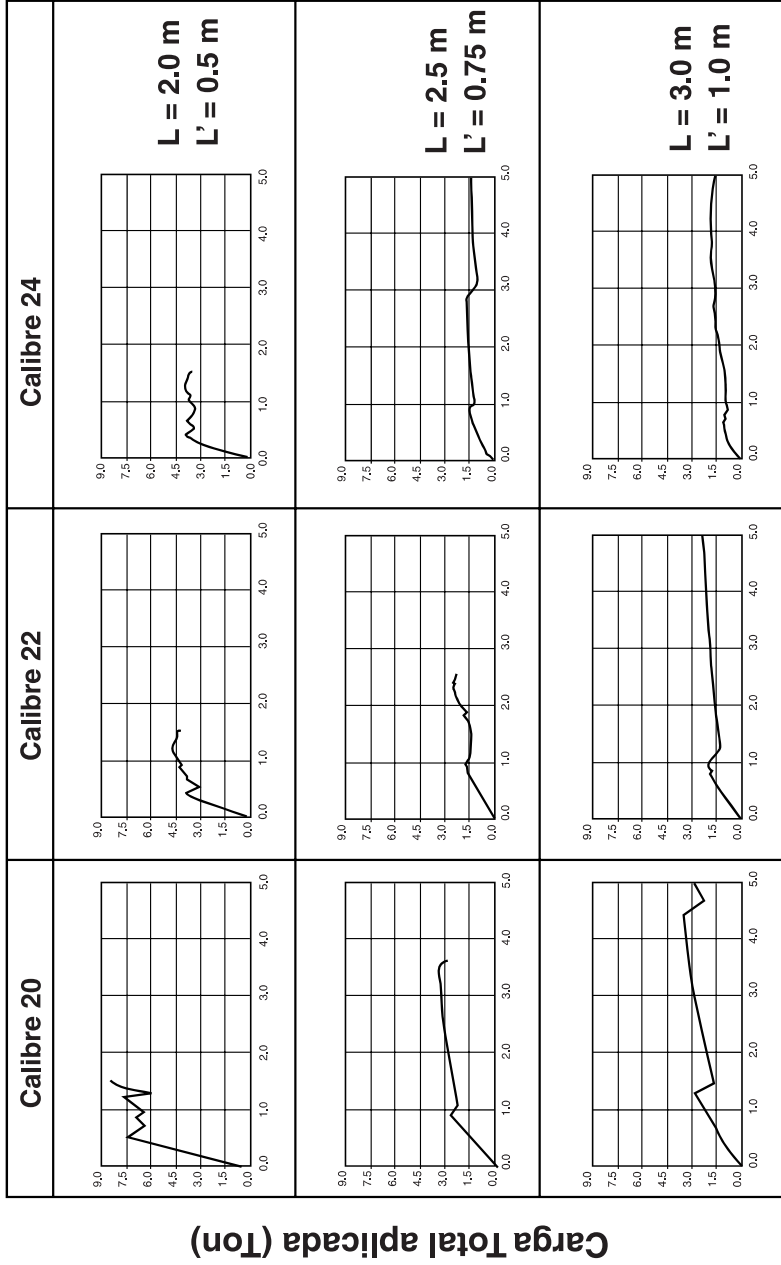


$R1 = R4 = 0.40 WL$
 $R2 = R3 = 1.10 WL$
 $+M = 0.080 WL^2$
 $-M = 0.100 WL^2$
 $\Delta = 0.0069 WL^4/EI$

$+M = 0.20 PL$
 $-M = 0.10 PL$

APENDICE 3

RESULTADO TÍPICOS DE ENSAYOS DE ADHERENCIA A CORTANTE

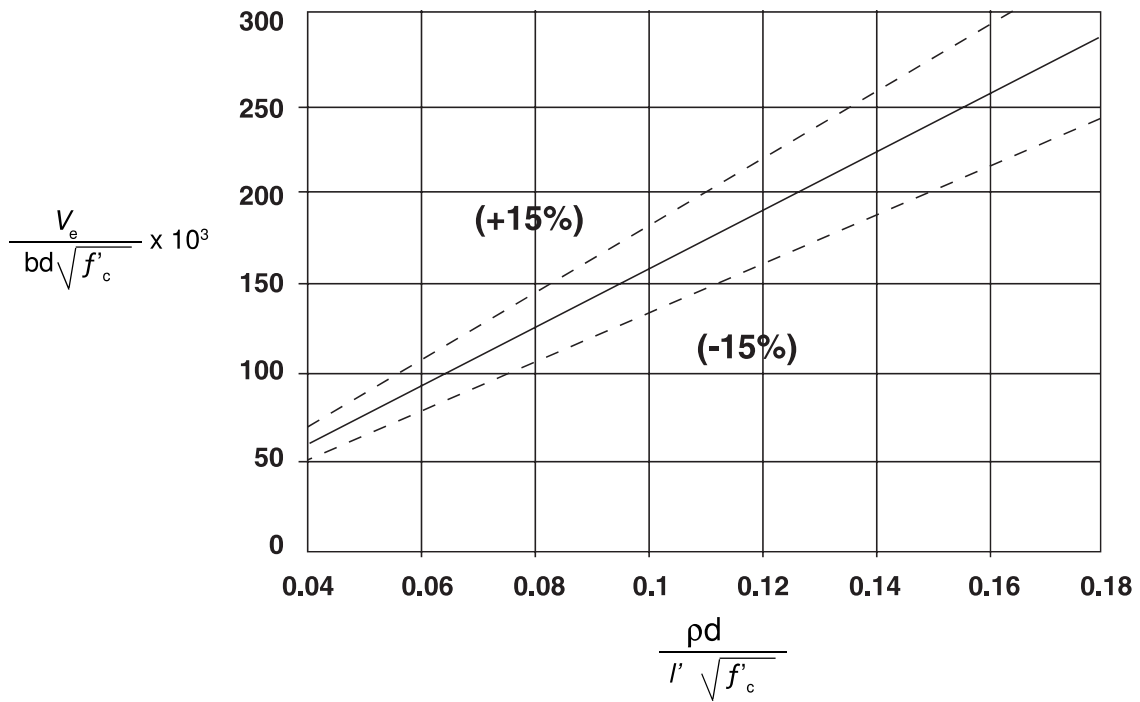


Deflexión en la mitad de la luz (cm)

ENSAYOS EXPERIMENTALES SISTEMAS METALDECK
 FIGURA No. 24 - FIGURA GENERAL DE RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE ADHERENCIA A CORTANTE
 UNIVERSIDAD DE LOS ANDES - FACULTAD DE INGENIERIA - DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL - BOGOTÁ, COLOMBIA



CALIBRE 20
m= 1399 k=-5.76 (-15%)
r=0.920 (Coeficiente de Correlacion)



ENSAYOS EXPERIMENTALES SISTEMA METALDECK

FIGURA No. 25 – CORRELACION LOSAS Calibre 20

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES – FACULTAD DE INGENIERIA DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL – BOGOTA

MANUAL TECNICO DE METALDECK

APENDICE 4

TABLAS DE AYUDA PARA DISEÑO METALDECK 2"

Calibre 22 (0.75 mm)

Luz	Espesor Total de la losa h (cm)					
	10	11	12	13	14	15
	Carga sobrepuesta(kg/m ²)					
2.0	1006	118	1209	1280	1331	1362
2.1	958	1065	1151	1219	1268	1297
2.2	915	1016	1099	1164	1032	1051
2.3	875	972	1051	955	979	997
2.4	815	863	860	908	931	947
2.5	687	765	819	866	887	902
2.6	656	731	782	826	846	860
2.7	605	670	748	790	808	921
2.8	549	608	716	756	773	785
2.9	499	553	661	724	740	752
3.0	454	503	602	669	709	720
3.1		459	549	610	681	691
3.2		418	501	557	635	664
3.3		381	457	509	580	638
3.4			417	465	530	591
3.5			380	425	484	540
3.6			347	388	435	479
3.7				352	383	423
3.8				310	335	371
3.9				272	292	323
4.0					251	278
4.1					213	237
4.2					178	199
4.3						163
	Luz Max. Sin Apuntalamiento (m)					
	2.33	2.26	2.15	2.10	2.00	1.96

Calibre 20 (0.90 mm)

Luz	Espesor Total de la losa h (cm)					
	10	11	12	13	14	15
	Carga sobrepuesta(kg/m ²)					
1035	1124	1213	1300	1386	1470	
986	1070	1155	1238	1320	1400	
941	1022	1103	1182	1260	1336	
900	977	1055	1130	1205	1278	
863	937	1011	1083	1155	1225	
828	899	970	1040	930	987	
796	865	924	840	887	942	
730	799	750	803	847	900	
646	672	717	169	811	861	
595	645	688	737	777	825	
556	619	660	707	745	791	
	595	634	679	715	760	
	557	609	653	687	730	
	511	572	628	661	702	
		525	605	636	676	
		482	580	613	651	
		442	534	566	628	
			492	521	606	
			453	479	580	
			418	435	526	
				388	471	
				343	420	
				302	372	
					328	
	Luz Max. Sin Apuntalamiento (m)					
	2.33	2.26	2.15	2.10	2.00	1.96

Calibre 18 (1.20 mm)

Luz	Espesor Total de la losa h (cm)					
	10	11	12	13	14	15
	Carga sobrepuesta(kg/m ²)					
2.0	1109	1223	1337	1451	1564	1678
2.1	1056	1165	1273	1382	1490	1598
2.2	1008	1112	1215	1319	1422	1525
2.3	965	1063	1163	1262	1360	1459
2.4	924	1019	1114	1209	1304	1398
2.5	887	978	1070	1161	1252	1342
2.6	853	941	1028	1116	1203	1291
2.7	822	906	990	1075	1159	1243
2.8	792	874	955	1036	1117	1008
2.9	765	822	922	934	898	966
3.0	737	750	860	806	862	928
3.1		668	712	775	828	892
3.2		632	685	745	797	858
3.3		587	659	718	767	826
3.4			636	692	739	796
3.5			613	661	713	768
3.6			592	611	688	741
3.7				564	665	715
3.8				522	642	662
3.9				482	621	613
4.0					584	568
4.1					542	526
4.2					503	487
4.3						448
	Luz Max. Sin Apuntalamiento (m)					
	2.33	2.26	2.15	2.10	2.00	1.96

Calibre 16 (1.50 mm)

Luz	Espesor Total de la losa h (cm)					
	10	11	12	13	14	15
	Carga sobrepuesta(kg/m ²)					
1108	1220	1331	1443	1555	1667	
1055	1162	1268	1374	1481	1588	
1007	1109	1210	1312	1414	1515	
963	1061	1158	1255	1352	1450	
923	1017	1110	1203	1296	1389	
886	976	1065	1154	1244	1334	
852	938	1024	1110	1196	1282	
821	904	986	1069	1152	1235	
791	871	951	1031	1111	1191	
764	841	918	995	1072	1150	
739	813	888	962	1037	1111	
	787	859	931	820	883	
	763	832	738	789	849	
	739	654	711	759	817	
		630	685	732	788	
		608	661	705	760	
		587	638	681	733	
			616	657	708	
			596	635	685	
			576	614	662	
				594	641	
				575	620	
				557	601	
					583	
	Luz Max. Sin Apuntalamiento (m)					
	3.52	3.29	3.14	3.07	2.95	2.90

Vibraciones

Luz	Espesor Total de la losa h (cm)				
	11	12	13	14	15
	Luz Max. Por Vibraciones (m)				
3.0	3.3	3.6	3.9	4.2	4.3

Consumo de concreto

Luz	Espesor Total de la losa h (cm)				
	11	12	13	14	15
	Consumo teórico de concreto (m ³ / m ²)				
0.077	0.085	0.095	0.105	0.115	0.125

MANUAL TECNICO DE METALDECK

TABLAS DE AYUDA PARA DISEÑO METALDECK 3"

Calibre 22 (0.75 mm)

Luz	Espesor Total de la losa h (cm)			
	12	13	14	15
	Carga sobreimpuesta(kg/m ²)			
2.0	1494	1700	1906	2112
2.1	1336	1521	1705	1890
2.2	1199	1365	1531	1684
2.3	1080	1230	1380	1460
2.4	975	1111	1216	1263
2.5	882	1006	1059	1089
2.6	800	888	920	936
2.7	727	777	796	1034
2.8	656	678	849	942
2.9	578	688	774	859
3.0	550	628	707	785
3.1	502	574	646	717
3.2	459	524	590	656
3.3	419	479	540	601
3.4	383	438	494	550
3.5	350	401	452	503
3.6	319	366	413	460
3.7		335	378	421
3.8		305	345	385
3.9		278	315	351
4.0			287	314
4.1			256	275
4.2			224	240
4.3				207
	Luz Max. Sin Apuntalamiento (m)			
	2.93	2.81	2.72	2.63

Calibre 20 (0.90 mm)

Luz	Espesor Total de la losa h (cm)			
	12	13	14	15
	Carga sobreimpuesta(kg/m ²)			
2.0	1721	1965	2208	2388
2.1	1542	1760	1979	2198
2.2	1386	1584	1781	1978
2.3	1251	1429	1608	1786
2.4	1132	1294	1456	1618
2.5	1027	1174	1322	1433
2.6	934	1068	1203	1257
2.7	851	974	1062	1100
2.8	777	889	936	960
2.9	710	795	822	834
3.0	650	703	720	935
3.1	595	621	770	858
3.2	534	627	707	788
3.3	474	575	650	724
3.4	460	529	597	666
3.5	422	486	549	613
3.6	388	447	505	564
		410	465	519
		377	427	478
		346	393	439
			361	404
			331	371
			304	340
				310
	Luz Max. Sin Apuntalamiento (m)			
	3.31	3.18	3.07	2.97

Calibre 18 (1.20 mm)

Luz	Espesor Total de la losa h (cm)			
	12	13	14	15
	Carga sobreimpuesta(kg/m ²)			
2.0	2103	2193	2283	2373
2.1	1930	2089	2174	2260
2.2	1740	1994	2075	2157
2.3	1574	1806	1985	2063
2.4	1429	1639	1850	1978
2.5	1300	1492	1684	1876
2.6	1186	1362	1538	1713
2.7	1085	1246	1407	1568
2.8	994	1142	1290	1438
2.9	912	1049	1185	1313
3.0	839	965	1091	1173
3.1	772	888	1004	1046
3.2	712	819	901	931
3.3	656	756	806	826
3.4	606	696	720	730
3.5	560	626	641	642
3.6	518	562	569	759
3.7		503	628	703
3.8		448	582	652
3.9		475	540	605
4.0			500	561
4.1			464	520
4.2			430	482
4.3				447
	Luz Max. Sin Apuntalamiento (m)			
	3.92	3.81	3.69	3.57

Calibre 16 (1.50 mm)

Luz	Espesor Total de la losa h (cm)			
	12	13	14	15
	Carga sobreimpuesta(kg/m ²)			
2.0	2103	2191	2279	2367
2.1	2003	2087	2170	2254
2.2	1912	1992	2072	2152
2.3	1829	1905	1982	2058
2.4	1753	1826	1899	1973
2.5	1625	1753	1823	1894
2.6	1486	1685	1753	1821
2.7	1363	1566	1688	1753
2.8	1252	1439	1627	1691
2.9	1153	1326	1499	1632
3.0	1063	1223	1383	1544
3.1	982	1130	1279	1427
3.2	908	1046	1184	1322
3.3	841	970	1098	1202
3.4	780	900	1019	1085
3.5	724	836	941	978
3.6	673	777	853	880
		723	771	789
		673	696	706
		612	627	797
			663	743
			619	693
			577	647
				604
	Luz Max. Sin Apuntalamiento (m)			
	4.13	4.02	3.92	3.84

Vibraciones

Luz	Espesor Total de la losa h (cm)			
	12	13	14	15
	Luz Max. Por Vibraciones			
	3.6	3.9	4.2	4.3

Consumo de Concreto

Luz	Espesor Total de la losa h (cm)			
	12	13	14	15
	Consumo teórico de concreto (m ³ / m ²)			
	0.0819	0.0919	0.1019	0.1119

NOTAS DEL APENDICE 4

Carga sobrepuesta
kg/m²

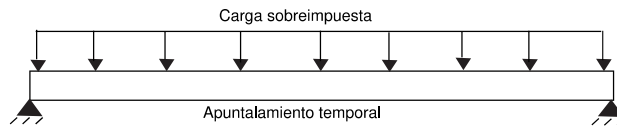
- Carga Viva
- Muros Divisorios
- Acabados
- Cielos Rasos
- Otras

- La Tabla funciona para Cargas Reales.
- Peso propio de la Lamina y Concreto ya se encuentran incluidos.

NOTA 1: Los valores de esta tabla solo serán validos si la lámina es debidamente sujeta a la estructura de soporte y tienen restricción al giro por el uso de conectores de cortante.

Nota 2: Para distancias mayores al limite de una luz, la carga sobrepuesta se calcula bajo la hipótesis de una luz simple con apuntalamiento en la mitad.

Para Cargas superiores a 980 kg/m² se debe prever efectos por flujo plástico .



APENDICE 5

EJEMPLOS DE DISEÑO

**TABLEROS DE ACERO
COMO FORMALETA**

- DEFLEXIONES ADMISIBLES

CARGAS:

- * Lámina
- * Concreto fresco.

$$\delta_{adm} = \text{menor} \left\{ \begin{array}{l} \frac{100 L_e}{180} \\ 1.9\text{cm} \end{array} \right\}$$

Donde:

L_e = Longitud de la luz libre, (m).

- ESFUERZOS ADMISIBLES
CARGA DISTRIBUIDA.

CARGAS:

- * Lámina
- * Concreto fresco.
- * 100 kg/m² (construcción)

$$0.6 f_y \leq 2530 \text{ kg/cm}^2 \quad (36 \text{ ksi})$$

- ESFUERZO ADMISIBLES
CARGA CONCENTRADA.

CARGAS:

- * Lámina
- * Concreto fresco.
- * 300 kg/m de ancho (construcción)

$$\sigma_{adm} = 1.33 (0.6f_y)$$

**TABLERO DE ACERO Y CONCRETO
COMO UNIDAD COMPUESTA**

- * Losa continua en apoyos intermedios (refuerzo negativo)
- * Luces simplemente apoyadas.

- DEFLEXIONES ADMISIBLES

CARGAS: * CARGAS SOBREPUESTAS

$$\delta_{adm} = \frac{L_e}{360} * 100$$

L_e = Longitud de la luz en metros

- ESFUERZO ADMISIBLE A TENSION
EN EL ACERO

CARGAS:

- * Peso propio (según apuntalamiento)
- * Efecto del peso al retirar el apuntalamiento
- * Carga sobreimpuesta.

$$\sigma_s = \left[\frac{M_{pp} + M'_{pp} + M_{cs}}{+S_i + S_{ic} + S_{ic}} \right] * 10^5 \leq 1.33 (0.6f_y) = 1860 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \left[\frac{M_{pp} + M'_{pp} + M_{cs}}{S_{ic}} \right] * 10^5 \leq 0.6f_y = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

- ESFUERZO ADMISIBLE A COMPRESION
EN EL CONCRETO.

CARGAS:

- * Peso propio (según apuntalamiento)
- * Efecto del peso al retirar el apuntalamiento
- * Carga sobreimpuesta.

$$\sigma_c \leq \sigma_{adm} = 0.45 f'_c \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$\sigma_c = \frac{[M_{pp} + M_{cs}] * 10^5}{S_{cc}N}$$

**TABLERO
DE ACERO Y CONCRETO
COMO UNIDAD COMPUESTA**

- RESISTENCIA DE ADHERENCIA A CORTANTE

CARGAS:

- * Efecto del peso al retirar el apuntalamiento
- * Carga sobreimpuesta.

$$v_u \leq 0.8 v_n$$

$$v_u = (1.4 \gamma \frac{W_{u,pp}b}{2 \cdot 100} L_e) + (1.7 \frac{W_{u,cs}b}{2 \cdot 100} L_e)$$

- ESFUERZOS CORTANTES EN EL CONCRETO.

CARGAS:

- * Efecto del peso al retirar el apuntalamiento
- * Carga sobreimpuesta.

$$v_u \leq 0.8 v_c$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$v_u = \frac{V_u}{A_c}$$

$$V_u = 1.4 V_{u,pp} + 1.7 V_{u,cs}$$

$$V_{u,pp} = 0 \quad \text{Sin apuntalamiento}$$

$$V_{u,pp} = 5/16 W_{pp} L_e \quad \text{Con apuntalamiento en el centro de la luz}$$

$$V_{u,cs} = \frac{W_{u,cs} L_e}{2}$$

**TABLERO
DE ACERO Y CONCRETO COMO
UNIDAD COMPUESTA**

- FLEXION – METODO DE LA RESISTENCIA ULTIMA.

CARGAS:

- * Peso propio (según apuntalamiento)
- * Efecto del peso al retirar el apuntalamiento
- * Carga sobreimpuesta.

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} \right) \left(\frac{h - d_d}{d} \right)$$

$$\rho = \left(\frac{A_s}{bd} \right)$$

Si $\rho < \rho_b$ Losa subreforzada

donde:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (\text{cm})$$

$$M_u = 1.4 M_{pp} + 1.4 M'_{pp} + 1.7 M_{cs}$$

$$M_u \leq 0.9 M_n$$

Si $\rho > \rho_b$ Losa sobrerreforzada
(caso: todas las cargas compuestas)

$$M_n = 0.85 f'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) \cdot 10^{-5}$$

donde:

$$a = \beta_1 c$$

$$c = k_u d$$

$$k_u = \sqrt{\rho \Lambda + \left(\frac{\rho \Lambda}{2} \right)^2} - \frac{\rho \Lambda}{2}$$

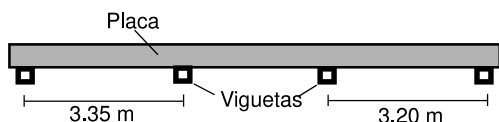
$$\Lambda = \frac{\epsilon_c E_s}{0.85 \beta_1 f'_c}$$

$$M_u = 1.4 M_{pp} + 1.4 M'_{pp} + 1.7 M_{cs}$$

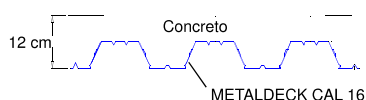
$$M_u \leq 0.9 M_n$$

EJEMPLO DE DISEÑO 1

Condiciones de Apoyo



Sección Transversal



DADO

Metaldeck 2" Cal 16
Espesor Total de Losa : 12 cm

LUZ

Entre Apoyos : 3,35 m
Libre (L) : 3,20 m

CONCRETO

f'_c : 210 kg/cm²
 γ_c : 2'077.500 kg cm³

ACERO

F_y : 2325 kg/cm²
 E_s : 2.077.500 kg/cm²

REQUERIDO

* VERIFICAR LAS DEFLEXIONES Y LOS ESFUERZOS ADMISIBLES DEL TABLERO DE ACERO ACTUANDO COMO FORMALETA.

* ENCONTRAR LA MAXIMA CARGA SOBREPUESTAS (w_{cs}) QUE RESISTE LA SECCION.

TABLERO DE ACERO COMO FORMALETA

• DEFLEXIONES ADMISIBLES

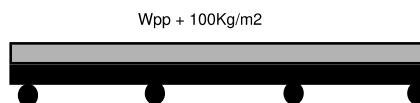


$$\delta_{adm} \begin{cases} \frac{L_e}{180} * 100 = \frac{3.2}{180} * 100 = 1.78 \text{ cm} \leftarrow \text{menor} \\ 1.9 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\delta_{cal} = \frac{\text{Coef} * (w_{pp}/100) * L^4 * 10^8}{E_s I_s} = \frac{0.0069 * 242.6 * 1 * 3.2^4 * 10^6}{2077500 * 95,32}$$

$$\delta_{cal} = 0.89 \text{ cm} < 1.78 \text{ cm} \quad \mathbf{Ok}$$

• ESFUERZOS ADMISIBLES - CARGA DISTRIBUIDA



$$\sigma_{adm} = 0.6 f_y = 1400 \text{ kg/cm}^2 < 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (36ksi)}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{\text{Coef} * [(w_{pp} + 100 \text{ kg/m}) / 1000] * L^2}{S_{min}} * 10^5$$

Momento positivo

$$\sigma_{cal} = \frac{\text{Coef} * (w_{pp} + 100 \text{ kg/m}) * L^2}{- S_{min}} * 100$$

$$\sigma_{cal} = \frac{0.08 * (242.6 + 100) * 3.2^2}{35.0} * 100$$

$$\sigma_{cal} = 801.88 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \quad \mathbf{Ok}$$

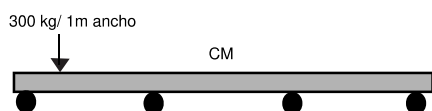
Momento Negativo

$$\sigma_{cal} = \frac{\text{Coef} \cdot (w_{pp} + 100 \text{ kg/m}) \cdot L^2}{S_{min}} \cdot 100$$

$$\sigma_{cal} = \frac{0.1 \cdot (242.6 + 100) \cdot 3.2^2}{34.78} \cdot 100$$

$$\sigma_{cal} = 1008.69 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \text{ Ok}$$

- ESFUERZOS ADMISIBLES – CARGA CONCENTRADA.



$$\sigma_{adm} = 1.33(0.6f_y) = 1860 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cal} = \frac{(\text{Coef} \cdot w_{pp} \cdot L^2 / 1000) + (\text{Coef} \cdot 300 \text{ kg} / 1000)}{S_{min}} \cdot 10^5$$

Momento Positivo

$$\sigma_{cal} = \frac{(\text{Coef} \cdot w_{pp} \cdot L^2 / 1000) + (\text{Coef} \cdot 300 \text{ kg} / 1000)}{S_{min}} \cdot 10^5$$

$$\sigma_{cal} = \frac{(0.08 \cdot 242.6 \cdot 3.2^2) + (0.2 \cdot 300 \cdot 3.2)}{35} \cdot 100$$

$$\sigma_{cal} = 1116.39 \text{ kg/cm}^2 \leq 1860 \text{ kg/cm}^2$$

Momento Negativo

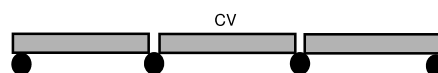
$$\sigma_{cal} = \frac{(\text{Coef} \cdot w_{pp} \cdot L^2 / 1000) + (\text{Coef} \cdot 300 \text{ kg} / 1000)}{S_{min}} \cdot 10^5$$

$$\sigma_{cal} = \frac{(0.1 \cdot 242.6 \cdot 3.2^2) + (0.1 \cdot 300 \cdot 3.2)}{34.78} \cdot 100$$

$$\sigma_{cal} = 990.29 \text{ kg/cm}^2 \leq 1860 \text{ kg/cm}^2$$

TABLERO DE ACERO Y CONCRETO COMO UNIDAD COMPUESTA

- DEFLEXIONES ADMISIBLES



$$\delta_{adm} = \frac{L_e}{360} \cdot 100 = \frac{3.2}{360} \cdot 100 = 0.89 \text{ cm}$$

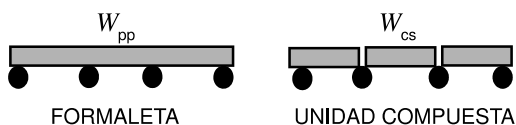
$$\delta_{cal} = \frac{\text{Coef} \cdot w_{cs} \cdot L^4}{E_s \cdot I_c} \cdot 10^6 = \delta_{adm}$$

$$W_{cs} = \frac{\delta_{adm} \cdot E_s \cdot I_c}{\text{Coef} \cdot L^4 \cdot 10^6}$$

$$W_{cs} = \frac{0.89 \cdot 2077500 \cdot 895.3}{0.013 \cdot 3.2^4 \cdot 10^6}$$

$$W_{cs} = 1214.3 \text{ kg/m}^2$$

- ESFUERZO ADMISIBLE A TENSION EN EL ACERO.



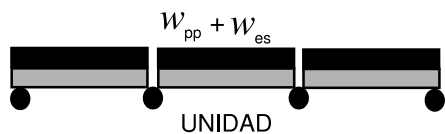
$$\left(\frac{M_{pp}}{S_i} + \frac{M'_{pp} + M_{cs}}{S_{ic}} \right) * 10^5 < 1.33(0.6f_y) = 1860 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{M_{pp}}{S_i} + \frac{M_{cs}}{S_{ic}} < 1860 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_{cs} = \frac{1000 * 1860 * S_{ic}}{10^5 * \text{Coef} * L^2} - \frac{\text{Coef} * W'_{pp} * S_{ic}}{\text{Coef} * S_i}$$

$$W_{cs} = \left(\frac{1860 * 122}{100 * 0.125 * 3.2^2} \right) - \left(\frac{0.08 * 242.6 * 122}{0.125 * 37.96} \right)$$

$$W_{cs} = 1273.81 \text{ kg/m}^2$$



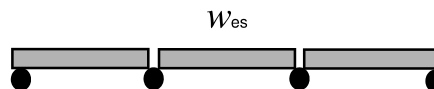
$$\left(\frac{M_{pp} + M'_{pp} + M_{cs}}{S_{ic}} \right) < 0.6f_y = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_{cs} = \frac{1400 * S_{ic} * 1000}{\text{Coef} * L^2 * 10^5} - W'_{pp}$$

$$W_{cs} = \frac{1400 * 122}{0.125 * 3.2^2 * 100} - 242.6$$

$$W_{cs} = 1091.78 \text{ kg/m}^2$$

- ESFUERZO ADMISIBLE A COMPRESION EN EL CONCRETO



$$\sigma_{adm} = 0.45 f'_c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

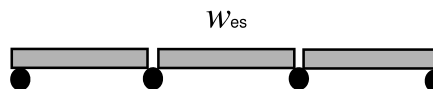
$$\sigma_{adm} = \frac{(M'_{pp} + M_{cs}) * 10^5}{N * S_{cc}}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{\text{Coef} * W_{cs} * L^2 / 1000 * 10^5}{N * S_{cc}}$$

$$W_{cs} = \frac{94.5 * N * S_{cc}}{\text{Coef} * L^2 * 100} = \frac{94.5 * 11 * 192}{0.125 * 3.2^2 * 100}$$

$$W_{cs} = 1559.2 \text{ kg/m}^2$$

- RESISTENCIA DE ADHERENCIA CORTANTE



$$V_{adm} = V_R$$

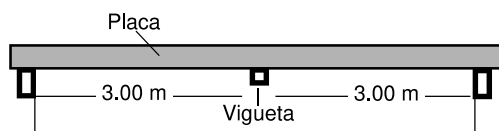
$$V_R = \frac{W'_{pp} + W'_{cs} * L}{2}$$

$$W'_{cs} = \frac{2 * V_R}{L} = \frac{2 * 1331.4}{3.2}$$

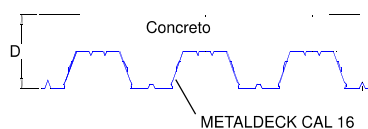
$$W_{cs} = 832.12 \text{ kg/m}^2 \text{ controla}$$

EJEMPLO DE DISEÑO 2

CONDICIONES DE APOYO



SECCION TRANSVERSAL



DADO

CARGAS

Carga Muerta Sobreimpuesta

Muros Divisorios : 150 kg/m²

Acabados : 100 kg/m²

Carga Viva (oficinas) : 200 kg/m²

Total Carga Sobreimpuesta (w_{cs}): 450 kg/m²

LUZ

Entre Apoyo : 3.15 m

Libre (L) : 3.00 m

CONCRETO

f'_c : 210 kg/cm²

Υ_c : 2.4 ton/m³

ACERO

f_y : 2325 kg/cm²

E : 2077500 kg/cm²

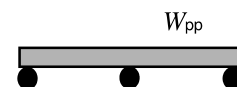
REQUERIDO

* DADAS LAS CONDICIONES DE CARGA Y APOYOS ENCONTRAR LA SECCION TRANSVERSAL ADECUADA

TABLERO DE ACERO COMO FORMAleta

- PREDIMENSIONAMOS PARA UNA CARGA MUERTA (TABLERO + CONCRETO FRESCO) DE 240 kg/m².

- DEFLEXIONES ADMISIBLES.

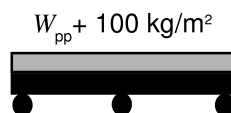


$$\delta_{adm} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_e}{180} = \frac{3.0}{180} * 100 = 1.67 \text{ cm} \leftarrow \text{menor} \\ 1.9 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$I_s = \frac{\text{Coef} * (w_{pp}/100) * L^4}{\delta_{adm} E_s} * 10^8$$

$$I_s = \frac{0.0054 * 240 * 3.0^4}{1.67 * 2077500} * 10^6 = 30.26 \text{ cm}^4$$

- ESFUERZOS ADMISIBLES – CARGA DISTRIBUIDA



$$\sigma_{adm} = 0.6 f_y = 1400 \text{ kg/cm}^2 < 2530 \text{ kg/cm}^2 \quad (36 \text{ ksi})$$

$$S_{min} = \frac{\text{Coef} * \frac{(W_{pp} + 100 \text{ kg/m}) * L^2}{1000}}{\sigma_{adm}} * 10^5$$

Momento Positivo

$$+ S_{min} = \frac{0.07 * (240 + 100) * 3.0^2}{1400} * 100$$

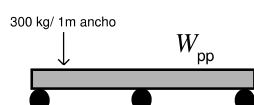
$$+ S_{min} = 15.30 \text{ cm}^3$$

Momento Negativo

$$- S_{\min} = \frac{0.125 \cdot (240 + 100) \cdot 3.0^2}{1400} \cdot 100$$

$$- S_{\min} = 27.32 \text{ cm}^3$$

- ESFUERZO ADMISIBLES - CARGA CONCENTRADA.



$$\sigma_{adm} = 1.33 (0.6 f_y) = 1860 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_{\min} = \frac{(\text{Coef} \cdot \frac{W_{pp}}{1000} \cdot L^2) + (\text{Coef} \cdot \frac{300 \text{ kg}}{1000} \cdot L)}{S_{adm}} \cdot 10^5$$

Momento Positivo

$$+ S_{\min} = \frac{(0.096 \cdot 240 \cdot 3.0^2) + (0.203 \cdot 300 \cdot 3.0)}{1860} \cdot 100$$

$$+ S_{\min} = 20.97 \text{ cm}^3$$

Momento Negativo

$$- S_{\min} = \frac{(0.063 \cdot 240 \cdot 3.0^2) + (0.094 \cdot 300 \cdot 3.0)}{1860} \cdot 100$$

$$- S_{\min} = 11.86 \text{ cm}^3$$

- SE ESCOGE UN PERFIL

Metaldeck 2'' calibre 18

RESUMEN

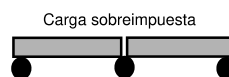
CONCEPTO	PARAMETRO	SOLICITADO	SUMINISTRADO
Deflexión Admisible	ls	30.26 cm ⁴	76.20 cm ⁴
Esfuerzo Admisible			
Carga Concentrada	+S _{min}	20.97 cm ³	28.23 cm ³
Esfuerzo Admisible			
Carga Distribuida	-S _{min}	27.32 cm ³	27.90 cm ³

NOTA: SE ESTA TRABAJANDO SIN APUNTALAMIENTO

TABLERO DE ACERO Y CONCRETO COMO UNIDAD COMPUESTA

- * Luces simplemente apoyadas.

- DEFLEXIONES ADMISIBLES



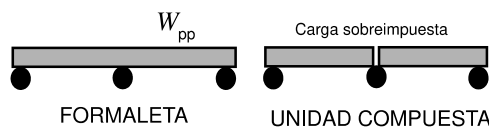
$$\delta_{adm} = \frac{L_e}{360} \cdot 100 = \frac{3.0}{360} \cdot 100 = 0.83 \text{ cm}$$

$$I_c = \frac{\text{Coef} \cdot \frac{W_{cs}}{100} \cdot L^4}{\delta_{adm} \cdot E_s} \cdot 10^8$$

$$I_c = \frac{0.013 \cdot 450 \cdot 3.0^4}{0.83 \cdot 2077500} \cdot 10^6$$

$$I_c = 274.8 \text{ cm}^4$$

- ESFUERZO ADMISIBLE A TENSION EN EL ACERO



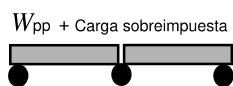
$$\left(\frac{M_{pp}}{S_i} + \frac{M_{pp} + M_{cs}}{S_c} \right) \cdot 10^5 \leq 1.33 (0.6 f_y) = 1860 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left[\frac{(\text{Coef} \cdot \frac{W_{pp}}{1000} \cdot L^2) + (\text{Coef} \cdot \frac{W_{cs}}{1000} \cdot L^2)}{S_i} \right] \cdot 10^5 = 1860 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left[\frac{0.07 \cdot 240 \cdot 3.0^2}{30.48} + \frac{0.125 \cdot 450 \cdot 3.0^2}{S_c} \right] \cdot 100 = 1860$$

$$S_c = 37.12 \text{ cm}^3$$

$$\left(\frac{M_{pp} + M_{pp}^1 + M_{cs}}{S_{ic}} \right) * 10^5 \leq 0.6 f_y = 1400 \text{ kg/cm}^2$$



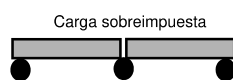
UNIDAD

$$\frac{\text{Coef} * \left(\frac{W_{pp} + W_{cs}}{1000} \right) * L^2}{S_{ic}} * 10^5 = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{0.125 * (240 + 450) * 3.0^2 * 100}{S_{ic}} = 1400$$

$$S_{ic} = 55.45 \text{ cm}^3$$

- ESFUERZO ADMISIBLE A COMPRESION EN EL CONCRETO.



$$\sigma_{adm} = 0.45 f_c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

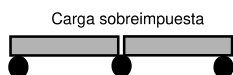
$$\frac{M_{pp} + M_{cs}}{N S_{cc}} * 10^5 \leq S_{adm}$$

$$\frac{\text{Coef} * \frac{W_{cs}}{1000} * L^2}{N S_{cc}} * 10^5 = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_{cc} = 48.70 \text{ cm}^3$$

- RESISTENCIA DE ADHERENCIA A CORTANTE

$$V_R = \frac{W_{cs} L_e}{2}$$



$$V_R = \frac{450 * 3.0}{2} = 675 \text{ kg/m}$$

- SE ESCOGE UN PERFIL METALDECK 2" CALIBRE 18 CON UN ESPESOR TOTAL DE LOSA DE 11 cm.

$$(W_{pp} = 239.4 < 240 \text{ kg/m}^2; \quad W_{cs} = 750 \text{ kg/m}^2 > 450 \text{ kg/m}^2)$$

NOTA: ES NECESARIO CHEQUEAR LOS ESFUERZOS CORTANTES EN EL CONCRETO Y LA RESISTENCIA DE LA SECCION POR EL METODO DE RESISTENCIA ULTIMA.

RESUMEN

CONCEPTO	PARAMETRO	SOLICITADO	SUMINISTRADO
Deflexión Admisible	Ic	274.80 cm ²	472.70 cm
Esfuerzo Admisible			
Tensión en el Acero	Sic	55.45 cm ²	74.90 cm ²
Esfuerzo Admisible	Scc	48.70 cm ²	177.90 cm ²
Compresión en el Concreto			
Resistencia de Adherencia a Cortante	Vr	675 kg/m	1109.30 kg/m

SI SE APUNTALA EN LA MITAD DE LA LUZ SE PUEDE EMPLEAR UN METALDECK 2" CALIBRE 20 CON ESPESOR TOTAL DE LOSA DE 11 cm.

$$(W_{pp} = 206.93 < 240 \text{ kg/m}^2; \quad W_{cs} = 619 \text{ kg/m}^2 > 450 \text{ kg/m}^2)$$

**TABLERO
DE ACERO Y CONCRETO
COMO UNIDAD COMPUESTA**

*Apuntalando en la mitad de la luz.

- DEFLEXIONES ADMISIBLES

$$\sigma_{adm} = \frac{L_e}{360} * 100 = \frac{3.0}{360} * 100 = 0.83 \text{ cm}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{(\text{Coef} * W_{cs} * L^4)}{E_s * I_c} * 10^6$$

$$\sigma_{cal} = \frac{0.013 * 450 * 3.0^4}{2077500 * 512.22} * 10^6$$

$$\sigma_{cal} = 0.44 \text{ cm} < 0.83 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

- ESFUERZO ADMISIBLE A TENSION EN EL ACERO

$$\left(\frac{M_{pp}}{S_i} + \frac{M'_{pp} + M'_{cs}}{S_{ic}} \right) * 10 < 1.33(0.6f_y) = 1860 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left[\frac{0.02 * \frac{W_{pp}}{1000} * L^2}{S_i} + \frac{0.156 * \frac{W'_{pp}}{1000} * L^2}{S_{ic}} + \frac{0.125 * \frac{W_{pp}}{1000} * L^2}{S_{ic}} \right]$$

$$* 10^5 < 1860 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left[\frac{0.02 * 206.9 * 3.0^2}{22.96} + \frac{0.156 * 206.9 * 3.0^2}{70.09} + \frac{0.125 * 450 * 3.0^2}{70.09} \right]$$

$$* 100 < 1860 \text{ kg/cm}^2$$

$$1298.9 \text{ kg/cm}^2 < 1860 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\left(\frac{M_{pp} + M'_{pp} + M'_{cs}}{S_{ic}} \right) * 10 < 0.6f_y = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left[\frac{0.125 * \frac{W_{pp} + W_{ccs}}{1000} * L^2}{S_{ic}} \right] * 10^5 < 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{0.125 * (206.9 + 450) * 3.0^2}{70.09} * 100 < 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$1054.37 \text{ kg}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

- ESFUERZOS ADMISIBLE A COMPRESION EN EL CONCRETO

$$\sigma_{adm} = 0.45f'_c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{M'_{pp} + M_{cs}}{N S_{cc}} * 10^5 < \sigma_{adm} = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{(0.156 * \frac{W'_{pp}}{1000} * L^2) + (0.156 * \frac{W_{cs}}{1000} * L^2)}{N S_{cc}} * 10^5 \leq 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 60.43 \text{ kg/cm}^2 < 94.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

- FLEXION - METODO DE LA RESISTENCIA

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} \right) \left(\frac{h - d_d}{d} \right)$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{E_s \epsilon_c}{E_s \epsilon_c + f_y} \right) \left(\frac{h - d_d}{d} \right)$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \left(\frac{210}{2325} \right) \left(\frac{2077500 * 0.003}{(2077500 * 0.003) + 2325} \right) \left(\frac{11 - 5.09}{8.46} \right)$$

$$\rho_b = 0.0332$$

$$\rho_b = \left(\frac{A_s}{bd} \right) = \left(\frac{11.37}{100 * 8.46} \right) = 0.0134 < 0.0430$$

LOSA SUBREFORZADA

$$a = \left(\frac{As f_y}{0.85 f'_{cb}} \right) = \left(\frac{11.34 * 2325}{0.85 * 210 * 100} \right) = 1.47 \text{ cm}$$

$$M_n = \frac{As (d - \frac{a}{2})}{f_y}$$

$$M_n = 11.34 * 2325 * \left(8.46 - \frac{1.47}{2} \right) = 203673.48 \text{ kgcm}$$

$$0.9 M_n = 1.83 \text{ tonm}$$

$$M_u = 1.4 M_{pp} + 1.7 M_{cs}$$

$$M_u = \left(1.4 * \left(0.125 * \frac{W_{pp}}{1000} L^2 \right) + 1.7 * \left(0.125 * \frac{W_{cs}}{1000} L^2 \right) \right) * 10^5$$

$$M_u = \left[(1.4 * 0.125 * 206.9 * 3^2) + (1.7 * 0.125 * 450 * 3.0^2) * 100 \right]$$

$$M_u = 1.18 \text{ tonm}$$

$$M_u < 0.9 M_n$$

$$1.18 \text{ tonm} < 1.83 \text{ tonm}$$

• RESISTENCIA DE ADHERENCIA A CORTANTE

$$V = V_{pp} + V_{cs} \leq V_R$$

$$V = \left(\frac{5}{16} W_{pp} L \right) + \left(\frac{1}{2} W_{cs} L \right) < 1213 \text{ kg/m}$$

$$V = 868.96 \text{ kg/m}$$

• ESFUERZO CORTANTES EN EL CONCRETO

$$v_u \leq 0.8 V_c$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_{c'}} = 0.53 \sqrt{210} = 7.68 \text{ kg / cm}^2$$

$$0.8 V_c = 6.14 \text{ kg / cm}^2$$

$$v_u = \frac{V_u}{A_c}$$

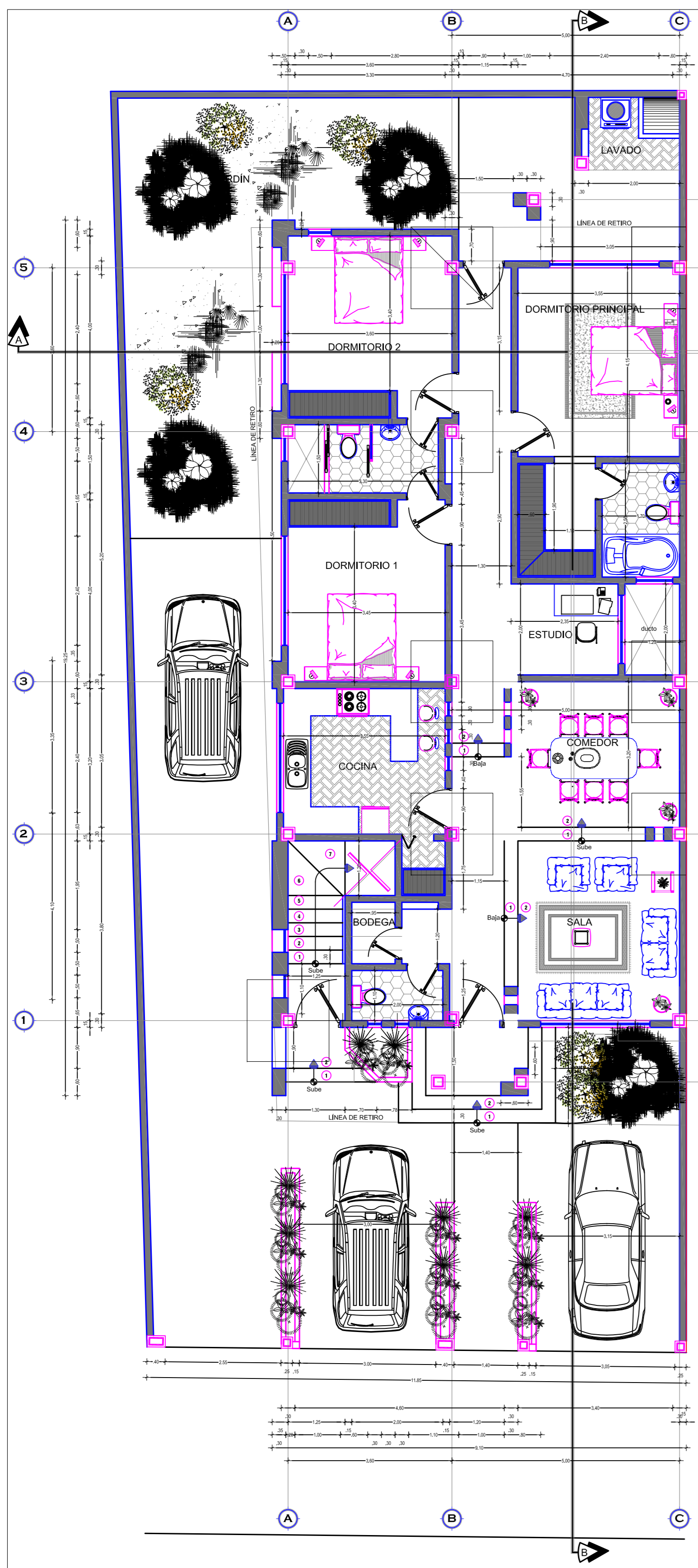
$$V_u = 1.4 V_{u,pp} + 1.7 V_{u,cs}$$

$$V_u = 1.4 \left(\frac{5}{16} W_{pp} L \right) + 1.7 \left(\frac{1}{2} W_{cs} L \right)$$

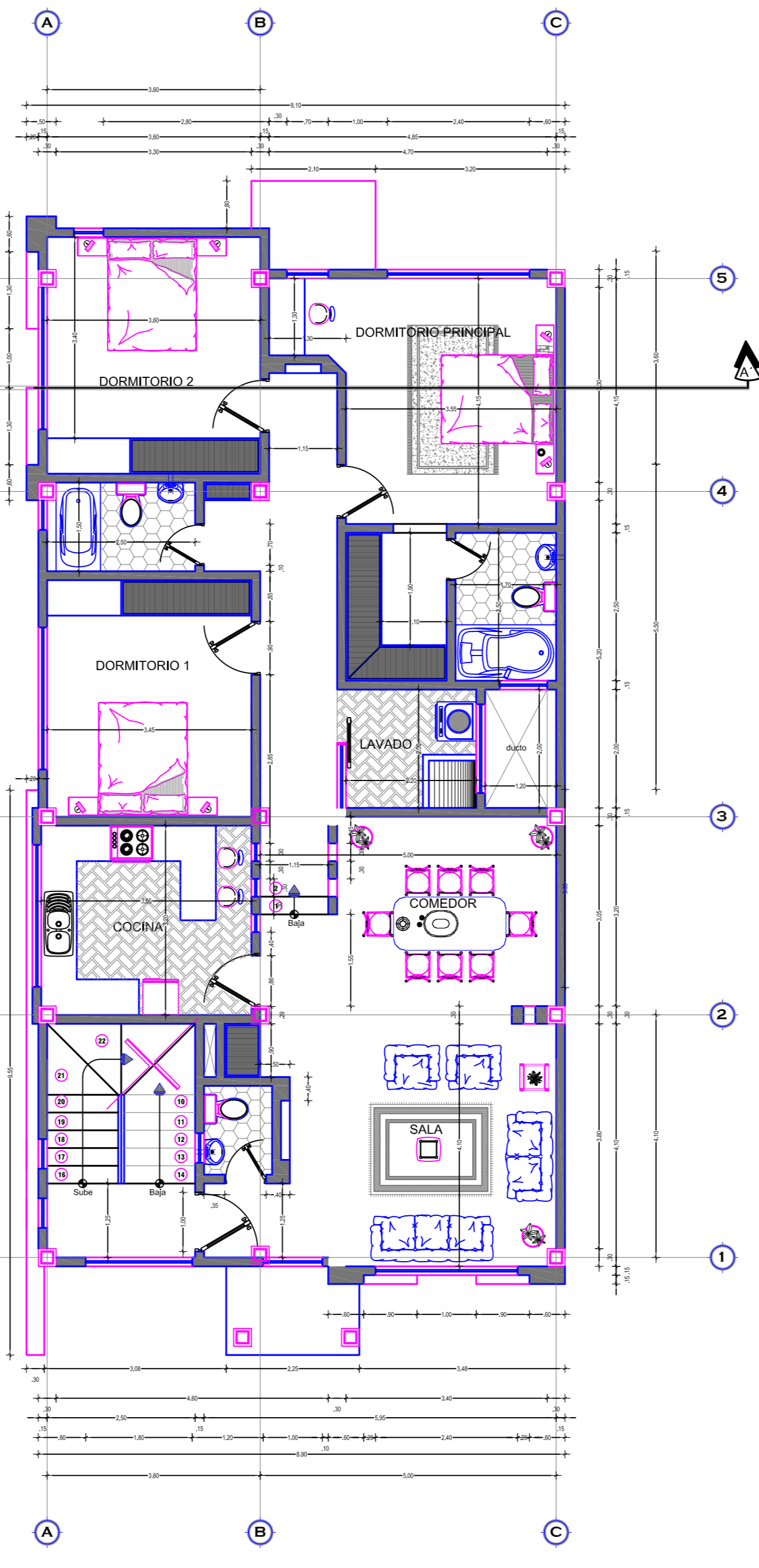
$$V_u = 1.4 * \left(\frac{5}{16} * 206.9 * 3.0 \right) + 1.7 * \left(\frac{1}{2} * 450 * 3.0 \right) = 1419.05 \text{ kg/m}$$

$$A_c = 683.3 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{Tabla Página 41}$$

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} = \frac{1419.05}{683.3} = 2,076 \text{ kg / cm}^2 < 6.14 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{OK}$$

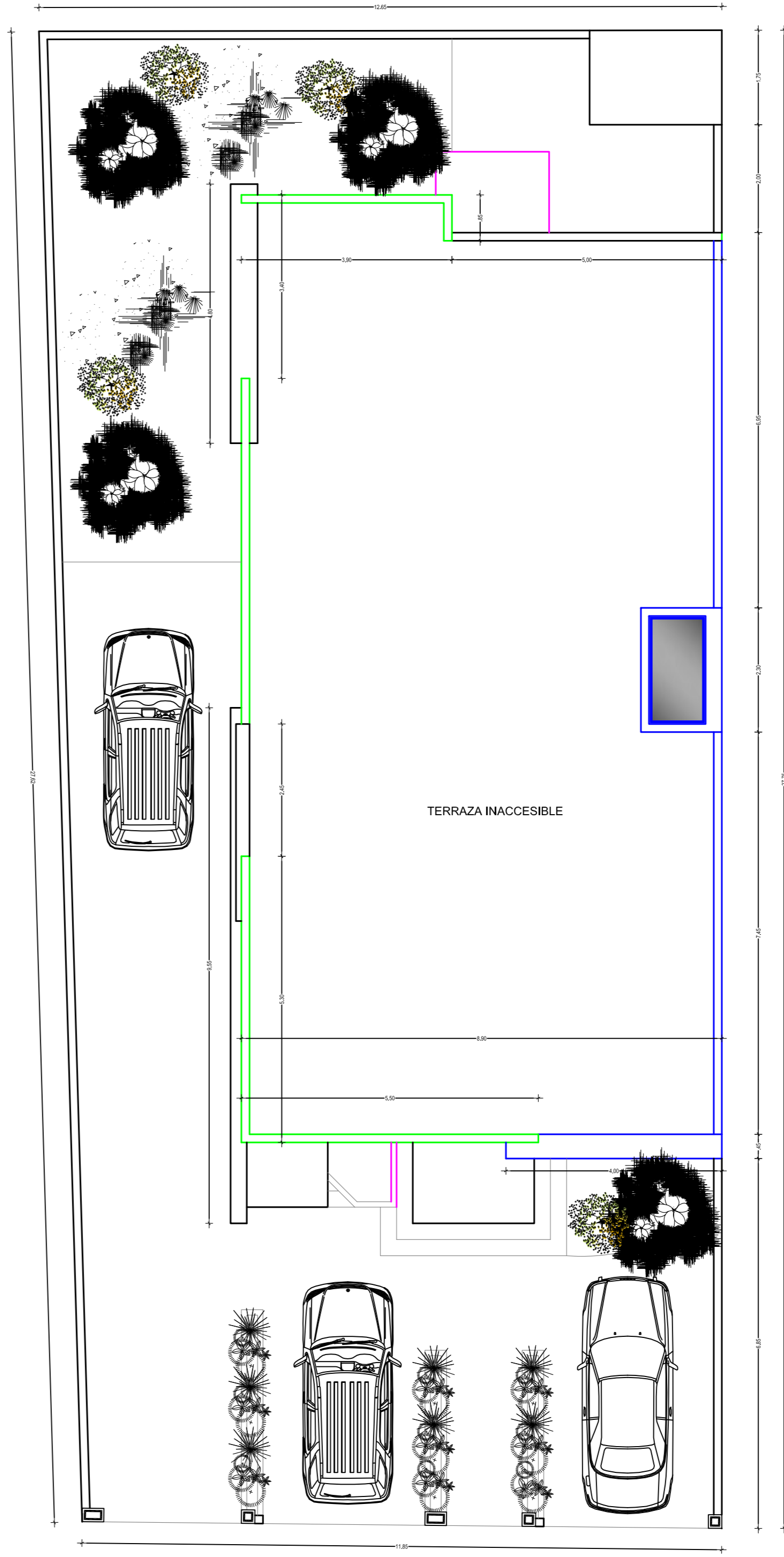


PLANTA BAJA
ESCALA 1 : 75

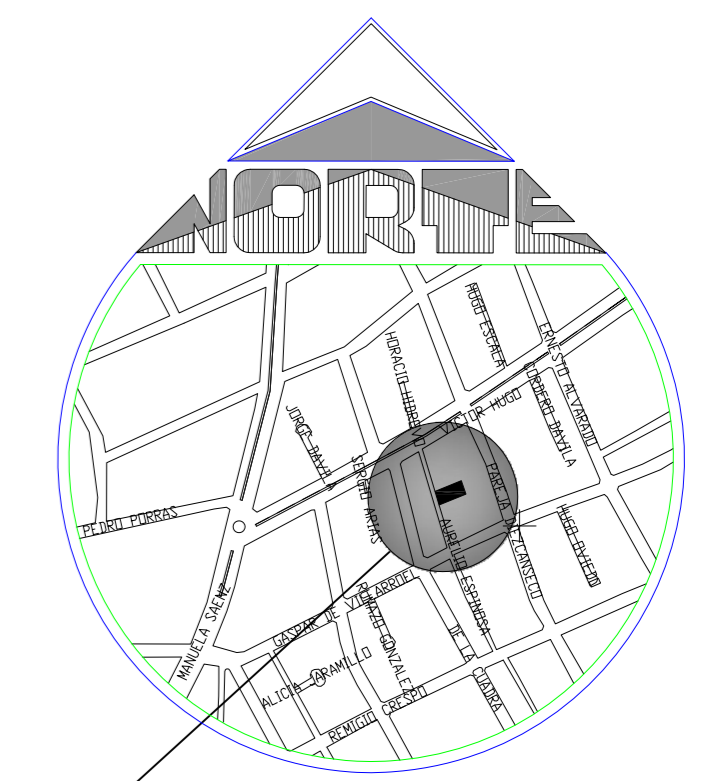


PLANTA ALTA TIPO
ESCALA 1 : 75

CUADRO DE ÁREAS		
DESCRIPCIÓN	ÁREA	COS %
PLANTA BAJA	148.00 m2	43.60
PRIMERA PLANTA ALTA	147.00 m2	43.30
SEGUNDA PLANTA ALTA	147.00 m2	43.30
ÁREA TOTAL DE CONSTRUCCIÓN	442.00 m2	
ÁREA DE TERRENO	339.00 m2	



PLANTA DE CUBIERTAS Y EMPLAZAMIENTO
ESCALA 1 : 75



PROPIEDAD DEL
SR. ALEJANDRO SIERRA

UBICACIÓN

Especificaciones Técnicas	
RUBRO	ESPECIFICACIONES
ESTRUCTURA	HORMIGÓN ARMADO
PAREDES	MAMPOSTERÍA DE LADRILLO
CUBIERTA	LOSA
ENLACEZOS	CEMENTO
REVESTIMIENTOS	CEMENTO
CONTRAPISOS (INT.)	H ₀ SIMPLE
PISOS-BANOS	CERÁMICO
PISOS INTERIORES	PALETEADO CEMENTO-ARENA
PISOS EXTERIORES	RESANADO DE CEMENTO
CIELOSASOS	CHAMPEADO FINO
PUERTAS (INT.)	MADERA
VENTANAS	ALUMINIO Y VIDRIO
PASAMANOS	TUBO HG 3"
ESCALERAS	HORMIGÓN ARMADO
REVESTIMIENTO ESCALERAS	CERÁMICO
VIC. TANGUE BAÑO	FV
LAVAMANOS	FV
INSTALACIONES	EMPOTRADAS
PINTURA PAREDES	LATEX DE CAUCHO

Proyecto:
EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS CON PORTICOS SMF EN ACERO

Nombre:
Egdo. Santiago Perez

Contenido:
Planta Baja
Planta Alta Tipo
Cubierta
Cuadro de Áreas
Especificaciones Técnicas

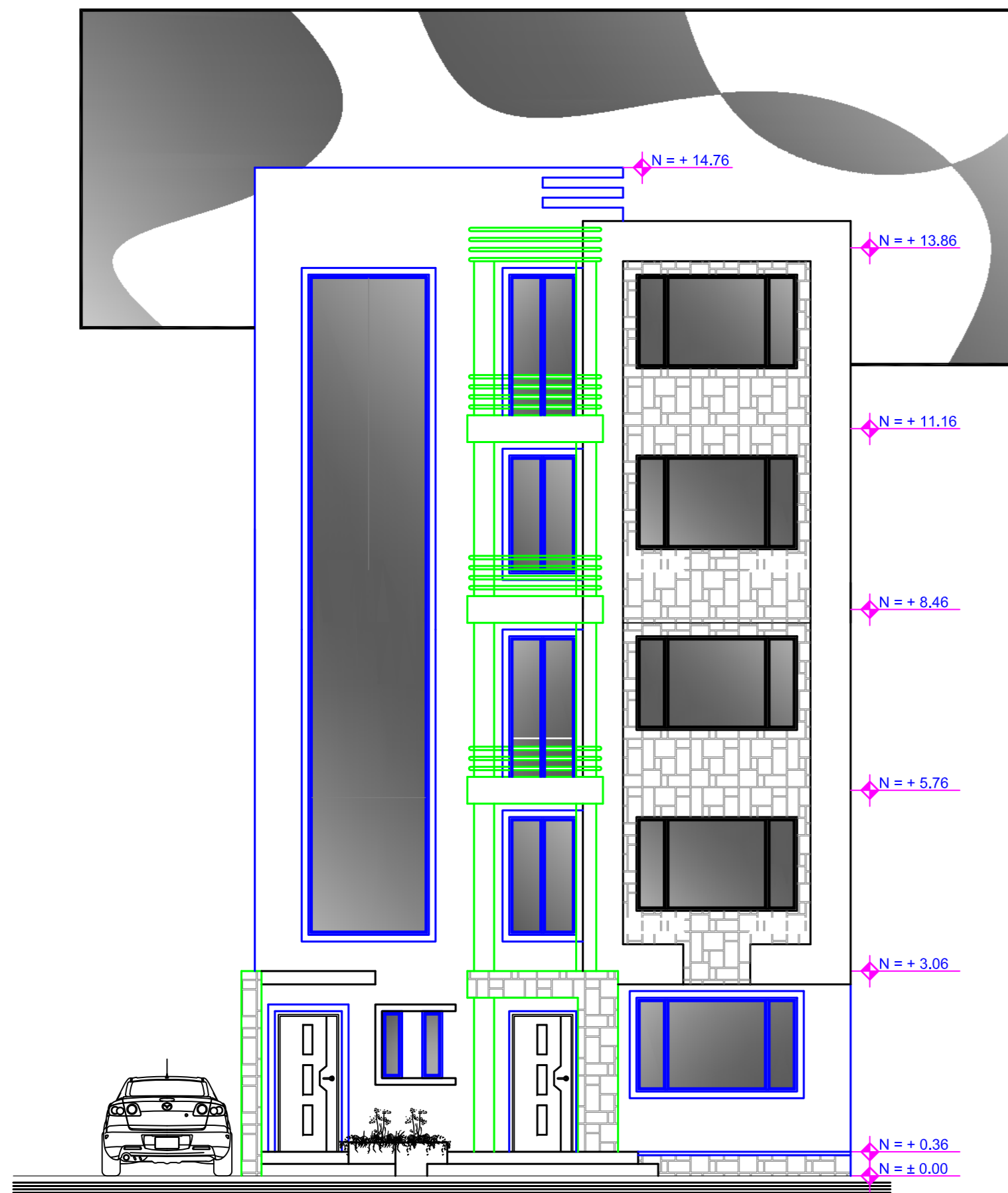
Fecha:
Octubre 2014

Universidad Técnica de Ambato

Escuela:
1 : 75

Objeto:
Santiago Perez

Libro
1
de
2



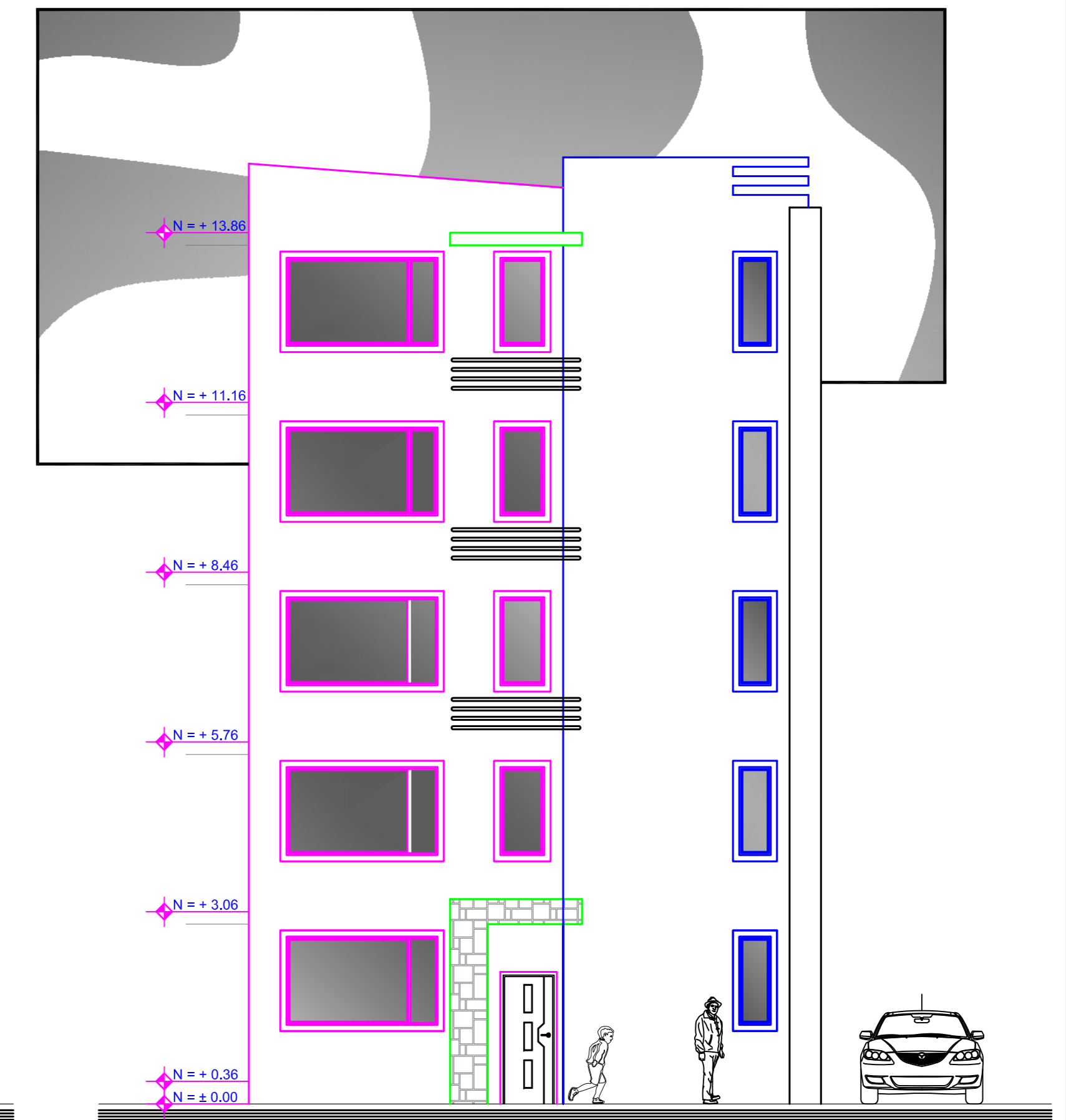
ELEVACIÓN PRINCIPAL

ESCALA 1 — 75



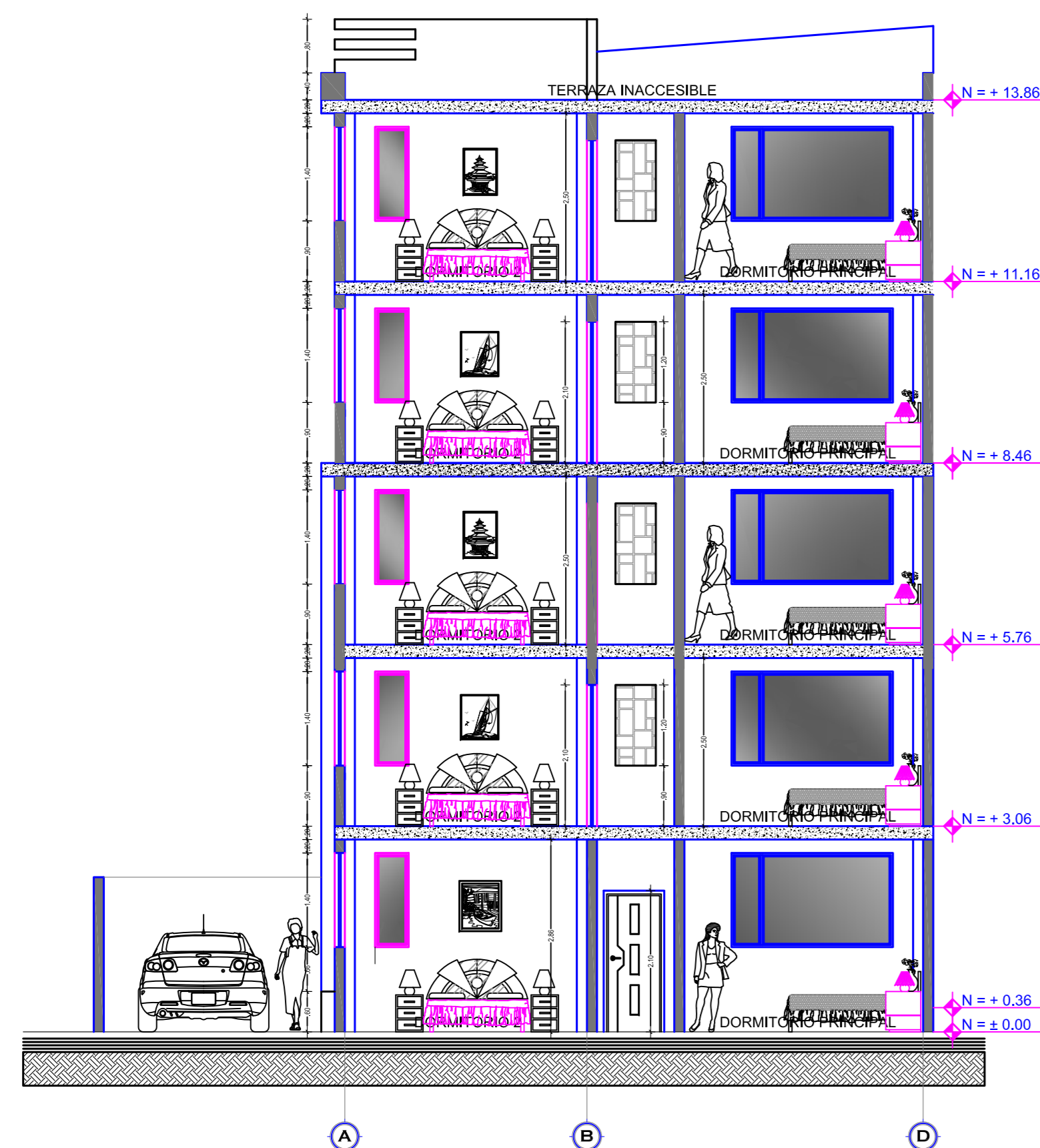
ELEVACIÓN LATERAL

ESCALA 1 — 75



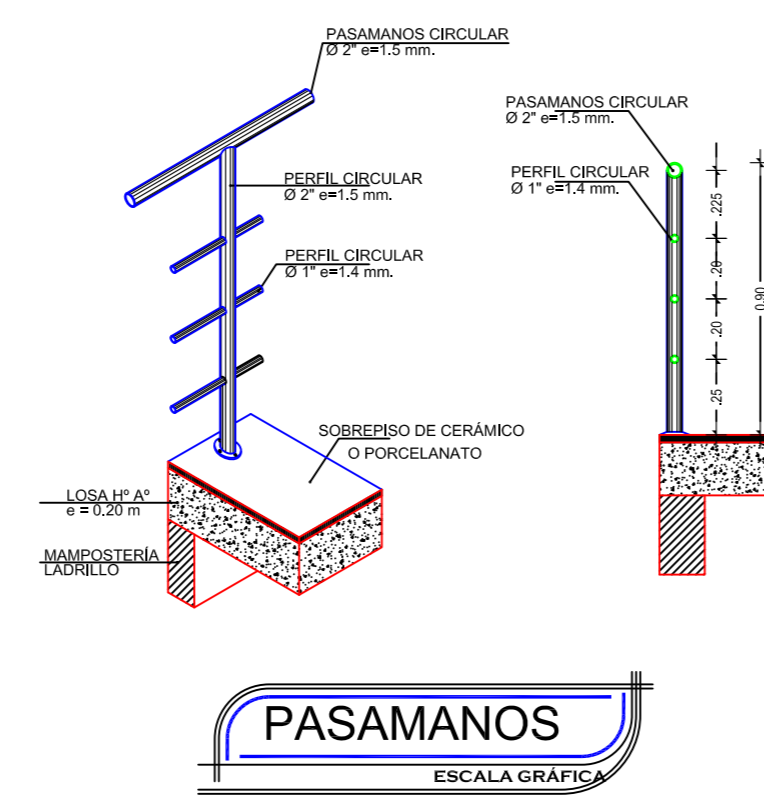
ELEVACIÓN POSTERIOR

ESCALA 1 — 75



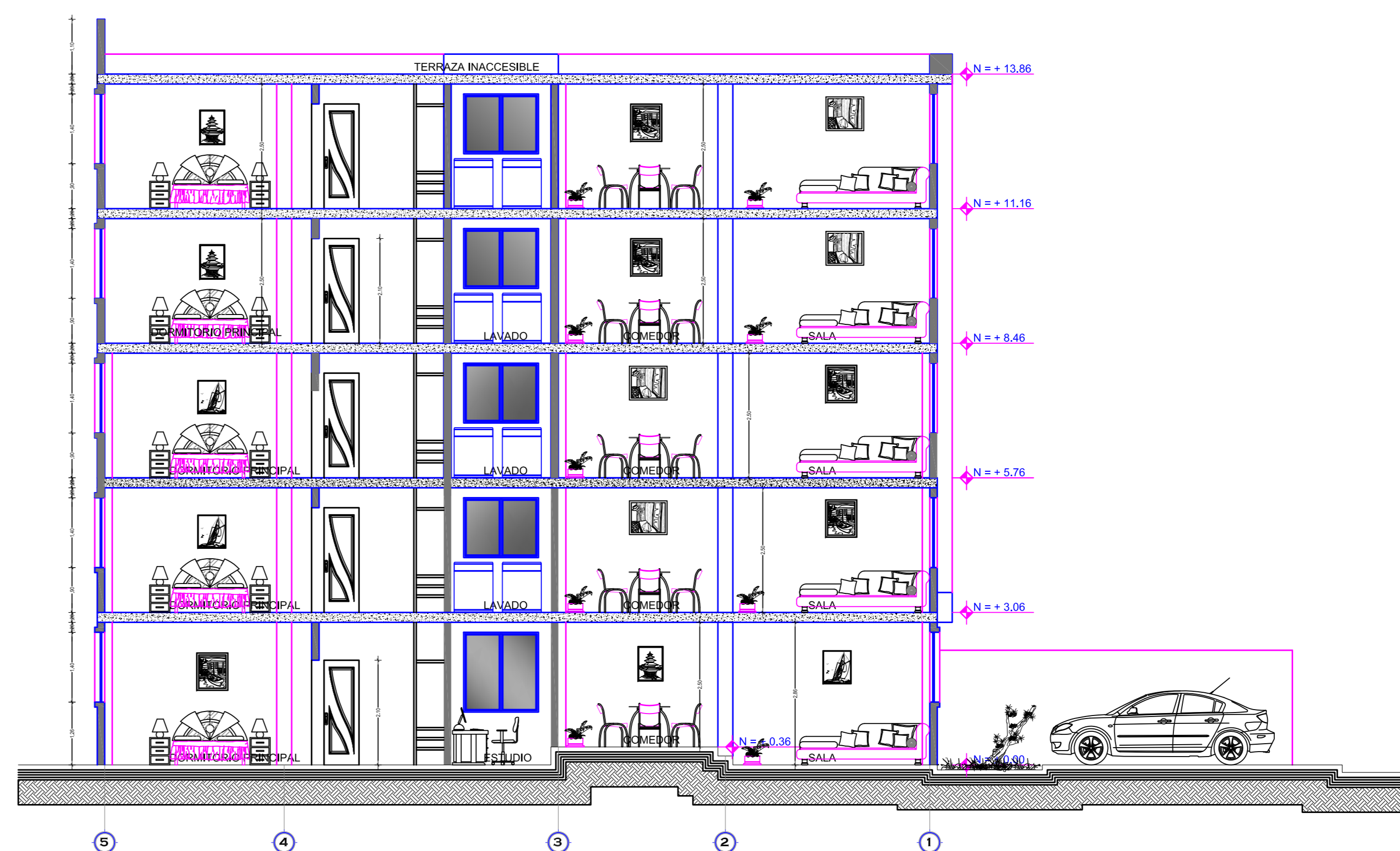
CORTE A - A'

ESCALA 1 — 75



PASAMANOS

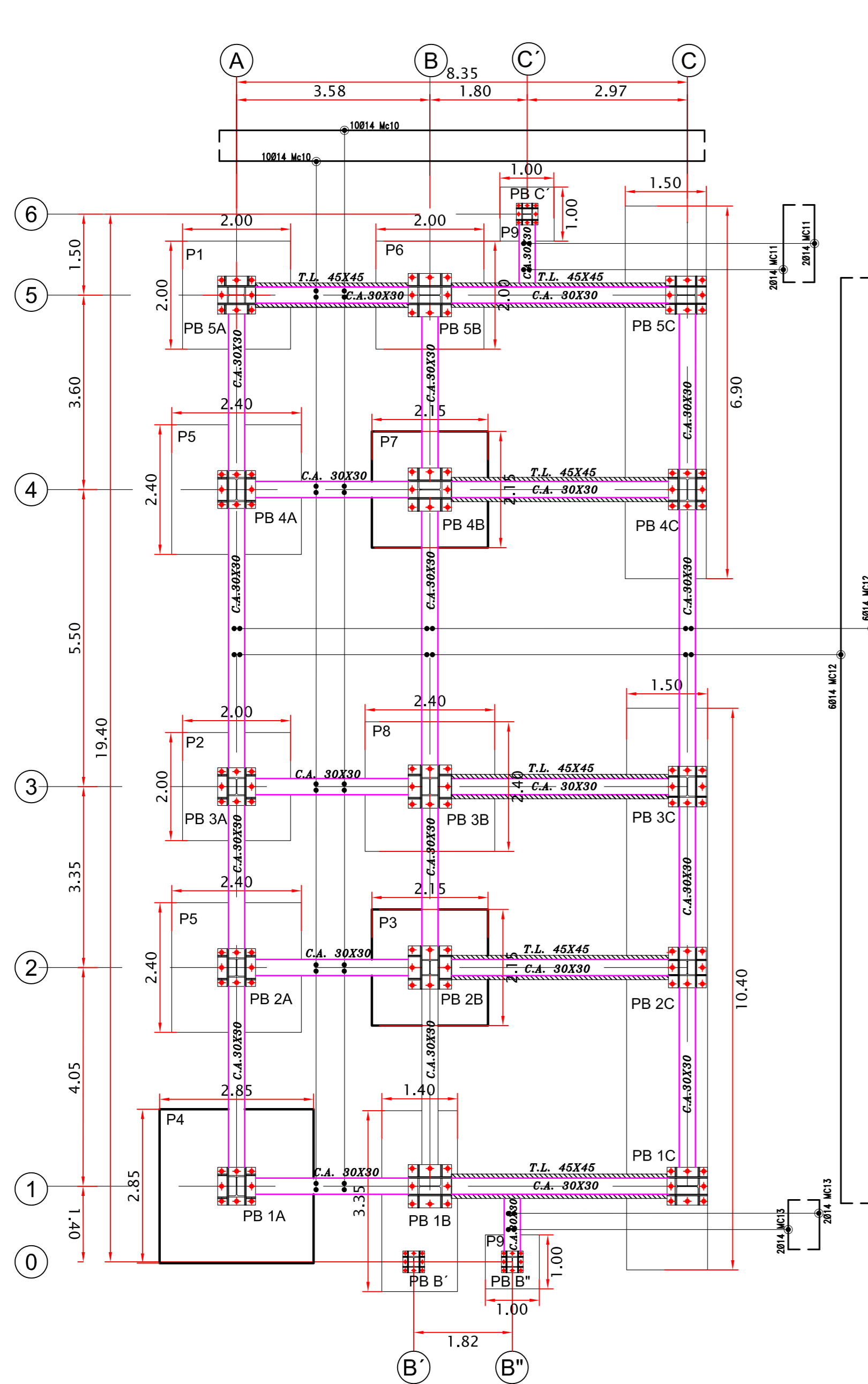
ESCALA GRAFICA



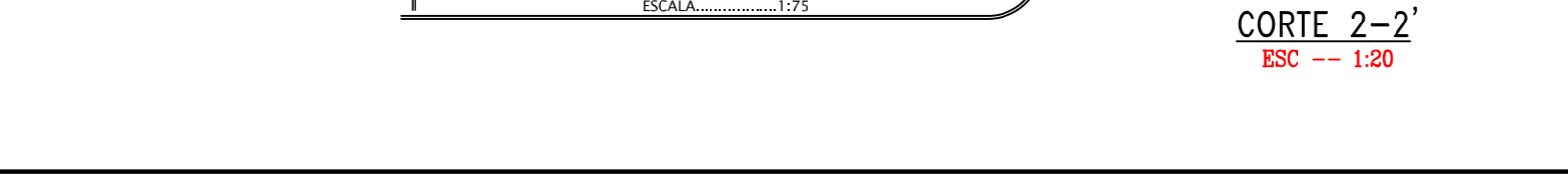
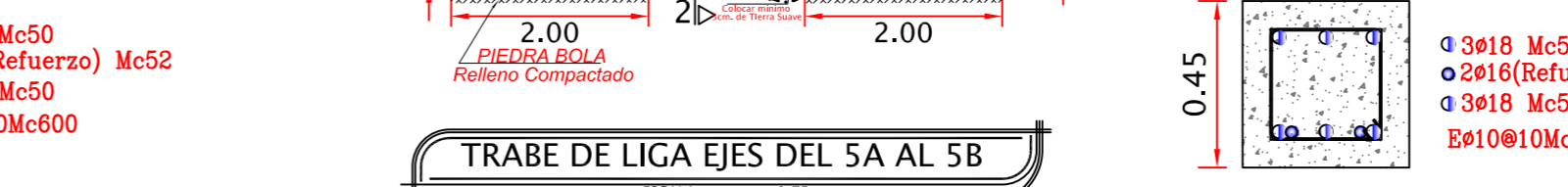
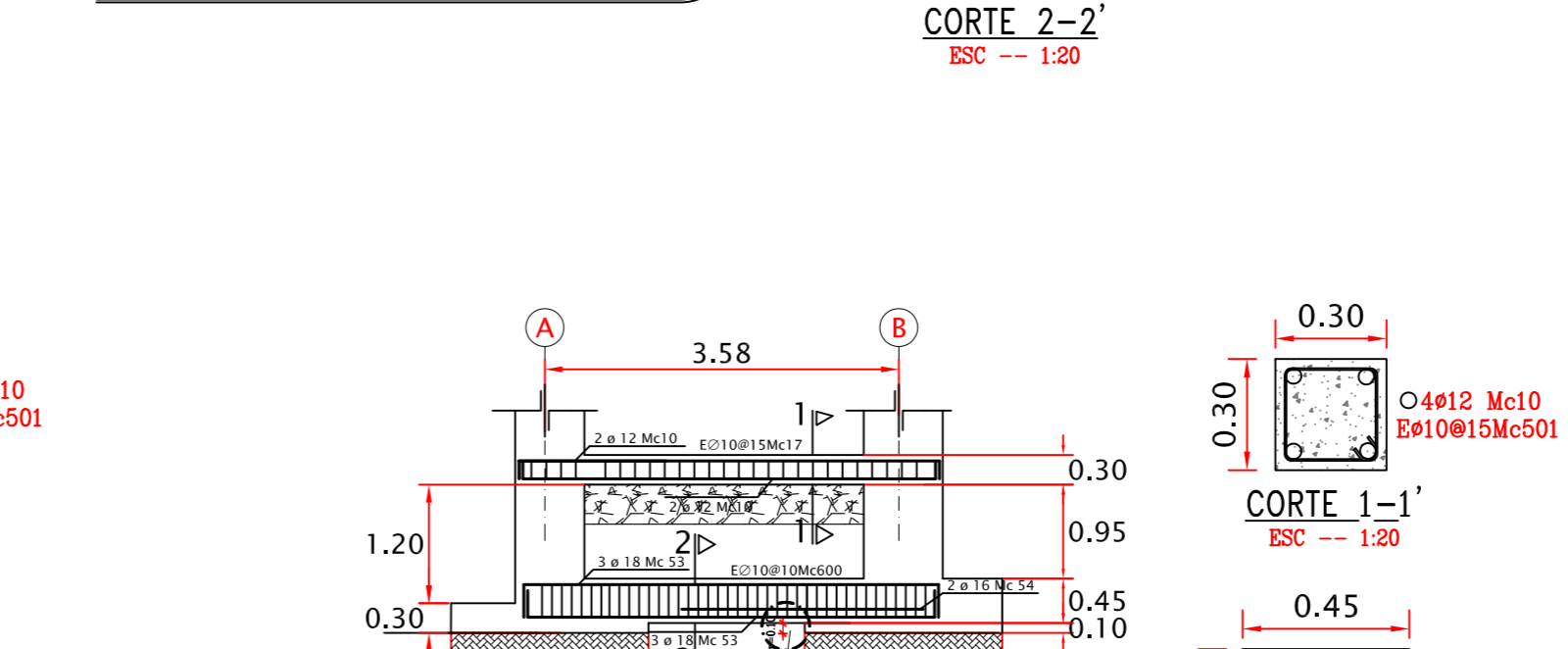
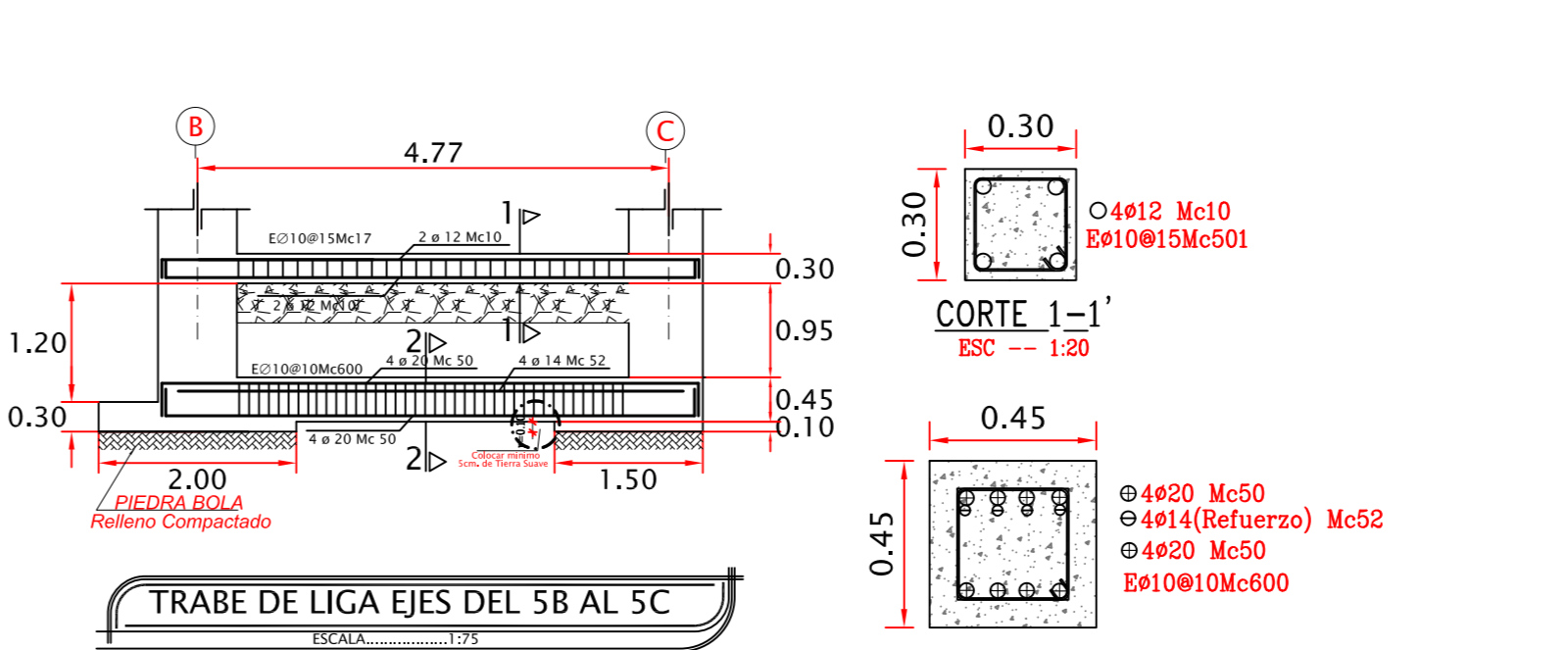
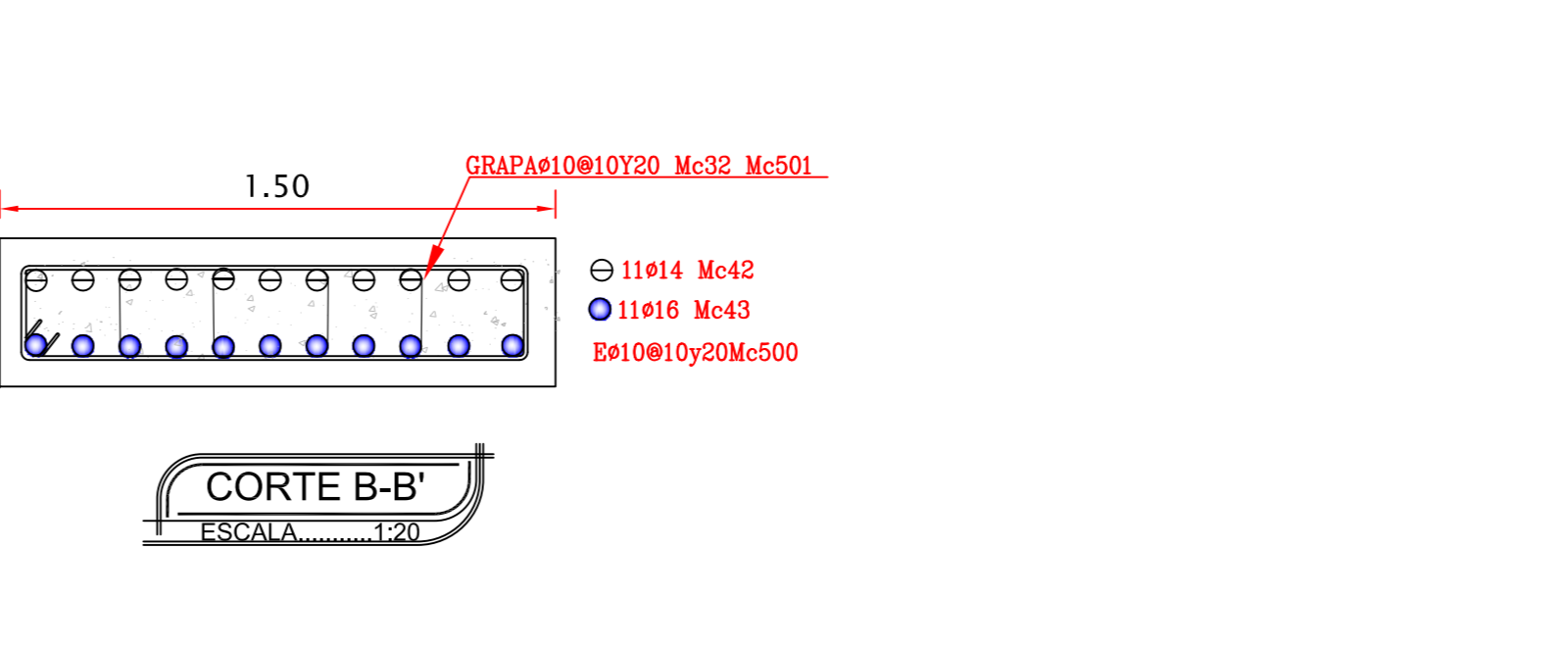
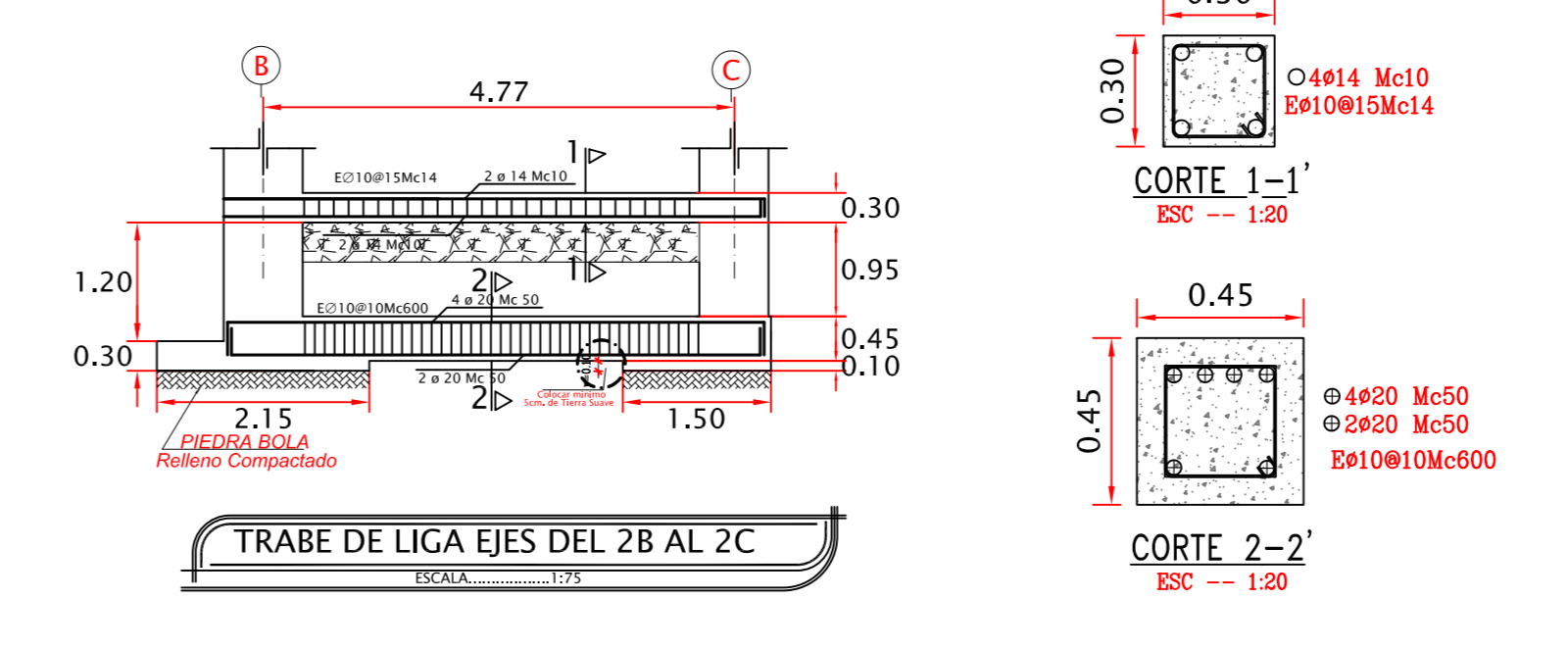
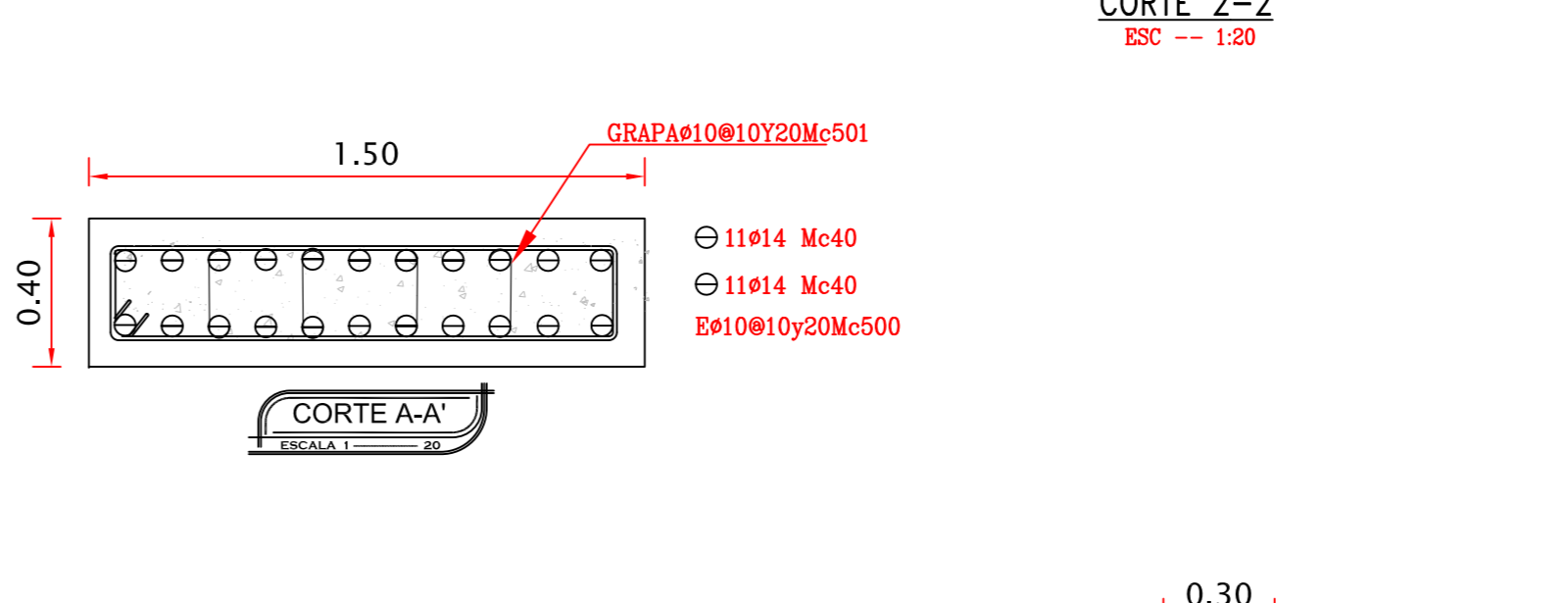
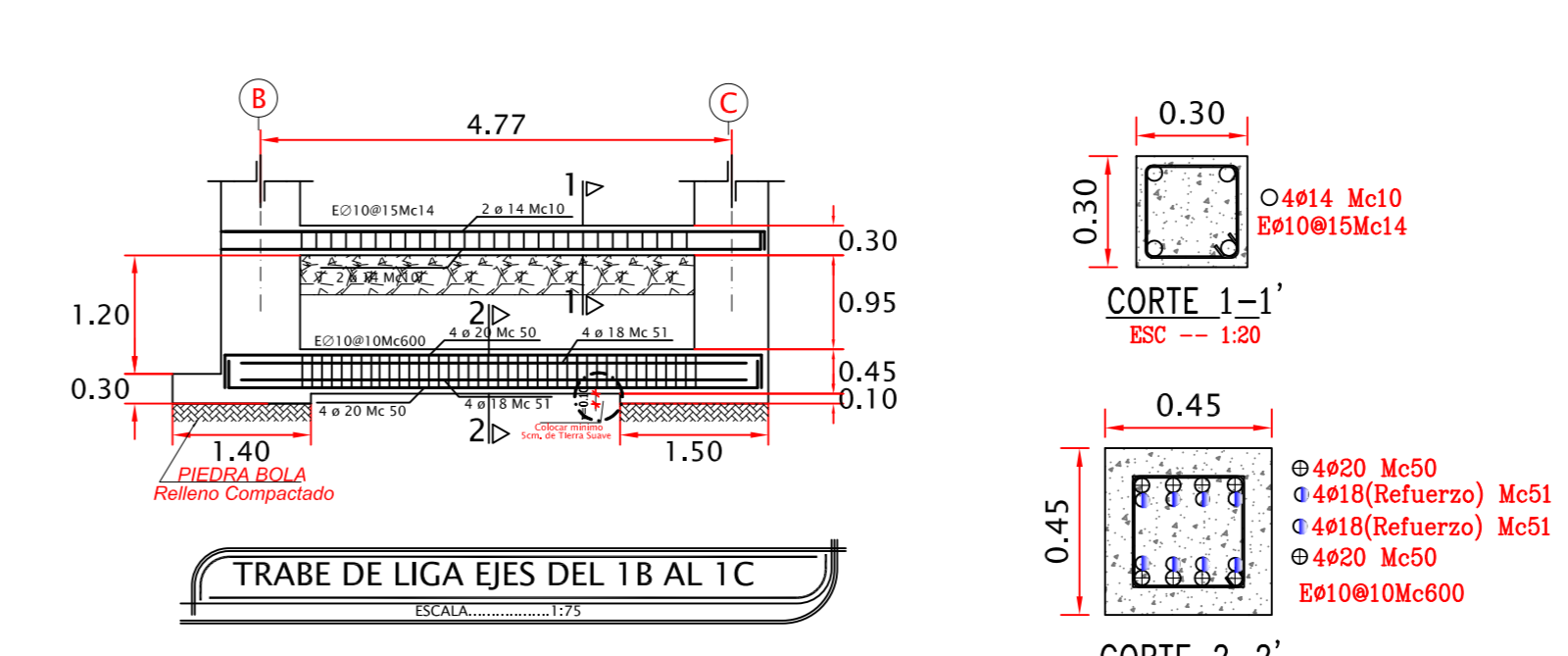
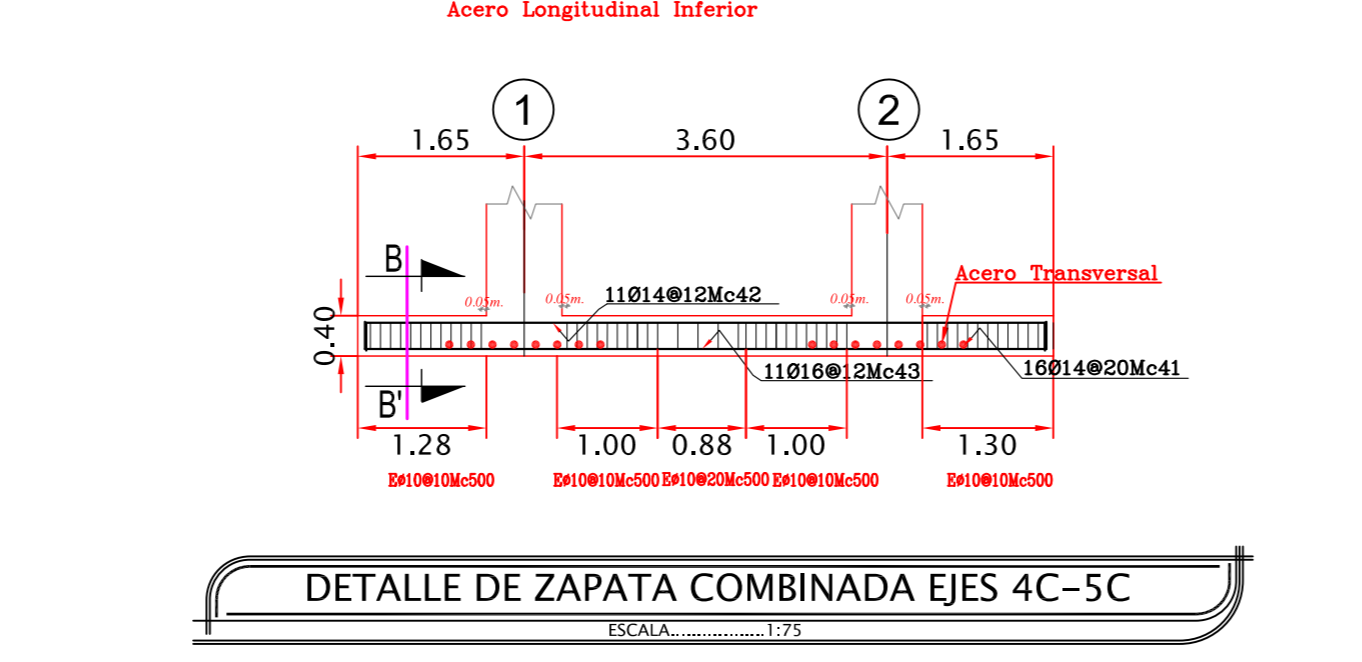
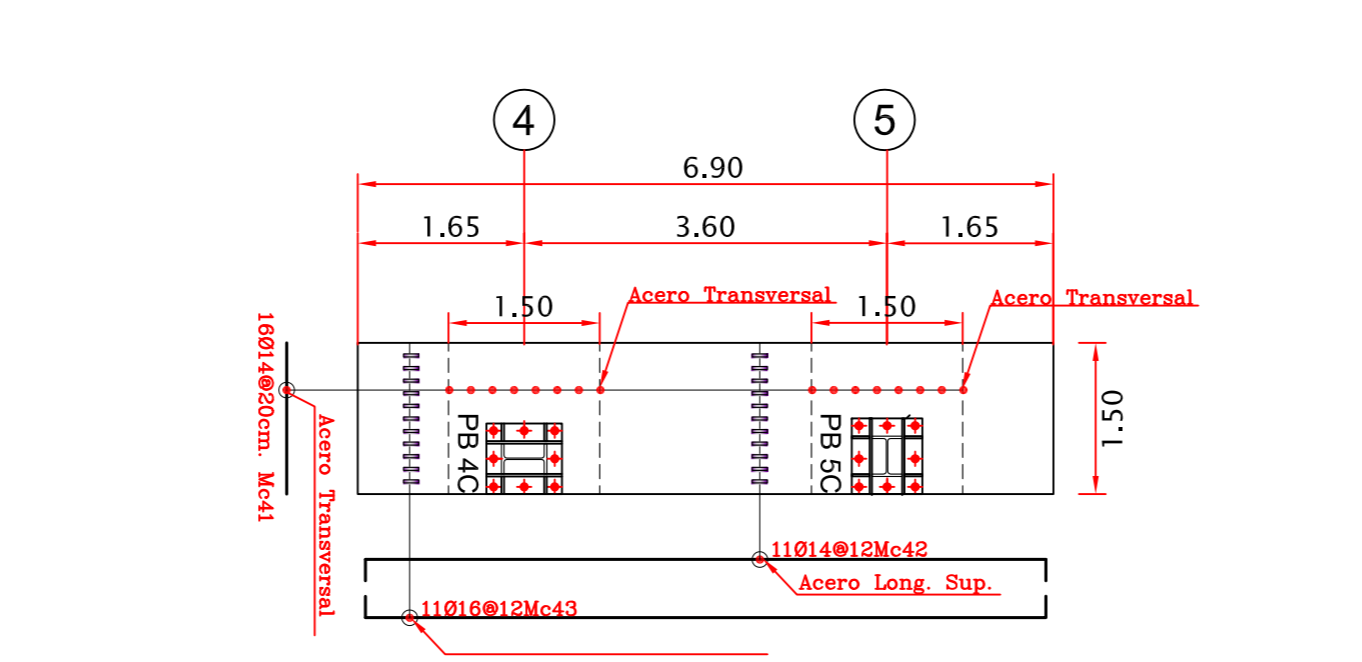
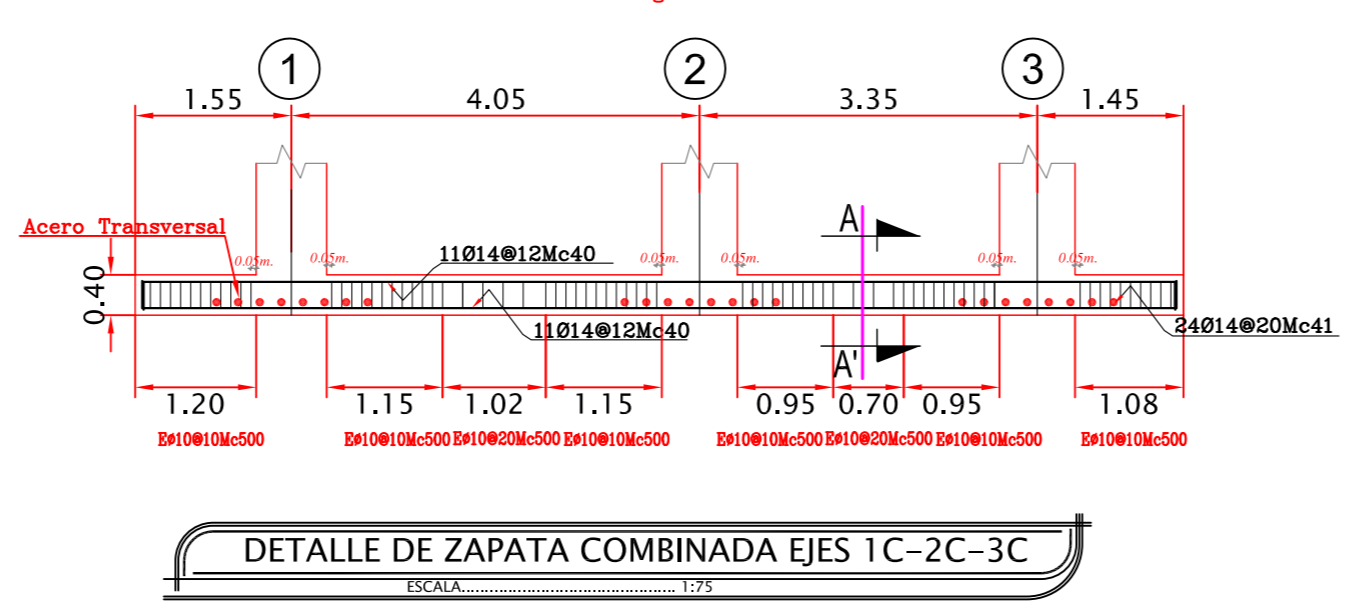
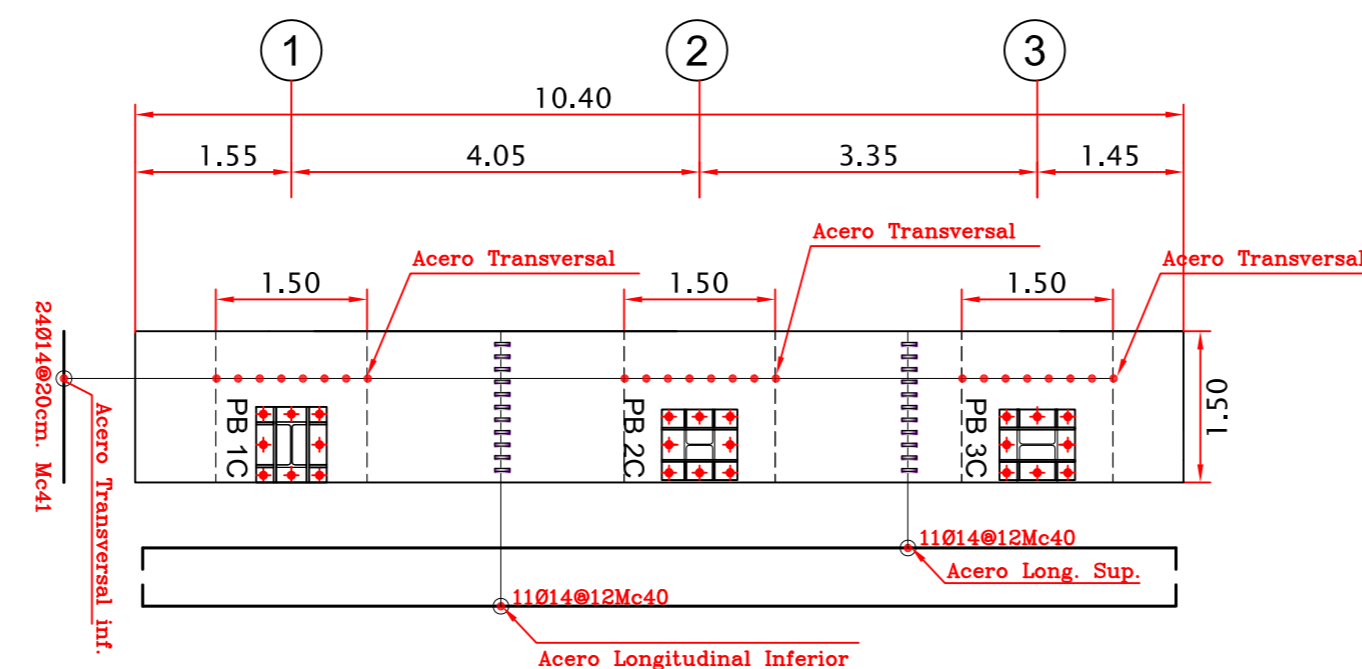
CORTE B - B'

ESCALA 1 — 75

Proyecto:		EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS CON PORTICOS SMF EN ACERO	
Nombre:	Ego. Santiago Perez	Contenido:	Elevación Frontal Elevación Lateral Elevación Posterior Corte A - A' Corte B - B'
Fecha:	Octubre 2014	Escala:	1 : 75
Elaborado:	Santiago Perez	Leído:	2 / 2

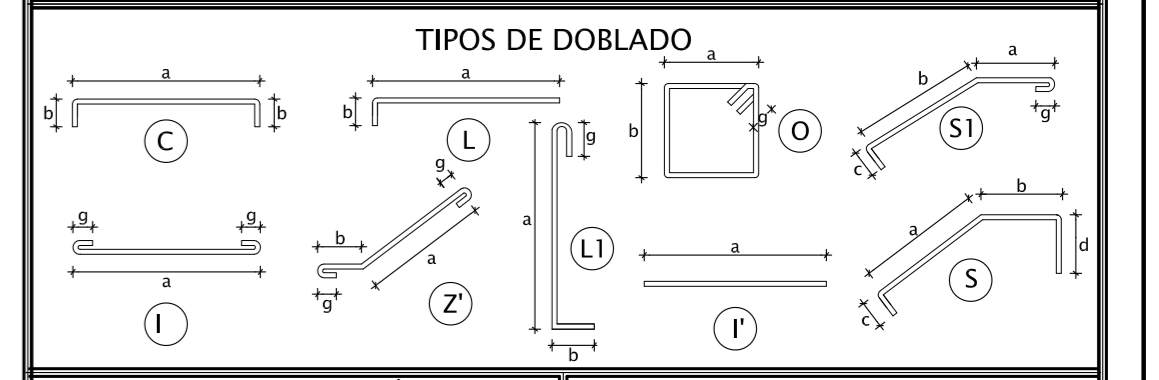


PLANTA DE CIMENTACION
ESCALA 1/75



PLANILLA CALCULADA DE ACEROS

ACERO CORRUGADO										
Mc	TIPO	N°	DIMENSIONES m				LONG. CORTE	VAR. COM. LONG	COM. N°	OBSERVACIONES
			a	b	c	d				
CADENAS DE AMARRE										
10	C	14	20	9,00	0,25		9,50	12	15,8	
11	C	12	4	1,45	0,25		1,95	12	0,7	
12	C	12	12	17,15	0,25		17,65	12	17,7	
13	C	12	4	0,90	0,25		1,40	12	0,5	
14	O	10	514	0,25	0,25		0,075	1,15	12	49,3
ZAPATAS COMBINADA										
40	C	14	22	10,25	0,25		10,75	12	19,7	
41	I	14	40	1,35			1,35	12	4,5	
500	O	10	129	1,35	0,25	0,100	3,40	12	36,6	
501	I	10	516	0,25		0,100	0,45	12	19,4	
42	C	14	11	6,73	0,25		7,23	12	6,6	
43	C	16	11	6,73	0,25		7,23	12	6,6	
44	C	14	22	3,20	0,15		3,50	12	6,4	
45	C	14	14	1,25	0,15		1,55	12	1,8	
502	O	10	22	1,25	0,15	0,100	3,00	12	5,5	
503	I	10	88	0,15		0,100	0,35	12	2,6	
TRABE DE LIGA										
50	C	20	36	5,40	0,30		6,00	12	18,0	
51	I	18	8	5,40		0,100	5,60	12	3,7	
600	O	10	270	0,30	0,30		1,20	12	27,0	
52	I	14	8	5,40	0,30	0,100	5,60	12	3,7	
53	C	18	6	4,20	0,30		4,80	12	2,4	
54	I	16	2	2,40	0,30	0,100	2,60	12	0,4	



RESUMEN DE ACERO EN LAMINA		ESPECIFICACIONES TECNICAS	
LONG. COME	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES	GENERALIDADES - EL DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO CUMPLE CON LAS NORMAS TECNICAS DEL CODIGO A.C.I. 318S-11. LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN, SE DEBERAN REGIR POR EL MISMO CODIGO	
5,00	8	CARGA VIVA DE SERVICIO = 150 kg/m²	
9,00	10	ACERO fy = 4200 kg/cm²	
12,00	14	ACERO fy = 4200 kg/cm²	
16	18	ACERO fy = 4200 kg/cm²	
20	22	ACERO fy = 4200 kg/cm²	
25	28	ACERO fy = 4200 kg/cm²	
TOTAL = 63,7 ton			
OBSERVACIONES		RECUERDOS	
1. El hormigón debe tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f _{cu} = 240 kg/cm².		ELEMENTOS	
2. El acero debe tener un esfuerzo unitario a la fluencia f _y = 4200 kg/cm².		COLUMNAS	
3. La capacidad del suelo se asumió en adm = 25 T/m², particular que se verificará que se cumpla en la obra.		VIGAS	
4. Cualquier cambio o modificación será consultado con el Calculista.		CIMENTACIONES	
		LOSAS	
		CONTACTO CON AGUA	
		ALIVIANAMIENTOS	
		10 x 20 x 40	
		15 x 20 x 40	
		20 x 20 x 40	

LENIN SANTIAGO PEREZ FREIRE
Cel. 0981170751

PROYECTO: PROYECTO DE TESIS DE GRADO
UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO - FICM

CONTIENE: CIMENTACION Y DETALLES ESTRUCTURALES

ESCALAS INDICADAS: LAMINA ESTRUCTURAL
1 DE 12

SELLOS MUNICIPALES: SANTIAGO PEREZ FREIRE

FECHA: NOVIEMBRE 2014
SANTIAGO PEREZ FREIRE

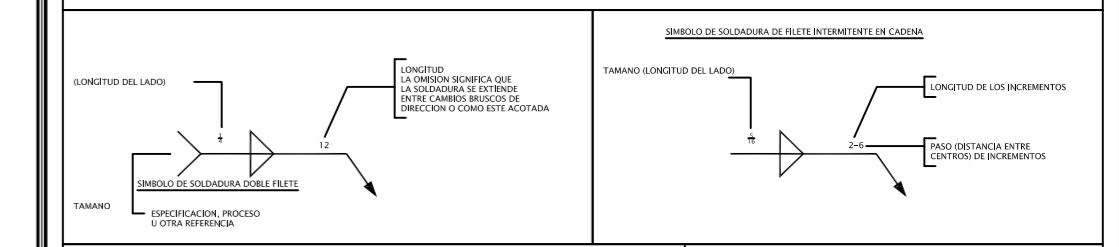
NOTAS DE LOS MATERIALES

- El hormigón deberá tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad de $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ para la cimentación y de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para las losas.
- El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, y el acero para perfil estructural deberá ser grado A-36 para vigas y elementos secundarios y A992 para columnas.
- La capacidad portante del suelo para el diseño de la cimentación se ha asumido en 25 T/m^2 , particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio; de no obtenerse esta capacidad portante se deberá realizar un mejoramiento de suelo hasta conseguir como mínimo 25 T/m^2 .
- Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista.

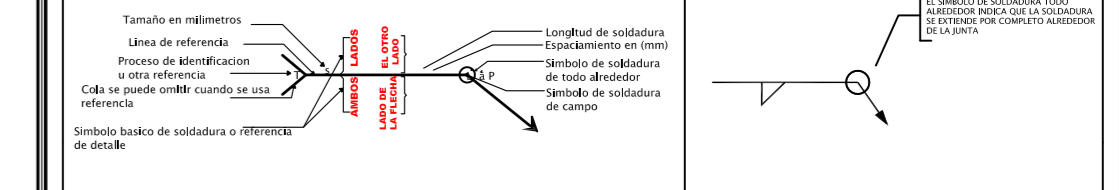
NOTAS DE LA SOLDADURA

- Todas las soldaduras deberán cumplir las especificaciones de ANSI-A.W.S. D1.1.
- En todas las soldaduras de penetración total se usará respaldo.
- Los electrodos para soldar las estructuras serán del tipo E-70xx con $\phi = 0.31$ y $\phi = 0.39$ según se requiera.
- Los cordones de filete en los extremos de las piezas soldadas deberán remeterse dando la vuelta a la esquina de las piezas en la longitud de 2 veces al calibre nominal del cordón o 1.0 cm. mínimo.
- Todas las soldaduras deberán ser aplicadas por operarios calificados requiriéndose la calificación por escrito.
- El soldado en taller o de campo deberá hacer con las piezas sostenidas rigidamente; antes de soldar se verificará que las superficies a soldar estén libres de escoria, grasa o pinturas.
- La soldadura en juntas deberá aplicarse estando torceduras, flameos, requemados de material, ya que piezas con estos defectos deberán reponerse íntegramente.
- La temperatura mínima de las piezas antes de aplicar las soldaduras serán de 20°C .
- Donde no se especifique el calibre de la soldadura deberán colocarse cordones de calibre igual al espesor del elemento más delgado que se una con dicho cordón.
- Los símbolos empleados para soldadura serán los siguientes:

SÍMBOLOS TÍPICOS DE SOLDADURA



LOCALIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE UN SÍMBOLO DE SOLDADURA



uniones por soldadura normas para símbolos de soldadura

respaldo	filete	tapon canal	ranuras o empalmes						
			cuadrado	v	bizel	u	j	acampañado	reapuntado

símbolos suplementarios de soldadura

respaldo	espaldado	soldar todo alrededor	soldar en campo	contornos plano	convexo

norma de localización de los elementos

para otros símbolos ver el código AWS A2.4-79

NOTAS DE FABRICACION DE ESTRUCTURA METALICA

- El contratista y/o suministrador de la estructura de acero prefabricada, deberá hacer los dibujos de taller de todos los elementos y de las conexiones. Una vez verificados los mismos, se deberán aprobar por la inspección del proyecto antes de iniciarse la fabricación.
- Todas las tolerancias, tanto de fabricación como erección deberán ser regidas por el código AISC- 2010 (American Institute of Steel Construction).
- Todos los cortes podrán hacerse con cizalla, sierra o soplete guiado mecánicamente; estos últimos requieren un acabado correcto libre de rebabas; no se admiten muescas o depresiones mayores de 5 mm.
- Las partes que vayan a soldarse a tope deberán alinearse cuidadosamente corrigiendo faltas de alineamiento mayores de 1.5 mm. la soldadura que se aplicara en este caso sera de penetración total y se empleara respaldo.
- A todos los elementos deberán pintarse con primario y acabado, ambos anticorrosivos. El primario se aplicara sobre superficies semiblanas, con espesor total de 7 (siete) micras, calidad clase B, aceptandose 5% de desprendimiento como máximo. La pintura sobre las piezas de acero deberán someterse a prueba de adherencia y medición del espesor.

NOTAS DE MONTAJE DE ESTRUCTURA METALICA

- El montaje deberá efectuarse con el equipo apropiado y que ofrezca la mayor seguridad posible.
- El transporte y montaje deberá hacerse con precaución para no generar esfuerzos residuales en las piezas ocasionados por el empleo inadecuado de gruas, malacates, tornillos y soldadura en las juntas.
- No deberá colocarse en forma definitiva ninguna pieza en tanto no haya sido verificado su posición, nivelada, plomada y alineada. Una vez colocada en forma definitiva la estructura se procederá a aplicar la pintura anticorrosiva definitiva.

NOTAS DE INSPECCION

- La estructura será inspeccionada desde su fabricación en donde se verificará dimensiones y características de los materiales antes de proceder a fabricar.
- Cualquier material que no cumpla con los requisitos especificados en estas notas, será rechazada por el Inspector.
- Se verificará en taller las dimensiones y calidades en la aplicación de las soldaduras.

ESTRUCTURA SISMO RESISTENTE, DISEÑO CÓDIGO AISC 341-2010

LENIN SANTIAGO PEREZ FREIRE
Cel.0981170751

PROYECTO DE TESIS DE GRADO
UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO - FICM

CONTIENE:

DETALLES DE PLANCHAS BASE ESCALAS INDICADAS

CALCULO ESTRUCTURAL

NOVIEMBRE 2014 FECHA

LÁMINA ESTRUCTURAL

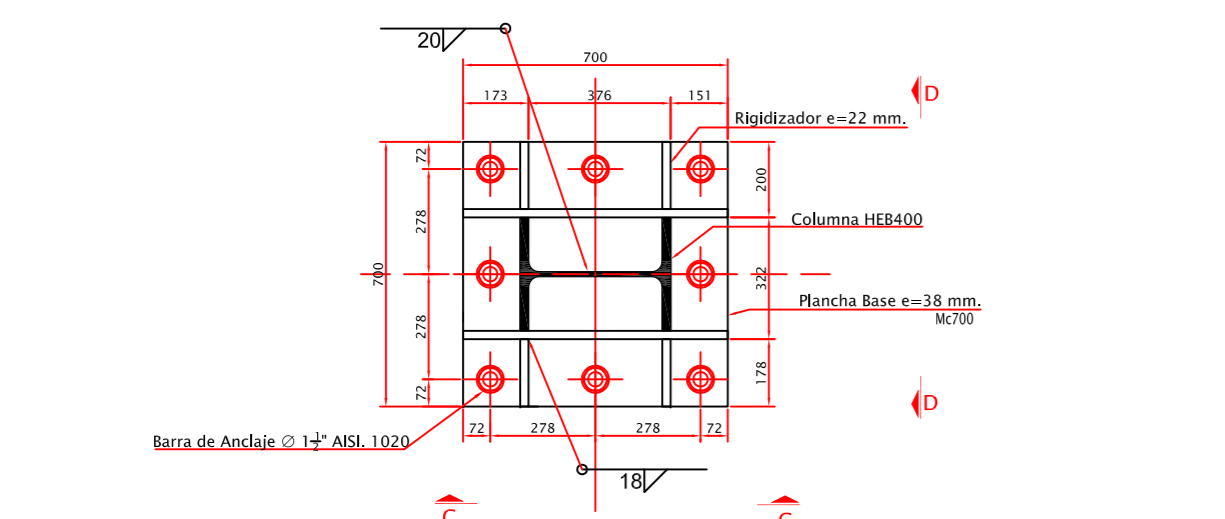
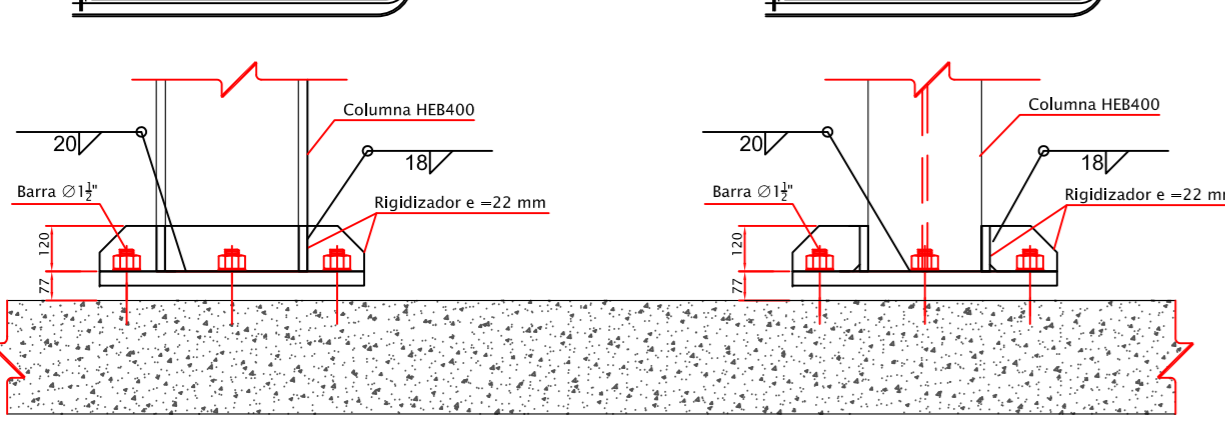
0981170751

RCDO. SANTIAGO PEREZ DIBUJO

2DE12

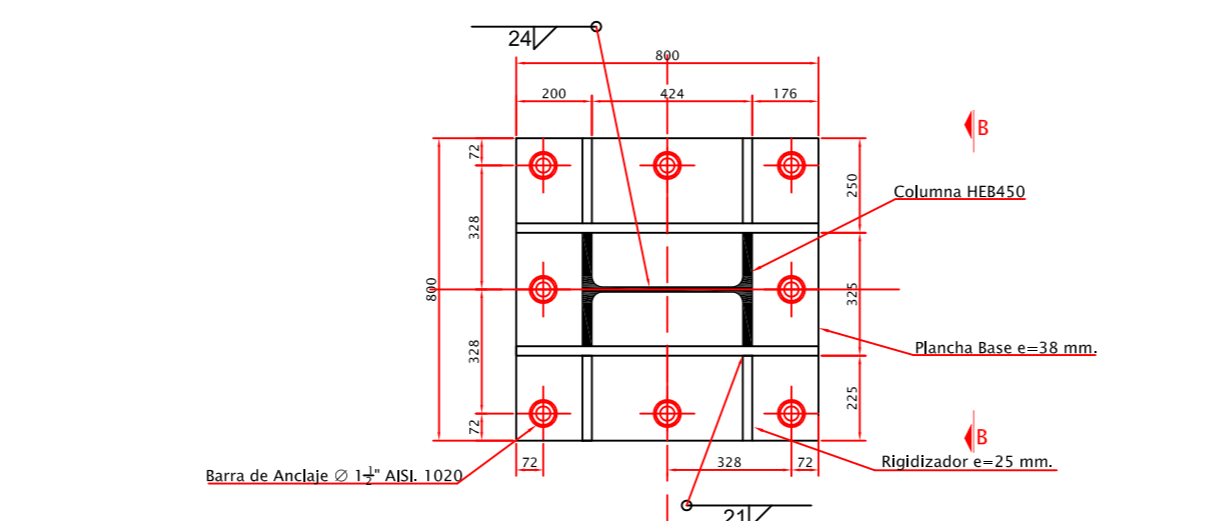
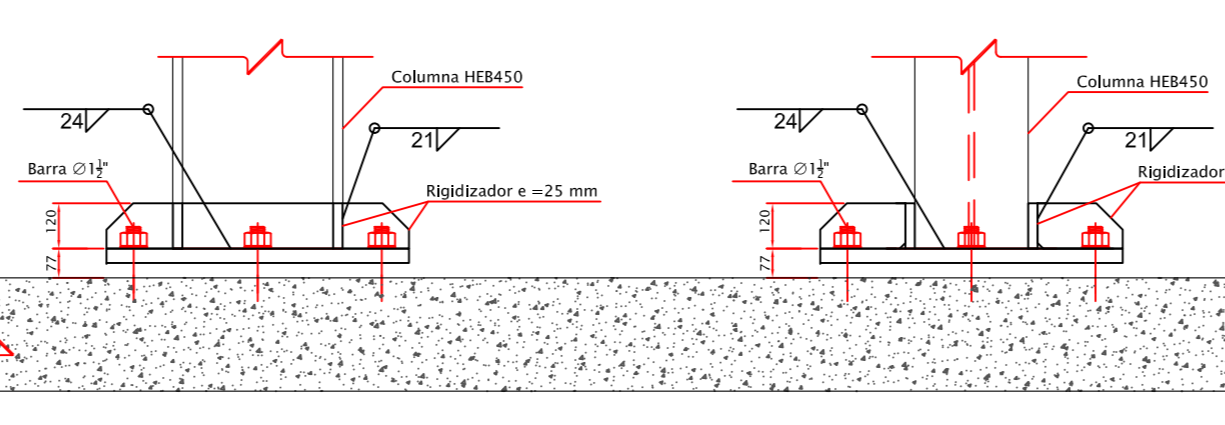
SELLOS

VISTA LATERAL CORTE C-C VISTA LATERAL CORTE D-D



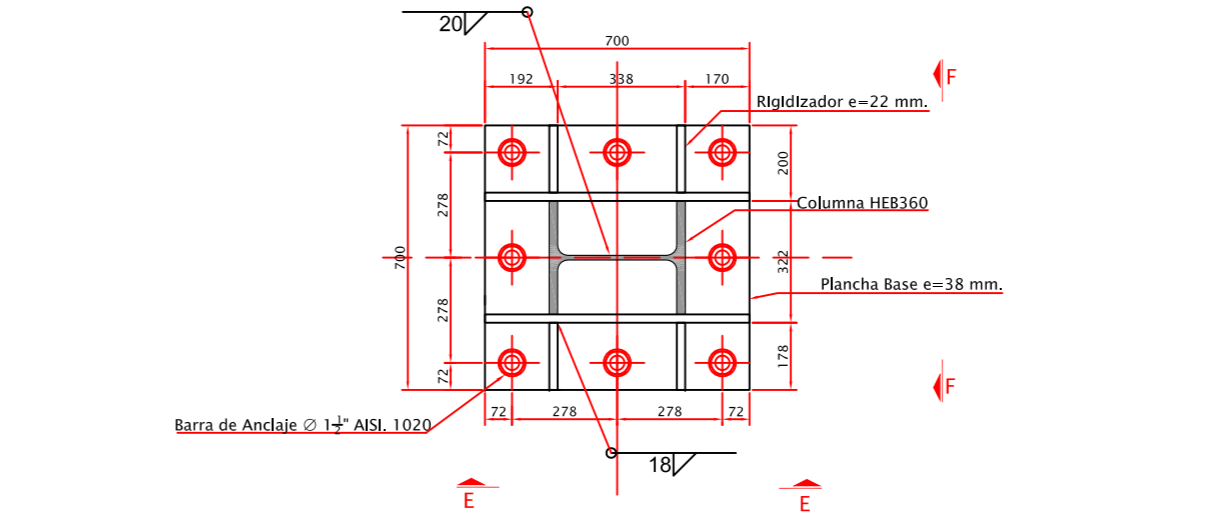
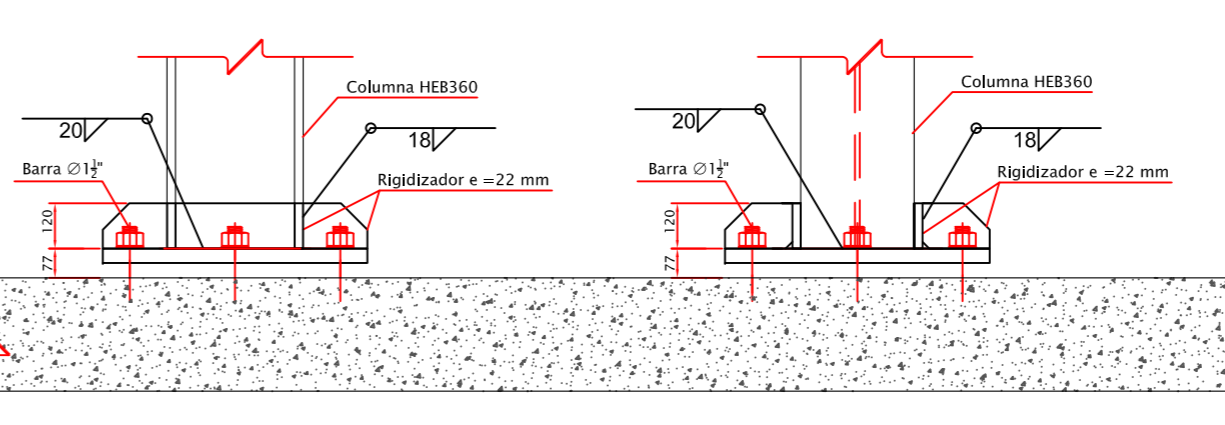
DETALLE DE PLANCHA BASE "EJE 1A"

VISTA LATERAL CORTE A-A VISTA LATERAL CORTE B-B



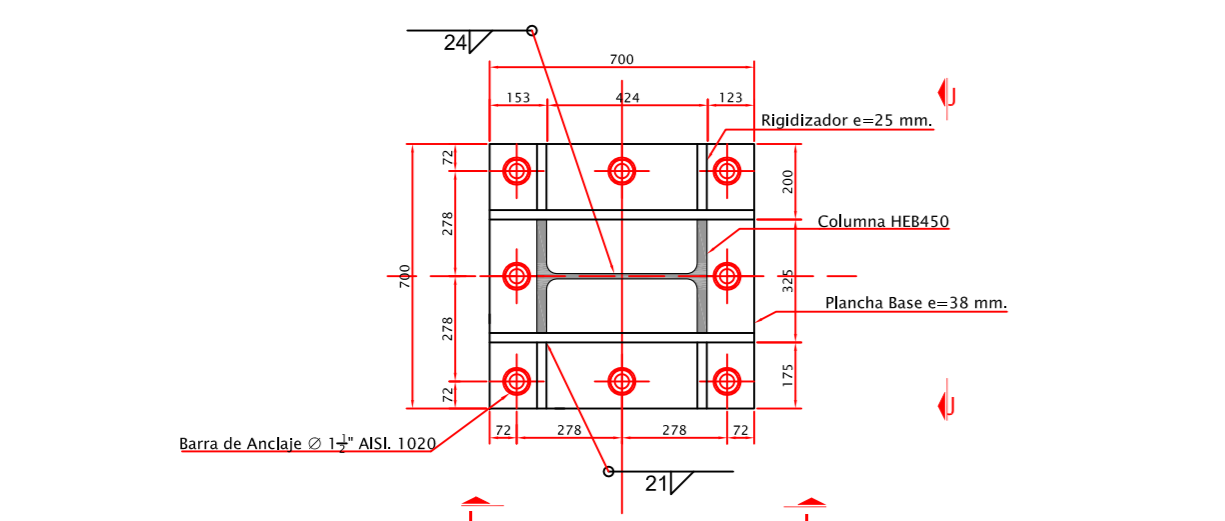
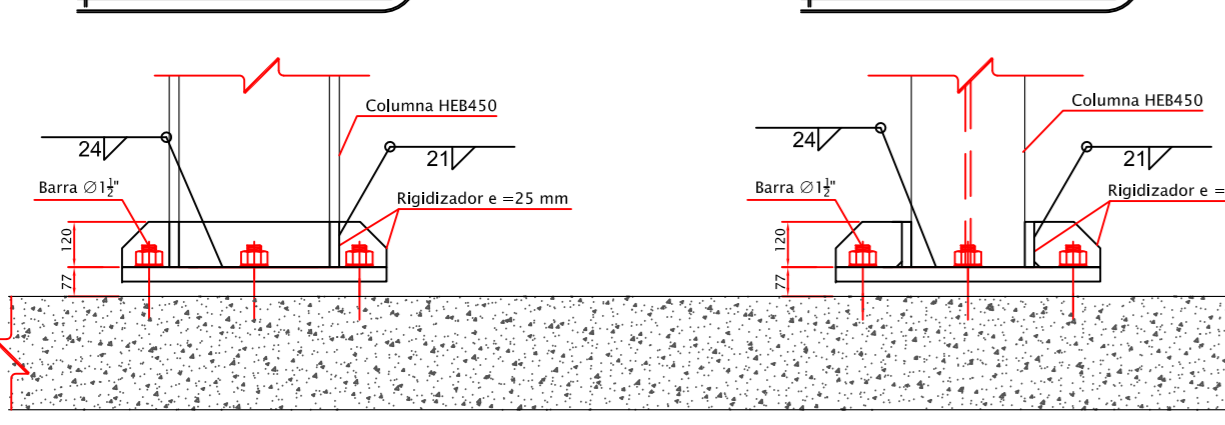
DETALLE DE PLANCHA BASE "EJE 1B = 4B = 5B"

VISTA LATERAL CORTE E-E VISTA LATERAL CORTE F-F



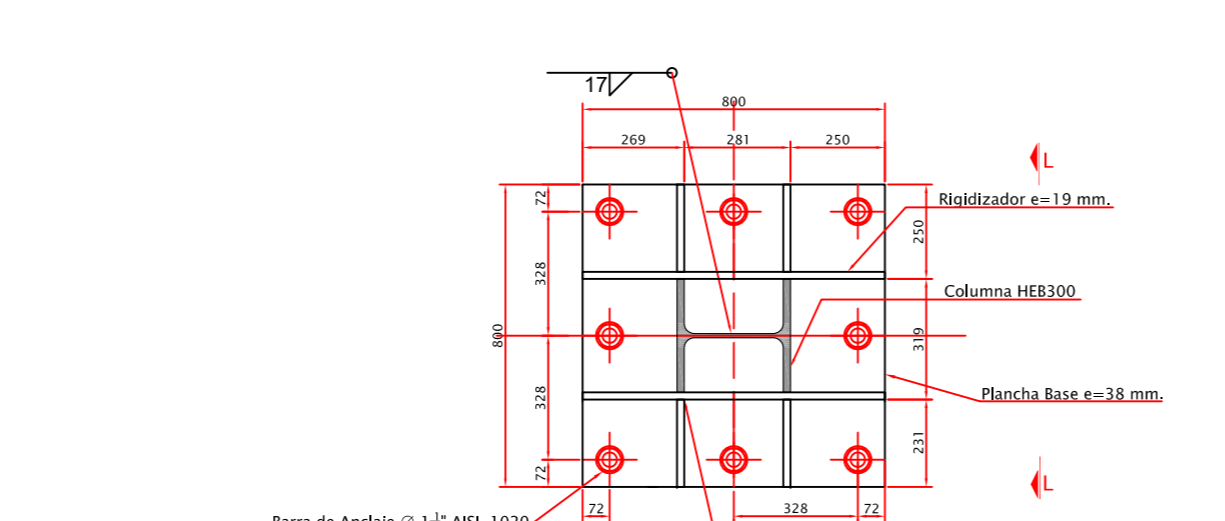
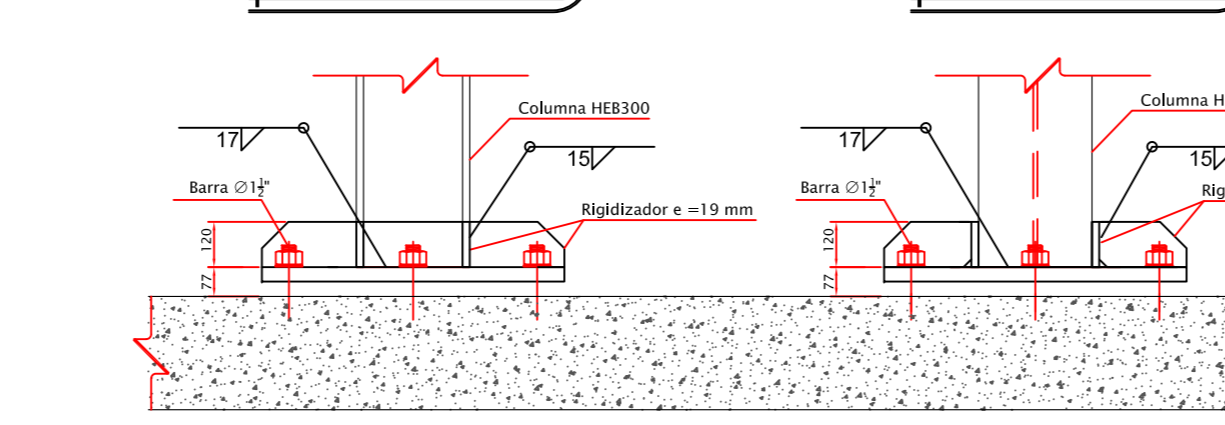
DETALLE DE PLANCHA BASE "EJE 2 A"

VISTA LATERAL CORTE H-I VISTA LATERAL CORTE J-J



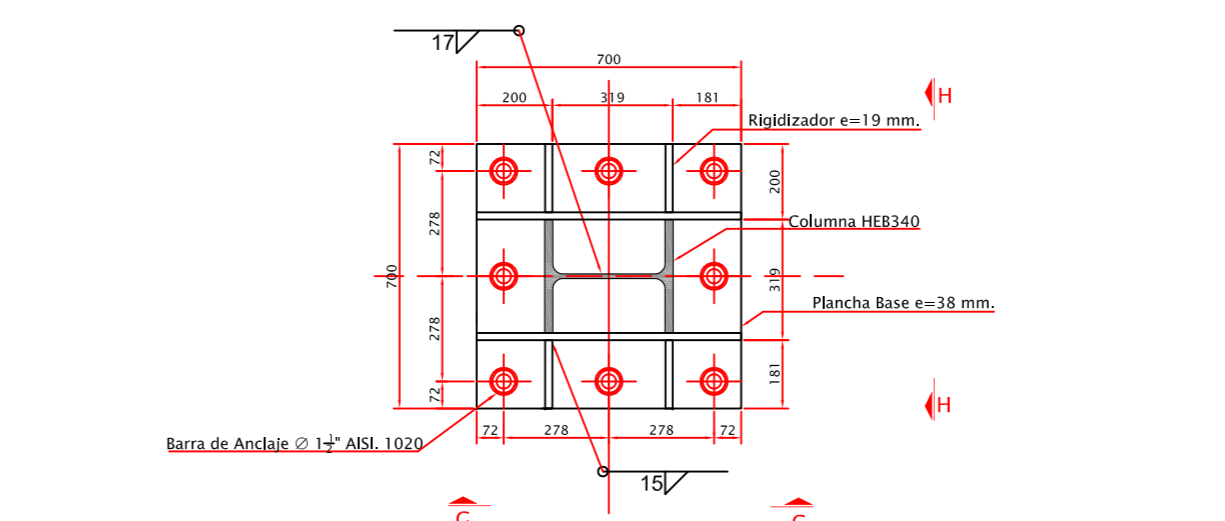
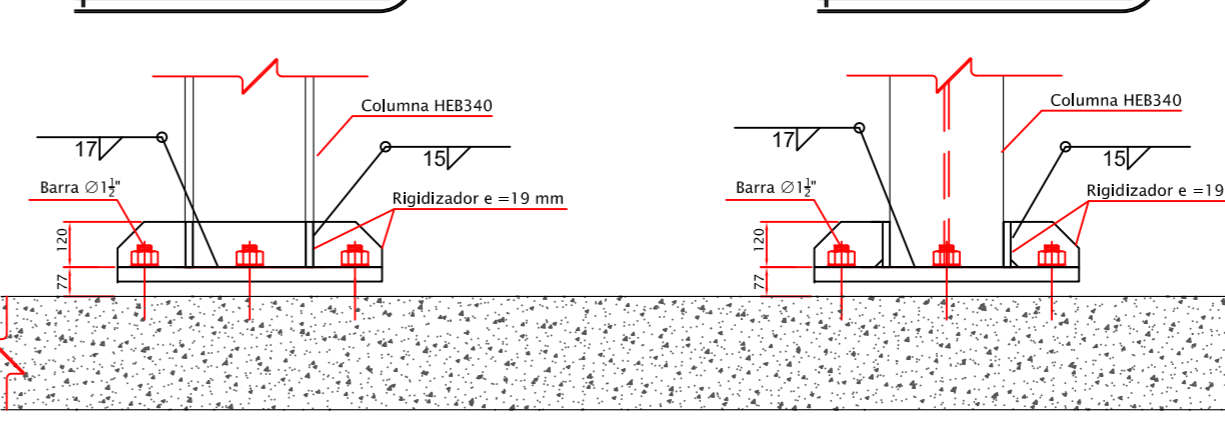
DETALLE DE PLANCHA BASE "EJE 4 A"

VISTA LATERAL CORTE K-K VISTA LATERAL CORTE L-L



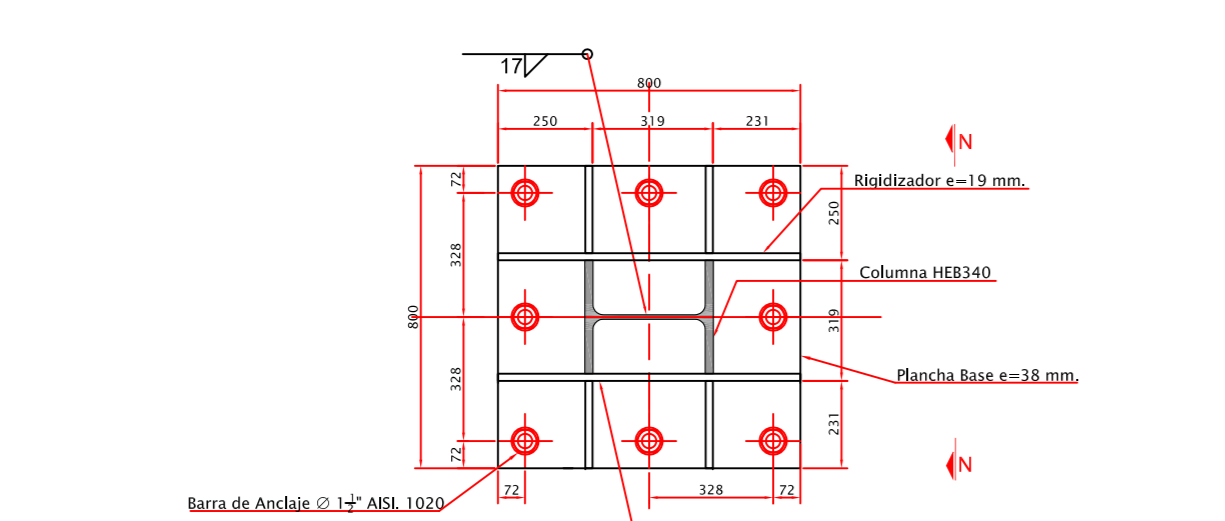
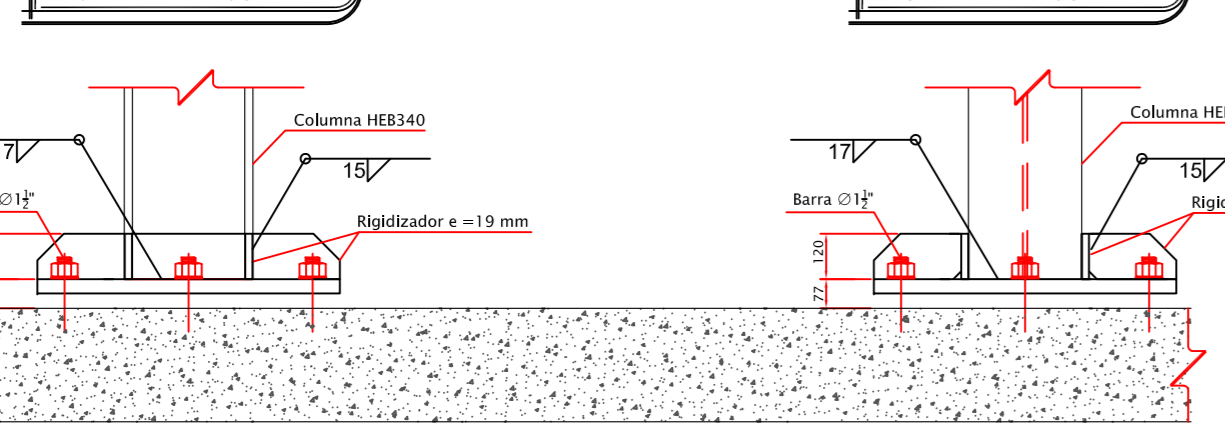
DETALLE DE PLANCHA BASE "EJE 2B"

VISTA LATERAL CORTE G-G VISTA LATERAL CORTE H-H



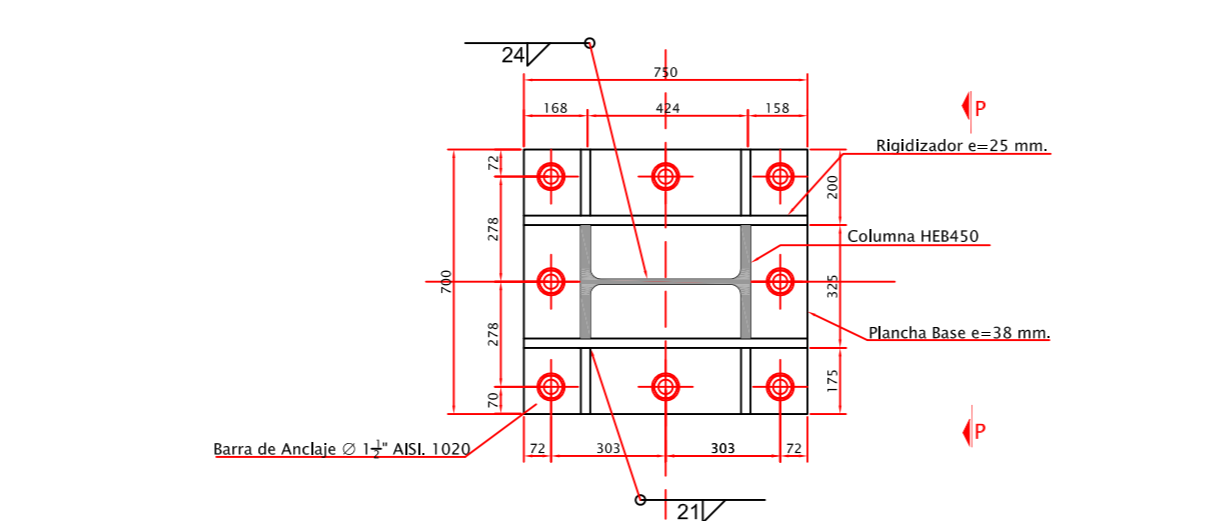
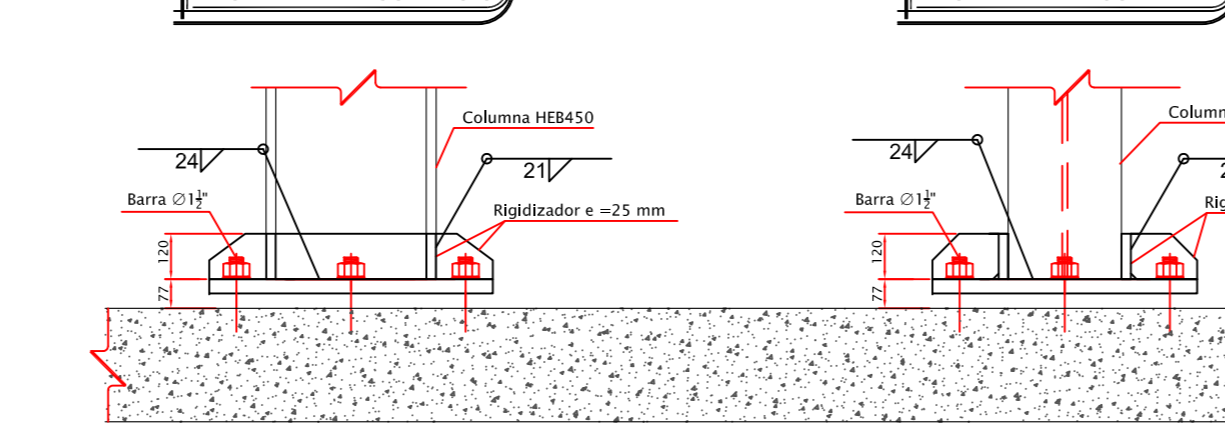
DETALLE DE PLANCHA BASE "EJE 3A = 5A"

VISTA LATERAL CORTE M-M VISTA LATERAL CORTE N-N



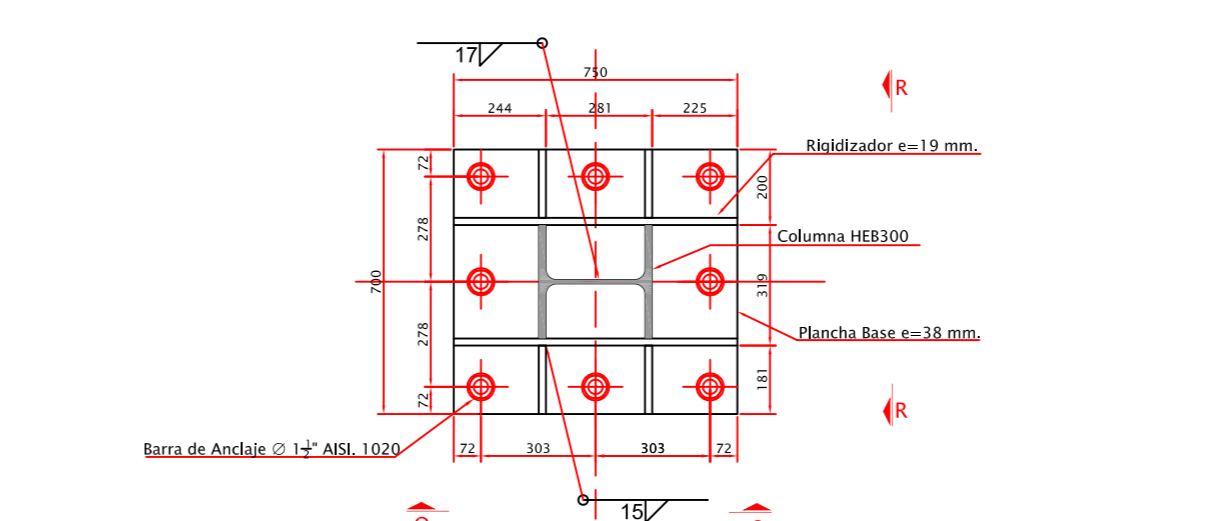
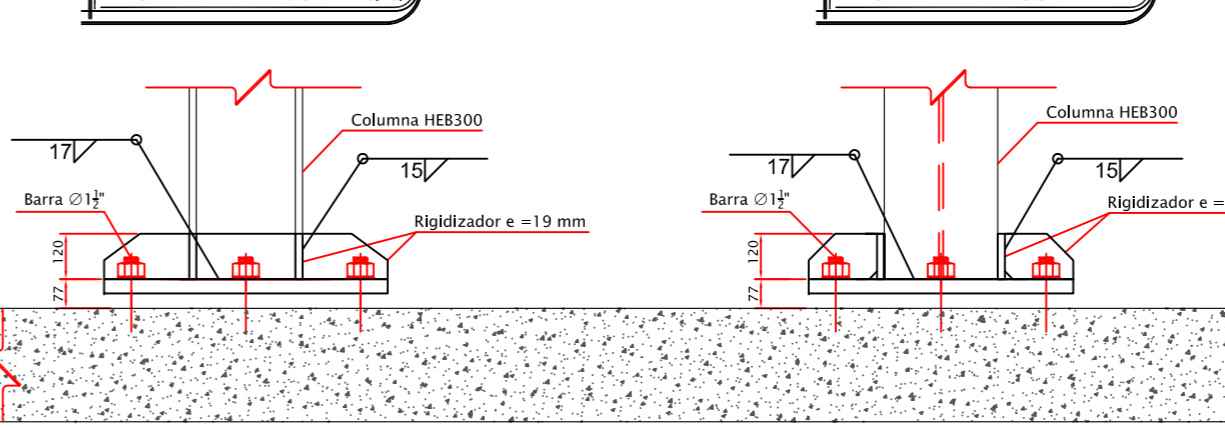
DETALLE DE PLANCHA BASE "EJE 3B"

VISTA LATERAL CORTE O-O VISTA LATERAL CORTE P-P

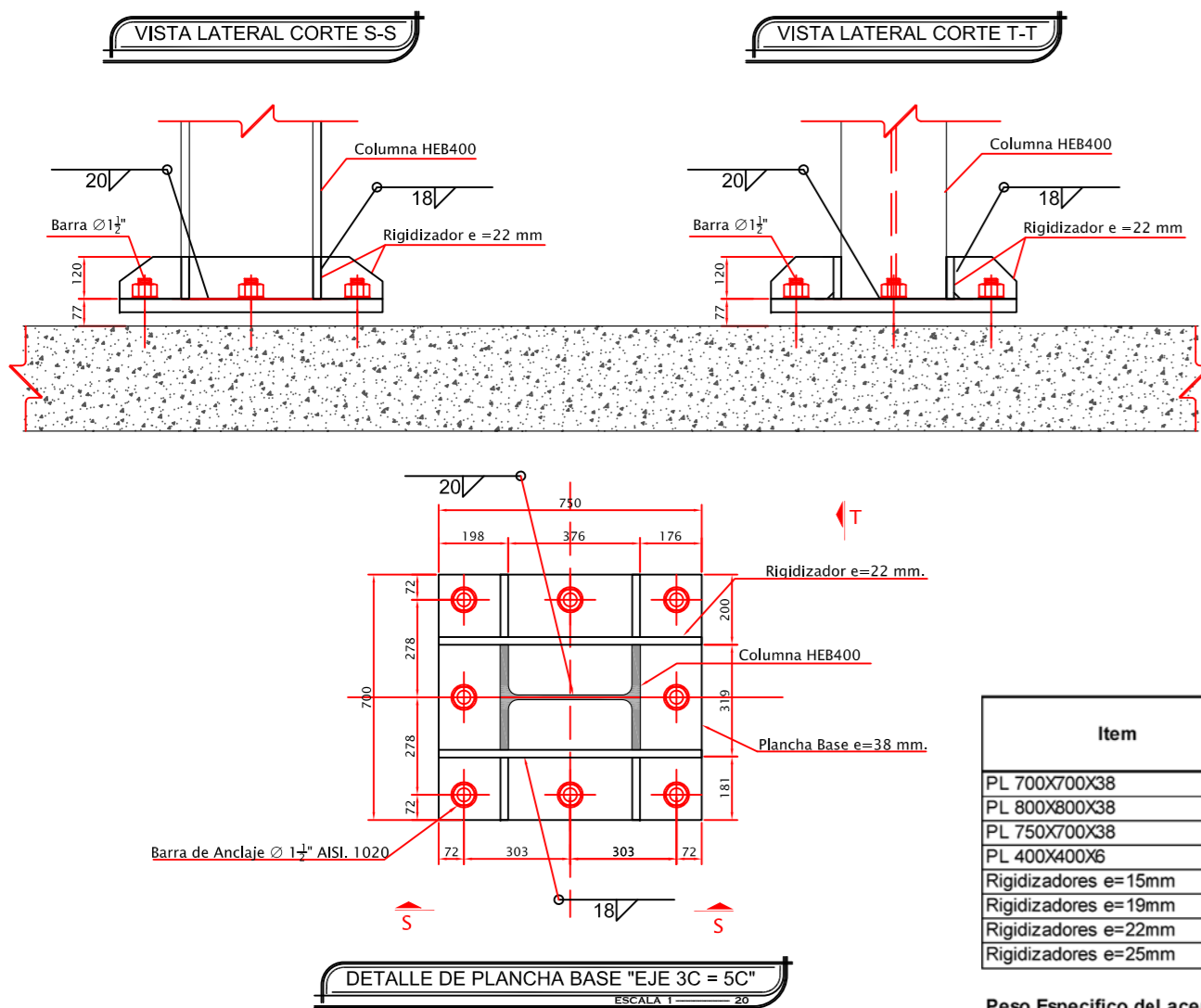


DETALLE DE PLANCHA BASE "EJE 1C = 4C"

VISTA LATERAL CORTE Q-Q VISTA LATERAL CORTE R-R



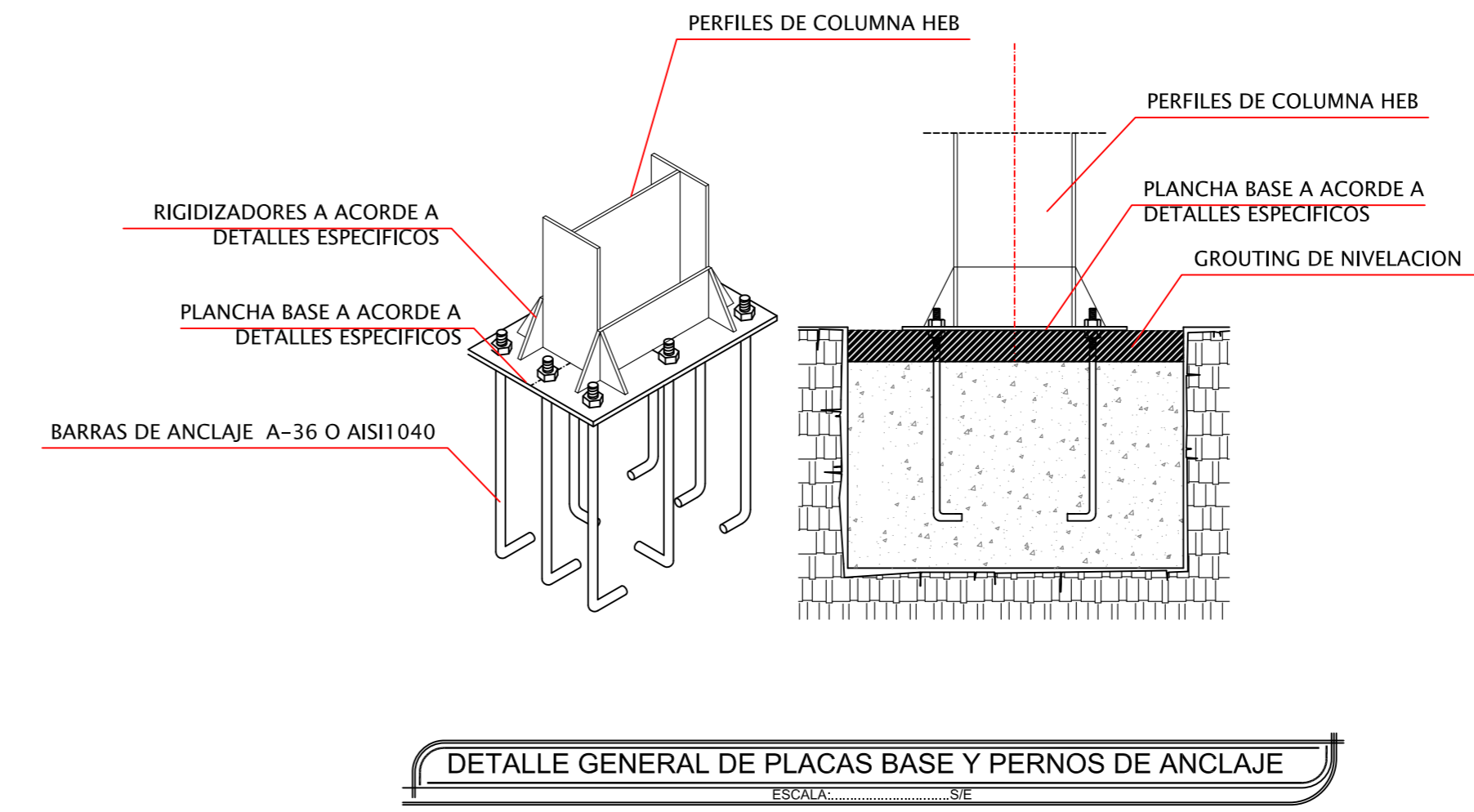
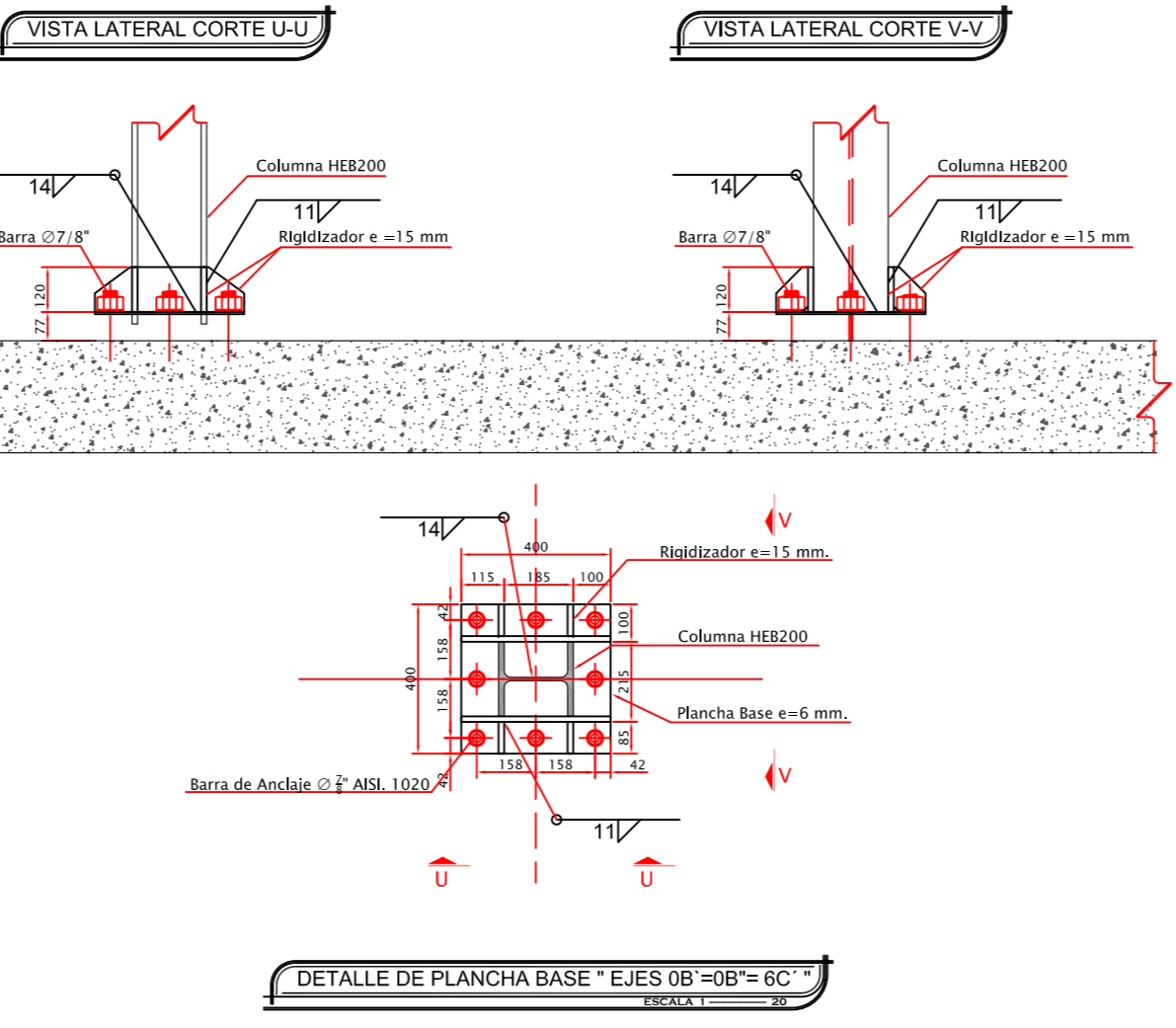
DETALLE DE PLANCHA BASE "EJE 2 C"



PLANILLA RESUMEN DE PLANCHAS BASE Y RIGIDIZADORES

Item	Cant.	Base (mm)	Alto (mm)	Espesor (mm)	Peso Unitario (Kg)	Peso Total (Kg)
PL 700X700X8	5	700	700	8	146.17	730.84
PL 800X800X8	5	800	800	8	180.91	904.56
PL 750X700X8	5	750	700	8	156.61	783.04
PL 400X400X6	3	400	400	6	7.54	22.61
Rigidizadores e=15mm	1	3420	120	15	48.32	48.32
Rigidizadores e=18mm	1	11500	120	18	298.18	298.18
Rigidizadores e=22mm	1	6436	120	22	133.38	133.38
Rigidizadores e=25mm	1	14000	120	25	329.70	329.70
TOTALES						3208.63

Peso Especifico del acero: 7850 Kg/m³



RESUMEN DE ACERO EN LAMINA

LONG.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES
12.00	8 10 12 14 16 18 20 22 25 28
12.00	149 48 24 4 43
08	24.2 11.3 2.9 1.42 27.0
TOTAL	= 72.42 qq ACERO Ty = 4200 kg/cm²

Mc	TIPO	N°	DIMENSIONES m				LONG. CORTE	VAR. COM.	OBSERVACIONES
			a	b	c	d	Qanchu	LONG. N°	
ZAPATAS AISLADAS									
20	I	12	56	1.85			0.075	2.00	12 9.3
21	I	12	28	2.00			0.075	2.15	12 5.0
22	I	12	58	2.70			0.075	2.85	12 13.8
23	I	12	96	2.25			0.075	2.40	12 19.2
24	I	14	40	1.85			0.075	2.00	12 6.7
25	I	14	44	2.00			0.075	2.15	12 7.9
26	I	14	48	2.25			0.075	2.40	12 9.6
27	I	12	10	0.85			0.075	1.00	12 0.8
COLUMNAS									
30	L	20	270	1.50	0.40			1.90	12 42.8
31	L	16	24	1.50	0.20			1.70	12 3.4
32	O	10	75	0.65	0.65		0.100	2.80	12 17.5
33	O	10	150	0.30	0.65		0.100	2.10	12 26.3
34	O	10	75	0.75	0.75		0.100	3.20	12 20.0
35	O	10	150	0.30	0.75		0.100	2.30	12 28.8
36	O	10	75	0.65	0.70		0.100	2.90	12 18.1
37	O	10	75	0.30	0.70		0.100	2.20	12 13.8
38	O	10	75	0.40	0.65		0.100	2.30	12 14.4
39	O	10	45	0.35	0.35		0.100	1.60	12 6.0
40	I	10	90	0.35			0.100	0.55	12 4.1

CUADRO DE COLUMNAS

Diseño Resistente a Sismos. ESCALA 1:20

COLUMNA	A1,A2,A3,A4,A5	B1,B2,B3,B4,B5	C1,C2,C3,C4,C5	6C',0B',0B"
SECCION	0.70 X 0.70	0.80 X 0.80	0.75 X 0.70	0.40 X 0.40
ARMADURA	○ 16Ø20 Mc 30	○ 20Ø20 Mc 30	○ 18Ø20 Mc 30	● 8Ø16 Mc 31
ESTRIBOS	3E Ø 10 @ 10 Mc 32,33	3E Ø 10 @ 10 Mc 34,35	3E Ø 10 @ 10 Mc 36,37,38	3 E Ø 10 @ 10 Mc 39,40

Las columnas finalizan según arquitectura.

Respetar colocación de ESTRIBOS y su diámetro ya que aseguran un buen diseño ante sismos en el rango inelástico.

NOTAS:

CUADRO DE PLINTOS

UBICACION	N°	TIPO	DIMENSIONES			N.FUN.	ARMADURA		OBSERVACIONES
			a	b	h		Asx	Asy	
5A	1	P1	2.00	2.00	0.30	-1.50	14 Ø 12 Ø 0.15 Mc 20	14 Ø 12 Ø 0.15 Mc 20	Ver Niveles de Fundación en Planta de Cimentación.
3A	1	P2	2.00	2.00	0.35	-1.50	14 Ø 12 Ø 0.15 Mc 20	14 Ø 12 Ø 0.15 Mc 20	Ver Plintos en Planta de Cimentación.
2B	1	P3	2.15	2.15	0.30	-1.50	14 Ø 12 Ø 0.15 Mc 21	14 Ø 12 Ø 0.15 Mc 21	Ver Plintos en Planta de Cimentación.
1A	1	P4	2.85	2.85	0.45	-1.50	29 Ø 12 Ø 0.10 Mc 22	29 Ø 12 Ø 0.10 Mc 22	Ver Plintos en Planta de Cimentación.
2A,4A	2	P5	2.40	2.40	0.35	-1.50	24 Ø 12 Ø 0.10 Mc 23	24 Ø 12 Ø 0.10 Mc 23	Ver Plintos en Planta de Cimentación.
5B	1	P6	2.00	2.00	0.30	-1.50	20 Ø 14 Ø 0.10 Mc 24	20 Ø 14 Ø 0.10 Mc 24	Ver Plintos en Planta de Cimentación.
4B	1	P7	2.15	2.15	0.30	-1.50	22 Ø 14 Ø 0.10 Mc 25	22 Ø 14 Ø 0.10 Mc 25	Ver Plintos en Planta de Cimentación.
3B	1	P8	2.40	2.40	0.30	-1.50	24 Ø 14 Ø 0.10 Mc 26	24 Ø 14 Ø 0.10 Mc 26	Ver Plintos en Planta de Cimentación.
0B',6C'	2	P9	1.00	1.00	0.25	-1.50	5 Ø 12 Ø 0.20 Mc 27	5 Ø 12 Ø 0.20 Mc 27	Ver Plintos en Planta de Cimentación.

Recubrimiento = 7.5 cm.

CORTE C-C'

PLINTO TIPO P1=P2=P3=P4=P5=P6=P7=P8=P9

AWS Standard welding symbols

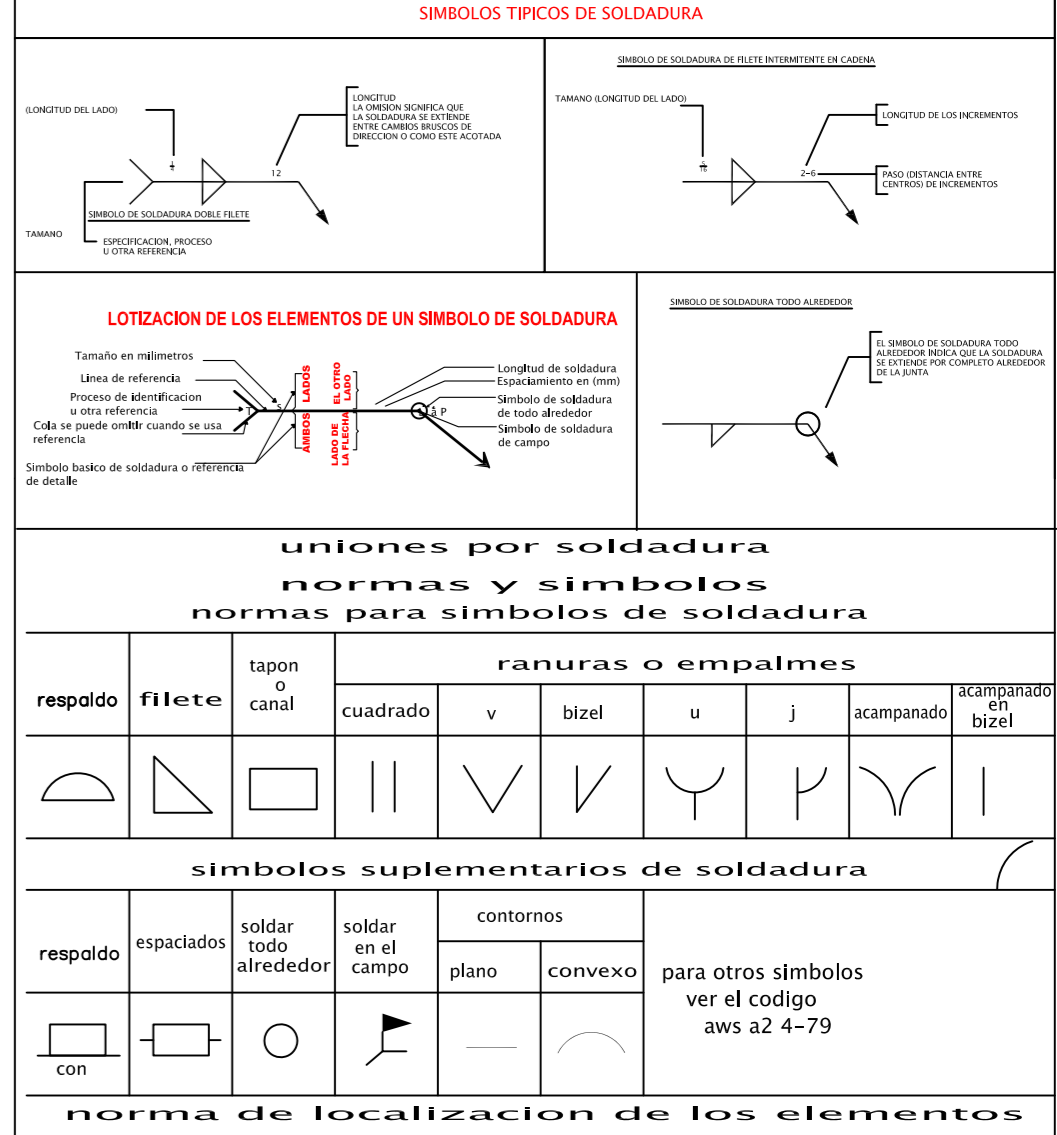
Basic Joint-Identification of Arrow Side and Other Side of Joint

Basic Joint-Identification of Arrow Side and Other Side of Joint

AMERICAN WELDING SOCIETY, INC. Diciembre 2003.

- NOTAS DE LOS MATERIALES**
- El hormigón deberá tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad de $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ para la cimentación y de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para las losas
 - El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, y el acero para perfil estructural deberá ser grado A-36 para vigas y elementos secundarios y A992 para columnas
 - La capacidad portante del suelo para el diseño de la cimentación se ha asumido en 25 T/m^2 , particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio; de no obtenerse esta capacidad portante se deberá realizar un mejoramiento de suelo hasta conseguir como mínimo 25 T/m^2
 - Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista

- NOTAS DE LA SOLDADURA**
- Todas las soldaduras deberán cumplir las especificaciones de ANSI-AWS, D1.1
 - En todas las soldaduras de penetración total se usará respaldo.
 - Los electrodos para soldar las estructuras serán del tipo E-70xx con $\phi = 0.31$ y $\phi = 0.39$ según se requiera.
 - Los cordones de filete en los extremos de las piezas soldadas deberán remeterse dando la vuelta a la esquina de las piezas en la longitud de 2 veces al calibre nominal del cordón o 1.0 cm. mínimo.
 - Todas las soldaduras deberán ser aplicadas por operarios calificados requiriéndose la calificación por escrito.
 - El soldado en taller o de campo deberá hacer con las piezas sostenidas rigidamente; antes de soldar se verificará que las superficies a soldar estén libres de escoria, grasa o pinturas.
 - La soldadura en juntas deberá aplicarse estando torcedoras, flameos, requemados de material, ya que piezas con estos defectos deberán reponerse íntegramente.
 - La temperatura mínima de las piezas antes de aplicar las soldaduras serán de 20°C .
 - Donde no se especifique el calibre de la soldadura deberán colocarse cordones de calibre igual al espesor del elemento más delgado que se usa con dicho cordón
 - Los símbolos empleados para soldadura serán los siguientes:



- NOTAS DE FABRICACION DE ESTRUCTURA METALICA**
- El contratista y/o suministrador de la estructura de acero prefabricada, deberá hacer los dibujos de taller de todos los elementos y de las conexiones, una vez verificado los los mismos, se deberán aprobar por la Inspección del proyecto antes de iniciarse la fabricación.
 - Todas las tolerancias, tanto de fabricación como erección deberán ser regidas por el código AISC- 2010 (American Institute of Steel Construction)
 - Todos los cortes podrán hacerse con zizalla, sierra o soplete guiado mecánicamente; estos últimos requieren un acabado correcto libre de rebabas; no se admiten muescas o depresiones mayores de 5 mm.
 - Las partes que vayan a soldarse a tope deberán alinearse cuidadosamente corrigiendo faltas de alineamiento mayores de 1.5 mm. la soldadura que se aplica en este caso será de penetración total y se empleará respaldo.
 - A todos los elementos deberán pintarse con primario y acabado, ambos anticorrosivos. El primario se aplicará sobre superficies semiblanas, con espesor total de 7 (siete) micras, calidad clase B, aceptándose 5% de desprendimiento como máximo. La pintura sobre las piezas de acero deberán someterse a prueba de adherencia y medición del espesor.

- NOTAS DE MONTAJE DE ESTRUCTURA METALICA**
- El montaje deberá efectuarse con el equipo apropiado y que ofrezca la mayor seguridad posible.
 - El transporte y montaje deberá hacerse con precaución para no generar esfuerzos residuales en las piezas ocasionados por el empleo inadecuado de gruas, malecones, tornillos y soldadura en las juntas.
 - No deberá colocarse en forma definitiva ninguna pieza en tanto no haya sido verificado su posición, nivelada, plomada y alineada. Una vez colocada en forma definitiva la estructura se procederá a aplicar la pintura anticorrosiva definitiva.

ESTRUCTURA SISMO RESISTENTE, DISEÑO CÓDIGO AISC 341-2010

LENIN SANTIAGO PEREZ FREIRE
Cel.0981170751

PROYECTO: PROYECTO DE TESIS DE GRADO
UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO - FICM

CONTIENE: DETALLES DE PLANCHAS BASE
CUADRO DE COLUMNAS, CUADRO DE PLINTOS Y COMPUTOS METRICOS

ESCALAS INDICADAS

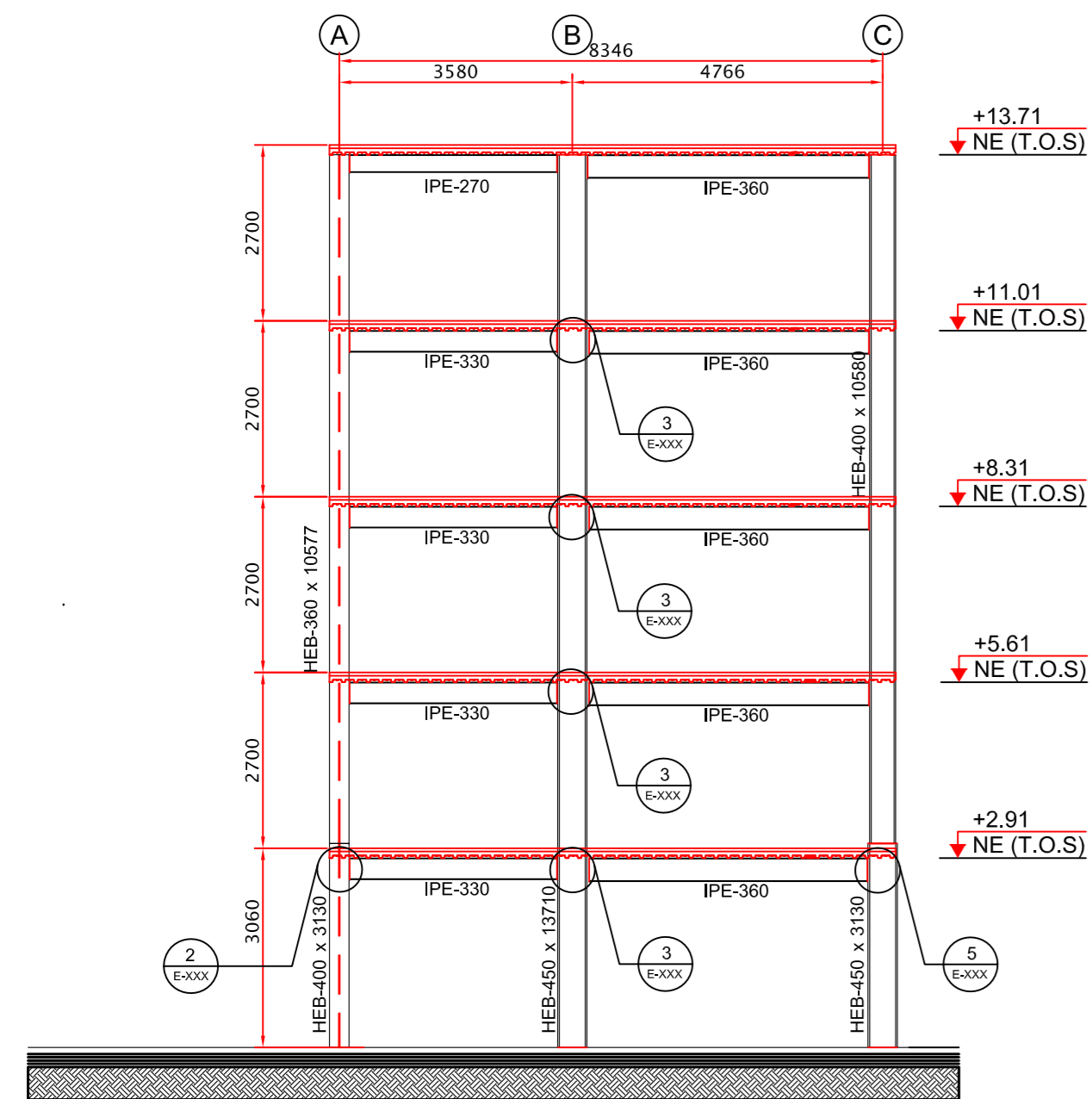
CALCULO ESTRUCTURAL

NOVIEMBRE 2014
FECHA

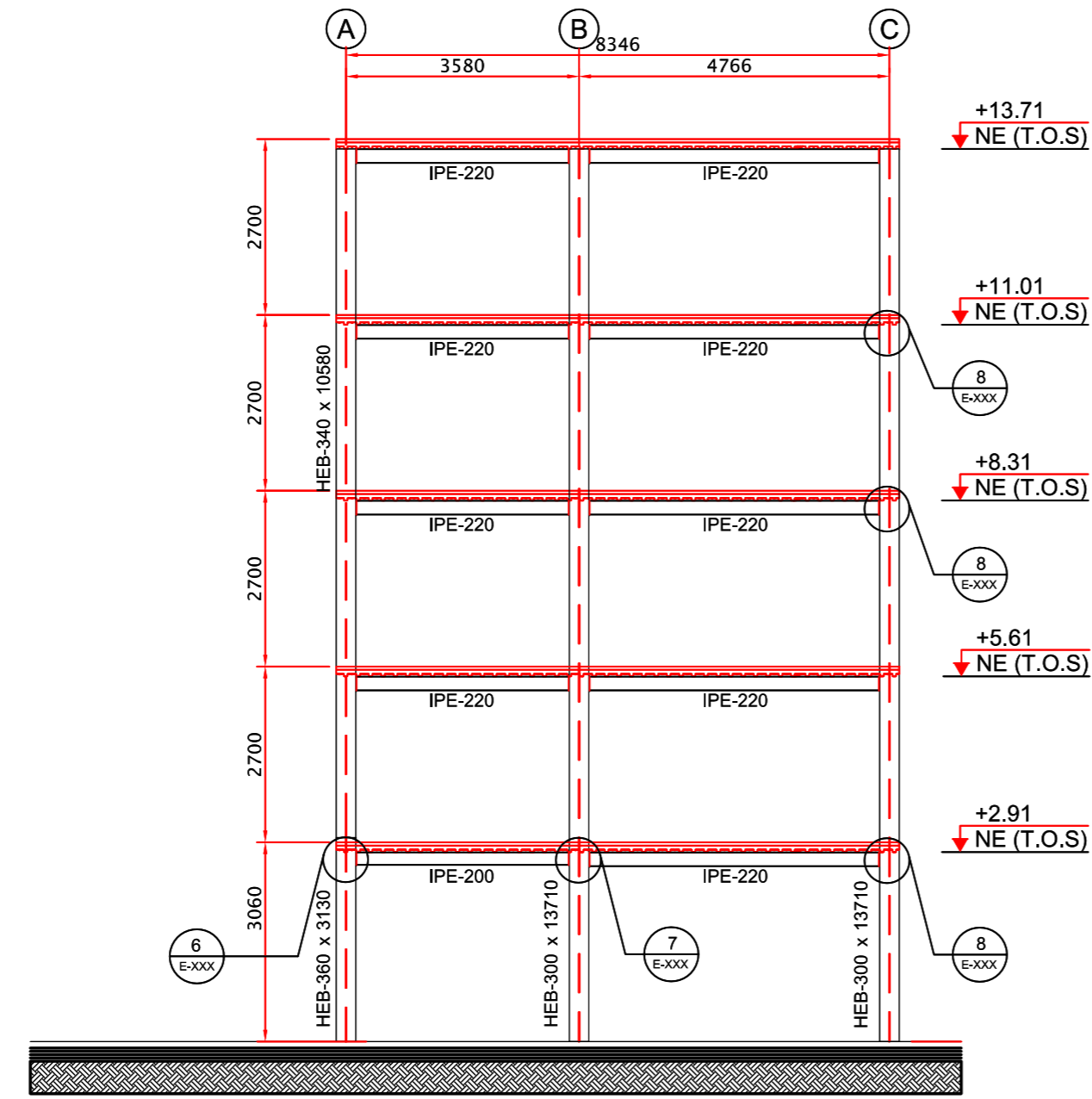
0981170751
RGO. SANTIAGO PEREZ
DIBUJO

3DE12

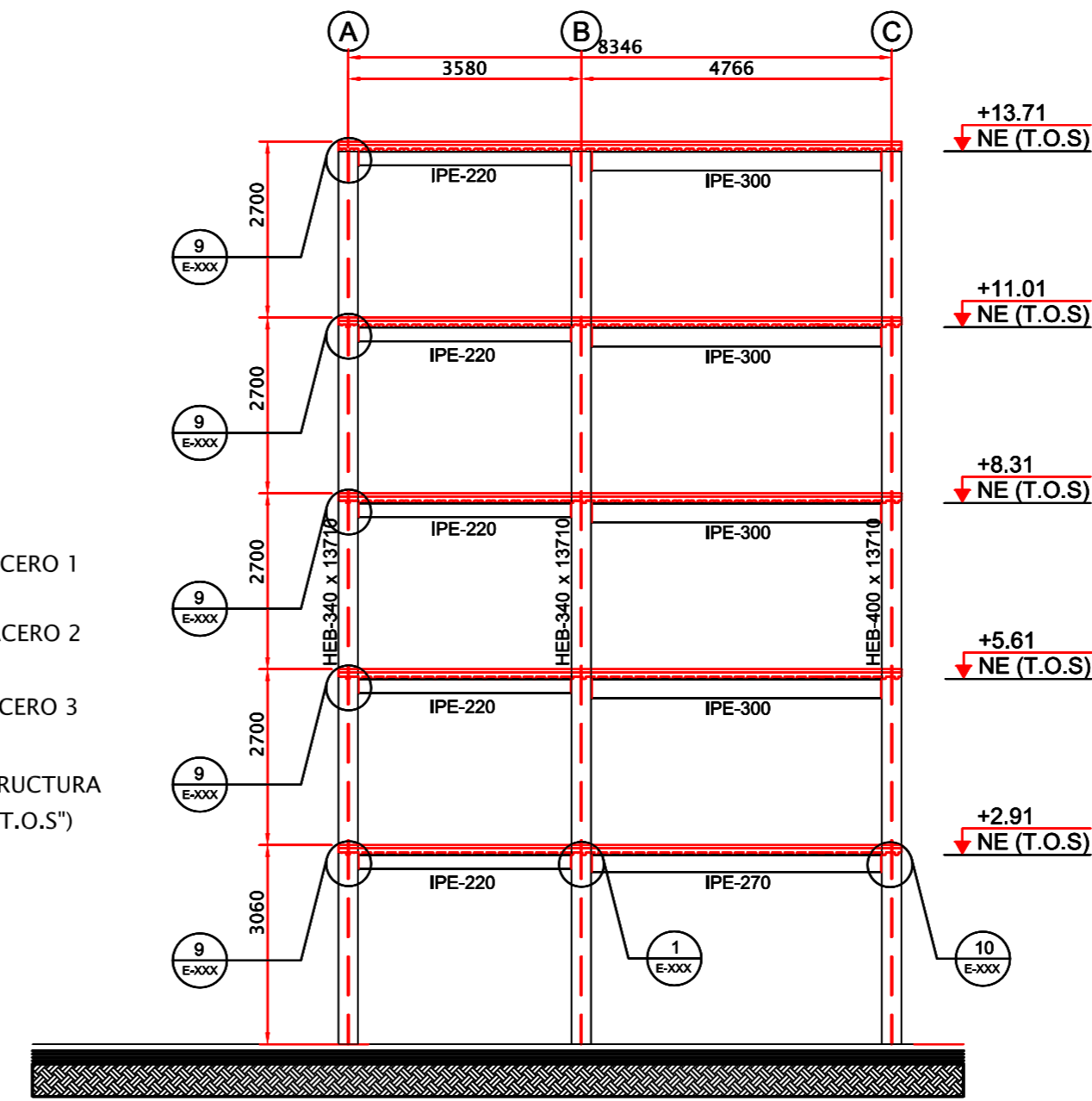
SELLOS



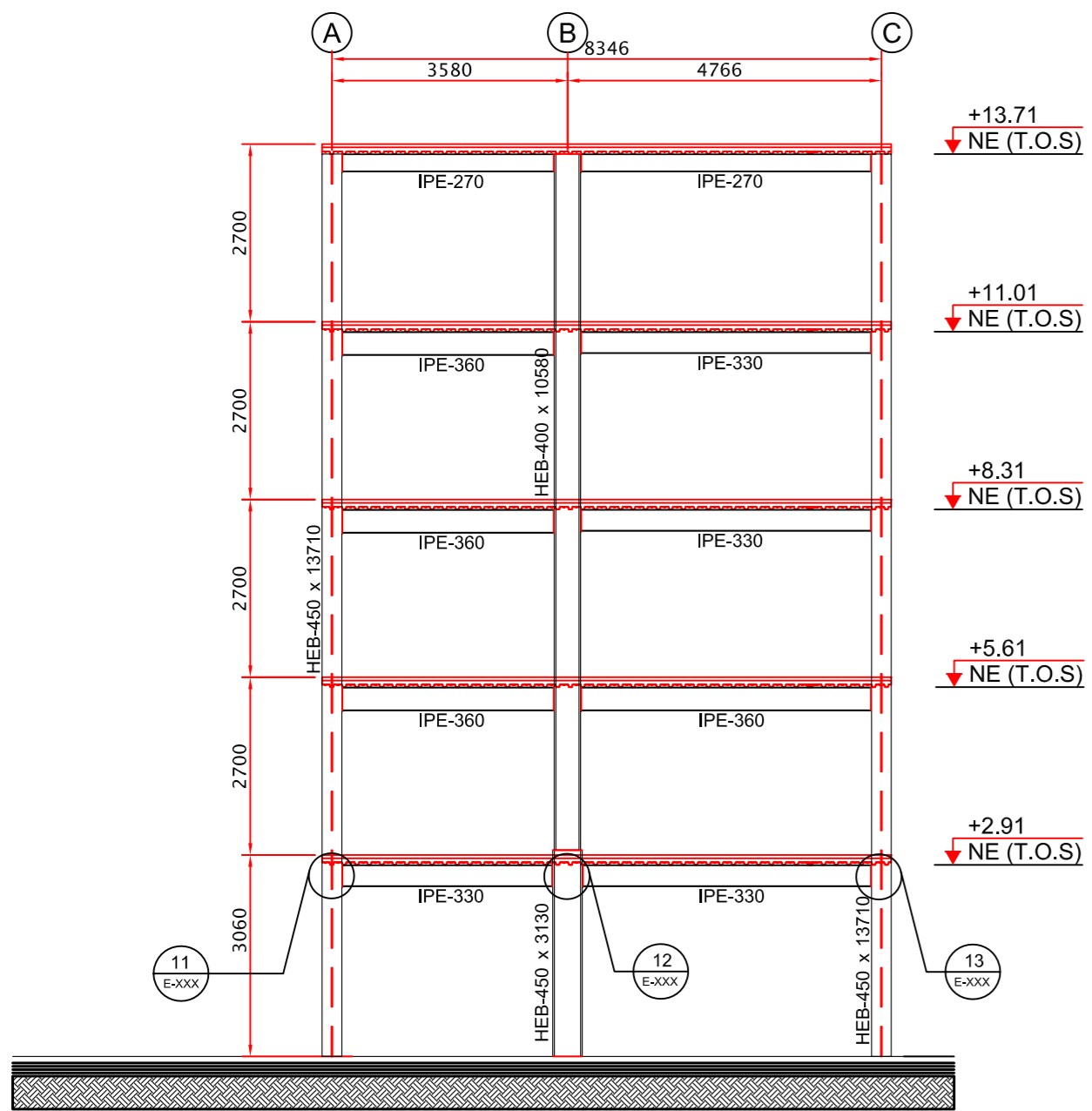
PORTICO EJE 1
ESCALA 1/100



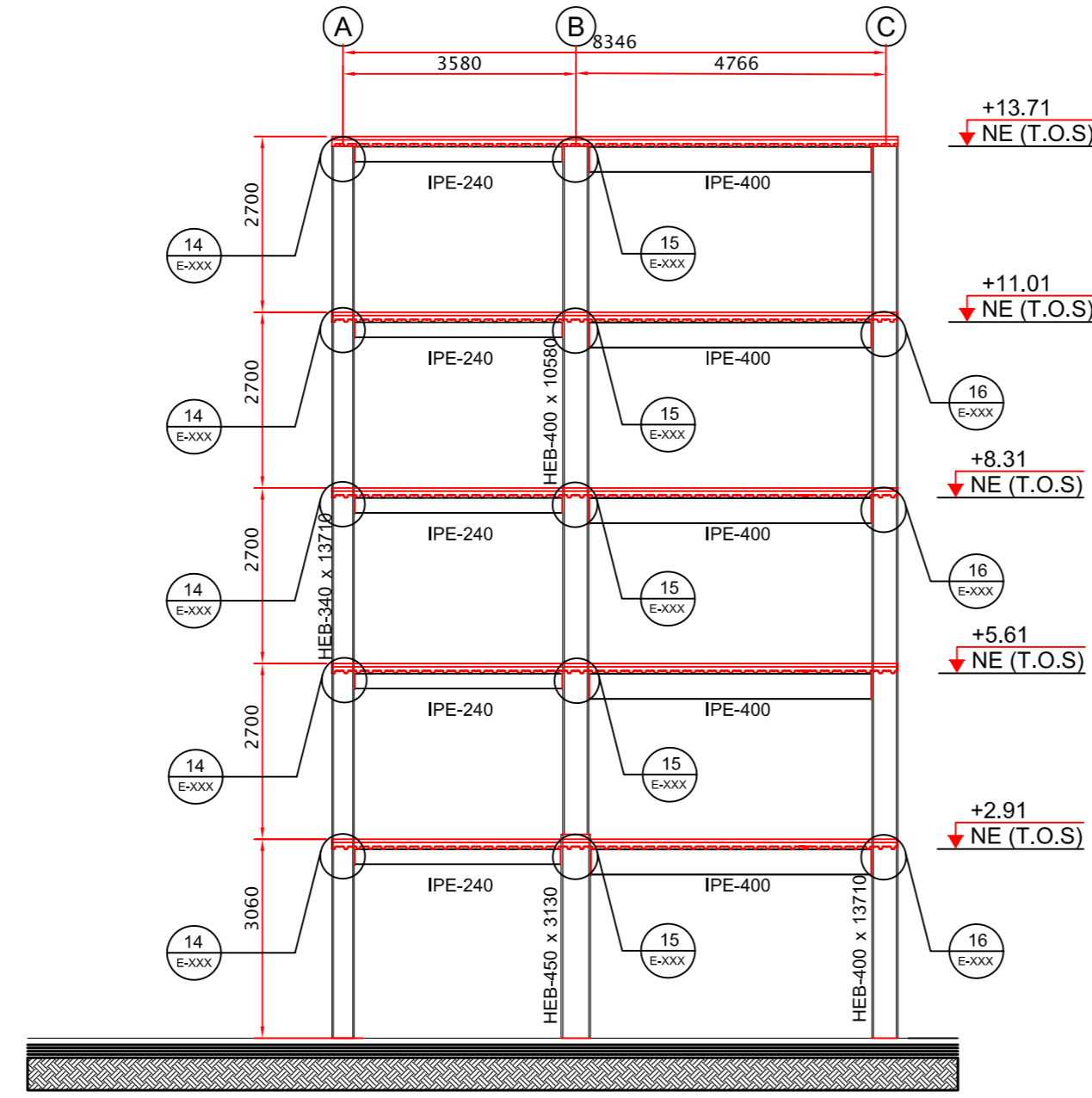
PORTICO EJE 2
ESCALA 1/100



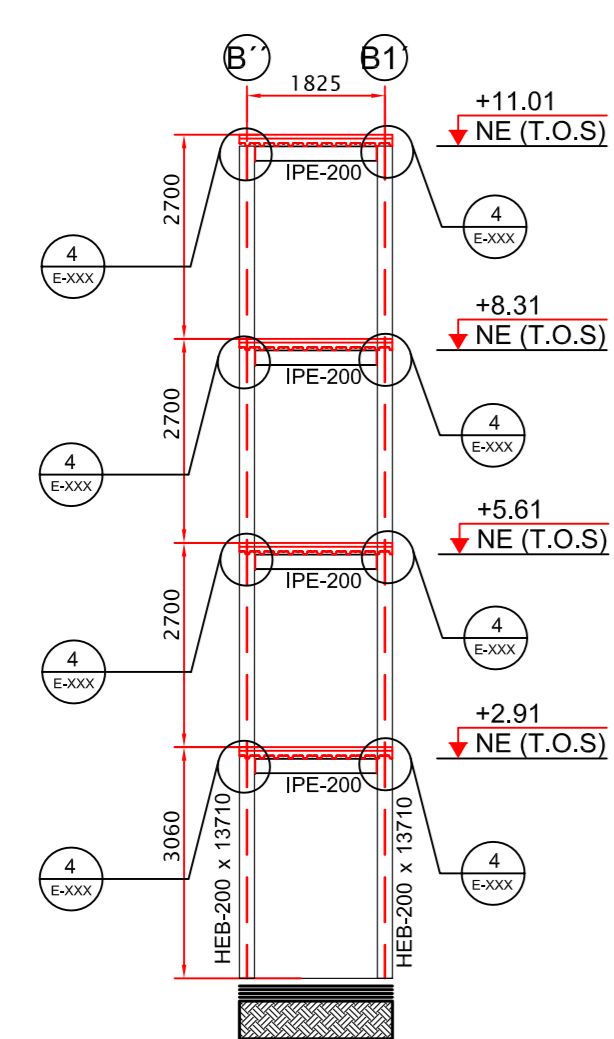
PORTICO EJE 3
ESCALA 1/100



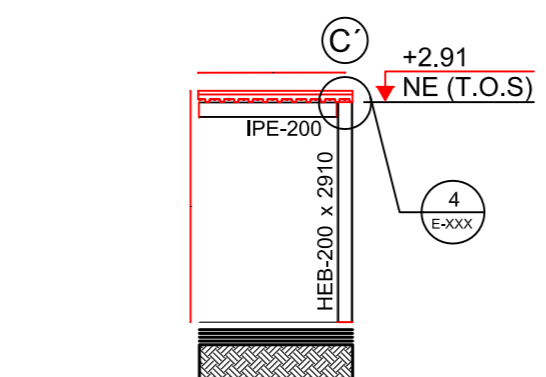
PORTICO EJE 4
ESCALA 1/100



PORTICO EJE 5
ESCALA 1/100

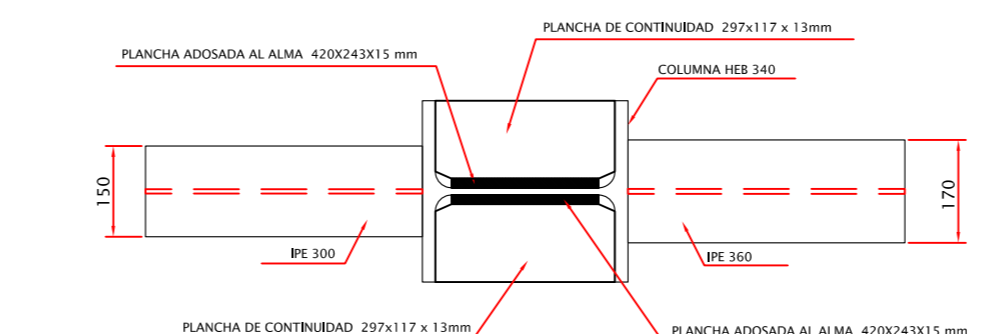


PORTICO EJE 0
ESCALA 1/100

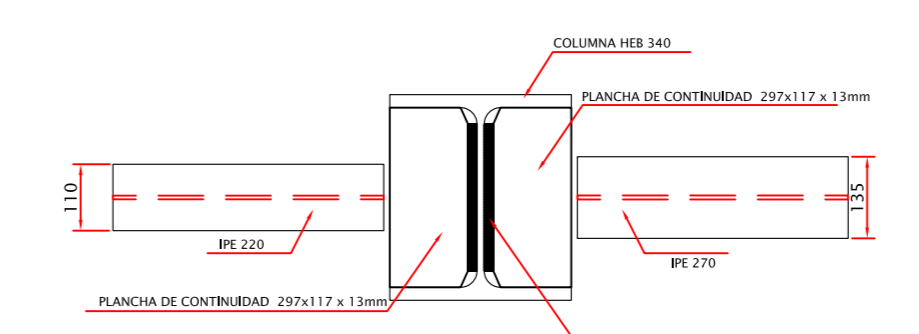


PORTICO EJE 6
ESCALA 1/100

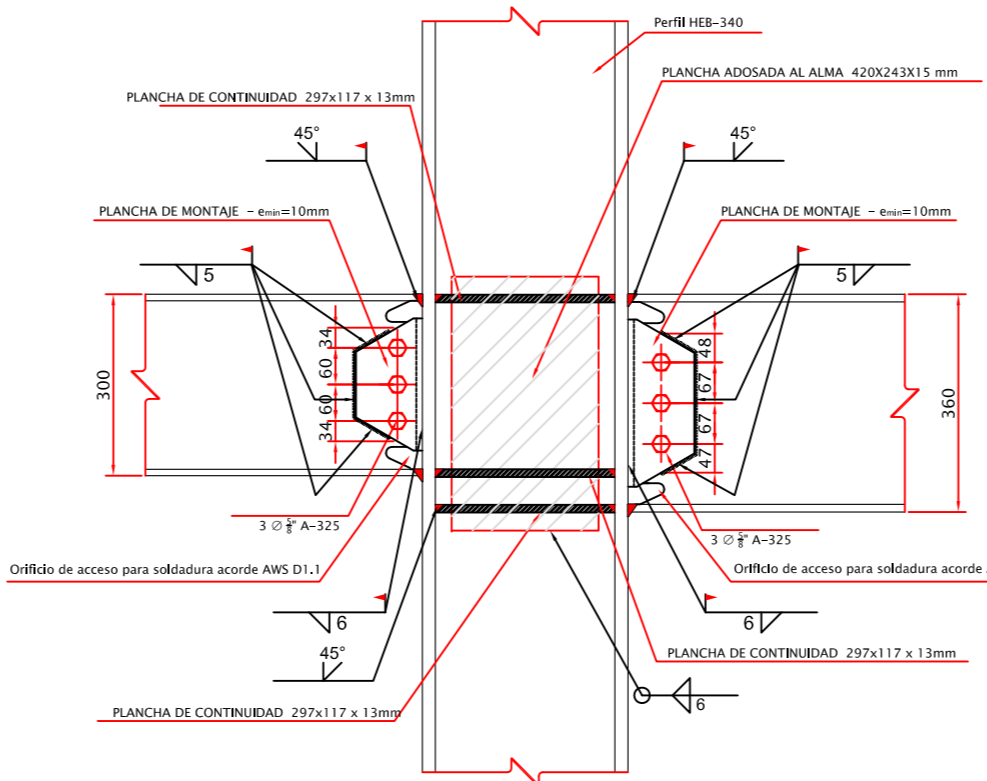
NOMENCLATURA (EJEMPLOS):
 1 VER DETALLE DE CONEXIÓN EN ACERO 1
 2 VER DETALLE DE CONEXIÓN EN ACERO 2
 3 VER DETALLE DE CONEXIÓN EN ACERO 3
 ALTURA (m.) NIVEL DE ACABADO DE ESTRUCTURA EN ACERO (TOP OF STEEL "T.O.S.")



"VISTA EN PLANTA EN EL EJE MAYOR DE LA COLUMNA"

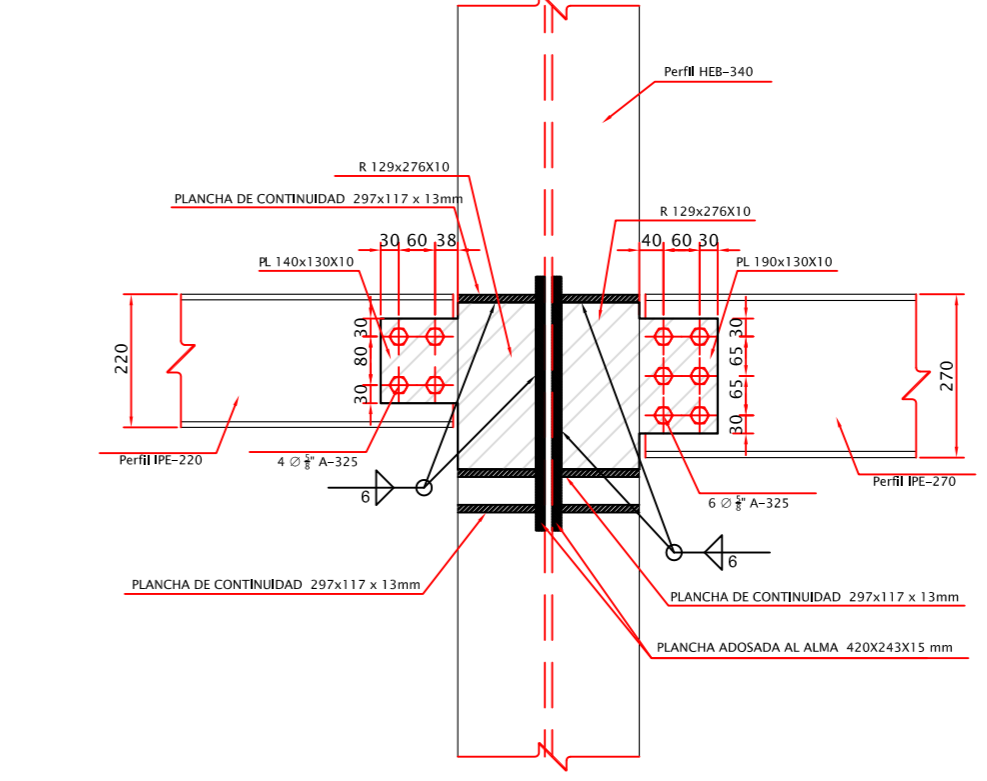


"VISTA EN PLANTA EN EL EJE MENOR DE LA COLUMNA"



"CONEXION PRECALIFICADA WUF-W EN EL EJE MAYOR DE LA COLUMNA"

"DETALLE 1: ESCALA: 1:12,5"



"CONEXION SIMPLE A CORTE EN EL EJE MENOR DE LA COLUMNA"

"DETALLE 1: ESCALA: 1:12,5"



"PLANCHAS DE MONTAJE PARA CONEXION PRECALIFICADA WUF-W"

"DETALLE 1: ESCALA: 1:12,5"

PLANILLA DETALLE 1 Cantidad de Nodos: 1

Item	Cant.	Base (mm)	Alto (mm)	Espesor (mm)	Peso Unitario (Kg)	Peso Total Nodo (Kg)	Peso Total (Kg)
Plancha de montaje derecha	1	221,5	110	10	1,91	1,91	1,91
Plancha de montaje izquierda	1	162,5	110	10	1,40	1,40	1,40
Planchas adosadas al alma	2	243	400	15	12,02	24,04	24,04
Planchas de continuidad	6	117	297	13	3,55	21,28	21,28
Rigidizadores	2	129	276	10	2,79	5,59	5,59
PL Derecha (Plancha de corte)	1	130	190	10	1,94	1,94	1,94
PL Izquierda (Plancha de corte)	1	130	140	10	1,43	1,43	1,43
TOTALES						57,59	57,59

Peso Especifico del acero: 7850 Kg/m³

Pernos

Ø	Cantidad por Nudo	Cant. Total
5/8"	16	16

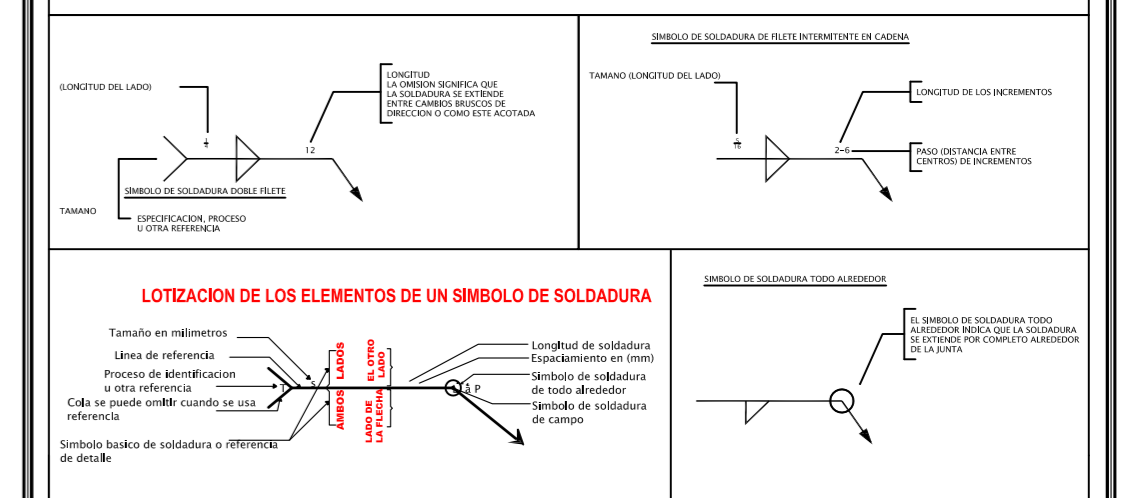
NOTAS DE LOS MATERIALES

- El hormigón deberá tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad de $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ para la cimentación y de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para las losas.
- El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, y el acero para perfil estructural deberá ser grado A-36 para vigas y elementos secundarios y A992 para columnas.
- La capacidad portante del suelo para el diseño de la cimentación se ha asumido en 25 T/m^2 , particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio; de no obtenerse esta capacidad portante se deberá realizar un mejoramiento de suelo hasta conseguir como mínimo 25 T/m^2 .
- Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista.

NOTAS DE LA SOLDADURA

- Todas las soldaduras deberán cumplir las especificaciones de ANSI-A.W.S. D1.1.
- En todas las soldaduras de penetración total se usará respaldo.
- Los electrodos para soldar las estructuras serán del tipo E-70xx con $\phi = 0,31$ y $\phi = 0,39$ según se requiera.
- Los cordones de filete en los extremos de las piezas soldadas deberán remeterse dando la vuelta a la esquina de las piezas en la longitud de 2 veces al calibre nominal del cordón o 1,0 cm. mínimo.
- Todas las soldaduras deberán ser aplicadas por operarios calificados requiriéndose la calificación por escrito.
- El soldado en taller o de campo deberá hacer con las piezas sostenidas rigidamente; antes de soldar se verificará que las superficies a soldar estén libres de escoria, grasa o pinturas.
- La soldadura en juntas deberá aplicarse estando torceduras, flameos, requemados de material, ya que piezas con estos defectos deberán reponerse íntegramente.
- La temperatura mínima de las piezas antes de aplicar las soldaduras serán de 20°C .
- Donde no se especifique el calibre de la soldadura deberán colocarse cordones de calibre igual al espesor del elemento más delgado que se una con dicho cordón.
- Los símbolos empleados para soldadura serán los siguientes:

SÍMBOLOS TÍPICOS DE SOLDADURA



uniones por soldadura normas y símbolos para símbolos de soldadura

respaldo	filete	tapon canal	ranuras o empalmes								
			cuadrado	v	bizel	u	j	scampanado	u 60	u 60	u 60

simbolos suplementarios de soldadura

respaldo	espaldado	soldar todo alrededor	soldar en campo	contornos	para otros simbolos
				plano	convexo

norma de localizacion de los elementos

NOTAS DE FABRICACION DE ESTRUCTURA METALICA

- El contratista y/o suministrador de la estructura de acero prefabricada, deberá hacer los dibujos de taller de todos los elementos y de las conexiones, una vez verificados los mismos, se deberán aprobar por la inspección del proyecto antes de iniciarse la fabricación.
- Todas las tolerancias, tanto de fabricación como de erección deberán ser regidas por el código AISC- 2010 (American Institute of Steel Construction).
- Todos los cortes podrán hacerse con cizalla, sierra o soplete guiado mecanicamente; estos últimos requieren un acabado correcto libre de rebabas; no se admiten muescas o depresiones mayores de 5 mm.
- Las partes que vayan a soldarse a tope deberán alinearse cuidadosamente corrigiendo faltas de alineamiento mayores de 1,5 mm. la soldadura que se aplica en este caso será de penetración total y se empleará respaldo.
- A todos los elementos deberán pintarse con primario y acabado, ambos anticorrosivos. El primario se aplicará sobre superficies semiblanas, con espesor total de 7 (siete) micras, calidad clase B, aceptándose 5% de desprendimiento como máximo. La pintura sobre las piezas de acero deberán someterse a prueba de adherencia y medición del espesor.

NOTAS DE MONTAJE DE ESTRUCTURA METALICA

- El montaje deberá efectuarse con el equipo apropiado y que ofrezca la mayor seguridad posible.
- El transporte y montaje deberá hacerse con precaución para no generar esfuerzos residuales en las piezas ocasionados por el empleo inadecuado de gruas, malacates, tornillos y soldadura en las juntas.
- No deberá colocarse en forma definitiva ninguna pieza en tanto no haya sido verificado su posición, nivelada, plomeada y alineada. Una vez colocada en forma definitiva la estructura se procederá a aplicar la pintura anticorrosiva definitiva.

NOTAS DE INSPECCION

- La estructura será inspeccionada desde su fabricación en donde se verifiquen dimensiones y características de los materiales antes de proceder a fabricar.
- Cualquier material que no cumpla con los requisitos especificados en estas notas, será rechazada por el Inspector.
- Se verificará en taller las dimensiones y calidades en la aplicación de las soldaduras.

ESTRUCTURA SISMO RESISTENTE, DISEÑO CÓDIGO AISC 341-2010

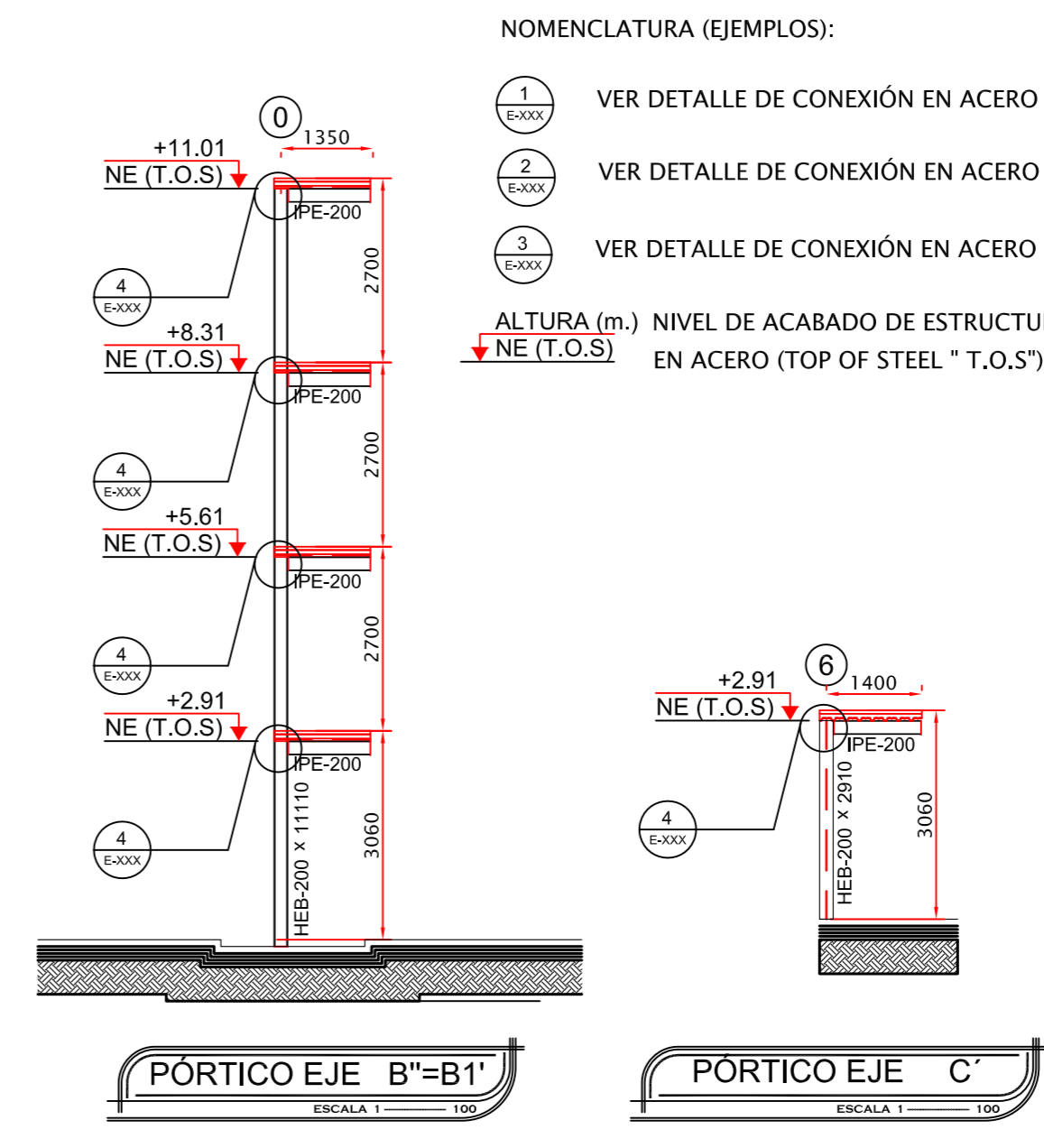
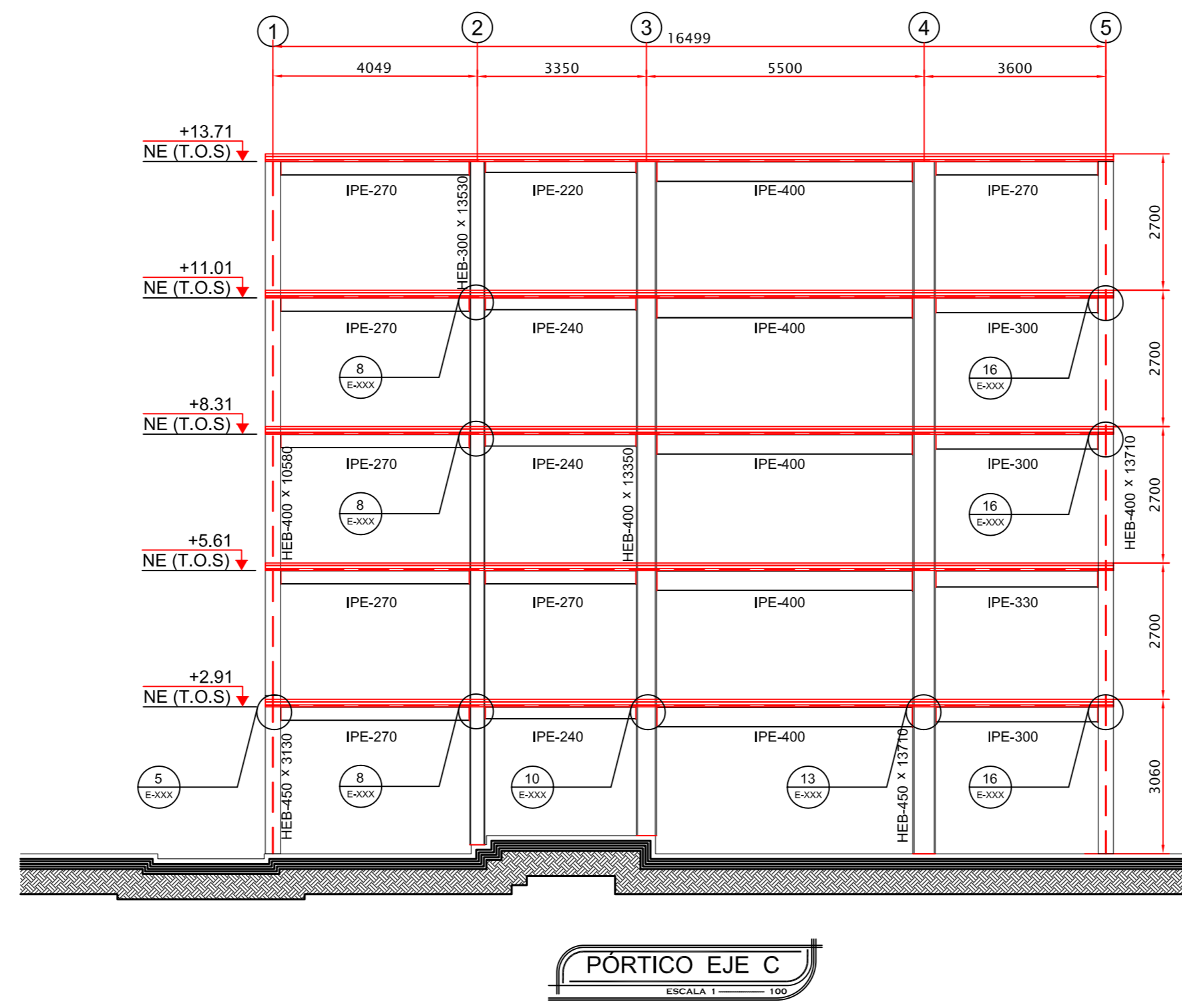
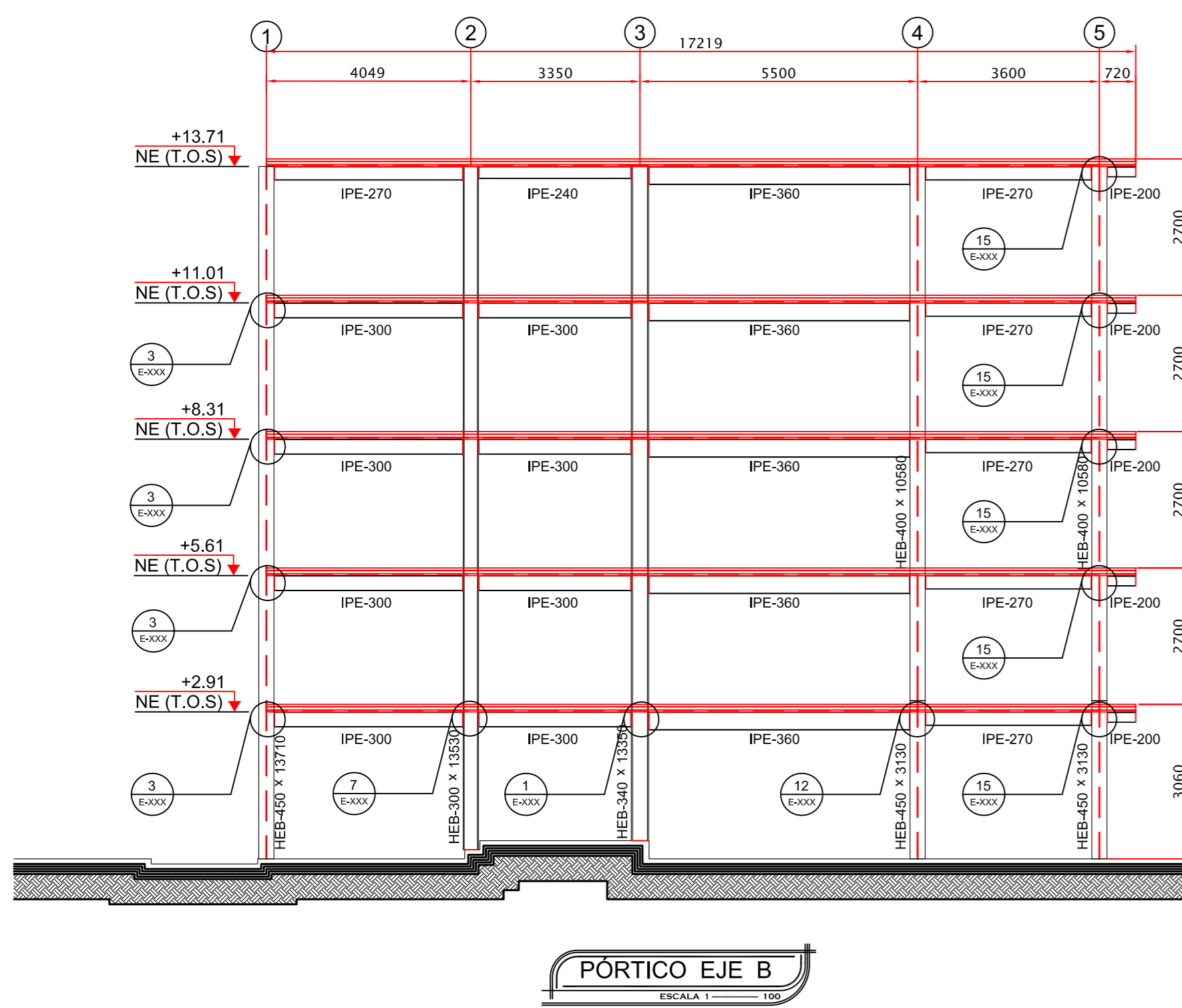
LENIN SANTIAGO PEREZ FREIRE
Cel.0981170751

PROYECTO: PROYECTO DE TESIS DE GRADO
UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO - FICM

CONTIENE: PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO SMF DEL EJE 0 AL EJE 6 EN EL SENTIDO CORTO, Y DETALLE DE CONEXION PRECALIFICADA WUF-W (DETALLE 1)

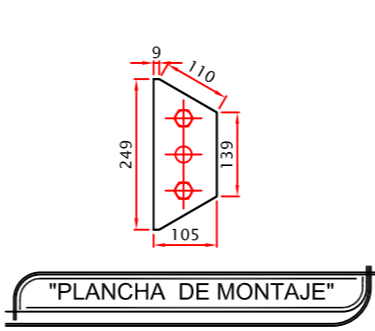
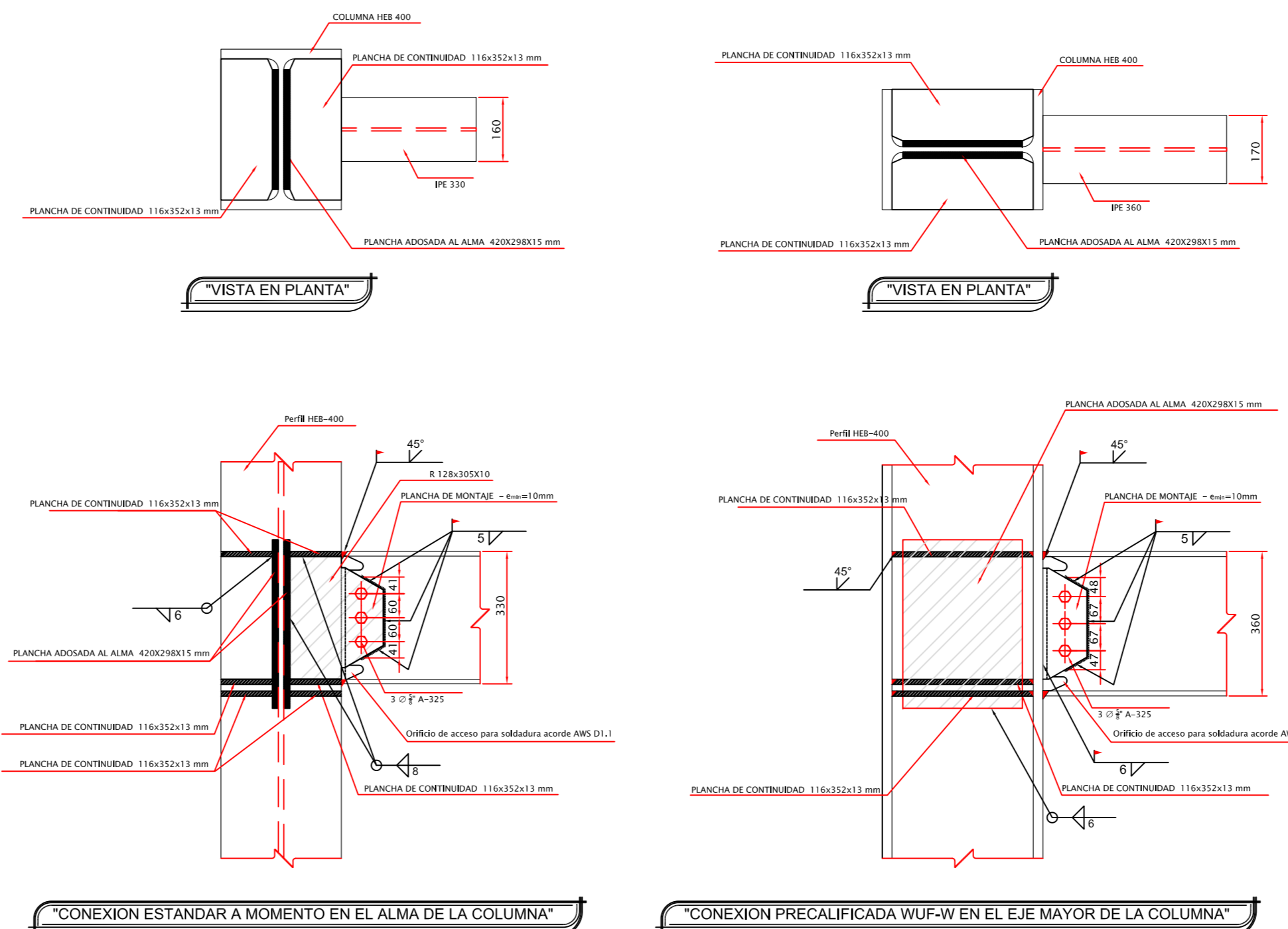
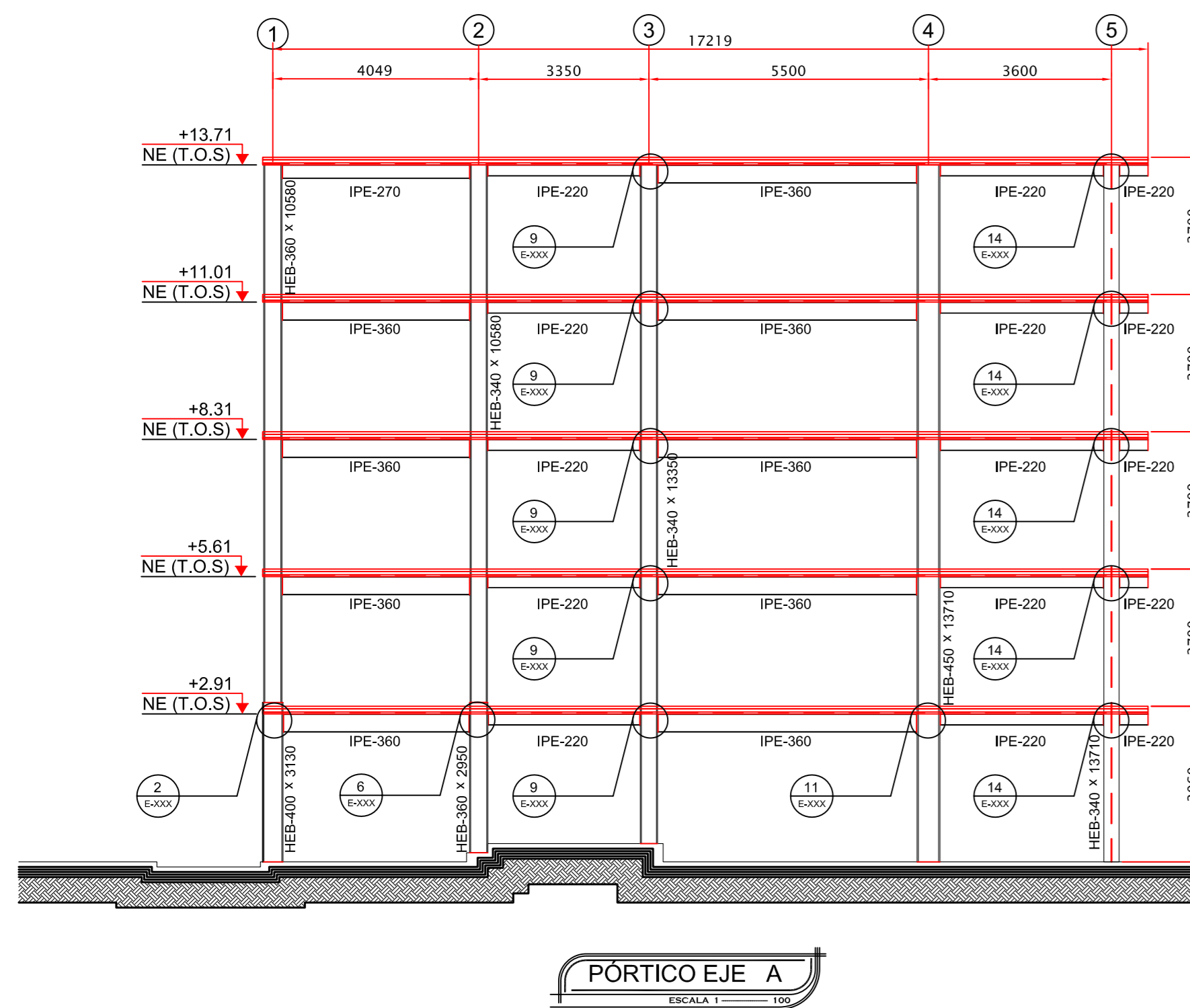
CALCULO ESTRUCTURAL: NOVIEMBRE 2014
FECHA: 0981170751
EGDO. SANTIAGO PEREZ
DIBUJO: 6DE12

SELLOS



NOMENCLATURA (EJEMPLOS):

- 1 VER DETALLE DE CONEXIÓN EN ACERO 1
 - 2 VER DETALLE DE CONEXIÓN EN ACERO 2
 - 3 VER DETALLE DE CONEXIÓN EN ACERO 3
- ALTIMETRIA (m.) NIVEL DE ACABADO DE ESTRUCTURA EN ACERO (TOP OF STEEL "T.O.S.")



PLANILLA DETALLE 2 Cantidad de Nodos: 1

Item	Cant.	Base (mm)	Alto (mm)	Espesor (mm)	Peso Unitario (Kg)	Peso Total Nodo (Kg)	Peso Total (Kg)
Plancha de montaje derecha	1	221.3	110	10	1.91	1.91	1.91
Plancha de montaje izquierda	1	194	105	10	1.60	1.60	1.60
Planchas adosadas al alma	2	298	420	15	14.74	29.48	29.48
Planchas de continuidad	6	116	352	13	4.17	25.00	25.00
Rigidizadores	1	128	305	10	3.96	3.96	3.96
TOTALES						61.95	61.95

Peso Especifico del acero: 7850 Kg/m³

Pernos	Cantidad por Nudo	Cant. Total
Ø 5/8"	6	6

COMPUTO DE PERFILES METALICOS DE COLUMNAS

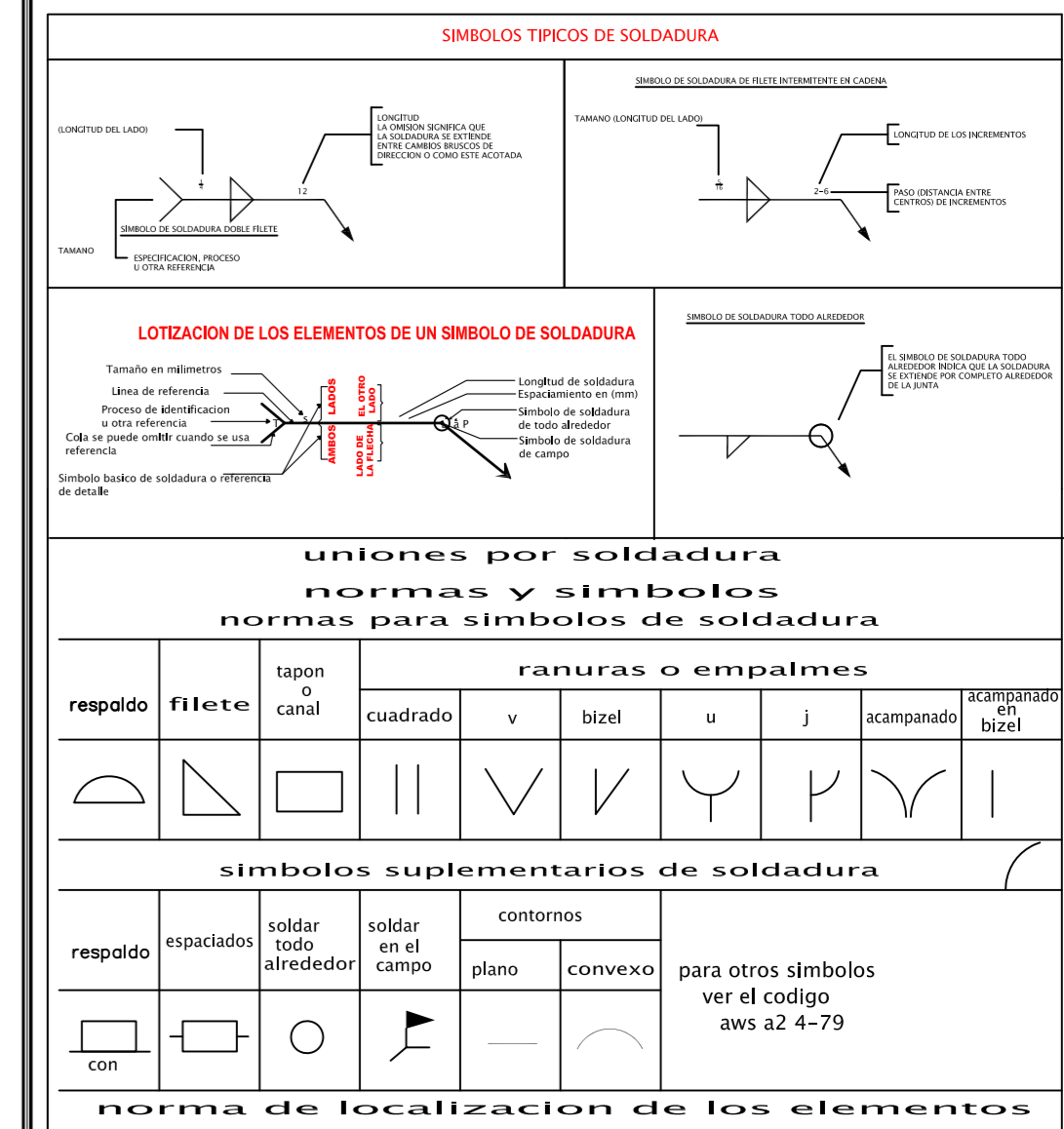
PERFIL	CANTIDAD	LOGITUD (mm)	LONGITUD TOTAL (mm)	PESO (Kg/m)	PESO (Kg)	PESO TOTAL (KG)
HEB-200	1	2910	2910	61.3	178.4	
HEB-200	2	13710	27420	61.3	1686.6	1865.0
HEB-300	2	13710	27420	117.0	3208.1	3208.1
HEB-340	3	13710	41130	134.0	5511.4	
HEB-340	1	10580	10580	154.0	1641.7	6929.1
HEB-360	1	10577	10577	142.0	1501.9	
HEB-360	1	10580	10580	142.0	1502.4	3448.8
HEB-360	1	3130	3130	142.0	444.5	
HEB-400	2	13710	27420	155.0	4250.1	
HEB-400	3	10580	31740	155.0	4919.7	9655.0
HEB-400	1	3130	3130	155.0	485.2	
HEB-450	3	3130	9390	171.0	1605.7	
HEB-450	3	13710	41130	171.0	7033.2	8638.9
Total Acero en Perfiles de Columnas (Kg)						33739.1

NOTAS DE LOS MATERIALES

- El hormigón deberá tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad de $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ para la cimentación y de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para las losas.
- El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, y el acero para perfil estructural deberá ser grado A-36 para vigas y elementos secundarios y A992 para columnas.
- La capacidad portante del suelo para el diseño de la cimentación se ha asumido en 25 T/m^2 , particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio; de no obtenerse esta capacidad portante se deberá realizar un mejoramiento de suelo hasta conseguir como mínimo 25 T/m^2 .
- Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista.

NOTAS DE LA SOLDADURA

- Todas las soldaduras deberán cumplir las especificaciones de ANSI-A.W.S. D1.1.
- En todas las soldaduras de penetración total se usará respaldo.
- Los electrodos para soldar las estructuras serán del tipo E-70xx con $\phi = 0.31$ y $\phi = 0.39$ según se requiera.
- Los cordones de filete en los extremos de las piezas soldadas deberán remeterse dando la vuelta a la esquina de las piezas en la longitud de 2 veces al calibre nominal del cordón o 1.0 cm. mínimo.
- Todas las soldaduras deberán ser aplicadas por operarios calificados requiriéndose la calificación por escrito.
- El soldado en taller o de campo deberá hacer con las piezas sostenidas rigidamente; antes de soldar se verificará que las superficies a soldar estén libres de escoria, grasa o pinturas.
- La soldadura en juntas deberá aplicarse estando torcedoras, flameos, requemados de material, ya que piezas con estos defectos deberán reponerse íntegramente.
- La temperatura mínima de las piezas antes de aplicar las soldaduras serán de 20°C .
- Donde no se especifique el calibre de la soldadura se colocará cordones de calibre igual al espesor del elemento más delgado que se una con dicho cordón.
- Los símbolos empleados para soldadura serán los siguientes:



NOTAS DE FABRICACION DE ESTRUCTURA METALICA

- El contratista y/o suministrador de la estructura de acero prefabricada, deberá hacer los dibujos de taller de todos los elementos y de las conexiones, una vez verificados los mismos, se deberán aprobar por la inspección del proyecto antes de iniciarse la fabricación.
- Todas las tolerancias, tanto de fabricación como de erección deberán ser regidas por el código AISC- 2010 (American Institute of Steel Construction).
- Todos los cortes podrán hacerse con cizalla, sierra o soplete guiado mecánicamente; estos últimos requieren un acabado correcto libre de rebabas; no se admiten muescas o depresiones mayores de 5 mm.
- Las partes que vayan a soldarse a tope deberán alinearse cuidadosamente corrigiendo faltas de alineamiento mayores de 1.5 mm. la soldadura que se aplicara en este caso será de penetración total y se empleará respaldo.
- A todos los elementos deberán pintarse con primario y acabado, ambos anticorrosivos. El primario se aplicará sobre superficies semiblanas, con espesor total de 7 (siete) micras, calidad clase B, acopiándose 5% de desprendimiento como máximo. La pintura sobre las piezas de acero deberán someterse a prueba de adherencia y medición del espesor.

NOTAS DE MONTAJE DE ESTRUCTURA METALICA

- El montaje deberá efectuarse con el equipo apropiado y que ofrezca la mayor seguridad posible.
- El transporte y montaje deberá hacerse con precaución para no generar esfuerzos residuales en las piezas ocasionados por el empleo inadecuado de gruas, malacates, tornillos y soldadura en las juntas.
- No deberá colocarse en forma definitiva ninguna pieza en tanto no haya sido verificado su posición, nivelada, plomada y alineada. Una vez colocada en forma definitiva la estructura se procederá a aplicar la pintura anticorrosiva definitiva.

NOTAS DE INSPECCION

- La estructura será inspeccionada desde su fabricación en donde se verificará dimensiones y características de los materiales antes de proceder a fabricar.
- Cualquier material que no cumpla con los requisitos especificados en estas notas, será rechazada por el Inspector.
- Se verificará en taller las dimensiones y calidades en la aplicación de las soldaduras.

ESTRUCTURA SISMO RESISTENTE, DISEÑO CÓDIGO AISC 341-2010

LENIN SANTIAGO PEREZ FREIRE
Cel.0981170751

PROYECTO: PROYECTO DE TESIS DE GRADO
UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO - FICM

CONTIENE: PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO SMF DEL EJE 0 AL EJE 6 EN EL SENTIDO LARGO, Y DETALLE DE CONJON PRECALIFICADA WUF-W (DETALLE 2)

CALCULO ESTRUCTURAL: **NOVIEMBRE 2014** FECHA
Escala: **INDICADAS**

EGDO. SANTIAGO PEREZ: **0981170751** DIBUJO
EGDO. SANTIAGO PEREZ: **7DE12** LAMINA ESTRUCTURAL

SELLOS

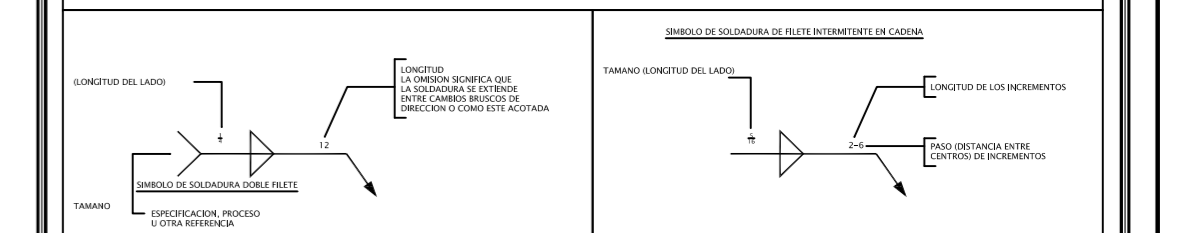
NOTAS DE LOS MATERIALES

- El hormigón deberá tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad de $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ para la cimentación y de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para las losas.
- El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, y el acero para perfil estructural deberá ser grado A-36 para vigas y elementos secundarios y A992 para columnas.
- La capacidad portante del suelo para el diseño de la cimentación se ha asumido en 25 T/m^2 , particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio; de no obtenerse esta capacidad portante se deberá realizar un mejoramiento de suelo hasta conseguir como mínimo 25 T/m^2 .
- Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista.

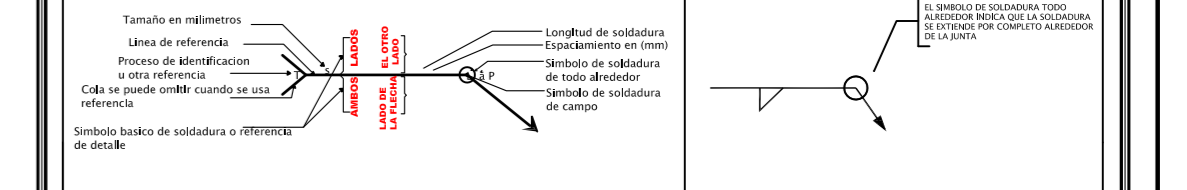
NOTAS DE LA SOLDADURA

- Todas las soldaduras deberán cumplir las especificaciones de ANSI-A.W.S. D1.1.
- En todas las soldaduras de penetración total se usará respaldo.
- Los electrodos para soldar las estructuras serán del tipo E-70xx con $\phi = 0.31$ y $\phi = 0.39$ según se requiera.
- Los cordones de filete en los extremos de las piezas soldadas deberán remeterse dando la vuelta a la esquina de las piezas en la longitud de 2 veces al calibre nominal del cordón o 1.0 cm. mínimo.
- Todas las soldaduras deberán ser aplicadas por operarios calificados requiriéndose la calificación por escrito.
- El soldado en taller o de campo deberá hacer con las piezas sostenidas rigidamente; antes de soldar se verificará que las superficies a soldar estén libres de escoria, grasa o pinturas.
- La soldadura en juntas deberá aplicarse estando torceduras, flameos, requemados de material, ya que piezas con estos defectos deberán reponerse íntegramente.
- La temperatura mínima de las piezas antes de aplicar las soldaduras serán de 20°C .
- Donde no se especifique el calibre de la soldadura deberán colocarse cordones de calibre igual al espesor del elemento más delgado que se una con dicho cordón.
- Los símbolos empleados para soldadura serán los siguientes:

SÍMBOLOS TÍPICOS DE SOLDADURA



LOCALIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE UN SÍMBOLO DE SOLDADURA



uniones por soldadura normas y símbolos para símbolos de soldadura

respaldo	filete	tapon canal	ranuras o empalmes						
			cuadrado	v	bizel	u	j	acampado	requisitos
									ver código AWS 4-79

simbolos suplementarios de soldadura

respaldo	espaldado	soldar todo alrededor	soldar en campo	contornos plano	contornos convexo	para otros símbolos ver el código AWS 4-79
						ver el código AWS 4-79

norma de localización de los elementos

NOTAS DE FABRICACION DE ESTRUCTURA METALICA

- El contratista y/o suministrador de la estructura de acero prefabricada, deberá hacer los dibujos de taller de todos los elementos y de las conexiones, una vez verificados los mismos, se deberán aprobar por la inspección del proyecto antes de iniciarse la fabricación.
- Todas las tolerancias, tanto de fabricación como de erección deberán ser regidas por el código AISC- 2010 (American Institute of Steel Construction).
- Todos los cortes podrán hacerse con zizalla, sierra o soplete guiado mecánicamente; estos últimos requieren un acabado correcto libre de rebabas; no se admiten muescas o depresiones mayores de 5 mm.
- Las partes que vayan a soldarse a tope deberán alinearse cuidadosamente corrigiendo faltas de alineamiento mayores de 1.5 mm. la soldadura que se aplicara en este caso sera de penetración total y se empleara respaldo.
- A todos los elementos deberán pintarse con primario y acabado, ambos anticorrosivos. El primario se aplicara sobre superficies semiblanas, con espesor total de 7 (sete) micras, calidad clase B, aceptandose 5% de desprendimiento como máximo. La pintura sobre las piezas de acero deberán someterse a prueba de adherencia y medición del espesor.

NOTAS DE MONTAJE DE ESTRUCTURA METALICA

- El montaje deberá efectuarse con el equipo apropiado y que ofrezca la mayor seguridad posible.
- El transporte y montaje deberá hacerse con precaución para no generar esfuerzos residuales en las piezas ocasionados por el empleo inadecuado de gruas, malacates, tornillos y soldadura en las juntas.
- No deberá colocarse en forma definitiva ninguna pieza en tanto no haya sido verificado su posición, nivelada, plomeada y alineada. Una vez colocada en forma definitiva la estructura se procederá a aplicar la pintura anticorrosiva definitiva.

NOTAS DE INSPECCION

- La estructura será inspeccionada desde su fabricación en donde se verificará dimensiones y características de los materiales antes de proceder a fabricar.
- Cualquier material que no cumpla con los requisitos especificados en estas notas, será rechazada por el Inspector.
- Se verificará en taller las dimensiones y calidades en la aplicación de las soldaduras.

ESTRUCTURA SISMO RESISTENTE, DISEÑO CÓDIGO AISC 341-2010

LENIN SANTIAGO PEREZ FREIRE

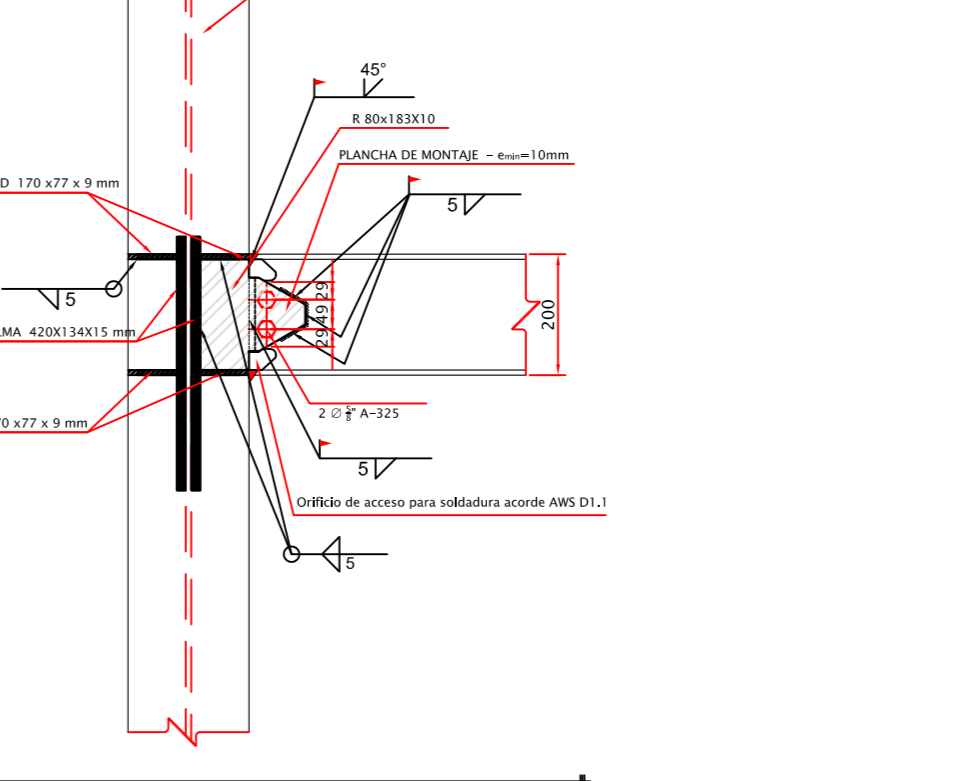
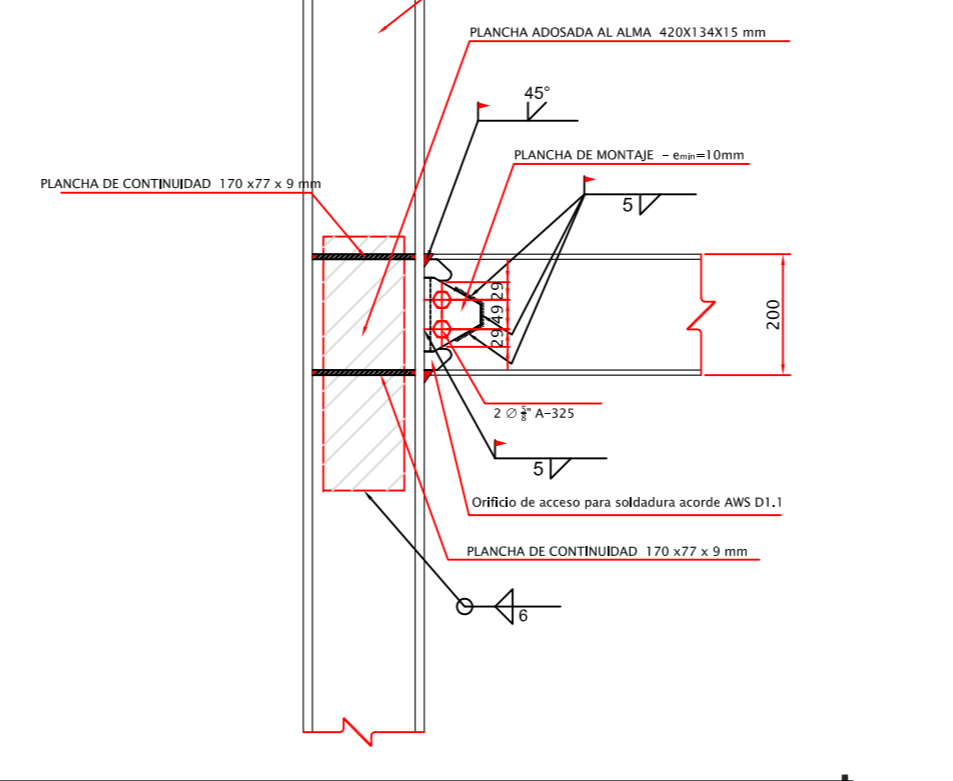
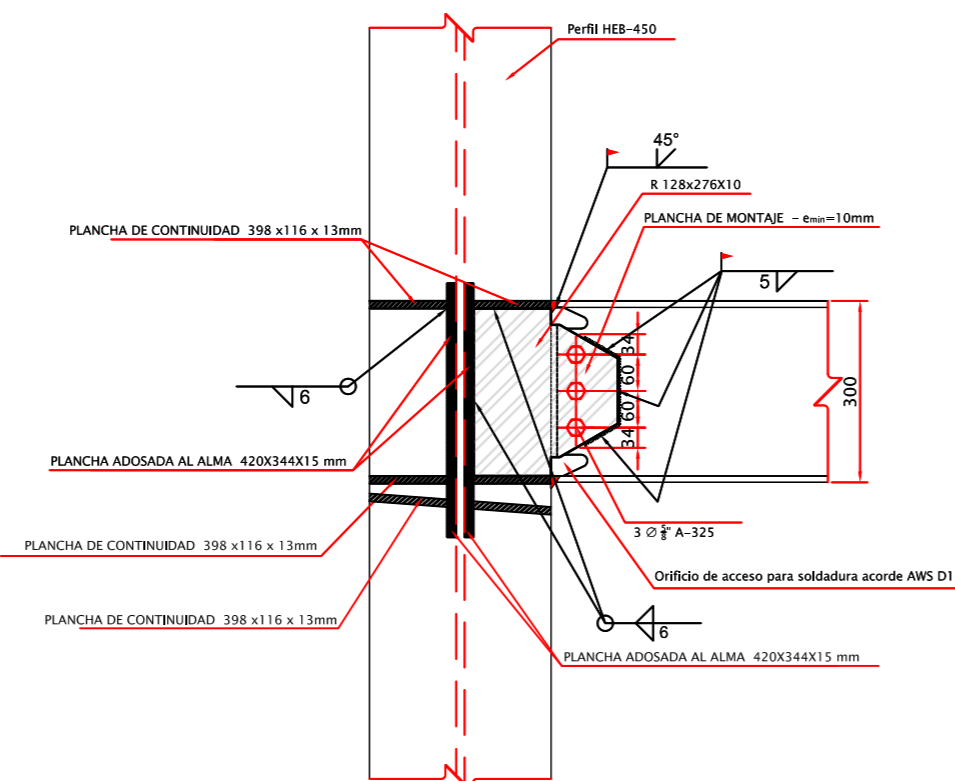
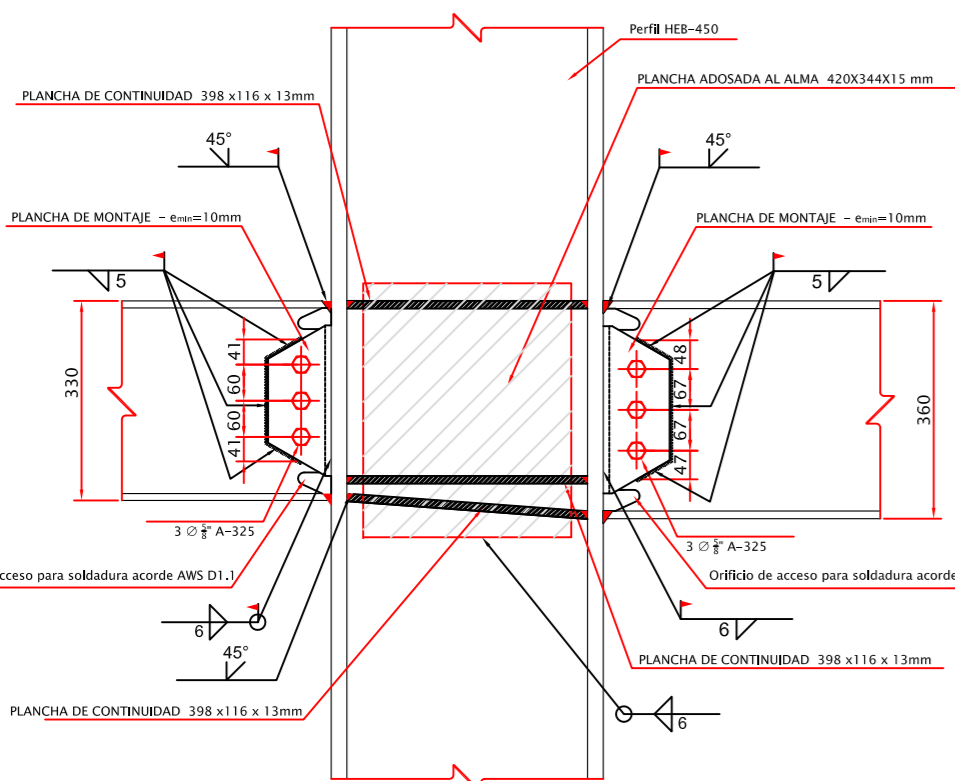
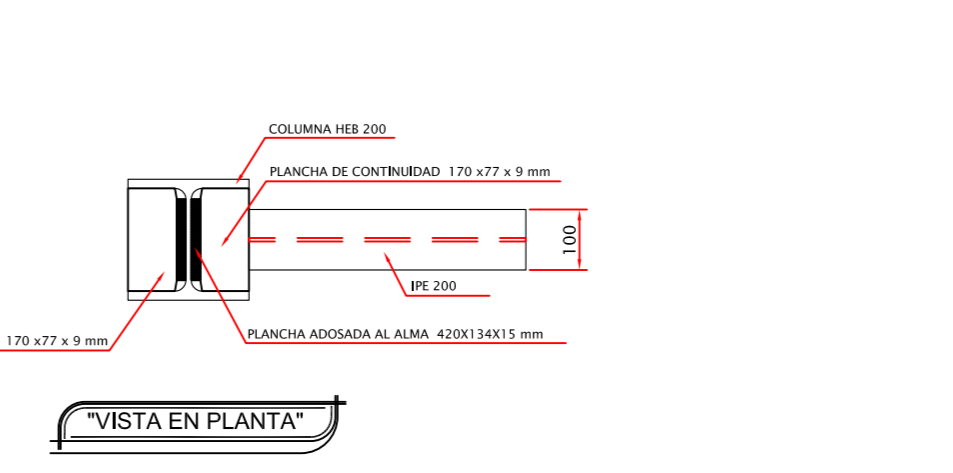
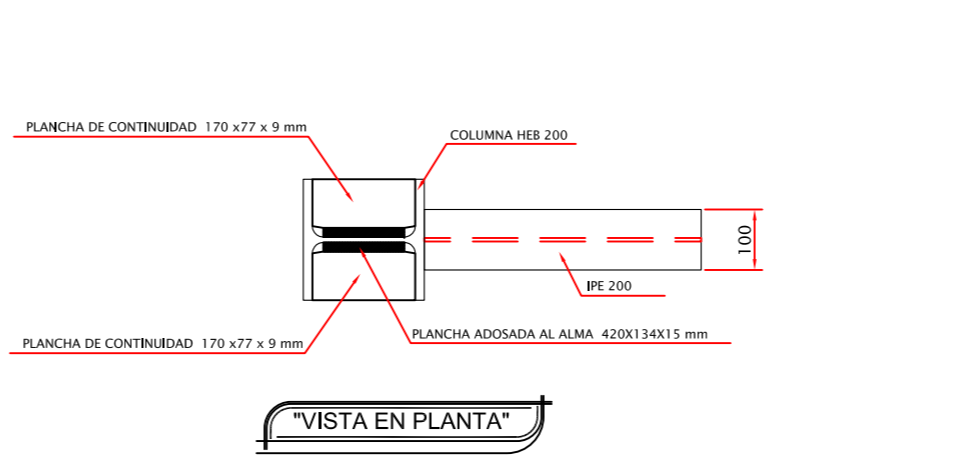
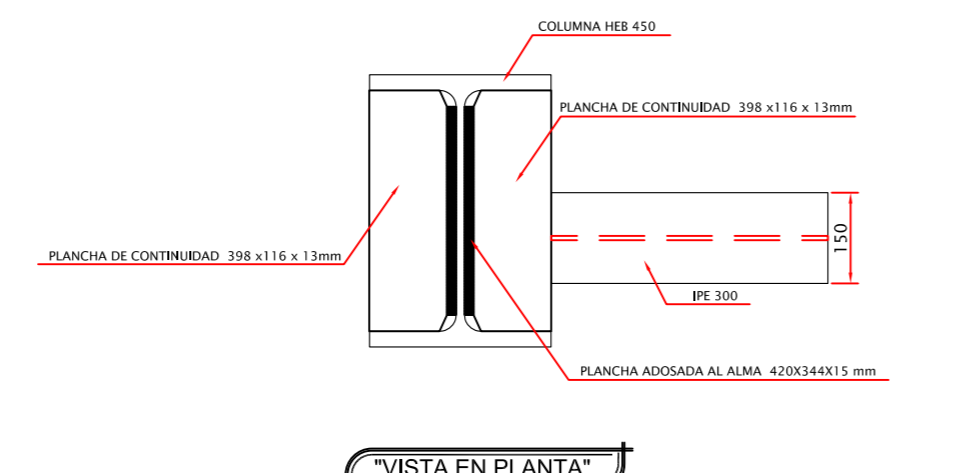
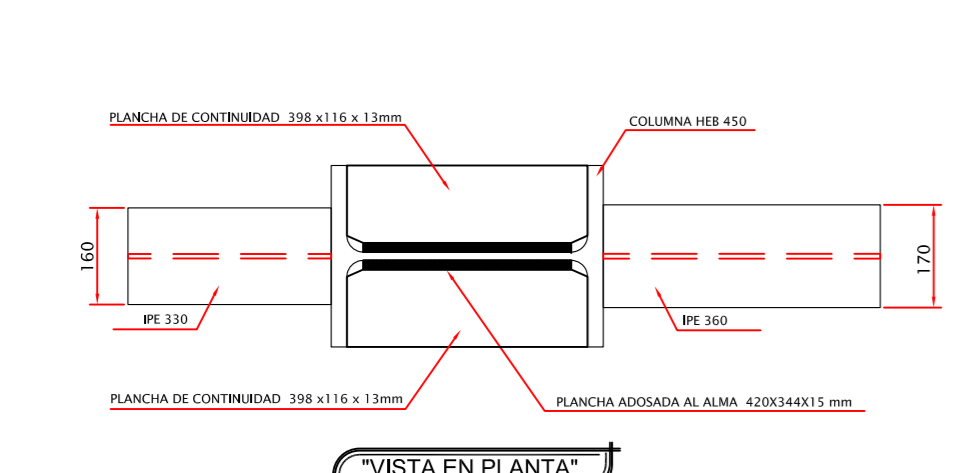
Cel.0981170751

PROYECTO: PROYECTO DE TESIS DE GRADO
UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO - FICM

CONTIENE: DETALLES DE CONEXIONES METALICAS 3-4-5-6 **ESCALAS INDICADAS**

CALCULO ESTRUCTURAL **NOVIEMBRE 2014** FECHA **LÁMINA ESTRUCTURAL**
8DE12

SELLOS **ING. SANTIAGO PEREZ** **ING. SANTIAGO PEREZ** **DIBUJO**



"CONEXION PRECALIFICADA WUF-W EN EL EJE MAYOR DE LA COLUMNA"

"CONEXION ESTANDAR A MOMENTO EN EL ALMA DE LA COLUMNA"

"CONEXION PRECALIFICADA WUF-W EN EL EJE MAYOR DE LA COLUMNA"

"CONEXION ESTANDAR A MOMENTO EN EL ALMA DE LA COLUMNA"

"DETALLE 3: ESCALA: 1:12.5"

"DETALLE 4: ESCALA: 1:12.5"

PLANILLA DETALLE 3 Cantidad de Nodos: 4

Item	Cant.	Base (mm)	Alto (mm)	Espesor (mm)	Peso Unitario (Kg)	Peso Total Nudo (Kg)	Peso Total (Kg)
Plancha de montaje PM1	1	194	105	10	1.60	1.60	6.40
Plancha de montaje PM2	1	221.5	110	10	1.91	1.91	7.65
Plancha de montaje PM3	1	162.5	110	10	1.40	1.40	5.61
Planchas adosadas al alma	2	344	420	15	17.01	34.03	136.10
Planchas de continuidad	6	398	116	13	4.71	28.27	113.07
Rigidizadores	1	128	229	10	2.77	2.77	11.08
TOTALES						69.98	278.93

Peso Especifico del acero: 7850 Kg/m³

PLANILLA DETALLE 4 Cantidad de Nodos: 9

Item	Cant.	Base (mm)	Alto (mm)	Espesor (mm)	Peso Unitario (Kg)	Peso Total Nudo (Kg)	Peso Total (Kg)
Plancha de montaje	2	77.5	93	10	0.57	1.13	10.18
Planchas adosadas al alma	2	134	420	15	6.63	13.26	119.29
Planchas de continuidad	4	170	77	9	0.92	3.70	33.29
Rigidizadores	1	80	183	10	1.15	1.15	10.34
TOTALES						19.23	173.11

Peso Especifico del acero: 7850 Kg/m³

"PLANCHAS DE MONTAJE PM1 Y PM2"

"PLANCHAS DE MONTAJE PM3"

Pernos

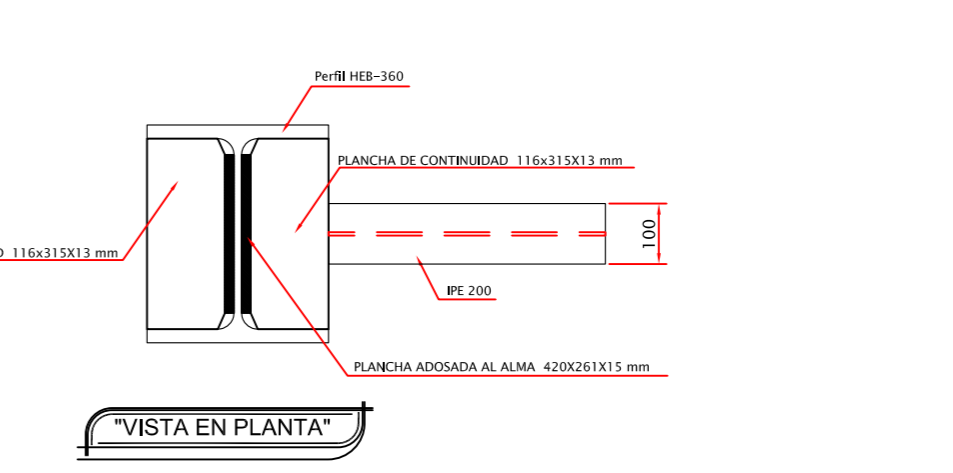
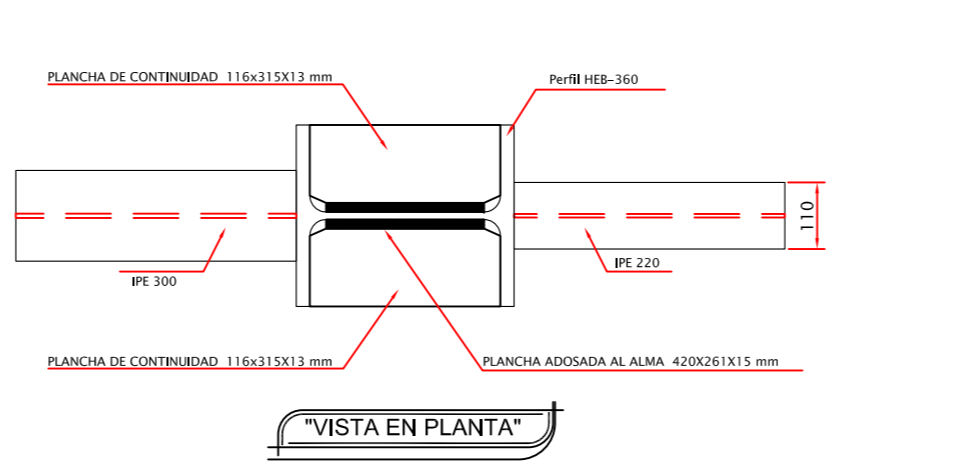
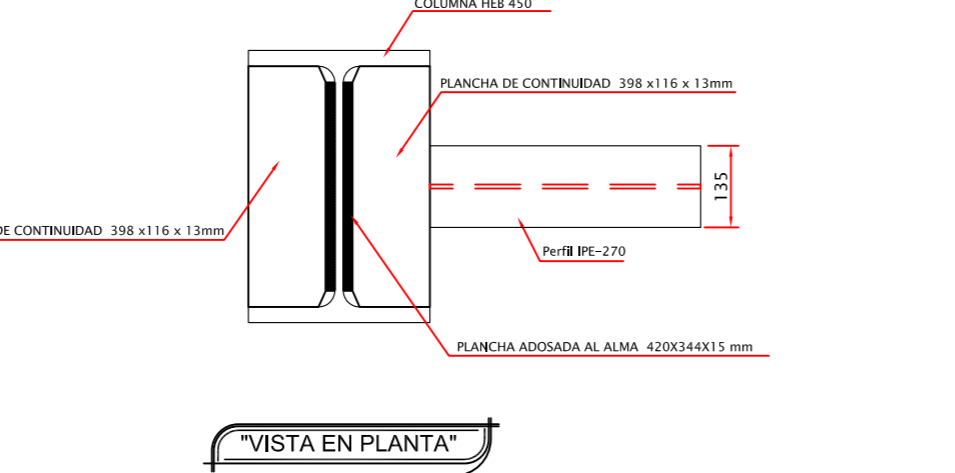
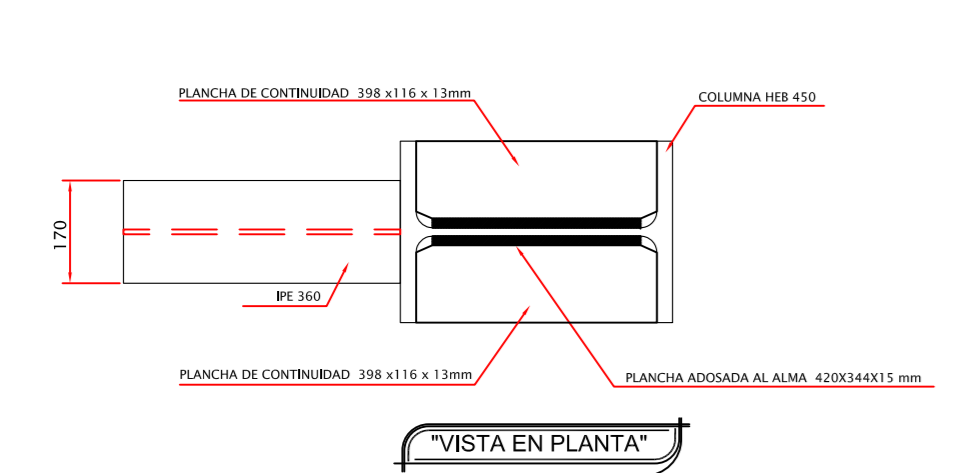
Ø	Cantidad por Nudo	Cant. Total
5/8"	9	36

Pernos

Ø	Cantidad por Nudo	Cant. Total
5/8"	4	36

"DETALLE 3: ESCALA: 1:12.5"

"DETALLE 4: ESCALA: 1:12.5"



"CONEXION PRECALIFICADA WUF-W EN EL EJE MAYOR DE LA COLUMNA"

"CONEXION ESTANDAR A MOMENTO EN EL ALMA DE LA COLUMNA"

"CONEXION PRECALIFICADA WUF-W EN EL EJE MAYOR DE LA COLUMNA"

"CONEXION ESTANDAR A MOMENTO EN EL ALMA DE LA COLUMNA"

"DETALLE 5: ESCALA: 1:12.5"

"DETALLE 6: ESCALA: 1:12.5"

PLANILLA DETALLE 5 Cantidad de Nodos: 1

Item	Cant.	Base (mm)	Alto (mm)	Espesor (mm)	Peso Unitario (Kg)	Peso Total Nudo (Kg)	Peso Total (Kg)
Plancha de montaje derecha	1	136.5	110	10	1.18	1.18	1.18
Plancha de montaje izquierda	1	221.5	110	10	1.91	1.91	1.91
Planchas adosadas al alma	2	344	420	15	17.01	34.03	34.03
Planchas de continuidad	6	398	116	13	4.71	28.27	28.27
Rigidizadores	1	128	247	10	2.48	2.48	2.48
TOTALES						67.87	67.87

Peso Especifico del acero: 7850 Kg/m³

PLANILLA DETALLE 6 Cantidad de Nodos: 1

Item	Cant.	Base (mm)	Alto (mm)	Espesor (mm)	Peso Unitario (Kg)	Peso Total Nudo (Kg)	Peso Total (Kg)
Plancha de montaje PM1	1	182.5	110	10	1.40	1.40	1.40
Plancha de montaje PM2	1	198	93	10	0.72	0.72	0.72
Plancha de montaje PM3	1	77.5	93	10	0.57	0.57	0.57
Planchas adosadas al alma	2	281	420	15	12.91	25.82	25.82
Planchas de continuidad en 12mm	4	116	315	13	3.73	14.92	14.92
Planchas de continuidad en 9mm	4	116	315	9	2.58	10.33	10.33
Rigidizadores	1	129	179	10	1.81	1.81	1.81
TOTALES						55.58	55.58

Peso Especifico del acero: 7850 Kg/m³

"PLANCHAS DE MONTAJE PM1 Y PM2"

"PLANCHAS DE MONTAJE PM3"

Pernos

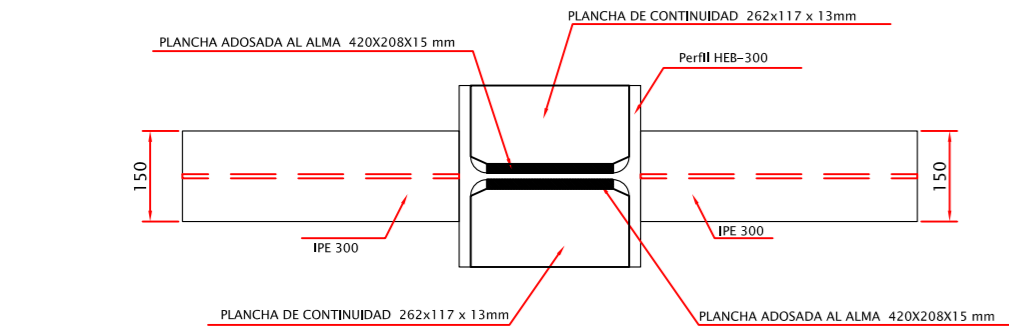
Ø	Cantidad por Nudo	Cant. Total
5/8"	6	6

Pernos

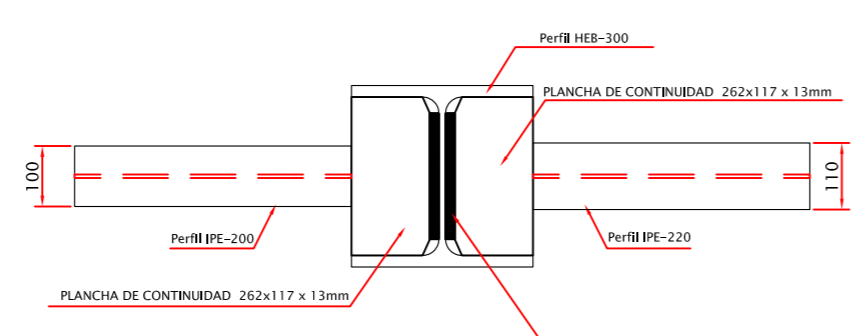
Ø	Cantidad por Nudo	Cant. Total
5/8"	7	7

"DETALLE 5: ESCALA: 1:12.5"

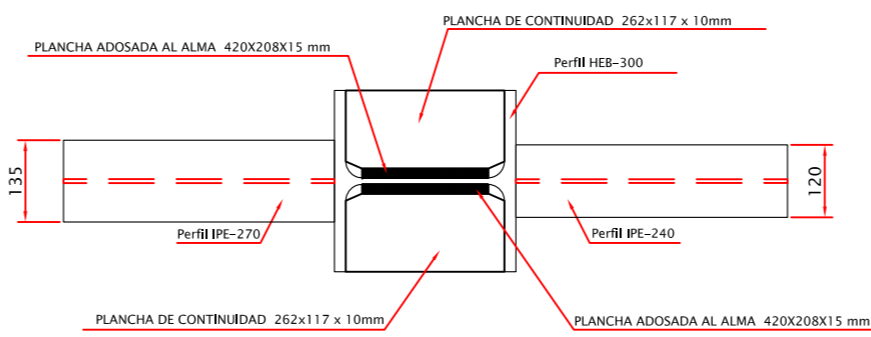
"DETALLE 6: ESCALA: 1:12.5"



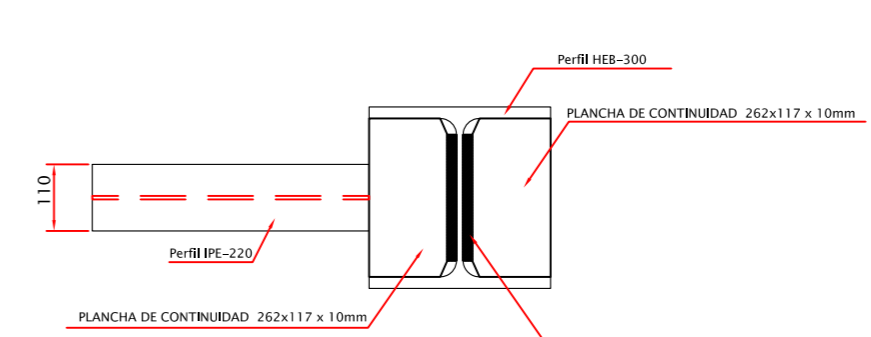
"VISTA EN PLANTA"



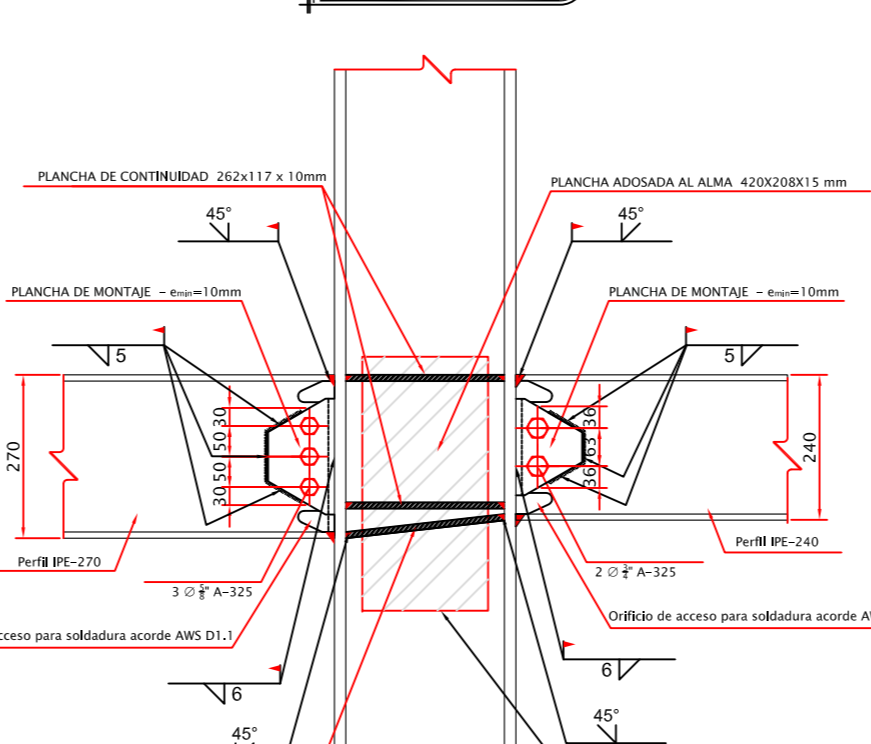
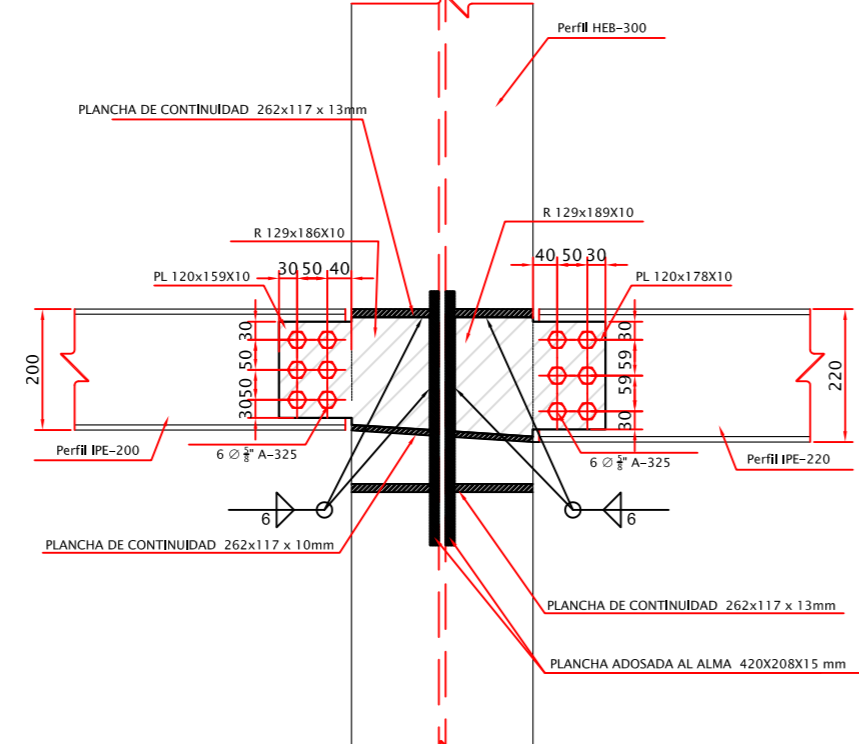
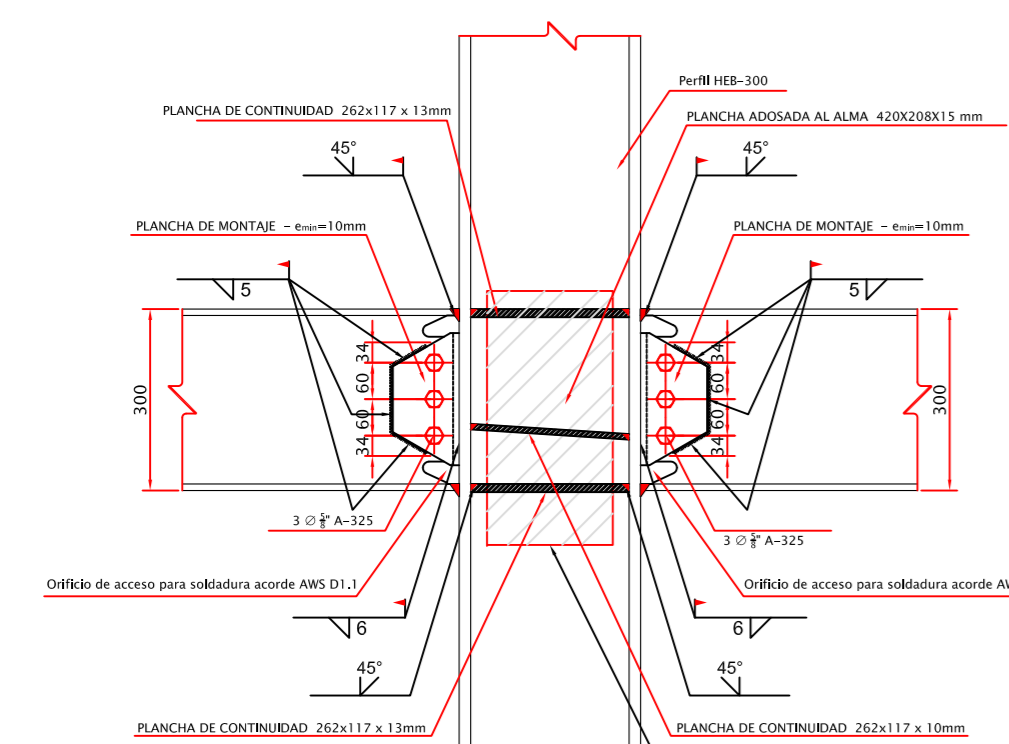
"VISTA EN PLANTA"



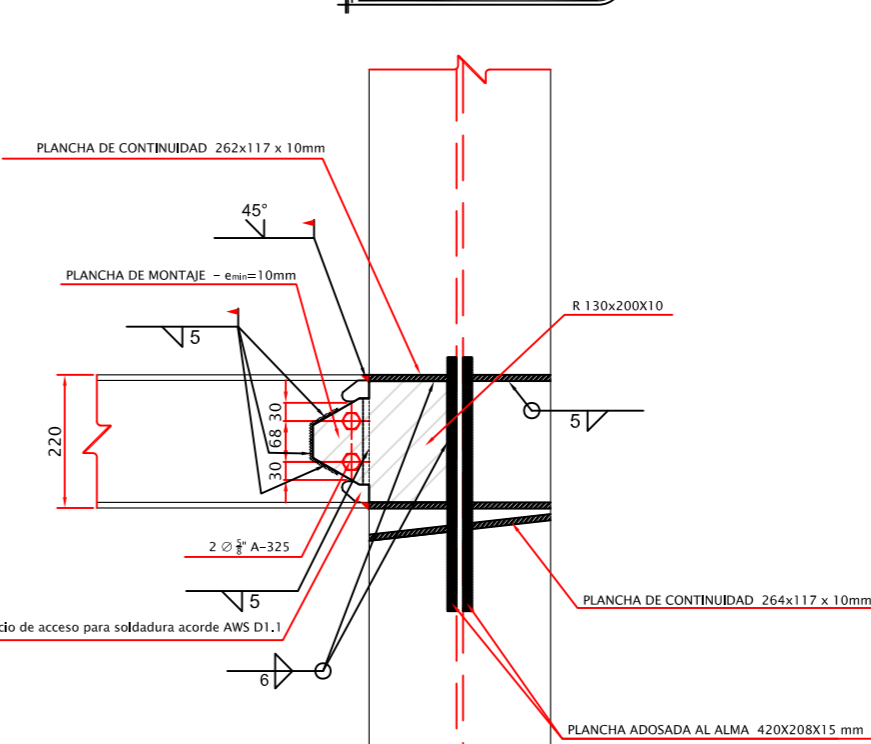
"VISTA EN PLANTA"



"VISTA EN PLANTA"



"DETALLE 8: ESCALA 1:12.5"



"DETALLE 8: ESCALA 1:12.5"

"CONEXION PRECALIFICADA WUF-W EN EL EJE MAYOR DE LA COLUMNA"

"CONEXION SIMPLE A CORTE EN EL EJE MENOR DE LA COLUMNA"

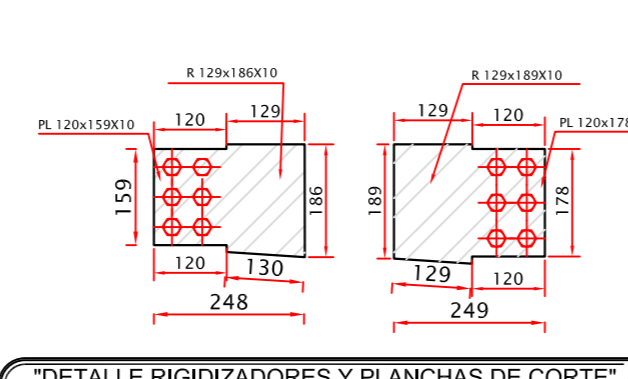
"CONEXION PRECALIFICADA WUF-W EN EL EJE MAYOR DE LA COLUMNA"

"CONEXION ESTANDAR A MOMENTO EN EL ALMA DE LA COLUMNA"

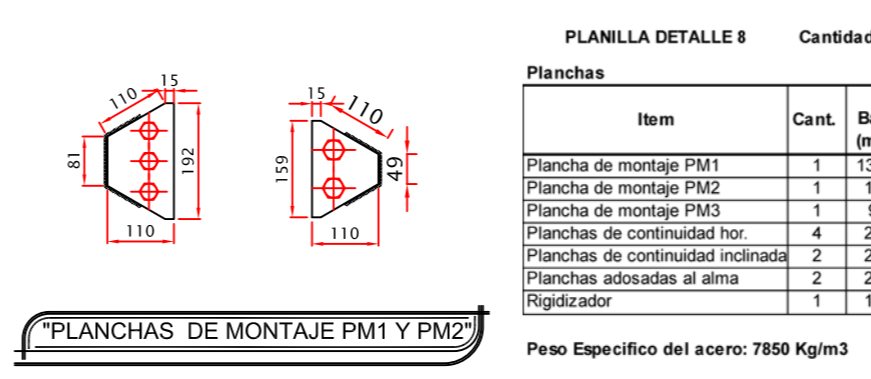
PLANILLA DETALLE 7 Cantidad de Nodos: 1

Item	Cant.	Base (mm)	Alto (mm)	Espeor (mm)	Peso Unitario (Kg)	Peso Total (Kg)	Peso Total (Kg)
Plancha de montaje	2	192.5	110	10	1.40	2.81	2.81
PL120X192X10	1	120	192	10	1.50	1.50	1.50
PL120X178X10	1	120	178	10	1.58	1.58	1.58
R 120X180X10	1	120	180	10	1.88	1.88	1.88
R 120X180X10	1	120	180	10	1.91	1.91	1.91
Planchas adosadas al alma	2	208	420	15	10.29	20.57	20.57
Planchas de continuidad e=13mm	4	262	117	13	3.13	12.51	12.51
Planchas de continuidad e=10mm	2	262	117	10	2.41	4.81	4.81
TOTALES						47.68	47.68

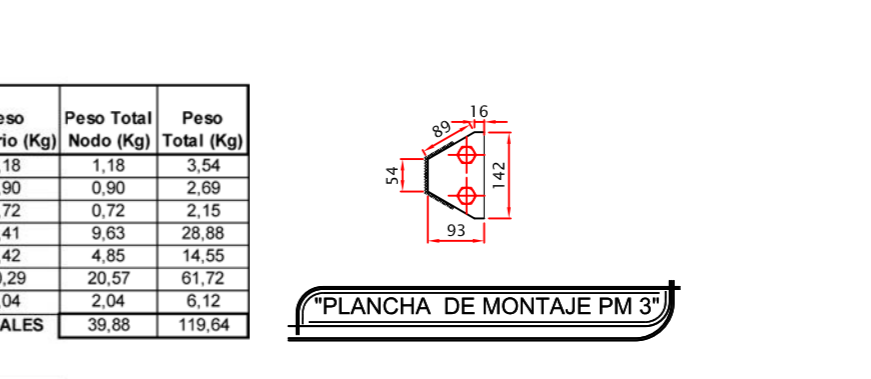
Peso Especifico del acero: 7850 Kg/m³



"DETALLE 7: ESCALA 1:12.5"



"DETALLE 8: ESCALA 1:12.5"

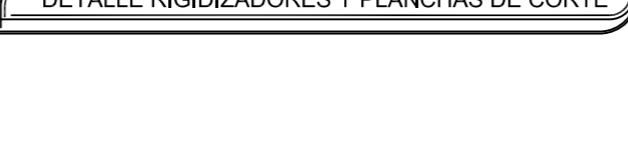


"DETALLE 8: ESCALA 1:12.5"

Planchas

Item	Cant.	Base (mm)	Alto (mm)	Espeor (mm)	Peso Unitario (Kg)	Peso Total (Kg)	Peso Total (Kg)
Plancha de montaje PM1	1	136.5	110	10	1.18	1.18	3.54
Plancha de montaje PM2	1	104	110	10	0.90	0.90	2.59
Plancha de montaje PM3	1	98	93	10	0.72	0.72	2.15
Planchas de continuidad e=10mm	4	262	117	10	2.41	9.63	28.88
Planchas de continuidad e=13mm	2	264	117	13	2.42	4.85	14.05
Planchas adosadas al alma	2	208	420	15	10.29	20.57	61.72
Rigidizador	1	130	200	10	2.58	2.58	6.12
TOTALES						39.89	119.64

Peso Especifico del acero: 7850 Kg/m³



"DETALLE 7: ESCALA 1:12.5"



"DETALLE 8: ESCALA 1:12.5"



"DETALLE 8: ESCALA 1:12.5"

Pernos

Ø	Cantidad por Nudo	Cant. Total
5/8"	18	18



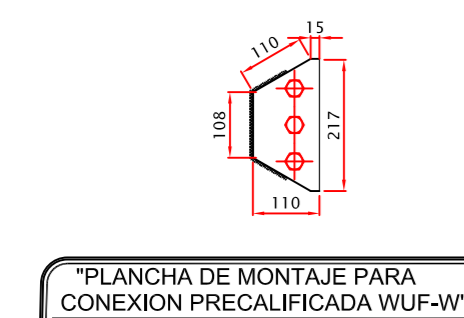
"DETALLE 7: ESCALA 1:12.5"



"DETALLE 8: ESCALA 1:12.5"

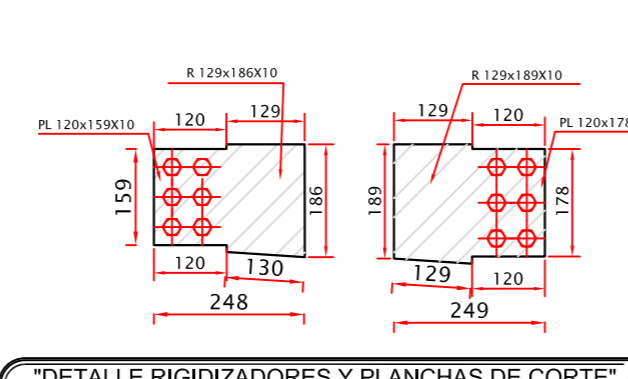


"DETALLE 8: ESCALA 1:12.5"

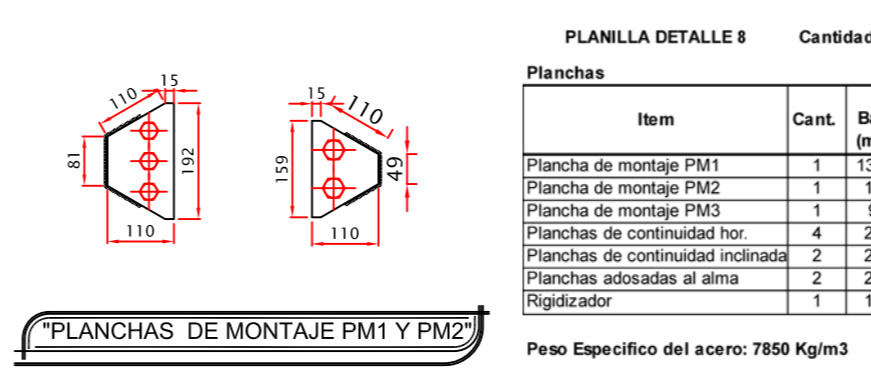


"PLANCHAS DE MONTAJE PARA CONEXION PRECALIFICADA WUF-W"

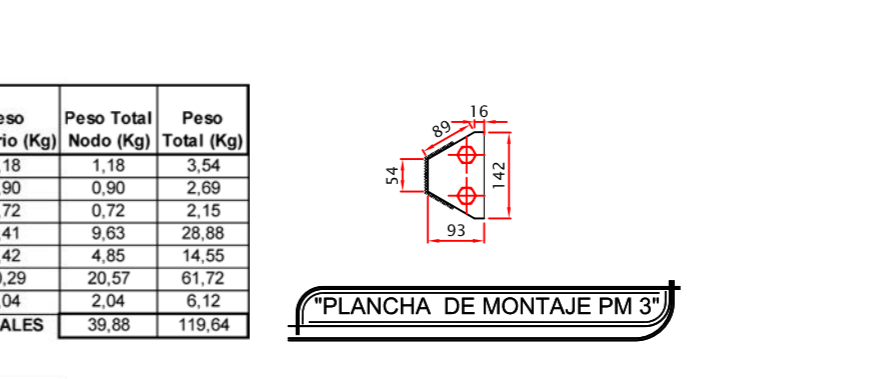
PLANILLA DETALLE 7



"DETALLE 7: ESCALA 1:12.5"



"DETALLE 8: ESCALA 1:12.5"

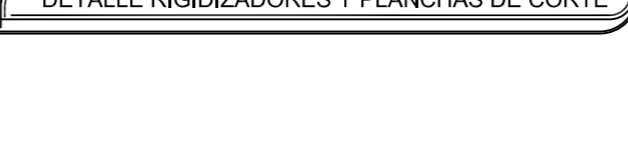


"DETALLE 8: ESCALA 1:12.5"

Planchas

Item	Cant.	Base (mm)	Alto (mm)	Espeor (mm)	Peso Unitario (Kg)	Peso Total (Kg)	Peso Total (Kg)
Plancha de montaje	2	192.5	110	10	1.40	2.81	2.81
PL120X192X10	1	120	192	10	1.50	1.50	1.50
PL120X178X10	1	120	178	10	1.58	1.58	1.58
R 120X180X10	1	120	180	10	1.88	1.88	1.88
R 120X180X10	1	120	180	10	1.91	1.91	1.91
Planchas adosadas al alma	2	208	420	15	10.29	20.57	20.57
Planchas de continuidad e=13mm	4	262	117	13	3.13	12.51	12.51
Planchas de continuidad e=10mm	2	262	117	10	2.41	4.81	4.81
TOTALES						47.68	47.68

Peso Especifico del acero: 7850 Kg/m³



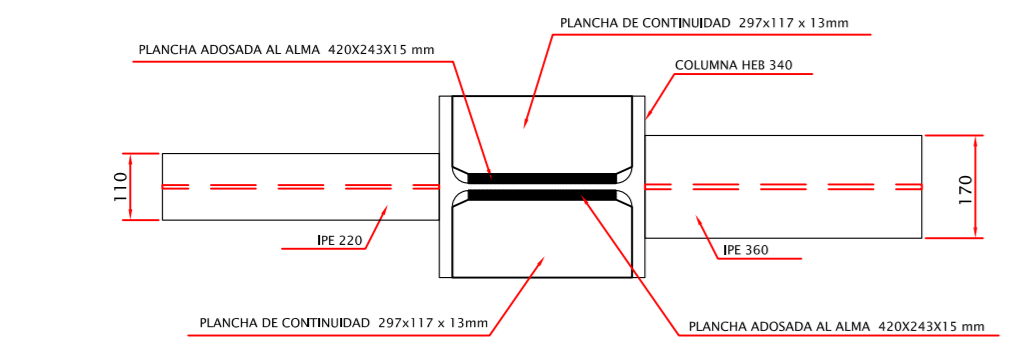
"DETALLE 7: ESCALA 1:12.5"



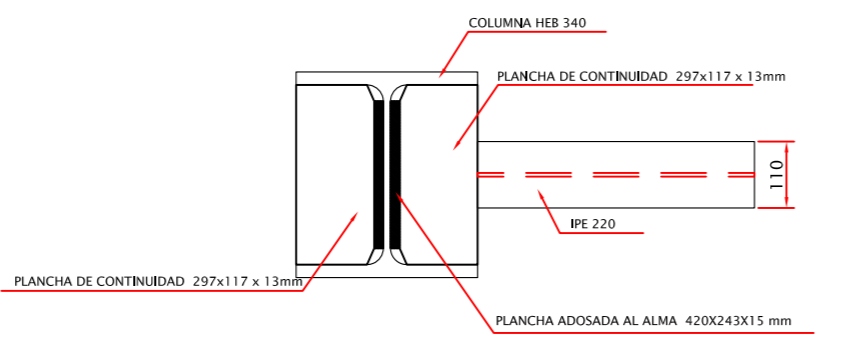
"DETALLE 8: ESCALA 1:12.5"



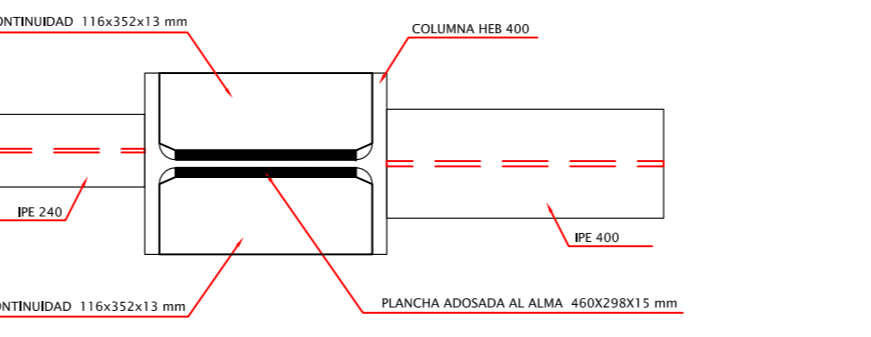
"DETALLE 8: ESCALA 1:12.5"



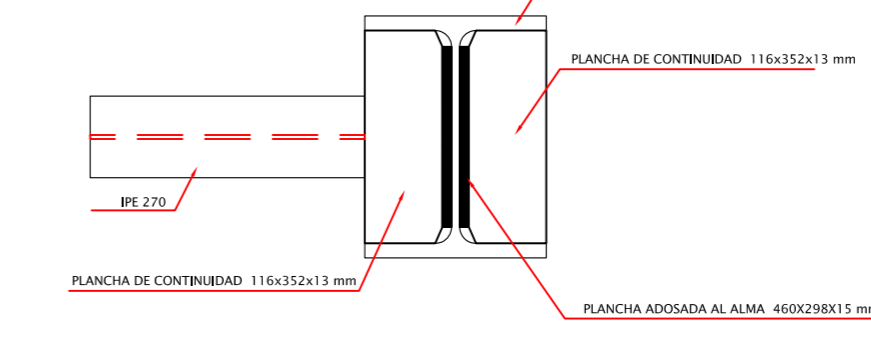
"VISTA EN PLANTA"



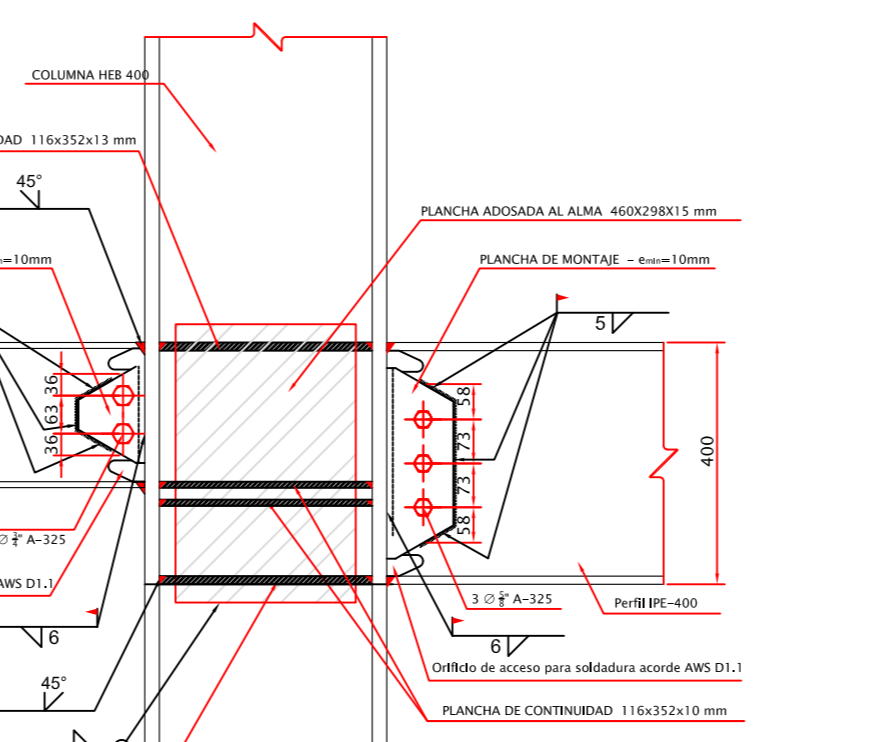
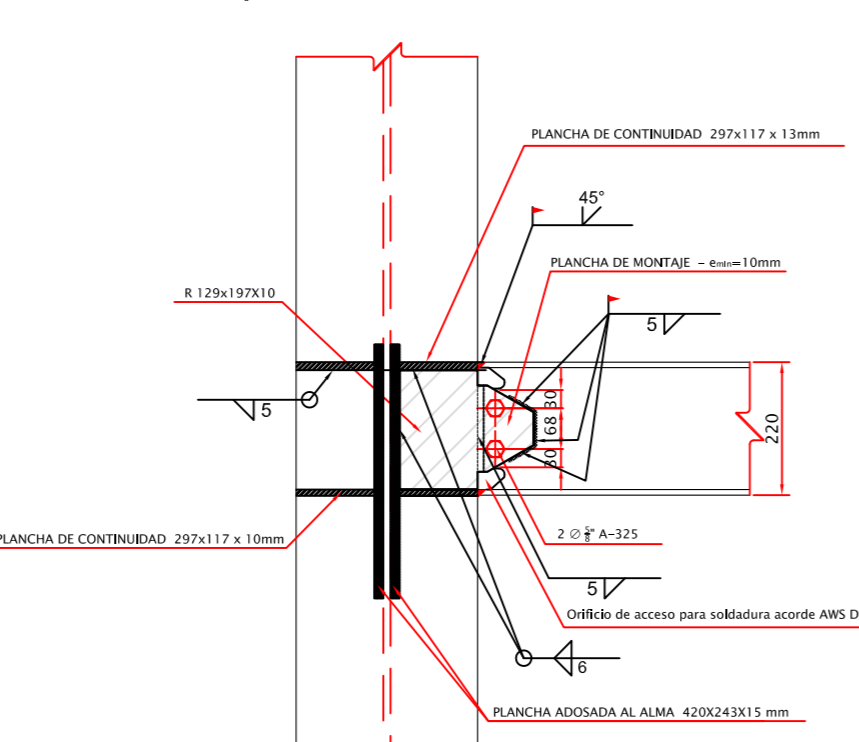
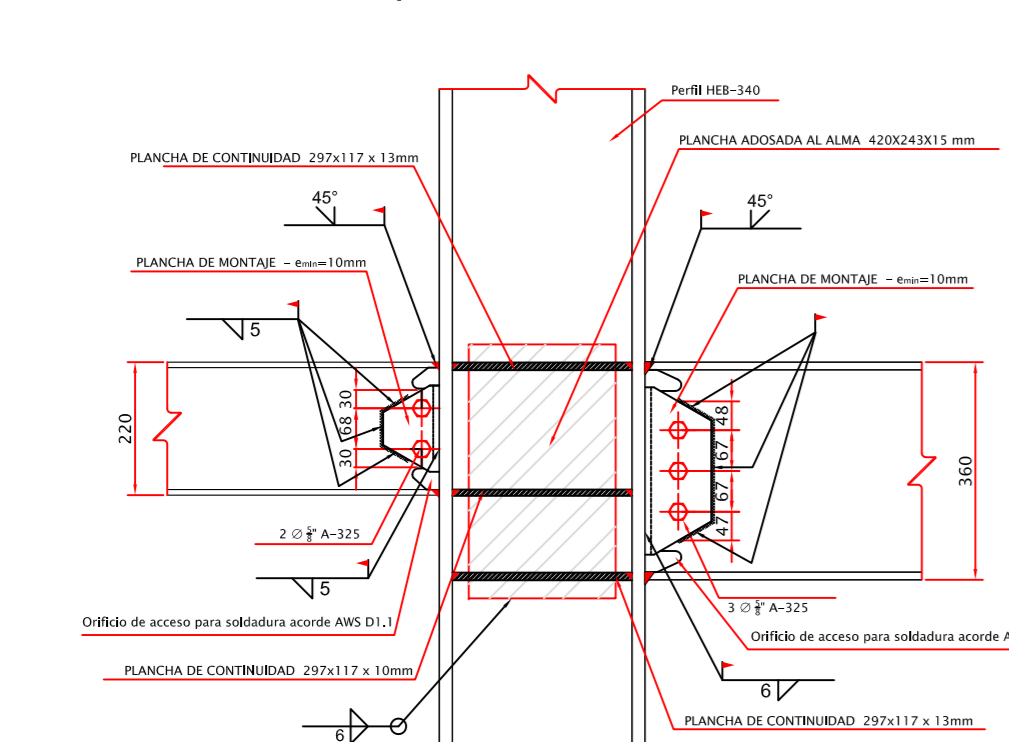
"VISTA EN PLANTA"



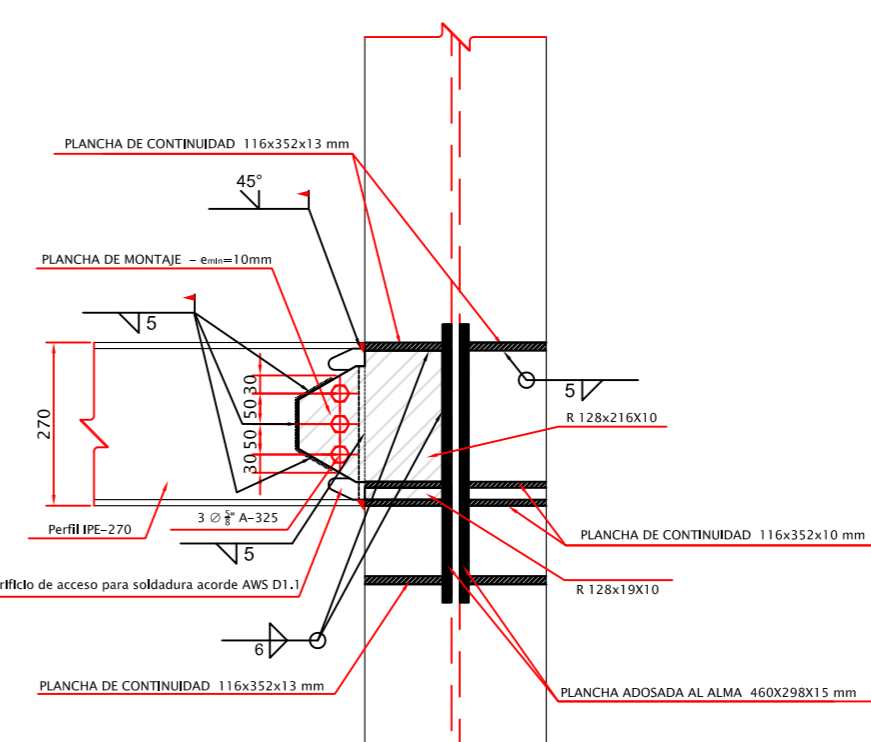
"VISTA EN PLANTA"



"VISTA EN PLANTA"



"DETALLE 10: ESCALA 1:12.5"



"DETALLE 10: ESCALA 1:12.5"

"CONEXION PRECALIFICADA WUF-W EN EL EJE MAYOR DE LA COLUMNA"

"CONEXION ESTANDAR A MOMENTO EN EL ALMA DE LA COLUMNA"

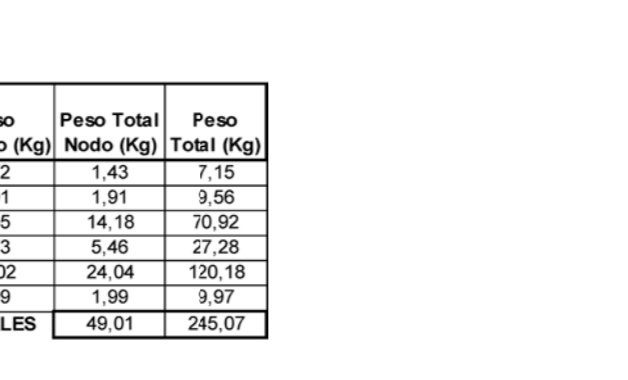
"CONEXION PRECALIFICADA WUF-W EN EL EJE MAYOR DE LA COLUMNA"

"CONEXION ESTANDAR A MOMENTO EN EL ALMA DE LA COLUMNA"

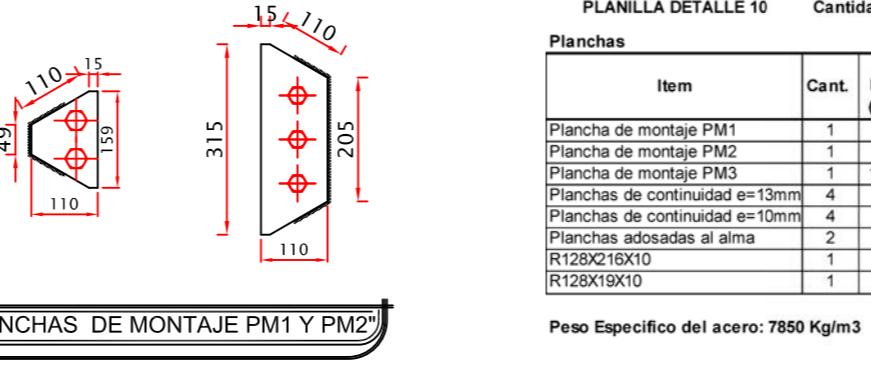
PLANILLA DETALLE 9 Cantidad de Nodos: 5

Item	Cant.	Base (mm)	Alto (mm)	Espeor (mm)	Peso Unitario (Kg)	Peso Total (Kg)	Peso Total (Kg)
Plancha de montaje PM1	2	98	93	10	0.72	1.43	7.15
Plancha de montaje PM2	1	221.5	110	10	1.91	1.91	9.56
Planchas de continuidad e=13mm	4	297	117	13	3.55	14.18	70.92
Planchas de continuidad e=10mm	2	297	117	10	2.73	5.46	27.28
Planchas adosadas al alma	2	243	420	15	12.02	24.04	120.18
Rigidizador	1	129	197	10	1.99	1.99	9.97
TOTALES						49.01	245.07

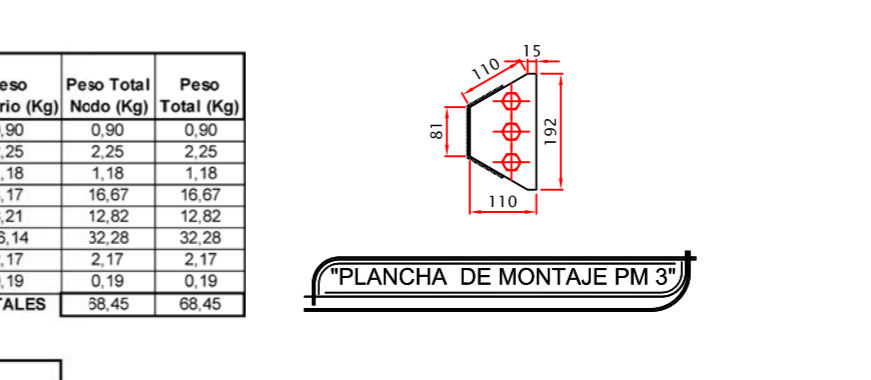
Peso Especifico del acero: 7850 Kg/m³



"DETALLE 9: ESCALA 1:12.5"



"DETALLE 10: ESCALA 1:12.5"



"DETALLE 10: ESCALA 1:12.5"

Pernos

Ø	Cantidad por Nudo	Cant. Total
5/8"	7	35



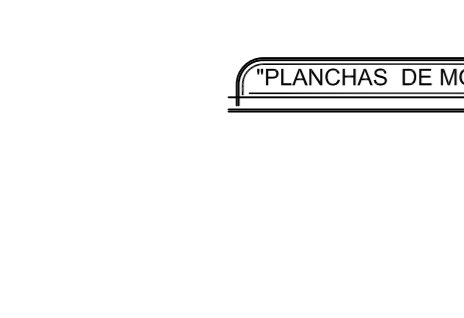
"DETALLE 9: ESCALA 1:12.5"



"DETALLE 10: ESCALA 1:12.5"

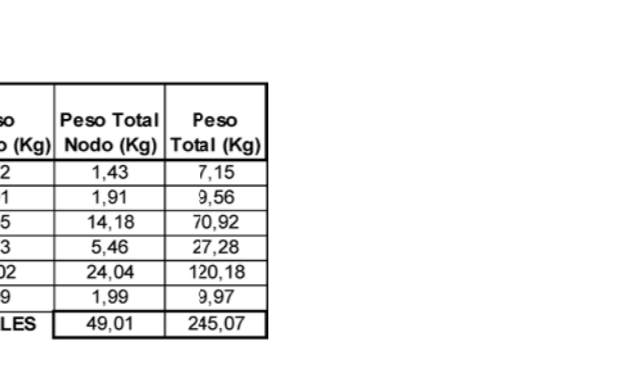


"DETALLE 10: ESCALA 1:12.5"

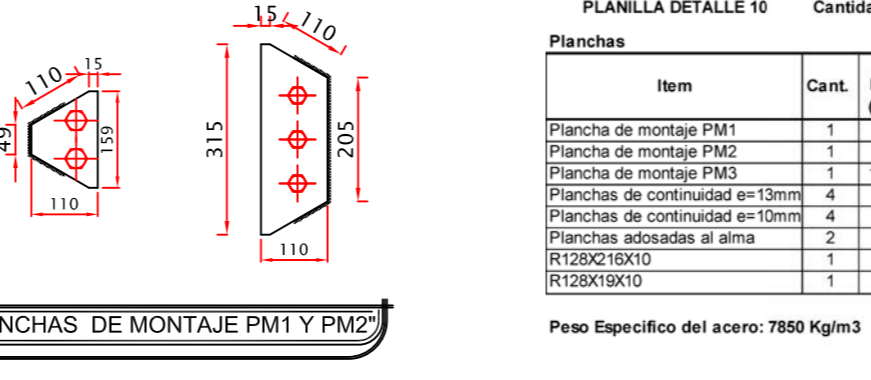


"PLANCHAS DE MONTAJE PM1 Y PM2"

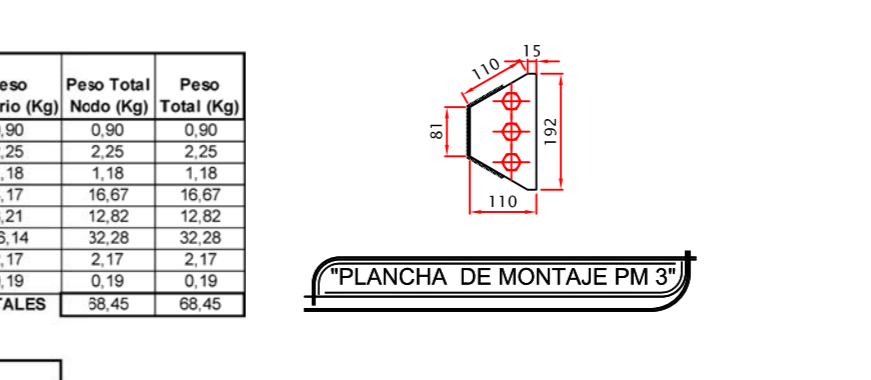
Planchas



"DETALLE 9: ESCALA 1:12.5"



"DETALLE 10: ESCALA 1:12.5"



"DETALLE 10: ESCALA 1:12.5"

NOTAS DE LOS MATERIALES

- El hormigón deberá tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad de $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ para la cimentación y de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para las losas.
- El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, y el acero para perfil estructural deberá ser grado A-36 para vigas y elementos secundarios y A992 para columnas.
- La capacidad portante del suelo para el diseño de la cimentación se ha asumido en 25 T/m^2 , particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio; de no obtenerse esta capacidad portante se deberá realizar un mejoramiento de suelo hasta conseguir como mínimo 25 T/m^2 .
- Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista.

NOTAS DE LA SOLDADURA

- Todas las soldaduras deberán cumplir las especificaciones de ANSI-A.W.S. D1.1.
- En todas las soldaduras de penetración total se usará respaldo.
- Los electrodos para soldar las estructuras serán del tipo E-70xx con $\phi = 0.31$ y $\phi = 0.39$ según se requiera.
- Los cordones de filete en los extremos de las piezas soldadas deberán remeterse dando la vuelta a la esquina de las piezas en la longitud de 2 veces al calibre nominal del cordón o 1.0 cm. mínimo.
- Todas las soldaduras deberán ser aplicadas por operarios calificados requiriéndose la calificación por escrito.
- El soldado en taller o de campo deberá hacerse con las piezas sostenidas rigidamente; antes de soldar se verificará que las superficies a soldar estén libres de escoria, grasa o pinturas.
- La soldadura en juntas deberá aplicarse estando torceduras, flameos, requemados de material, ya que piezas con estos defectos deberán reponerse íntegramente.
- La temperatura mínima de las piezas antes de aplicar las soldaduras serán de 20°C .
- Donde no se especifique el calibre de la soldadura deberán colocarse cordones de calibre igual al espesor del elemento más delgado que se una con dicho cordón.
- Los símbolos empleados para soldadura serán los siguientes:

SÍMBOLOS TÍPICOS DE SOLDADURA

LOTIZACION DE LOS ELEMENTOS DE UN SIMBOLO DE SOLDADURA

uniones por soldadura normas para símbolos de soldadura

respaldo	filete	tapón	ranuras o empalmes
cuadrado	v	bizel	u
j	scampunado	scampunado	scampunado
scampunado	scampunado	scampunado	scampunado

simbolos suplementarios de soldadura

respaldo	espaldado	soldar todo alrededor	soldar en campo	contornos	para otros simbolos
con	con	con	con	con	con

norma de localizacion de los elementos

NOTAS DE FABRICACION DE ESTRUCTURA METALICA

- El contratista y/o suministrador de la estructura de acero prefabricada, deberá hacer los dibujos de taller de todos los elementos y de las conexiones, una vez verificado los mismos, se deberán aprobar por la inspección del proyecto antes de iniciarse la fabricación.
- Todas las tolerancias, tanto de fabricación como de erección deberán ser regidas por el código AISC- 2010 (American Institute of Steel Construction)
- Todos los cortes podrán hacerse con zizalla, sierra o soplete guiado mecánicamente; estos últimos requieren un acabado correcto libre de rebabas; no se admiten muescas o depresiones mayores de 5 mm.
- Las partes que vayan a soldarse a tope deberán alinearse cuidadosamente corrigiendo faltas de alineamiento mayores de 1.5 mm. la soldadura que se aplicara en este caso sera de penetración total y se empleara respaldo.
- A todos los elementos deberán pintarse con primario y acabado, ambos anticorrosivos. El primario se aplicara sobre superficies semiblanas, con espesor total de 7 (sete) micras, calidad clase B, aceptándose 5% de desprendimiento como máximo. La pintura sobre las piezas de acero deberán someterse a prueba de adherencia y medición del espesor.

NOTAS DE MONTAJE DE ESTRUCTURA METALICA

- El montaje deberá efectuarse con el equipo apropiado y que ofrezca la mayor seguridad posible.
- El transporte y montaje deberá hacerse con precaución para no generar esfuerzos residuales en las piezas ocasionados por el empleo inadecuado de gruas, malacates, tornillos y soldadura en las juntas.
- No deberá colocarse en forma definitiva ninguna pieza en tanto no haya sido verificado su posición, nivelada, plomeada y alineada. Una vez colocada en forma definitiva la estructura se procederá a aplicar la pintura anticorrosiva definitiva.

NOTAS DE INSPECCION

- La estructura será inspeccionada desde su fabricación en donde se verificará dimensiones y características de los materiales antes de proceder a fabricar.
- Cualquier material que no cumpla con los requisitos especificados en estas notas, será rechazada por el Inspector.
- Se verificará en taller las dimensiones y calidades en la aplicación de las soldaduras.

ESTRUCTURA SISMO RESISTENTE, DISEÑO CÓDIGO AISC 341-2010

LENIN SANTIAGO PEREZ FREIRE
Cel.0981170751

PROYECTO: PROYECTO DE TESIS DE GRADO
UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO - FICM

CONTIENE: DETALLES DE CONEXIONES METALICAS 7-8-9-10

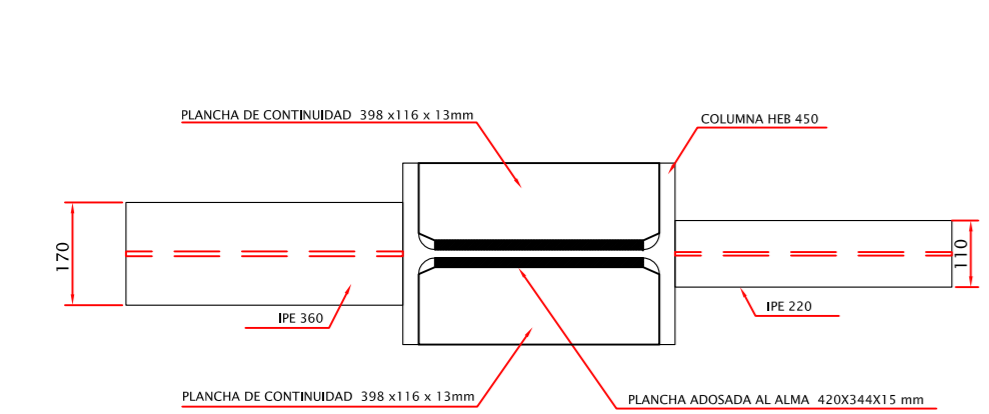
CALCULO ESTRUCTURAL

NOVIEMBRE 2014 FECHA

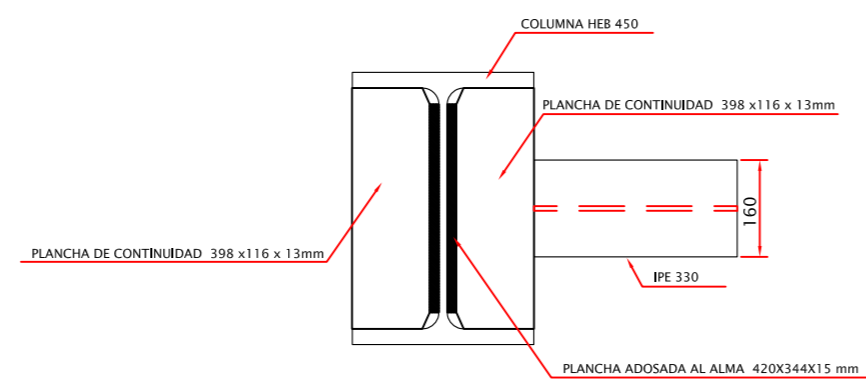
LÁMINA ESTRUCTURAL

9DE12

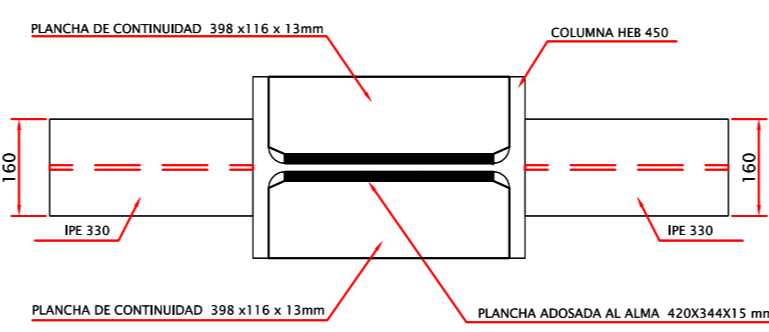
SELLOS



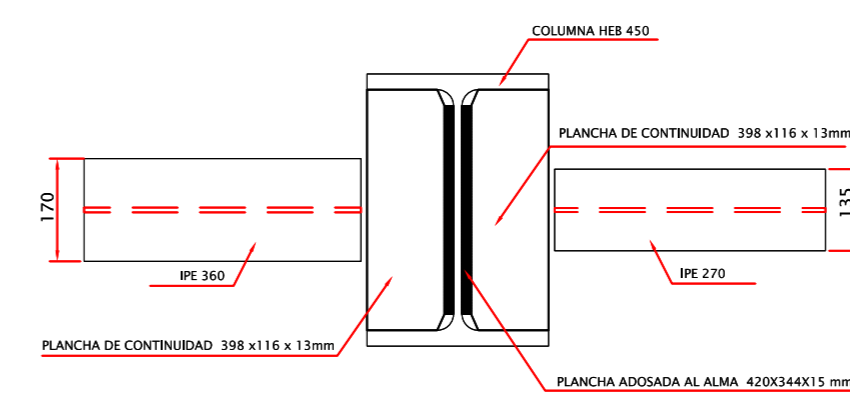
"VISTA EN PLANTA"



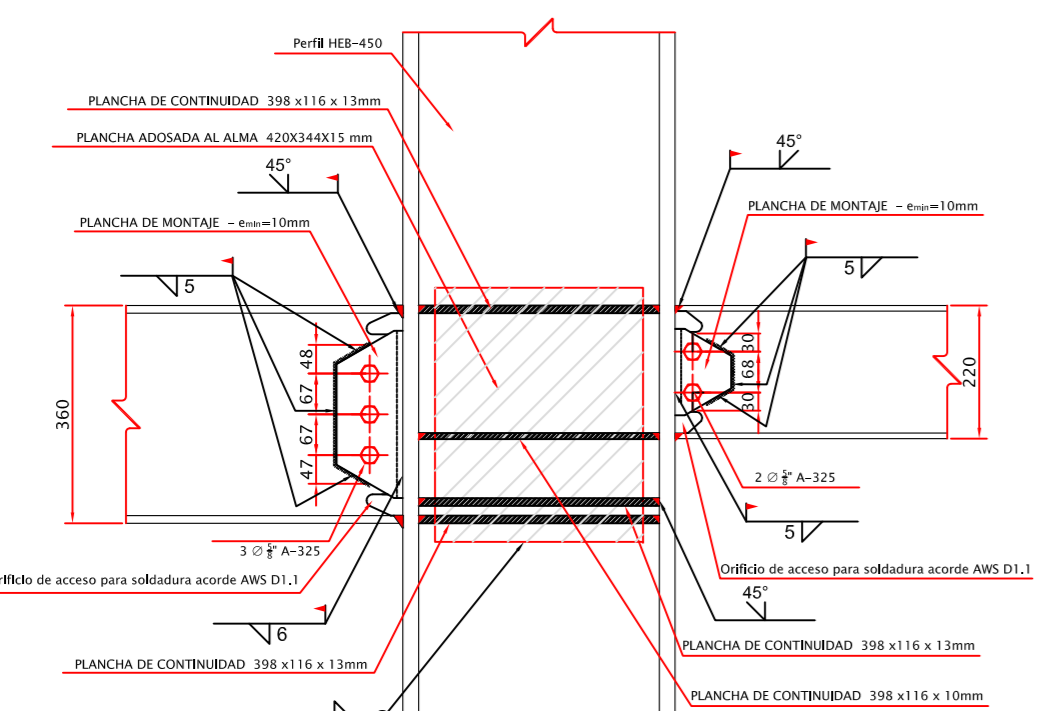
"VISTA EN PLANTA"



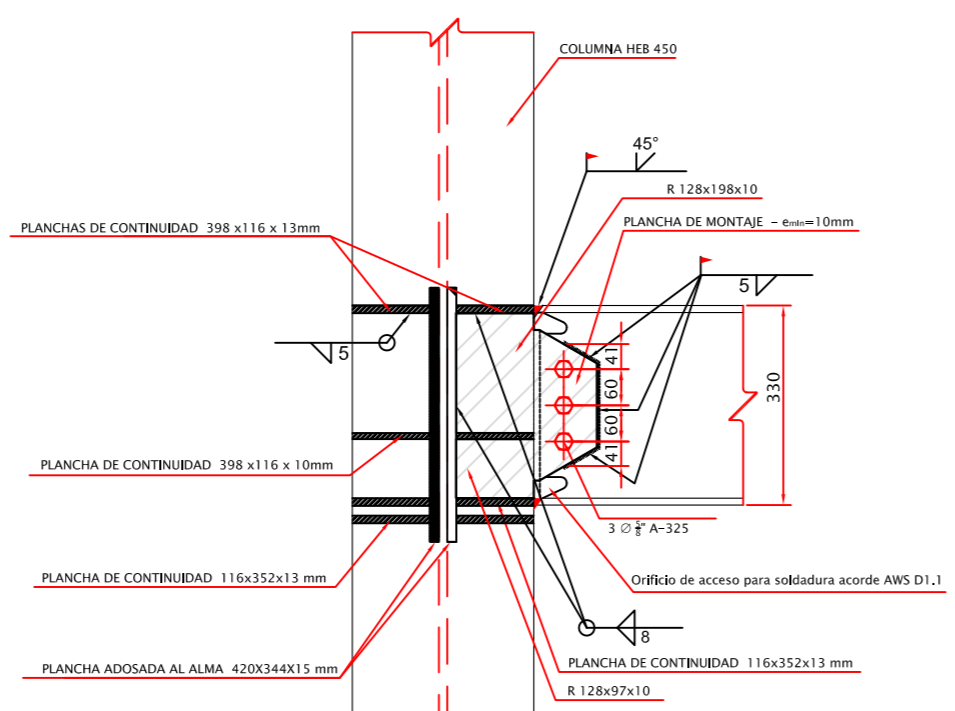
"VISTA EN PLANTA"



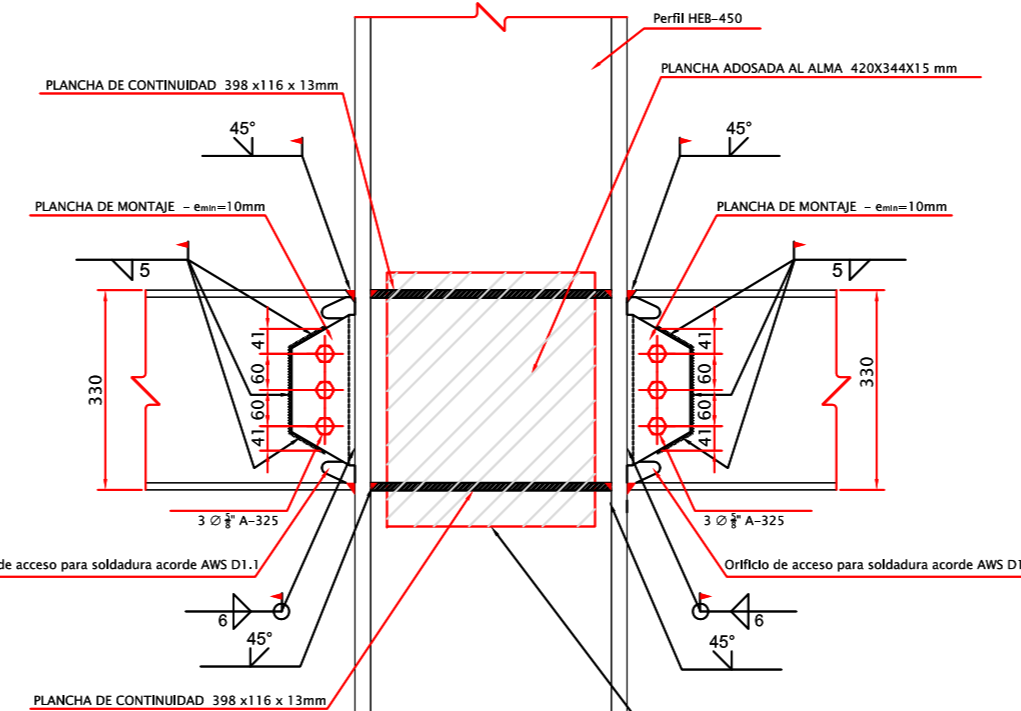
"VISTA EN PLANTA"



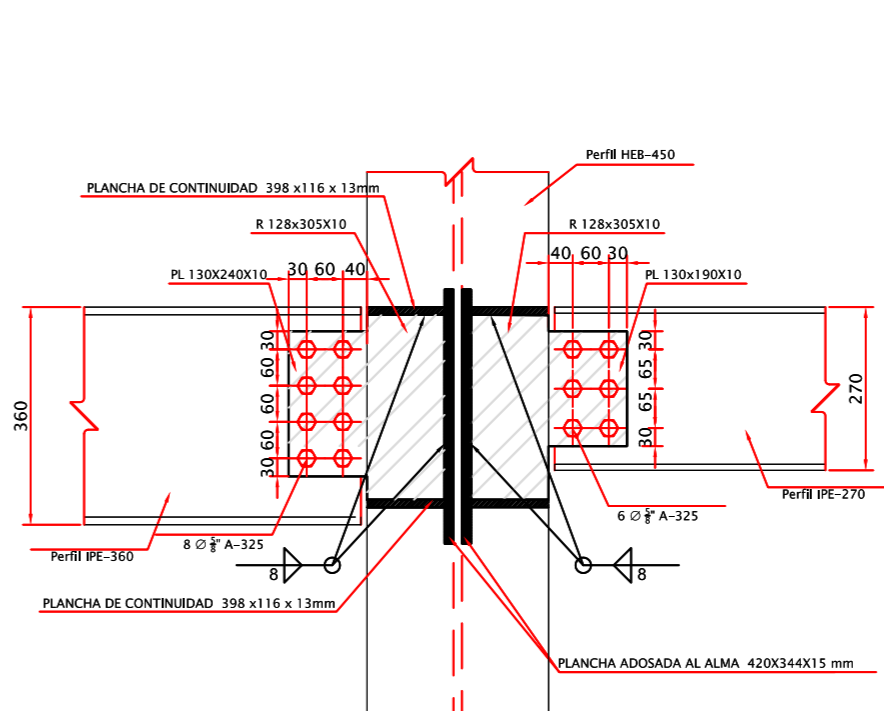
"DETALLE 11: ESCALA.....1: 12.5"



"DETALLE 11: ESCALA.....1: 12.5"



"DETALLE 12: ESCALA.....1: 12.5"



"DETALLE 12: ESCALA.....1: 12.5"

"CONEXION PRECALIFICADA WUF-W EN EL EJE MAYOR DE LA COLUMNA"

"CONEXION ESTANDAR A MOMENTO EN EL ALMA DE LA COLUMNA"

"CONEXION PRECALIFICADA WUF-W EN EL EJE MAYOR DE LA COLUMNA"

"CONEXION SIMPLE A CORTE EN EL EJE MENOR DE LA COLUMNA"

PLANILLA DETALLE 11 Cantidad de Nodos: 1

Item	Cant.	Base (mm)	Alto (mm)	Espesor (mm)	Peso Unitario (Kg)	Peso Total (Kg)	Peso Total (Kg)
Plancha de montaje PM1	1	221.5	110	10	1.91	1.91	1.91
Plancha de montaje PM2	1	98	93	10	0.72	0.72	0.72
Plancha de montaje PM3	1	194	105	10	1.60	1.60	1.60
Planchas de continuidad e=13mm	6	398	116	13	4.71	28.27	28.27
Planchas de continuidad e=10mm	2	398	116	10	3.62	7.25	7.25
Planchas adosadas al alma	2	344	450	15	17.01	34.03	34.03
R128X197X10	1	128	198	10	1.99	1.99	1.99
R128X97X10	1	128	97	10	0.97	0.97	0.97
TOTALES						76.73	76.73

Peso Especifico del acero: 7850 Kg/m³

"PLANCHAS DE MONTAJE PM1 Y PM2"

"PLANCHA DE MONTAJE PM 3"

"DETALLE 11: ESCALA.....1: 12.5"

PLANILLA DETALLE 12 Cantidad de Nodos: 1

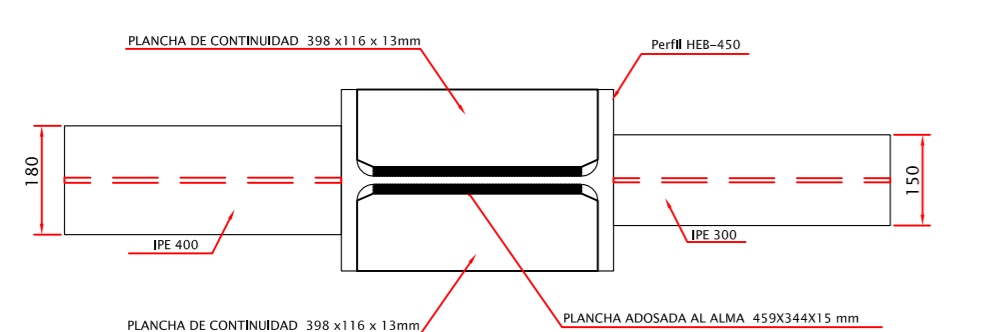
Item	Cant.	Base (mm)	Alto (mm)	Espesor (mm)	Peso Unitario (Kg)	Peso Total (Kg)	Peso Total (Kg)
Plancha de montaje	2	194	105	10	1.60	3.20	3.20
Planchas de continuidad	4	398	116	13	4.71	18.85	18.85
Planchas adosadas al alma	2	344	450	15	17.01	34.03	34.03
R128X197X10	2	128	198	10	3.08	6.13	6.13
PL190x130x10	1	130	190	10	1.94	1.94	1.94
PL240x130x10	1	130	240	10	2.45	2.45	2.45
TOTALES						66.59	66.59

Peso Especifico del acero: 7850 Kg/m³

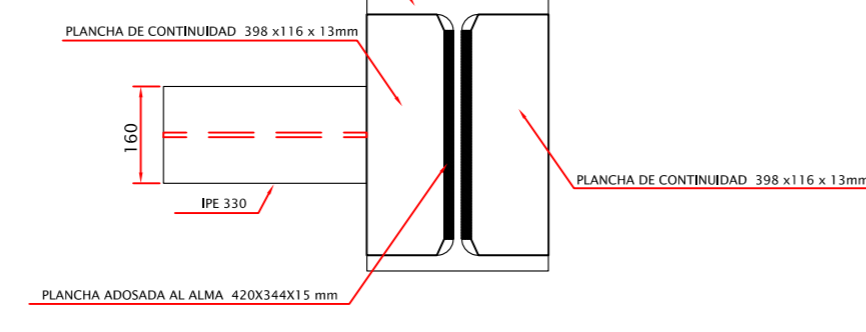
"PLANCHAS DE MONTAJE"

"PERNOS"

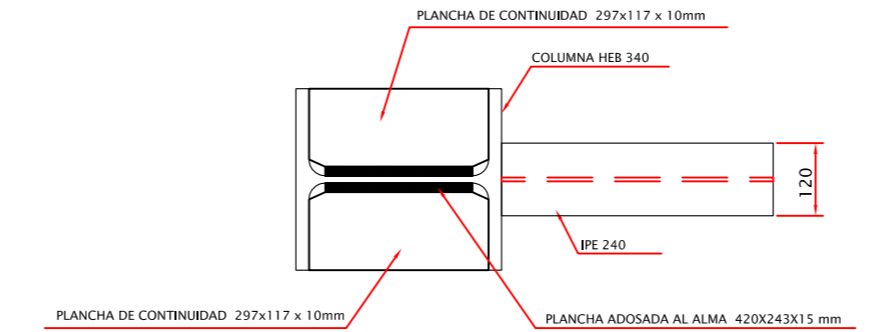
"DETALLE 12: ESCALA.....1: 12.5"



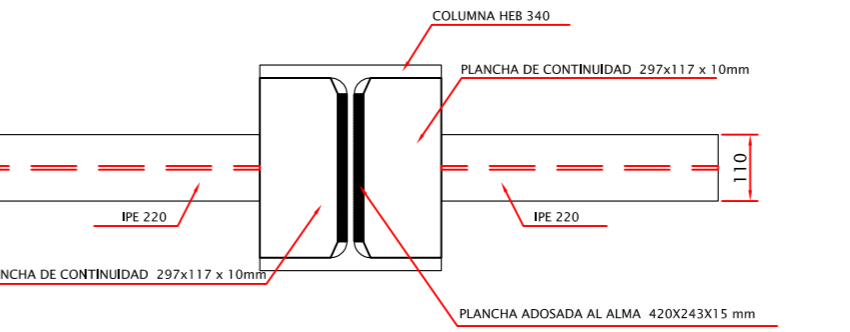
"VISTA EN PLANTA"



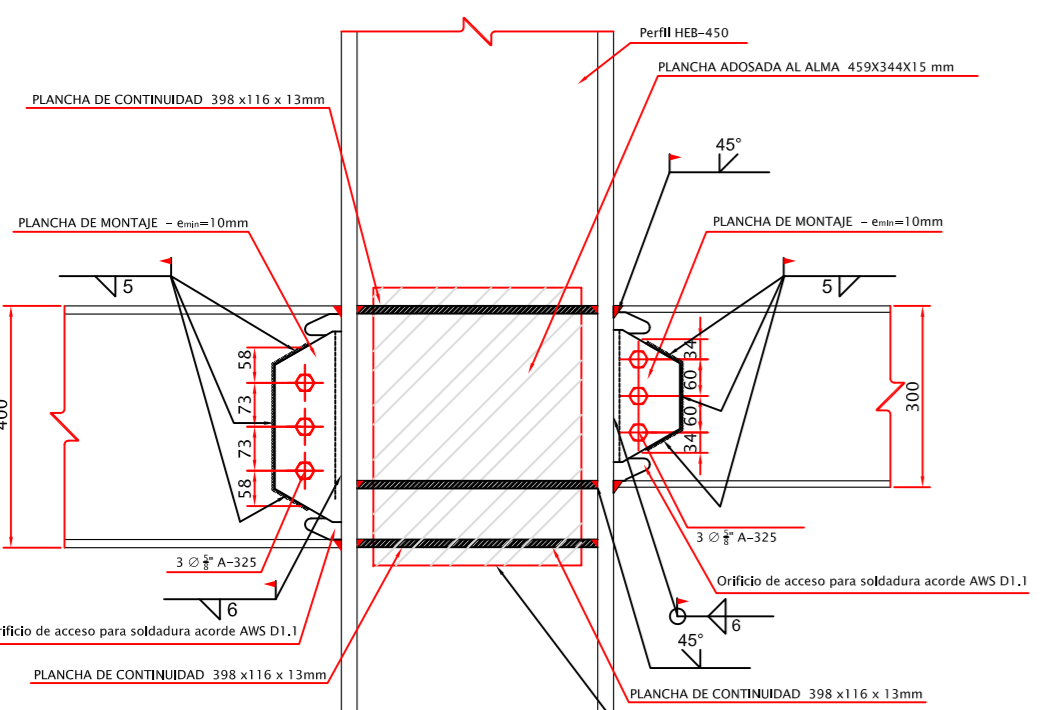
"VISTA EN PLANTA"



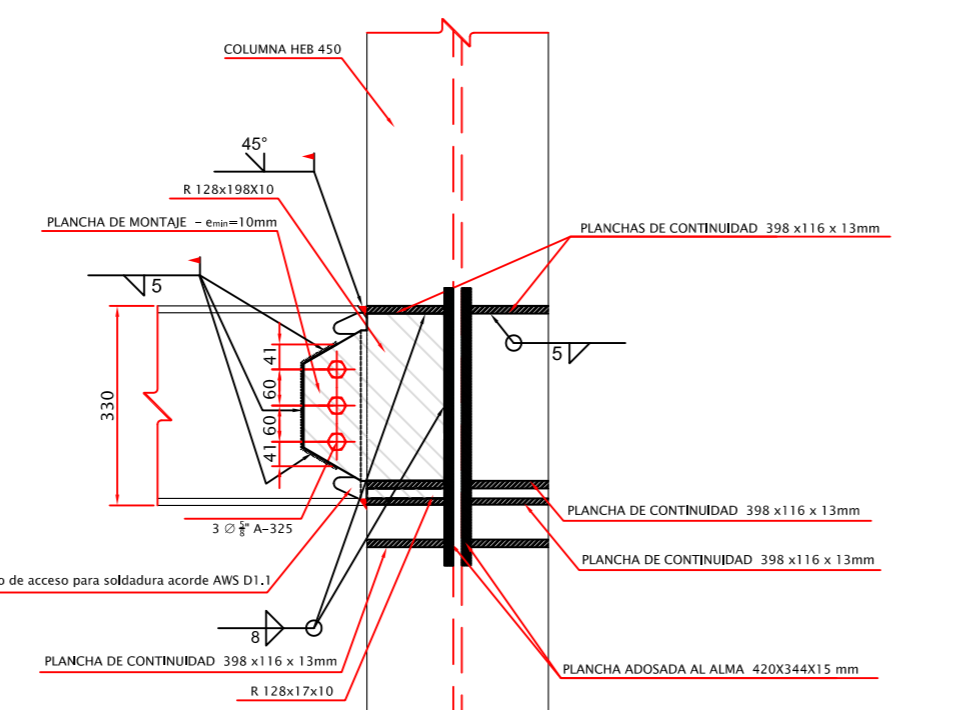
"VISTA EN PLANTA EN EL EJE MAYOR DE LA COLUMNA"



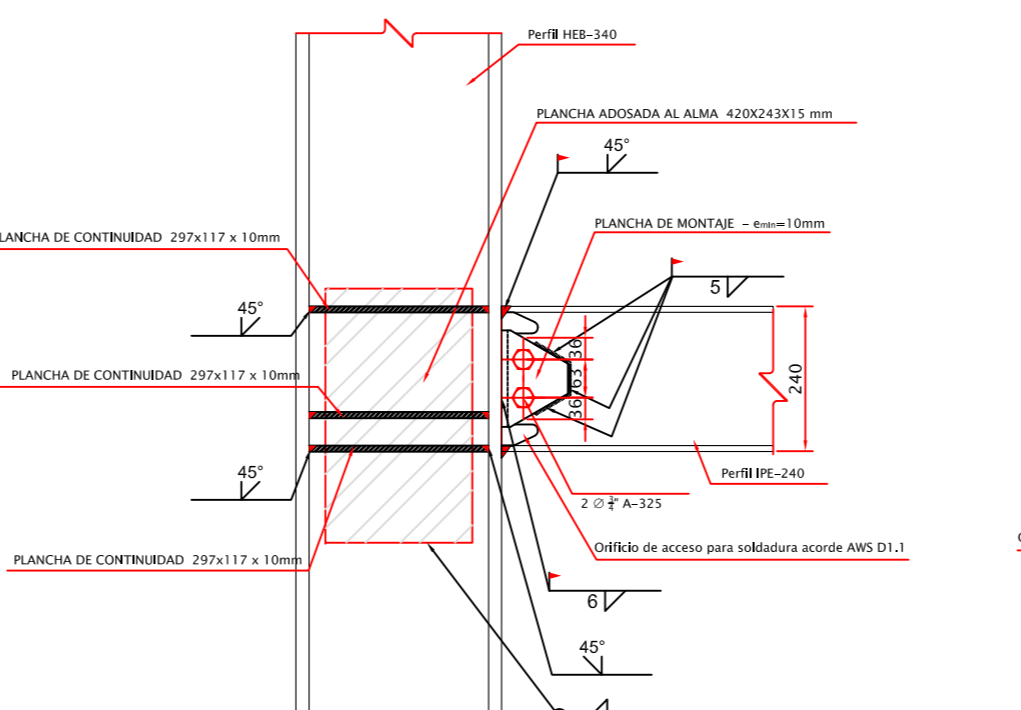
"VISTA EN PLANTA"



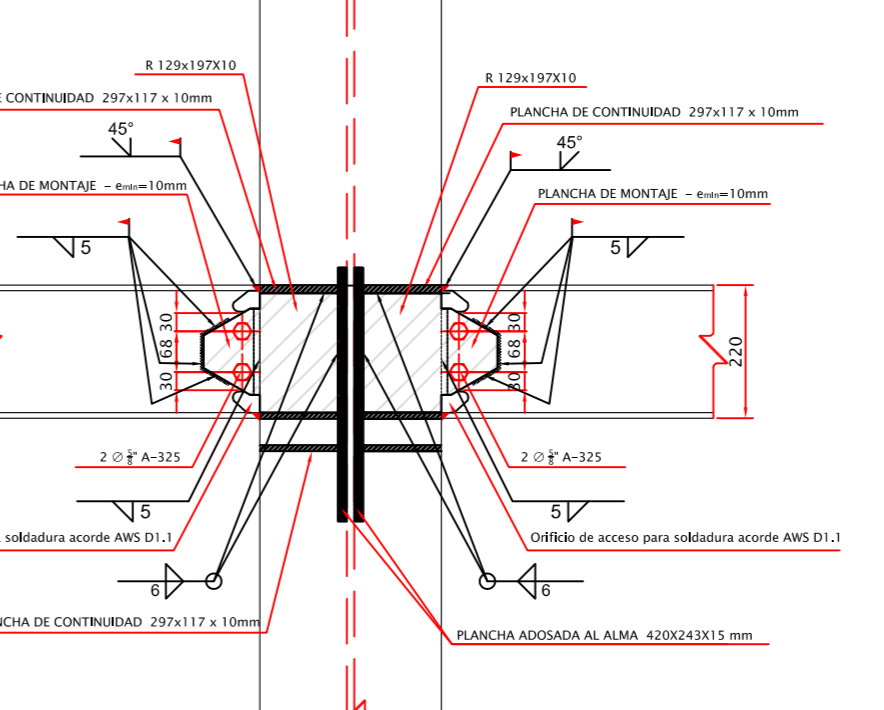
"DETALLE 13 ESCALA.....1: 12.5"



"DETALLE 13 ESCALA.....1: 12.5"



"DETALLE 14 ESCALA.....1: 12.5"



"DETALLE 14 ESCALA.....1: 12.5"

"CONEXION PRECALIFICADA WUF-W EN EL EJE MAYOR DE LA COLUMNA"

"CONEXION ESTANDAR A MOMENTO EN EL ALMA DE LA COLUMNA"

"CONEXION PRECALIFICADA WUF-W EN EL EJE MAYOR DE LA COLUMNA"

"CONEXION ESTANDAR A MOMENTO EN EL ALMA DE LA COLUMNA"

PLANILLA DETALLE 13 Cantidad de Nodos: 1

Item	Cant.	Base (mm)	Alto (mm)	Espesor (mm)	Peso Unitario (Kg)	Peso Total (Kg)	Peso Total (Kg)
Plancha de montaje PM1	1	260	110	10	2.25	2.25	2.25
Plancha de montaje PM2	1	162.5	110	10	1.40	1.40	1.40
Plancha de montaje PM3	1	194	105	10	1.60	1.60	1.60
Planchas de continuidad	6	398	116	13	4.71	28.27	28.27
Planchas adosadas al alma	2	344	459	15	18.59	37.18	37.18
R128X197X10	1	128	198	10	1.99	1.99	1.99
R128X97X10	1	128	97	10	0.97	0.97	0.97
TOTALES						72.86	72.86

Peso Especifico del acero: 7850 Kg/m³

"PLANCHAS DE MONTAJE PM1 Y PM2"

"PLANCHA DE MONTAJE PM 3"

"DETALLE 13 ESCALA.....1: 12.5"

PLANILLA DETALLE 14 Cantidad de Nodos: 5

Item	Cant.	Base (mm)	Alto (mm)	Espesor (mm)	Peso Unitario (Kg)	Peso Total (Kg)	Peso Total (Kg)
Plancha de montaje PM1	1	104	110	10	0.90	0.90	0.90
Plancha de montaje PM2	2	98	93	10	0.72	1.43	1.43
Planchas de continuidad e=10mm	6	297	117	10	2.73	16.37	16.37
Planchas adosadas al alma	2	243	420	15	12.02	24.04	24.04
R128x197x10	2	128	197	10	1.99	3.98	3.98
TOTALES						46.22	46.22

Peso Especifico del acero: 7850 Kg/m³

"PLANCHAS DE MONTAJE PM1"

"PLANCHAS DE MONTAJE PM2"

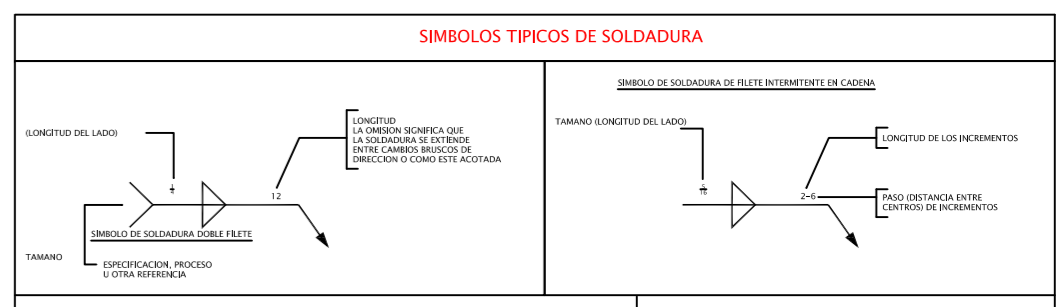
"DETALLE 14 ESCALA.....1: 12.5"

NOTAS DE LOS MATERIALES

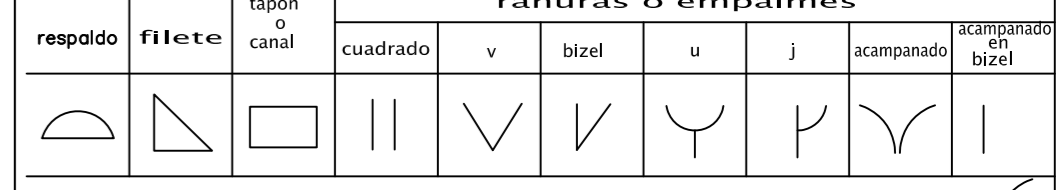
- El hormigón deberá tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad de $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ para la cimentación y de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para las losas
- El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, y el acero para perfil estructural deberá ser grado A-36 para vigas y elementos secundarios y A992 para columnas
- La capacidad portante del suelo para el diseño de la cimentación se ha asumido en 25 T/m^2 , particular que será obligación del constructor, verificar que se cumple en el sitio; de no obtenerse esta capacidad portante se deberá realizar un mejoramiento de suelo hasta conseguir como mínimo 25 T/m^2
- Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista

NOTAS DE LA SOLDADURA

- Todas las soldaduras deberán cumplir las especificaciones de ANSI-A.W.S. D1.1
- En todas las soldaduras de penetración total se usará respaldo.
- Los electrodos para soldar las estructuras serán del tipo E-70xx con $\phi = 0.31$ y $\phi = 0.39$ según se requiera.
- Los cordones de filete en los extremos de las piezas soldadas deberán remeterse dando la vuelta a la esquina de las piezas en la longitud de 2 veces al calibre nominal del cordón o 1.0 cm. mínimo.
- Todas las soldaduras deberán ser aplicadas por operarios calificados requiriéndose la calificación por escrito.
- El soldado en taller o de campo deberá hacer con las piezas sostenidas rigidamente; antes de soldar se verificará que las superficies a soldar estén libres de escoria, grasa o pinturas.
- La soldadura en juntas deberá aplicarse estando torceduras, flameos, requemados de material, ya que piezas con estos defectos deberán reponerse íntegramente.
- La temperatura mínima de las piezas antes de aplicar las soldaduras serán de 20°C .
- Donde no se especifique el calibre de la soldadura deberán colocarse cordones de calibre igual al espesor del elemento más delgado que se unan con dicho cordón
- Los símbolos empleados para soldadura serán los siguientes:



uniones por soldadura normas y símbolos para símbolos de soldadura



norma de localización de los elementos

NOTAS DE FABRICACION DE ESTRUCTURA METALICA

- El contratista y/o suministrador de la estructura de acero prefabricada, deberá hacer los dibujos de taller de todos los elementos y de las conexiones, una vez verificados los mismos, se deberán aprobar por la inspección del proyecto antes de iniciarse la fabricación.
- Todas las tolerancias, tanto de fabricación como de erección deberán ser rigidas por el código AISC- 2010 (American Institute of Steel Construction)
- Todos los cortes podrán hacerse con zizalla, sierra o soplete guiado mecánicamente; estos últimos requieren un acabado correcto libre de rebabas; no se admiten muescas o depresiones mayores de 5 mm.
- Las partes que vayan a soldarse a tope deberán alinearse cuidadosamente corrigiendo faltas de alineamiento mayores de 1.5 mm. la soldadura que se aplicara en este caso sera de penetración total y se empleará respaldo.
- A todos los elementos deberán pintarse con primario y acabado, ambos anticorrosivos. El primario se aplicara sobre superficies semiblanas, con espesor total de 7 (siete) micras, calidad clase B, acopiándose 5% de desprendimiento como máximo. La pintura sobre las piezas de acero deberán someterse a prueba de adherencia y medición del espesor.

NOTAS DE MONTAJE DE ESTRUCTURA METALICA

- El montaje deberá efectuarse con el equipo apropiado y que ofrezca la mayor seguridad posible.
- El transporte y montaje deberá hacerse con precaución para no generar esfuerzos residuales en las piezas ocasionados por el empleo inadecuado de gruas, malacates, tornillos y soldadura en las juntas.
- No deberá colocarse en forma definitiva ninguna pieza en tanto no haya sido verificado su posición, nivelada, plomeada y alineada. Una vez colocada en forma definitiva la estructura se procederá a aplicar la pintura anticorrosiva definitiva.

NOTAS DE INSPECCION

- La estructura será inspeccionada desde su fabricación en donde se verificará dimensiones y características de los materiales antes de proceder a fabricar.
- Cualquier material que no cumpla con los requisitos especificados en estas notas, será rechazada por el Inspector.
- Se verificará en taller las dimensiones y calidades en la aplicación de las soldaduras.

ESTRUCTURA SISMO RESISTENTE, DISEÑO CÓDIGO AISC 341-2010

LENIN SANTIAGO PEREZ FREIRE
Cel.0981170751

PROYECTO: PROYECTO DE TESIS DE GRADO
UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO - FICM

CONTIENE: DETALLES DE CONEXIONES METALICAS 11-12-13-14

CALCULO ESTRUCTURAL

NOVIEMBRE 2014
FECHA

0981170751
RCD. SANTIAGO PEREZ
DIBUJO

SELLOS

ESCALAS
INDICADAS

LÁMINA
ESTRUCTURAL

10 DE 12

NOTAS DE LOS MATERIALES

- El hormigón deberá tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad de $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ para la cimentación y de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para las losas.
- El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, y el acero para perfil estructural deberá ser grado A-36 para vigas y elementos secundarios y A992 para columnas.
- La capacidad portante del suelo para el diseño de la cimentación se ha asumido en 25 T/m^2 , particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio; de no obtenerse esta capacidad portante se deberá realizar un mejoramiento de suelo hasta conseguir como mínimo 25 T/m^2 .
- Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista.

NOTAS DE LA SOLDADURA

- Todas las soldaduras deberán cumplir las especificaciones de ANSI-A.W.S. D1.1.
- En todas las soldaduras de penetración total se usará respaldo.
- Los electrodos para soldar las estructuras serán del tipo E-70xx con $\phi = 0.31$ y $\phi = 0.39$ según se requiera.
- Los cordones de filete en los extremos de las piezas soldadas deberán remeterse dando la vuelta a la esquina de las piezas en la longitud de 2 veces al calibre nominal del cordón o 1.0 cm. mínimo.
- Todas las soldaduras deberán ser aplicadas por operarios calificados requiriéndose la calificación por escrito.
- El soldado en taller o de campo deberá hacerse con las piezas sostenidas rigidamente; antes de soldar se verificará que las superficies a soldar estén libres de escoria, grasa o pinturas.
- La soldadura en juntas deberá aplicarse estando torceduras, flameos, requemados de material, ya que piezas con estos defectos deberán reponerse íntegramente.
- La temperatura mínima de las piezas antes de aplicar las soldaduras serán de 20°C .
- Donde no se especifique el calibre de la soldadura deberán colocarse cordones de calibre igual al espesor del elemento más delgado que se una con dicho cordón.
- Los símbolos empleados para soldadura serán los siguientes:

SÍMBOLOS TÍPICOS DE SOLDADURA

LOTIZACION DE LOS ELEMENTOS DE UN SIMBOLO DE SOLDADURA

uniones por soldadura normas y símbolos para símbolos de soldadura

respaldo	filete	tapan canal	ranuras o empalmes						
			cuadrado	v	bizel	u	j	acompañado	RESPALDOS
									bizel

simbolos suplementarios de soldadura

respaldo	espaciados	soldar todo alrededor	soldar en el campo	contornos plano	convexo	para otros simbolos ver el codigo aws a2 4-79

norma de localización de los elementos

NOTAS DE FABRICACION DE ESTRUCTURA METALICA

- El contratista y/o suministrador de la estructura de acero prefabricada, deberá hacer los dibujos de taller de todos los elementos y de las conexiones, una vez verificados los mismos, se deberán aprobar por la inspección del proyecto antes de iniciarse la fabricación.
- Todas las tolerancias, tanto de fabricación como erección deberán ser regidas por el código AISC- 2010 (American Institute of Steel Construction).
- Todos los cortes podrán hacerse con cizalla, sierra o soplete guiado mecánicamente; estos últimos requieren un acabado correcto libre de rebabas; no se admiten muescas o depresiones mayores de 5 mm.
- Las partes que vayan a soldarse a tope deberán alinearse cuidadosamente corrigiendo faltas de alineamiento mayores de 1.5 mm. la soldadura que se aplicara en este caso sera de penetración total y se empleara respaldo.
- A todos los elementos deberán pintarse con primario y acabado, ambos anticorrosivos. El primario se aplicara sobre superficies semiblanas, con espesor total de 7 (siete) micras, calidad clase B, acopiándose 5% de desprendimiento como máximo. La pintura sobre las piezas de acero deberán someterse a prueba de adherencia y medición del espesor.

NOTAS DE MONTAJE DE ESTRUCTURA METALICA

- El montaje deberá efectuarse con el equipo apropiado y que ofrezca la mayor seguridad posible.
- El transporte y montaje deberá hacerse con precaución para no generar esfuerzos residuales en las piezas ocasionados por el empleo inadecuado de gruas, malafuerzas, tornillos y soldadura en las juntas.
- No deberá colocarse en forma definitiva ninguna pieza en tanto no haya sido verificado su posición, nivelada, plomada y alineada. Una vez colocada en forma definitiva la estructura se procederá a aplicar la pintura anticorrosiva definitiva.

NOTAS DE INSPECCION

- La estructura será inspeccionada desde su fabricación en donde se verificará dimensiones y características de los materiales antes de proceder a fabricar.
- Cualquier material que no cumpla con los requisitos especificados en estas notas, será rechazada por el Inspector.
- Se verificará en taller las dimensiones y calidades en la aplicación de las soldaduras.

ESTRUCTURA SISMO RESISTENTE, DISEÑO CÓDIGO AISC 341-2010

LENIN SANTIAGO PEREZ FREIRE
Cel.0981170751

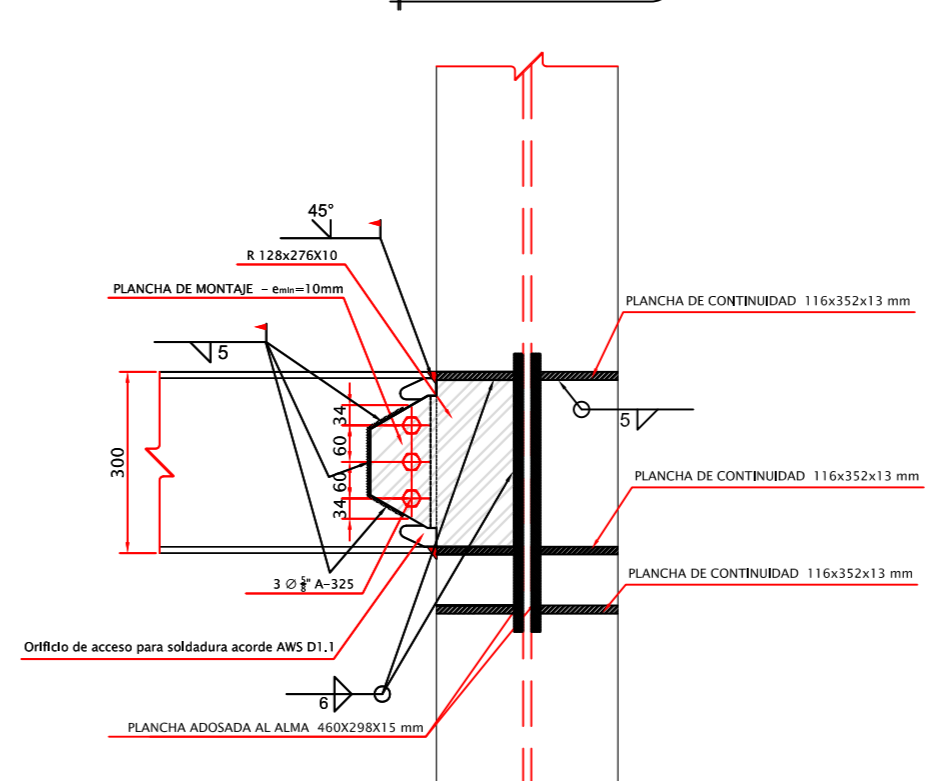
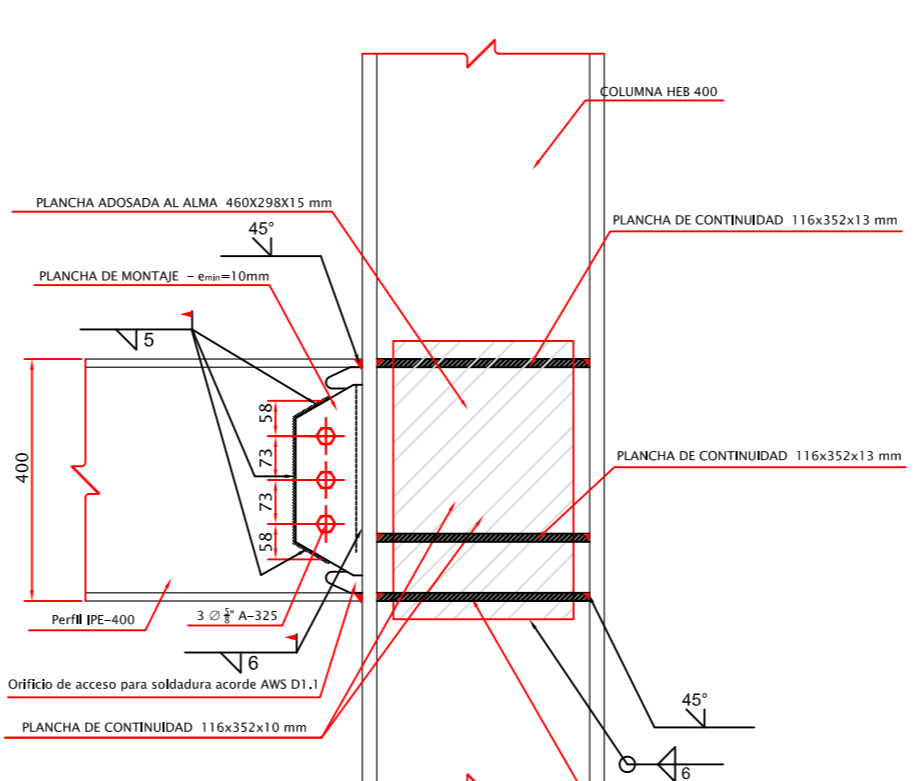
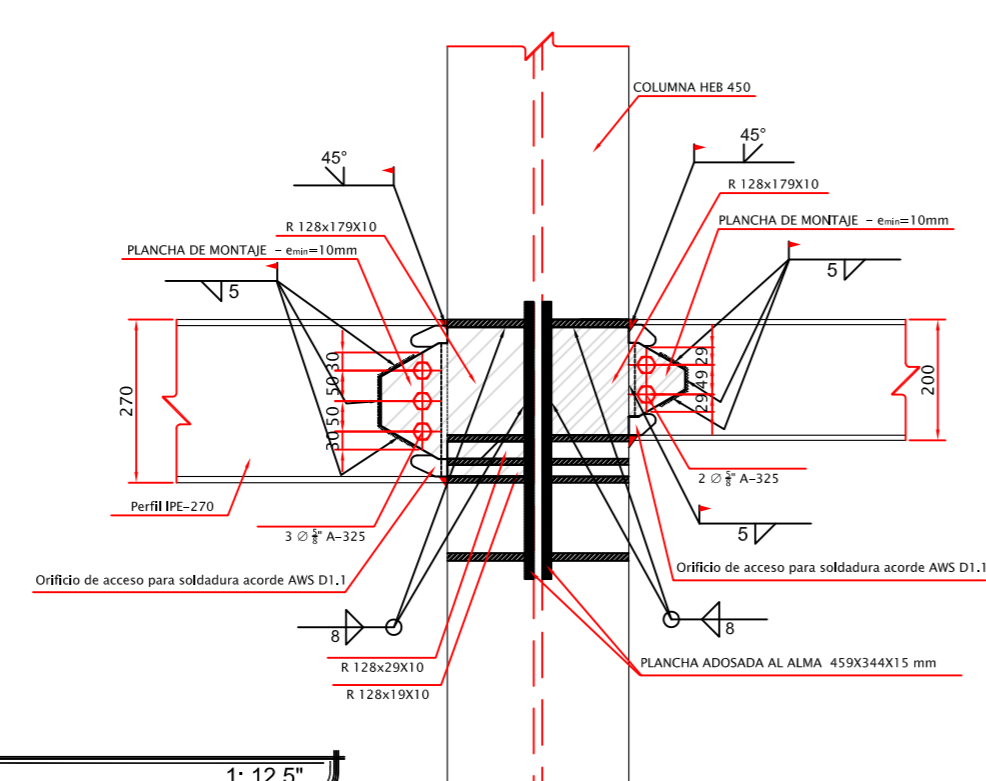
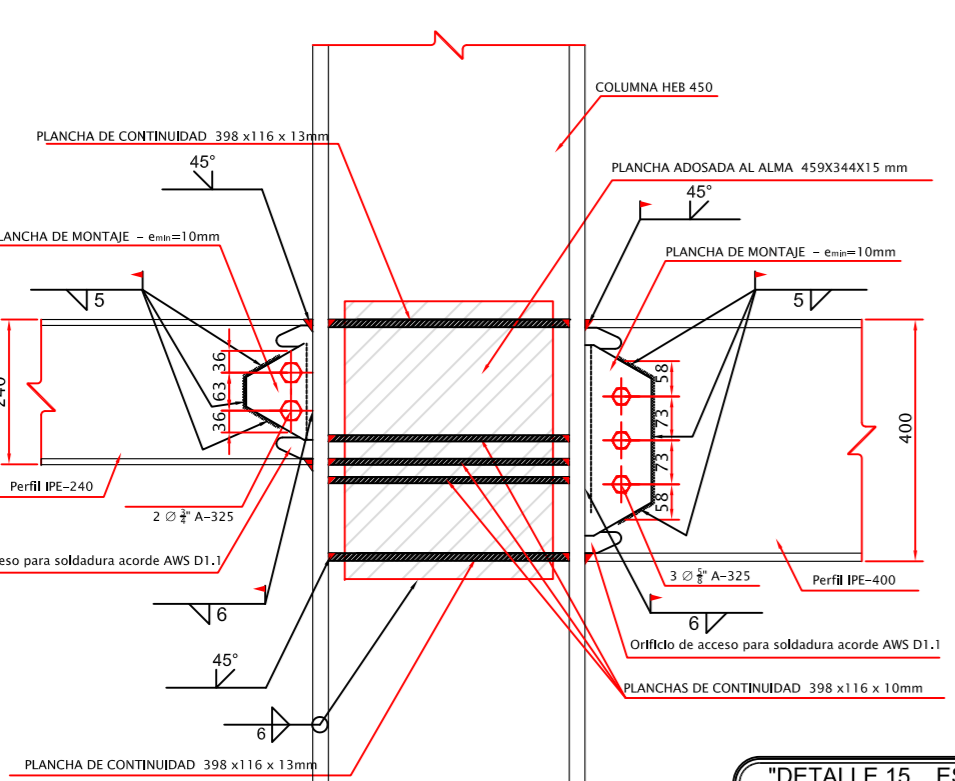
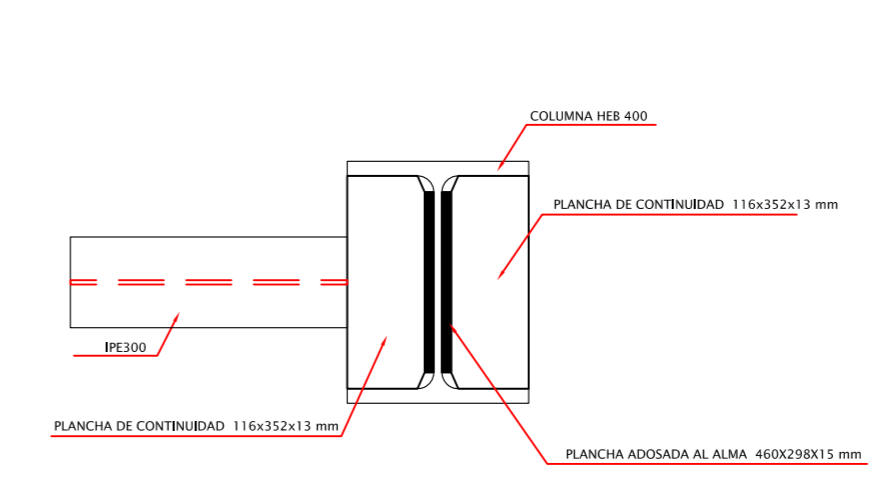
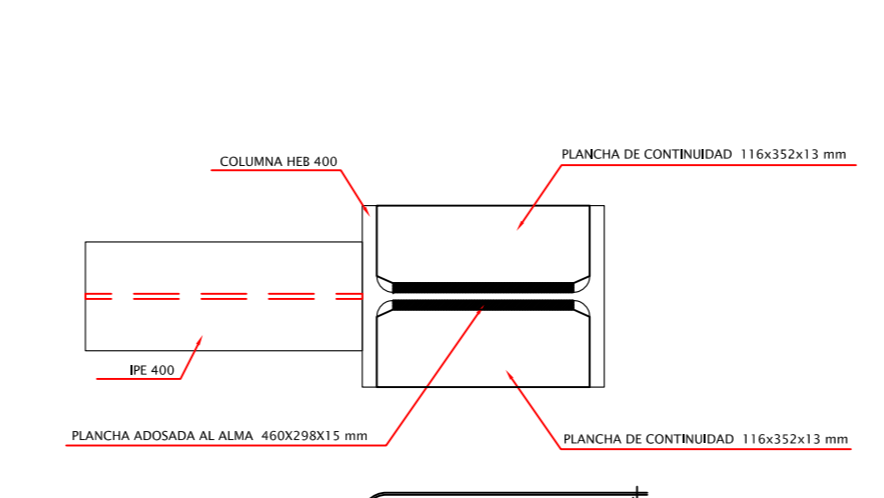
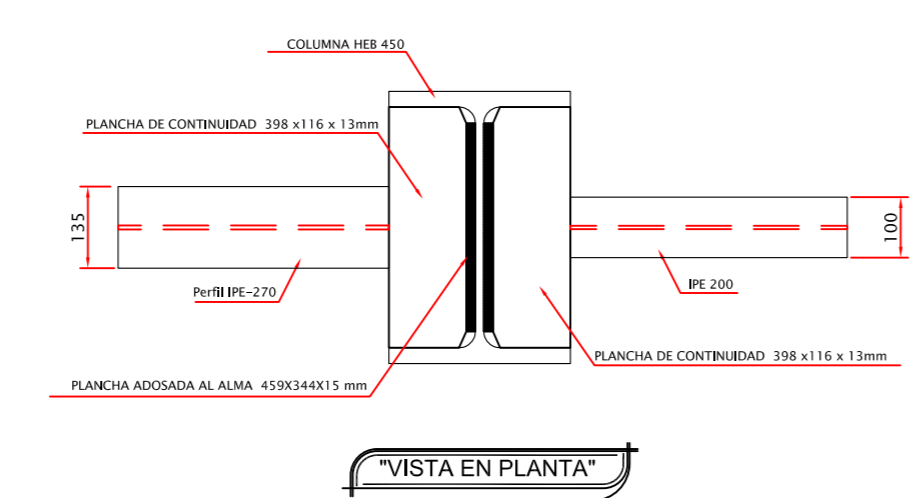
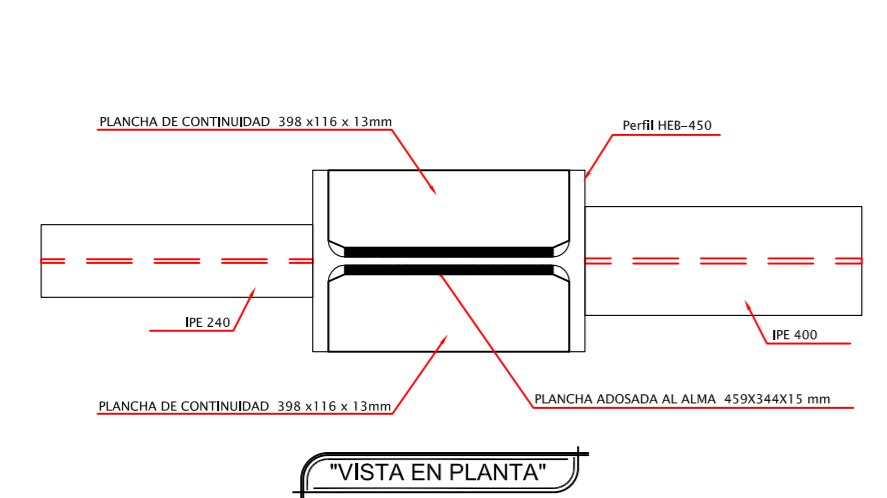
PROYECTO: PROYECTO DE TESIS DE GRADO
UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO - FICM

CONTIENE: DETALLES DE CONEXIONES METALICAS 15-16,
ESCALERA METALICA Y DETALLES DE CONEXIONES DE ESCALERA 22-26

ESCALAS INDICADAS

CALCULO ESTRUCTURAL	NOVIEMBRE 2014 FECHA	LÁMINA ESTRUCTURAL
EGDO. SANTIAGO PEREZ	0981170751 EGDO. SANTIAGO PEREZ DIBUJO	11 DE 12

SELLOS



"CONEXION PRECALIFICADA WUF-W EN EL EJE MAYOR DE LA COLUMNA"

"CONEXION ESTANDAR A MOMENTO EN EL ALMA DE LA COLUMNA"

"CONEXION PRECALIFICADA WUF-W EN EL EJE MAYOR DE LA COLUMNA"

"CONEXION ESTANDAR A MOMENTO EN EL ALMA DE LA COLUMNA"

PLANILLA DETALLE 15 Cantidad de Nodos: 5

Item	Cant.	Base (mm)	Alto (mm)	Espesor (mm)	Peso Unitario (Kg)	Peso Total (Kg)
Plancha de montaje PM1	1	104	110	10	0.90	0.90
Plancha de montaje PM2	1	360	110	10	2.25	2.25
Plancha de montaje PM3	1	136.5	110	10	1.18	1.18
Plancha de montaje PM4	1	77.5	83	10	0.57	0.57
Plancha de continuidad a=10mm	4	368	116	10	3.60	13.76
Plancha de continuidad a=13mm	4	368	116	13	4.71	18.85
Planchas adosadas al alma	2	244	489	10	18.88	37.76
R128x178x10	2	128	178	10	1.80	3.60
R128x29x10	1	128	29	10	0.29	0.29
R128x19x10	1	128	19	10	0.19	0.19
TOTALES					86.74	433.71

Peso Especifico del acero: 7850 Kg/m³

PLANILLA DETALLE 16 Cantidad de Nodos: 2

Item	Cant.	Base (mm)	Alto (mm)	Espesor (mm)	Peso Unitario (Kg)	Peso Total (Kg)
Plancha de montaje PM1	1	300	110	10	2.25	2.25
Plancha de montaje PM2	1	102.5	110	10	1.40	1.40
Plancha de continuidad a=13mm	4	116	352	13	4.17	25.00
Planchas adosadas al alma	2	298	480	15	16.14	32.28
R128x27x10	1	128	27	10	0.27	0.27
TOTALES					63.71	127.41

Peso Especifico del acero: 7850 Kg/m³

"PLANCHAS DE MONTAJE PM1 Y PM2"

"PLANCHAS DE MONTAJE PM3 Y PM4"

"PLANCHAS DE MONTAJE PM1"

"PLANCHAS DE MONTAJE PM3"

Pernos

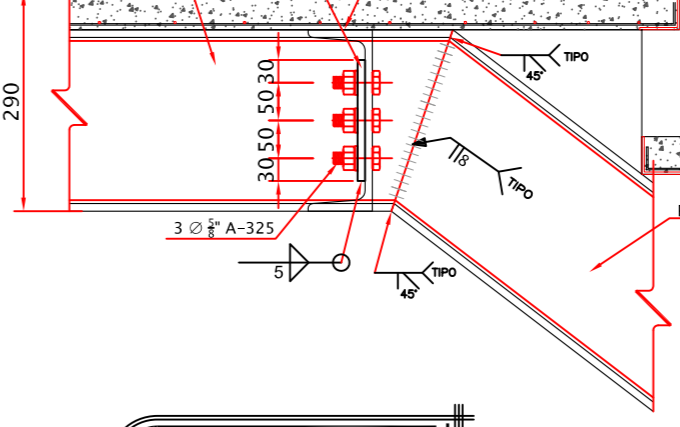
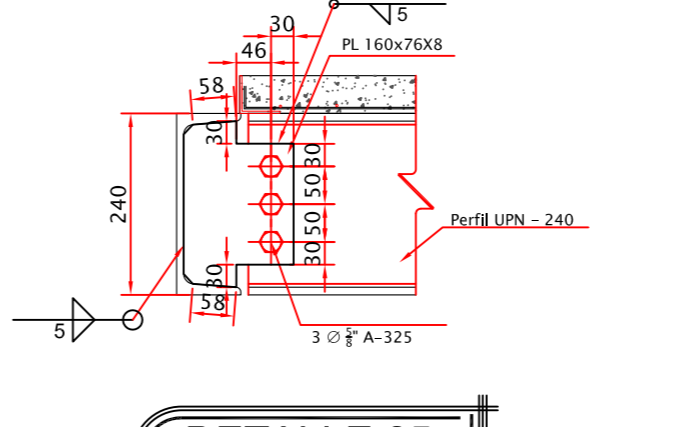
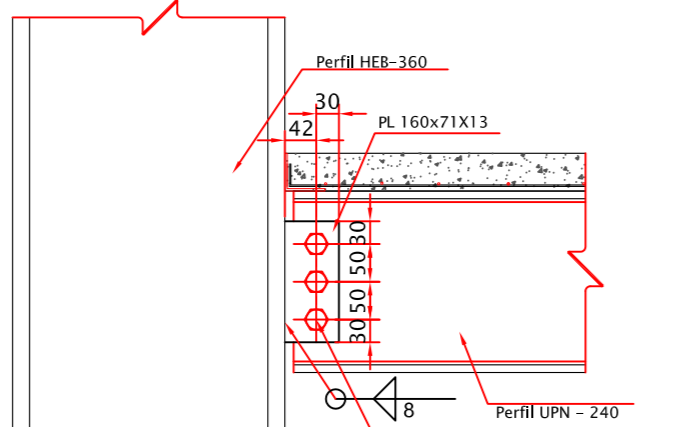
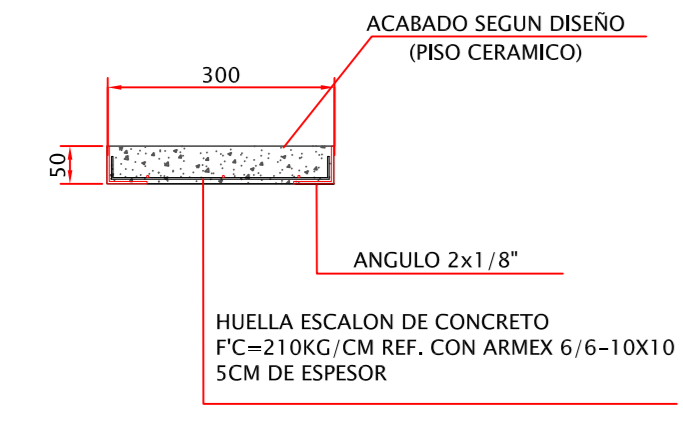
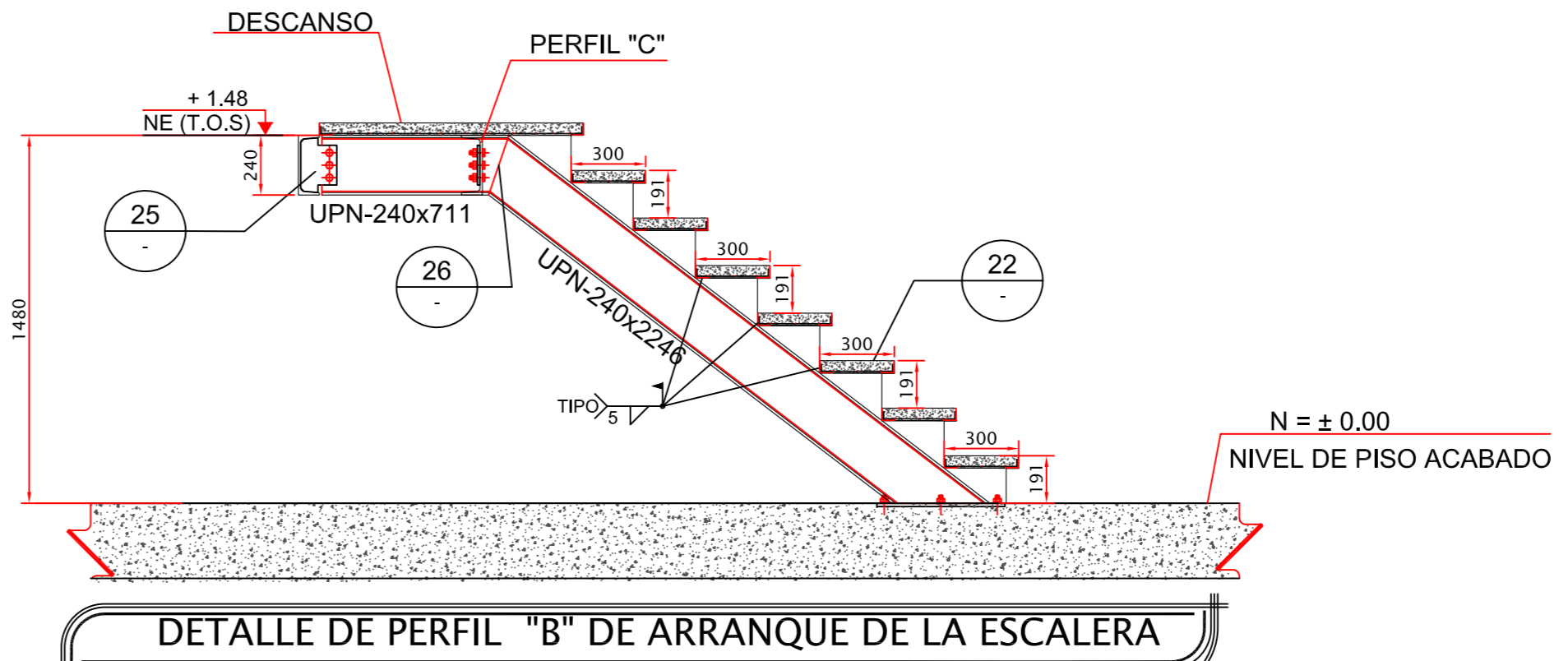
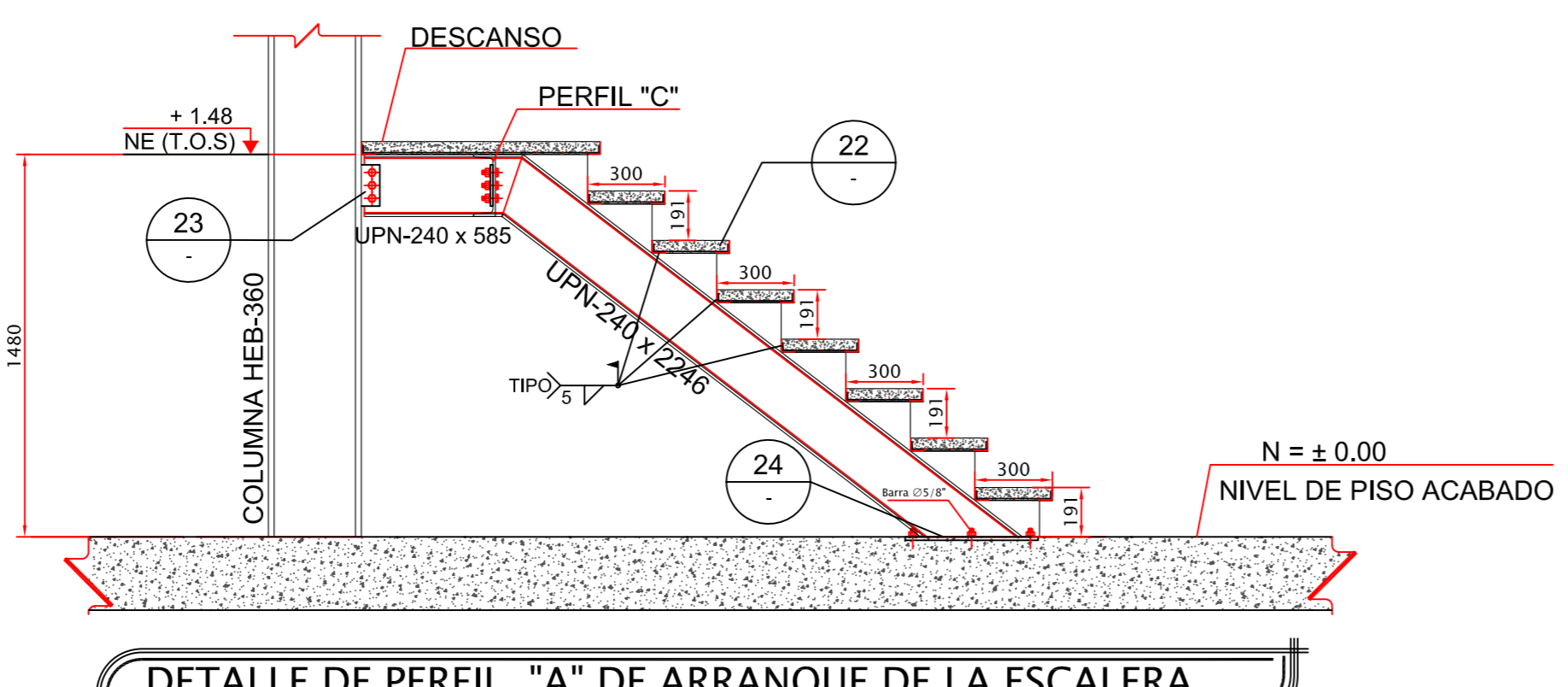
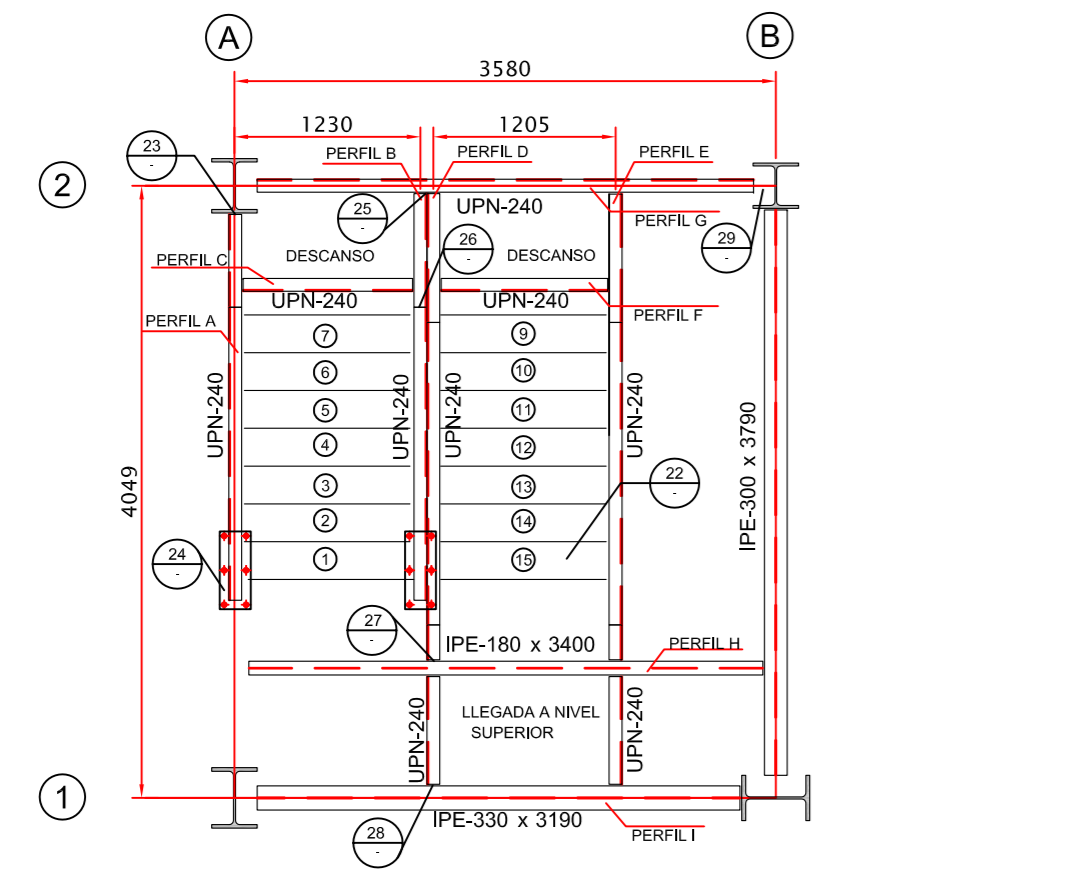
Ø	Cantidad por Nudo	Cant. Total
5/8"	3	45
3/4"	2	15

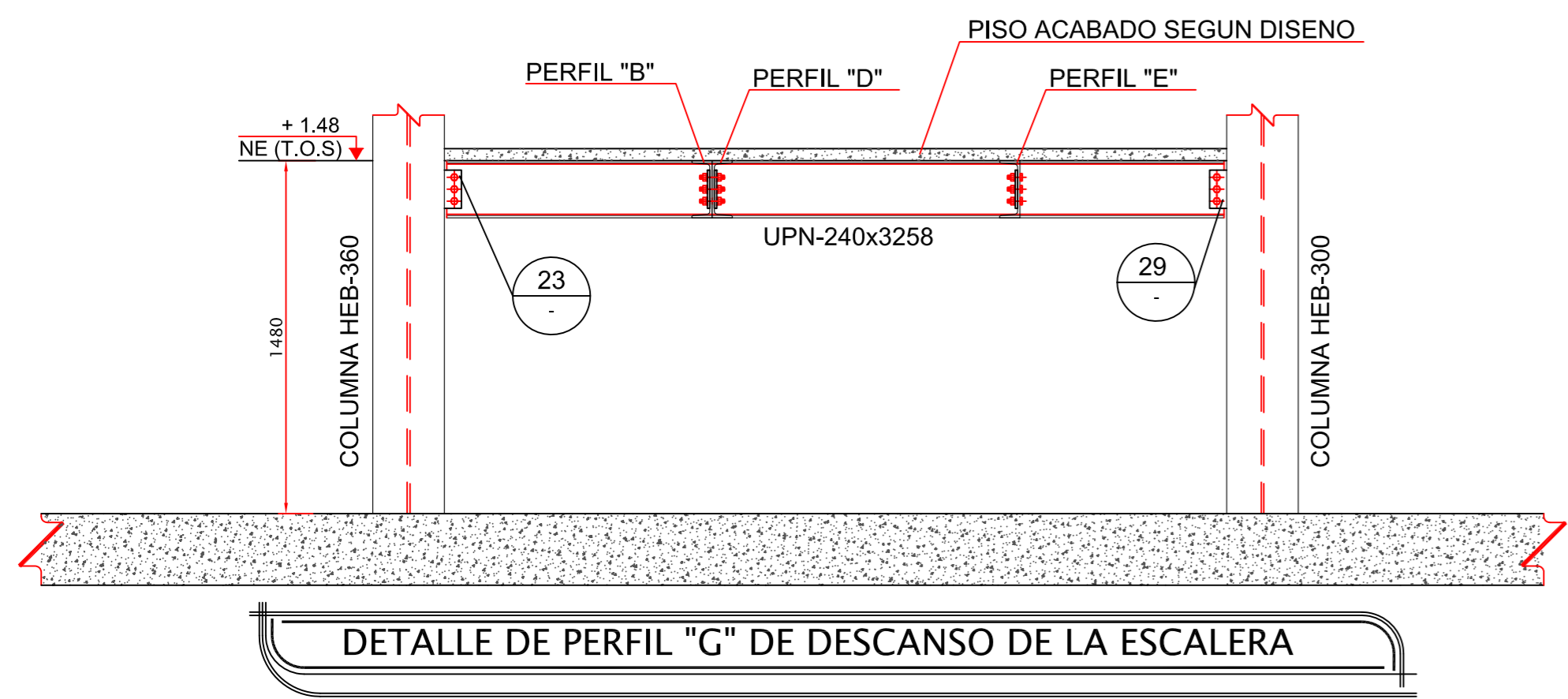
"DETALLE 15 ESCALA.....1: 12.5"

"DETALLE 16 ESCALA.....1: 12.5"

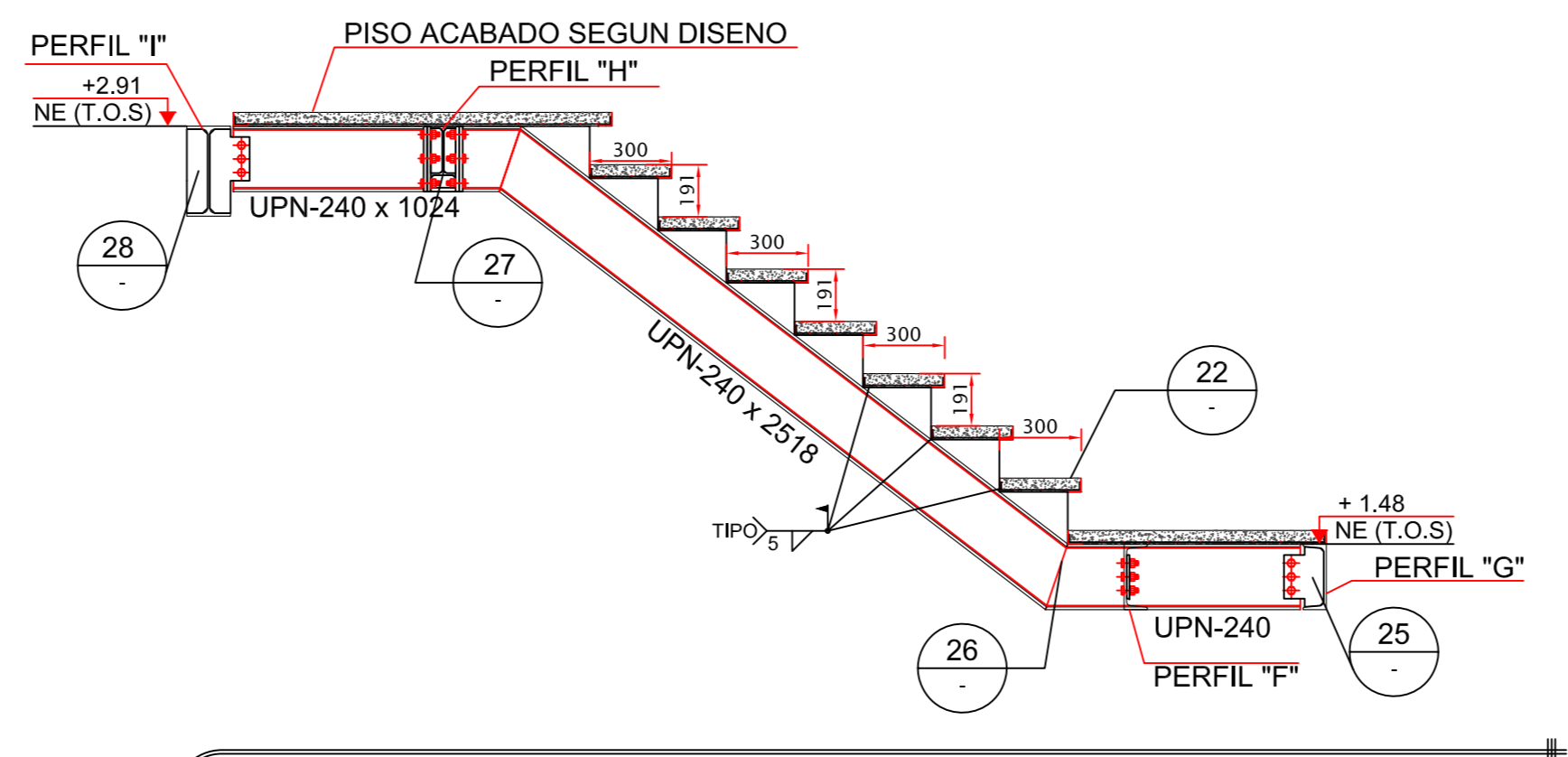
Importante!

-Las conexiones de todos los pisos se realizaran de forma similar a los de talles presentados en los planos y cualquier modificación en las mismas, por mínima que parezca deberá ser consultada con el calculista

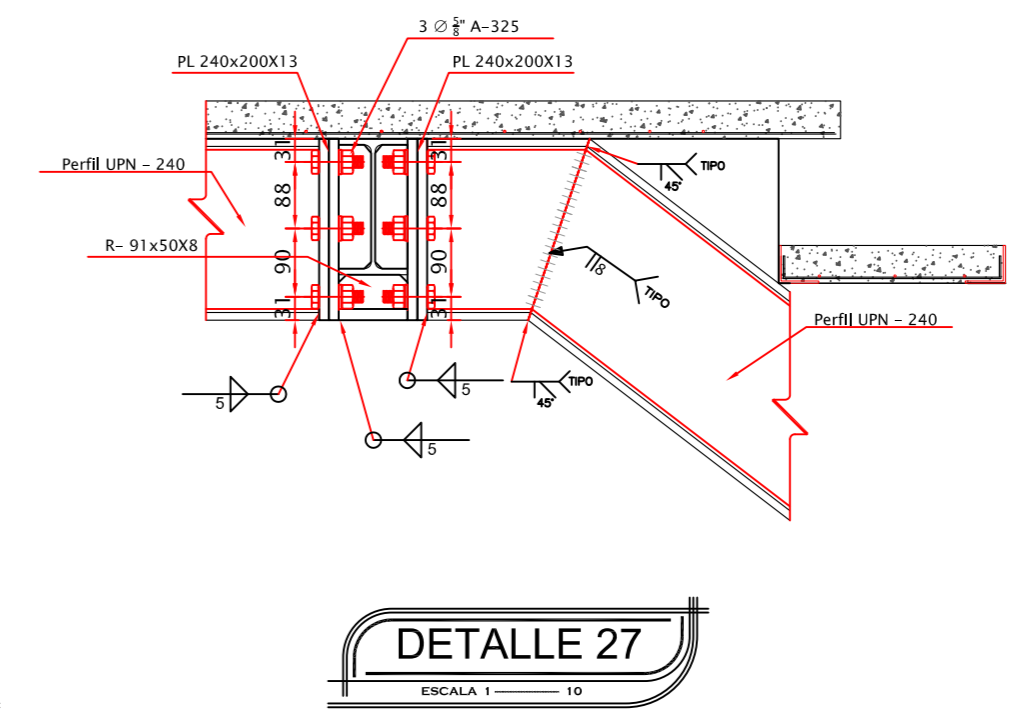




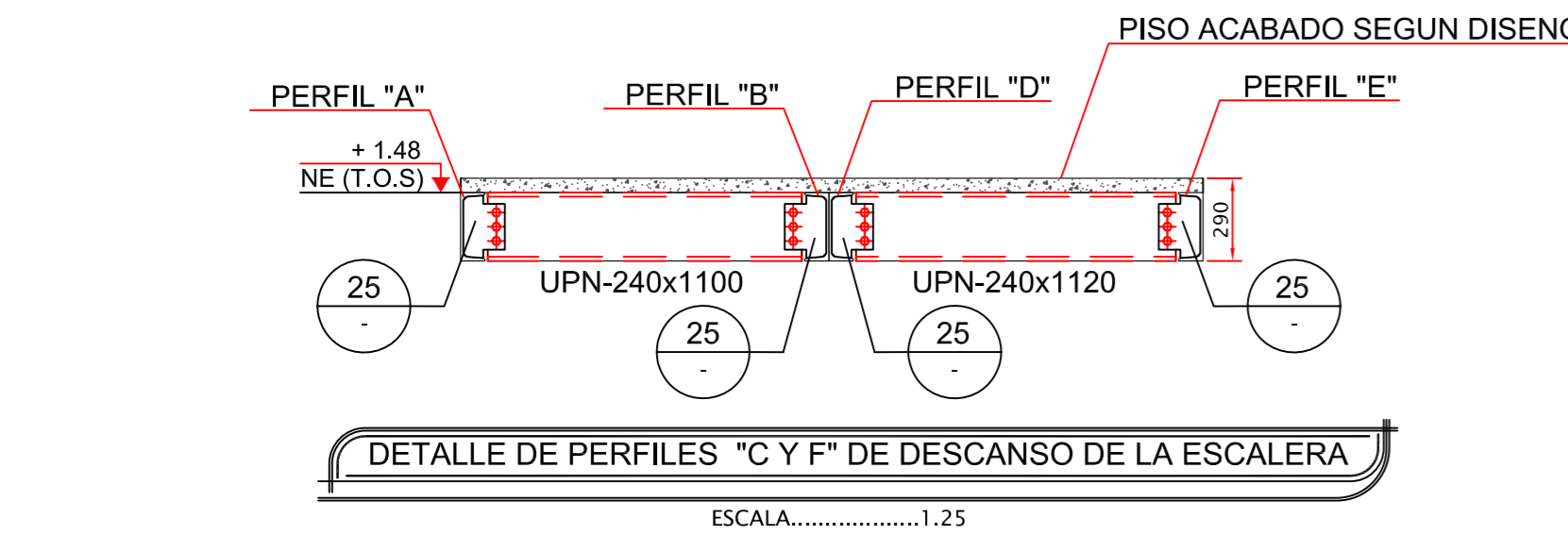
DETALLE DE PERFIL "G" DE DESCANSO DE LA ESCALERA
ESCALA.....1:25



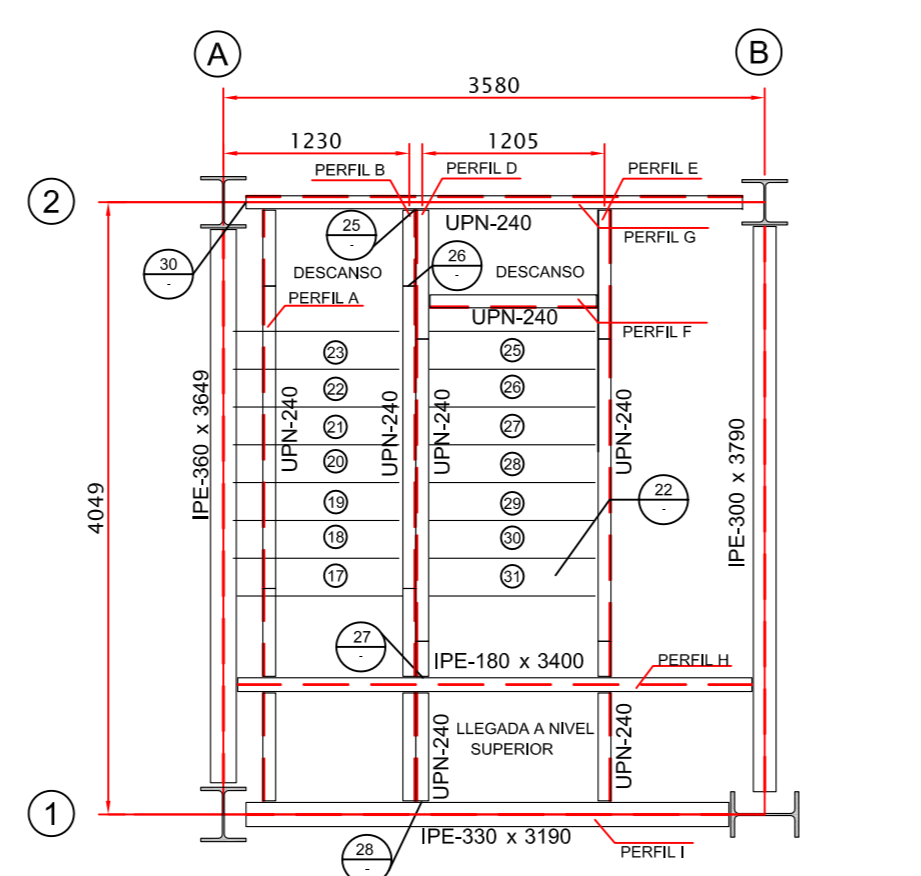
DETALLE DE PERFIL "D" = "E" DE TRAMO 2 DE LA ESCALERA
ESCALA.....1:25



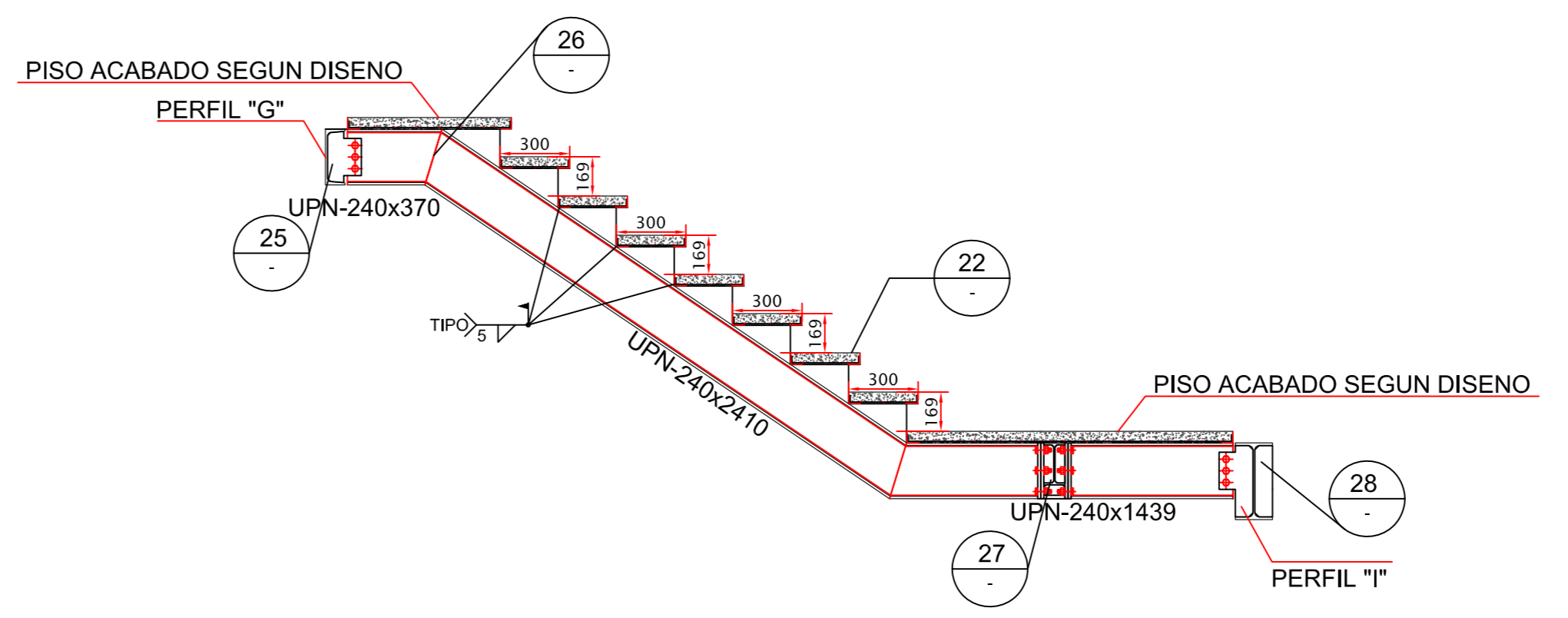
DETALLE 27
ESCALA.....1:10



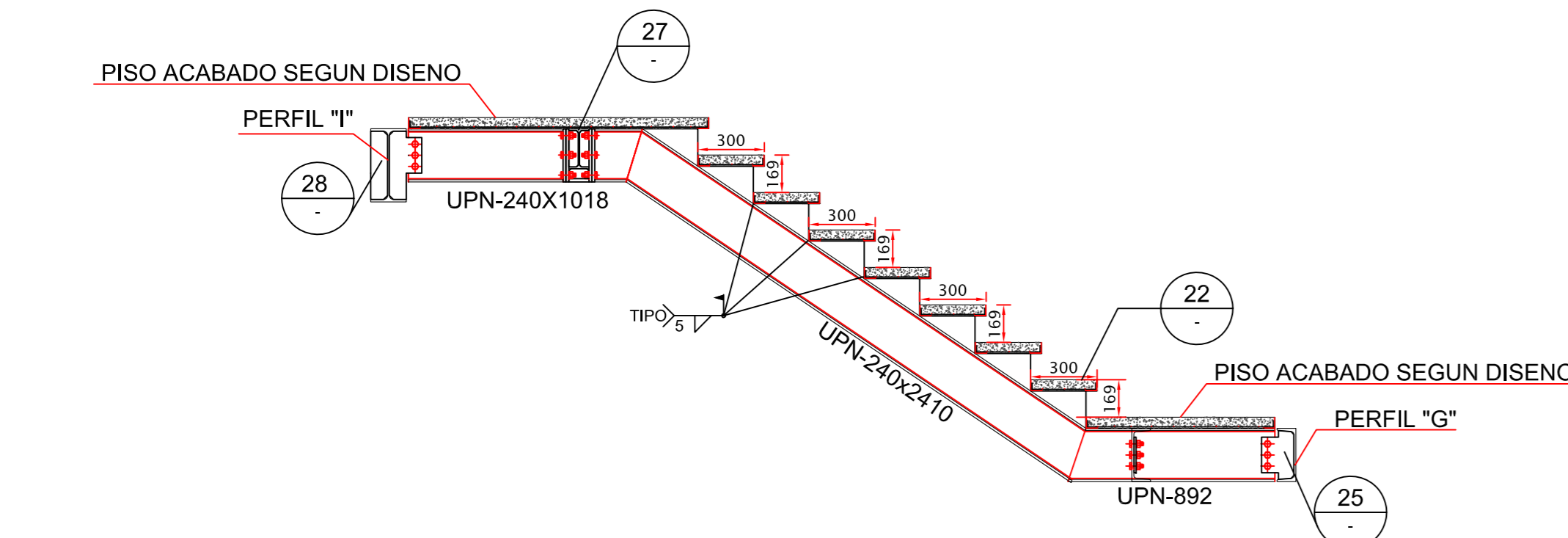
DETALLE DE PERFILES "C" Y "F" DE DESCANSO DE LA ESCALERA
ESCALA.....1:25



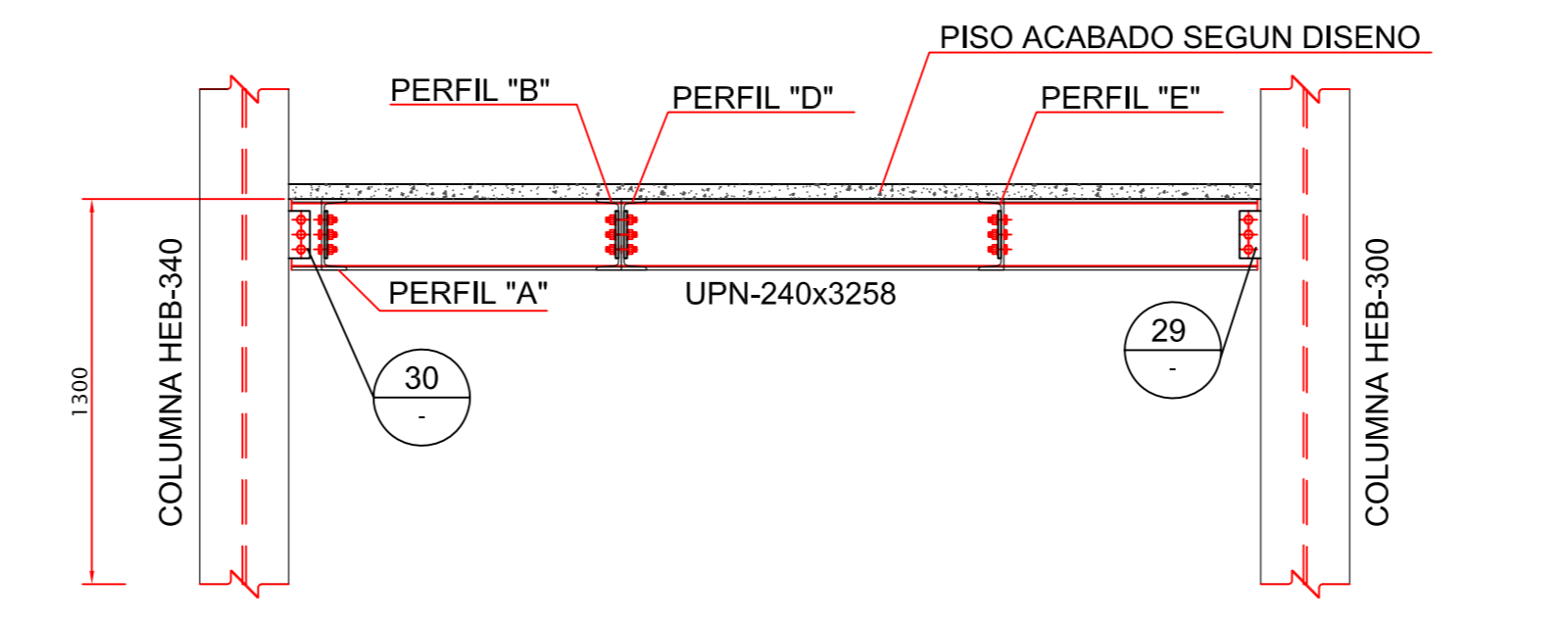
VISTA EN PLANTA DE LA ESCALERA METALICA NIVELES "TOS" (+5.61 = +8.31 = +11.01)
ESCALA.....1:50



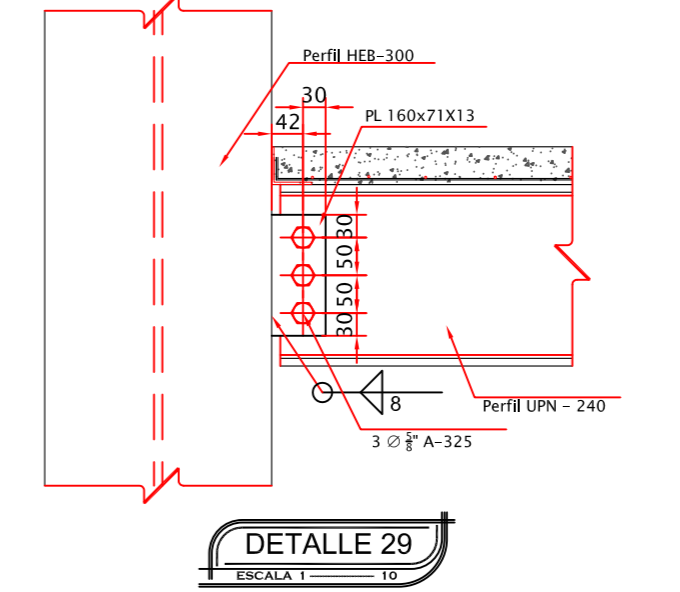
DETALLE DE PERFIL "A" = "B" DEL PRIMER TRAMO DE LA ESCALERA METALICA NIVELES "TOS" (+5.61 = +8.31 = +11.01)
ESCALA.....1:25



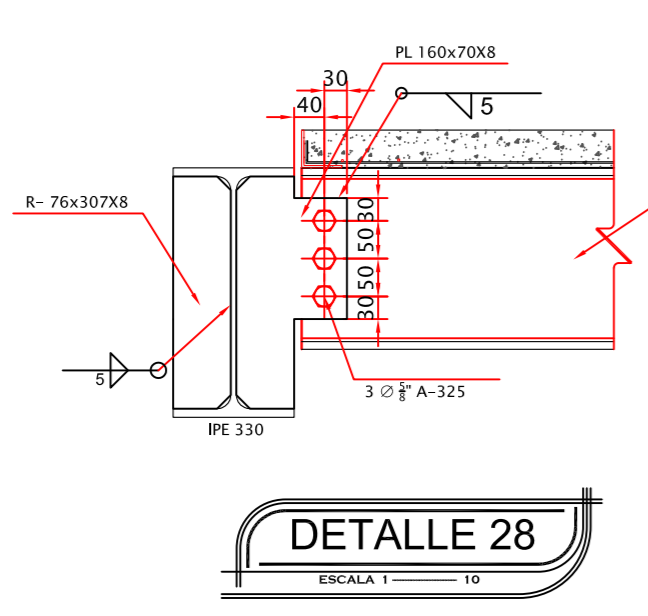
DETALLE DE PERFIL "D" = "E" DEL SEGUNDO TRAMO DE LA ESCALERA METALICA NIVELES "TOS" (+5.61 = +8.31 = +11.01)
ESCALA.....1:25



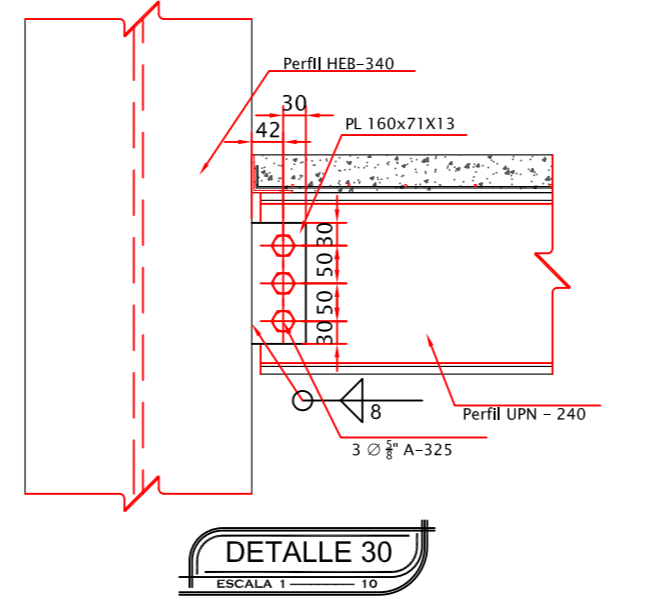
DETALLE DE PERFIL "G" DE DESCANSO DE LA ESCALERA METALICA NIVELES "TOS" (+5.61 = +8.31 = +11.01)
ESCALA.....1:25



DETALLE 29
ESCALA.....1:10



DETALLE 28
ESCALA.....1:10



DETALLE 30
ESCALA.....1:10

PERFILES DE ESCALERAS					
Item	Cant.	Longitud (mm)	Longitud Total (mm)	Peso Unitario (Kg/m)	Peso Total (Kg)
PERFIL UPN 240	1	585	585	33.2	18.422
PERFIL UPN 240	2	2246	4492	33.2	148.144
PERFIL UPN 240	1	711	711	33.2	23.6052
PERFIL UPN 240	1	3258	3258	33.2	108.1656
PERFIL UPN 240	2	1024	2048	33.2	67.9904
PERFIL UPN 240	2	2518	5036	33.2	167.1982
PERFIL UPN 240	1	1190	1190	33.2	39.512
PERFIL UPN 240	1	1120	1120	33.2	37.184
PERFIL UPN 240	2	2518	5036	33.2	167.1982
PERFIL UPN 240	1	1190	1190	33.2	39.512
PERFIL UPN 240	8	370	3060	33.2	101.972
PERFIL UPN 240	8	2410	19280	33.2	640.096
PERFIL UPN 240	8	1429	11512	33.2	382.1984
PERFIL UPN 240	8	1018	8144	33.2	270.3696
PERFIL UPN 240	8	2410	19280	33.2	640.096
PERFIL UPN 240	8	882	7056	33.2	233.0112
PERFIL UPN 240	3	3258	9774	33.2	324.4968
TOTALES					3442.9744

PLACA BASE			
Cant.	Base (mm)	Alto (mm)	Peso Unitario (Kg)
2	515	205	13
2	515	205	13
			10.77

BARRAS DE ANCLAJE AISI 1020		
Ø	Cantidad por Nudo	Cant. Total
12	6	12

NOTAS DE LOS MATERIALES

- El hormigón deberá tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad de $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ para la cimentación y de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para las losas.
- El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, y el acero para perfil estructural deberá ser grado A-36 para vigas y elementos secundarios y A992 para columnas.
- La capacidad portante del suelo para el diseño de la cimentación se ha asumido en 25 T/m^2 , particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio; de no obtenerse esta capacidad portante se deberá realizar un mejoramiento de suelo hasta conseguir como mínimo 25 T/m^2 .
- Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista.

NOTAS DE LA SOLDADURA

- Todas las soldaduras deberán cumplir las especificaciones de ANSI-A.W.S. D1.1.
- En todas las soldaduras de penetración total se usará respaldo.
- Los electrodos para soldar las estructuras serán del tipo E-70xx con $\phi = 0.31$ y $\phi = 0.39$ según se requiera.
- Los cordones de filete en los extremos de las piezas soldadas deberán remeterse dando la vuelta a la esquina de las piezas en la longitud de 2 veces al calibre nominal del cordón o 1.0 cm. mínimo.
- Todas las soldaduras deberán ser aplicadas por operarios calificados requiriéndose la calificación por escrito.
- El soldado en taller o de campo deberá hacer con las piezas sostenidas rigidamente; antes de soldar se verificará que las superficies a soldar estén libres de escoria, grasa o pinturas.
- La soldadura en juntas deberá aplicarse estando torcedoras, flameos, requemados de material, ya que piezas con estos defectos deberán reponerse íntegramente.
- La temperatura mínima de las piezas antes de aplicar las soldaduras serán de 20°C .
- Donde no se especifique el calibre de la soldadura deberán colocarse cordones de calibre igual al espesor del elemento más delgado que se una con dicho cordón.
- Los símbolos empleados para soldadura serán los siguientes:

SÍMBOLOS TÍPICOS DE SOLDADURA

LOTIZACION DE LOS ELEMENTOS DE UN SIMBOLO DE SOLDADURA

uniones por soldadura normas y símbolos para símbolos de soldadura

respaldo	filete	tapon canal	ranuras o empalmes				acampados	Ø 60	Ø 100
			cuadrado	v	bizel	u	j		

simbolos suplementarios de soldadura

respaldo	espaldado	soldar todo alrededor	soldar en campo	contornos plano	convexo	para otros simbolos ver el codigo aws a2 4-79

norma de localizacion de los elementos

NOTAS DE FABRICACION DE ESTRUCTURA METALICA

- El contratista y/o suministrador de la estructura de acero prefabricada, deberá hacer los dibujos de taller de todos los elementos y de las conexiones, una vez verificados los mismos, se deberán aprobar por la inspección del proyecto antes de iniciarse la fabricación.
- Todas las tolerancias, tanto de fabricación como erección deberán ser regidas por el código AISC- 2010 (American Institute of Steel Construction).
- Todos los cortes podrán hacerse con cizalla, sierra o soplete guiado mecánicamente; estos últimos requieren un acabado correcto libre de rebabas; no se admiten muescas o depresiones mayores de 5 mm.
- Las partes que vayan a soldarse a tope deberán alinearse cuidadosamente corrigiendo faltas de alineamiento mayores de 1.5 mm. la soldadura que se aplica en este caso será de penetración total y se empleará respaldo.
- A todos los elementos deberán pintarse con primario y acabado, ambos anticorrosivos. El primario se aplicará sobre superficies semiblancas, con espesor total de 7 (siete) micras, calidad clase B, acampándose 5% de desprendimiento como máximo. La pintura sobre las piezas de acero deberán someterse a prueba de adherencia y medición del espesor.

NOTAS DE MONTAJE DE ESTRUCTURA METALICA

- El montaje deberá efectuarse con el equipo apropiado y que ofrezca la mayor seguridad posible.
- El transporte y montaje deberá hacerse con precaución para no generar esfuerzos residuales en las piezas ocasionados por el empleo inadecuado de gruas, malacates, tornillos y soldadura en las juntas.
- No deberá colocarse en forma definitiva ninguna pieza en tanto no haya sido verificado su posición, nivelada, plomeada y alineada. Una vez colocada en forma definitiva la estructura se procederá a aplicar la pintura anticorrosiva definitiva.

NOTAS DE INSPECCION

- La estructura será inspeccionada desde su fabricación en donde se verificará dimensiones y características de los materiales antes de proceder a fabricar.
- Cualquier material que no cumpla con los requisitos especificados en estas notas, será rechazada por el Inspector.
- Se verificará en taller las dimensiones y calidades en la aplicación de las soldaduras.

ESTRUCTURA SISMO RESISTENTE, DISEÑO CÓDIGO AISC 341-2010
LENIN SANTIAGO PEREZ FREIRE
Cel.0981170751

PROYECTO: PROYECTO DE TESIS DE GRADO
UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO - FICM

CONTIENE: ARMADO DE ESCALERAS METALICAS Y DETALLES DE CONEXIONES DE ESCALERA 27-30 **ESCALAS INDICADAS**

CALCULO ESTRUCTURAL **NOVIEMBRE 2014** **FECHA** **LÁMINA ESTRUCTURAL**

EGDO. SANTIAGO PEREZ **0981170751** **EGDO. SANTIAGO PEREZ** **DIBUJO** **12 DE 12**

SELLOS