

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE CIVIL**

**DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE**  
**INGENIERO CIVIL**

**“DISEÑO POR DESEMPEÑO EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO,  
DE ACERO ESTRUCTURAL, Y MIXTOS.”**

JAVIER ALVEAR S.  
JOSÉ LUIS RUALES.

**DIRECTOR: ING. MARCELO GUERRA A.**

**QUITO, 2014.**

## RESUMEN

Este estudio compara el comportamiento de tres edificios tipo de 12 plantas, supuestos en la ciudad de Quito, cada uno diseñado con los siguientes materiales: hormigón armado, acero estructural, y una combinación de acero estructural y hormigón simple. El sistema de pórticos resistentes a fuerzas transversales elegido para los edificios fue el de pórticos especiales resistentes a momento. Se partió de un diseño de fuerzas laterales equivalentes para proceder con un análisis estático no lineal utilizando el software estructural ETABS.

La normativa utilizada para el diseño de secciones de hormigón armado fue la ACI-318 incluyendo el capítulo 21, y para las secciones de acero fue la norma AISC 360 así como la AISC 341. El diseño por el método de fuerzas equivalentes se realizó utilizando la norma NEC-11 capítulo 2, los datos de investigaciones que presenta esta norma fueron utilizados para todos los requisitos de diseño sísmico. El diseño por desempeño fue realizado de acuerdo al procedimiento y análisis de resultados presentado por la norma FEMA 273.

Analizando el requisito de seguridad básico presentado por la norma FEMA 273, los resultados mostraron la incapacidad de la estructura de hormigón para cumplir con el este nivel de seguridad, debido en parte al sistema estructural elegido y la relación de aspecto del mismo. Los edificios de acero y mixto se comportaron de forma similar, cumplieron con holgura el nivel de seguridad básico establecido, convirtiendo al acero estructural en el más recomendable para construcciones de pórticos especiales resistentes a momento. El análisis económico resultó en que el edificio de hormigón es el más económico, tomando el precio de este edificio como base el costo de la estructura de acero resultó aproximadamente 30% mayor.

## **ABSTRACT**

This study compares the behavior of three, twelve story standard buildings with the same load requirements, which are assumed to be located in the city of Quito. Each one of the buildings was designed with the following materials: concrete, structural steel and a combination of concrete and structural steel. The Seismic Force-Resisting System that was used for the buildings was Special Moment – Resisting Frame System. The first iteration of the design was done using an Equivalent Lateral Force Analysis, with the purpose of performing a Static non-linear analysis, using the structural software ETABS.

The design codes used for concrete sections was ACI-318 including chapter 21, for steel sections the design code used was AISC 360 together with AISC 341. The design using Equivalent Lateral Force Analysis was done under the NEC-11 code, chapter 2, all the research data presented on this code was used for every requirement of seismic design. The design by Seismic Performance Levels was done under the requirements of FEMA 273 code.

Analyzing the basic safety objective presented by FEMA 273 code, the results showed that the structure designed in concrete was inadequate to fulfill this safety target, in part due to the chosen Seismic Force-Resisting System and the aspect ratio of the structure. The buildings designed in structural steel and a combination of concrete and structural steel behaved similarly when compared with each other, both fulfilled loosely the basic safety objective established by the code, making structural steel the most adequate material for Special Moment – Resisting Frame Systems. The economic analysis showed that the concrete building was the cheapest option, taking this price as reference the steel structures resulted around 30% pricier.

# DEDICATORIA

A mi madre,

Luz María quien siempre estuvo a mi  
lado en todo momento.

A mi padre,

Javier por velar que nada  
me falte para alcanzar mis metas y más  
que nada por hacerme amar esta profesión

Javier Alvear Sanailán

# DEDICATORIA

A mi familia,

Especialmente a mis padres, quienes fueron la  
motivación e inspiración para culminar  
esta primera etapa de mi formación profesional.

José Luis Ruales Silvers.

# AGRADECIMIENTO

A Dios por haberme dado la fuerza  
para terminar este proyecto importante  
en mi vida.

A mi familia por ser mi soporte y mi guía.

Al Ing. Marcelo Guerra por ayudarnos en  
todo momento de manera desinteresada.

A mis amigos de aula que hicieron que  
estos 5 años valgan la pena vivirlos a su lado.

Javier Alvear Sanailán

# AGRADECIMIENTO

A mi padre, por hacer de mi educación su principal prioridad en tiempos difíciles, por ser un ejemplo y guía para conseguir este objetivo.

A mi madre, por su abnegada preocupación por el bienestar de su familia.

Al Ing. Marcelo Guerra, por su constante apoyo y consejo en este importante proyecto.

A mis amigos, quienes lucharon a mi lado y fueron pilar fundamental durante esta travesía.

José Luis Ruales Silvers.

# TABLA DE CONTENIDO

<b>CAPÍTULO 1: GENERALIDADES</b> .....	1
1.1    Introducción .....	1
1.2    Justificación .....	2
1.3    Descripción geométrica del edificio. ....	3
1.4    Objetivo general. ....	8
1.5    Objetivos específicos. ....	8
<b>CAPITULO 2: INVESTIGACIÓN TEÓRICA</b> .....	9
2.1    Diseño de edificios de secciones de Hormigón Armado .....	9
2.1.1    Análisis y diseño de elementos estructurales. ....	9
2.1.2    Pórticos especiales resistentes a momento. ....	11
2.1.2.1    Vigas. ....	11
2.1.2.2    Columnas. ....	14
2.1.2.3    Nudos en pórticos especiales. ....	17
2.1.2.4    Longitud de desarrollo de barras en tracción. ....	19
2.2    Diseño de edificios de Acero Estructural.....	20
2.2.1    Pórticos no arriostrados especiales de acero. ....	20
2.2.1.1    Conexiones viga-columna. ....	21
2.2.1.2    Placas de continuidad. ....	22
2.2.1.3    Panel nodal. ....	23
2.2.1.4    Requerimientos para vigas y columnas. Relación ancho-espesor. ....	27
2.2.1.5    Relación entre resistencia flexional de columnas y vigas. ....	27
2.2.1.6    Restricción lateral en vigas. ....	28
2.3    Diseño de edificios mixto, de hormigón simple y acero estructural. ....	29
2.3.1    Diseño de columnas compuestas.....	29
2.3.1.1    Materiales.....	29
2.3.1.2    Elementos sometidos a carga axial y flexión. ....	29
2.3.1.3    Esfuerzos por carga axial. ....	30
2.3.1.4    Esfuerzos por flexión. ....	30
2.4    Diseño de cimentaciones.....	31

2.5	Análisis Estático No Lineal Pushover.....	32
2.5.1	Análisis de solicitaciones .....	39
2.5.1.1	Análisis estático .....	39
2.5.1.1.1	Riesgo Sísmico.....	39
2.5.1.1.2	Zonas sísmicas-Factor Z .....	40
2.5.1.1.3	Perfiles de Suelo.....	42
2.5.1.2	Coefficientes de Amplificación o Desamplificación dinámica de perfiles de suelo $F_a$ , $F_d$ y $F_s$	43
2.5.1.3	Control de la deriva de Piso .....	44
2.5.1.4	Tipo de Uso de la Estructura- Coeficiente I:.....	45
2.5.1.5	Configuración Estructural .....	46
2.5.1.6	Coefficientes de Configuración Estructural .....	48
2.5.1.6.1	Coefficiente de Configuración estructural en Planta $\Phi_p$ .....	48
2.5.1.6.2	Coefficiente de Configuración estructural en Elevación $\Phi_E$ .....	50
2.5.1.6.3	Carga sísmica Reactiva W .....	52
2.5.1.7	Cálculo de Fuerzas Sísmicas Estáticas.....	52
2.5.1.7.1	Cortante Basal de Diseño.....	52
2.5.1.8	Período de Vibración T .....	53
2.5.1.8.1	Método 1 .....	53
2.5.1.8.2	Método 2 .....	54
2.5.1.9	Factor de Reducción de Resistencia Sísmica R .....	55
2.5.1.10	Distribución de Fuerzas Laterales.....	56
2.5.1.11	Momentos torsionales Horizontales.....	57
2.5.1.12	Efecto P- $\Delta$ .....	59
2.5.2	Métodos de Análisis.....	60
2.5.2.1	Procedimiento estático Lineal (LSP) .....	60
2.5.2.2	Procedimiento No Lineal estático .....	61
2.5.2.3	Capacidad Estructural .....	66
2.5.2.3.1	Análisis Estático no lineal ( Pushover) .....	67
2.6	Análisis de Precios Unitarios .....	71

<b>CAPITULO 3: DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO EN HORMIGÓN ARMADO .....</b>	<b>73</b>
3.1. Predimensionamiento de elementos.....	73
3.1.1. Predimensionamiento de losas .....	75
3.1.2. Determinación de carga muerta de la losa. ....	78
3.1.3. Predimensionamiento de Vigas y Columnas.....	80
3.2. Ingreso de elementos predimensionados al programa ETABS.....	81
3.2.1. Columnas vigas y Losa .....	81
3.2.2. Estados de carga.....	83
3.2.2.1. Carga Sísmica .....	83
3.2.3. Modelación de Cimentaciones .....	87
3.3. Obtención de secciones definitivas que cumplan las normas vigentes por medio del programa ETABS.....	89
3.4. Comprobación de la resistencia de las secciones .....	96
3.4.1. Comprobación a corte de columnas .....	96
3.4.2. Comprobación de resistencia de columnas .....	100
3.4.3. Comprobación de Vigas.....	103
3.4.3.1. Vigas Principales.....	103
3.4.3.2. Vigas Secundarias .....	107
<b>CAPÍTULO 4: DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO EN ACERO ESTRUCTURAL. ....</b>	<b>109</b>
4.1 Predimensionamiento de elementos.....	109
4.1.1 Predimensionamiento de la losa tipo deck.....	109
4.1.1.1 Determinación de cargas sobre la losa. ....	110
4.1.2 Predimensionamiento de vigas secundarias .....	111
4.1.2 Predimensionamiento de vigas principales. ....	114
4.1.3 Predimensionamiento de columnas.....	116
4.2 Ingreso de elementos predimensionados al programa ETABS.....	118
4.2.1 Prediseño de la cimentación.....	126
4.3 Obtención de secciones definitivas que cumplan las normas vigentes por medio del programa ETABS.....	128
4.4 Comprobación de la resistencia de las secciones.....	133
4.4.1 Comprobación de columnas.....	133

4.4.2	Comprobación de vigas.....	138
<b>CAPITULO 5: DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MIXTO EN HORMIGÓN SIMPLE Y ACERO ESTRUCTURAL. ....</b>		
5.1	Predimensionamiento de elementos.....	142
5.1.1	Predimensionamiento de vigas secundarias.....	142
5.2.2	Predimesionamiento de vigas principales.....	142
5.2.3	Predimensionamiento de columnas.....	143
5.2	Ingreso de elementos predimensionados al programa ETABS.....	144
5.2.1	Modelación de la cimentación.....	147
5.3	Obtención de secciones definitivas que cumplan las normas vigentes por medio del programa ETABS.....	149
5.5	Comprobación de la resistencia de las secciones.....	152
5.5.1	Comprobación de columnas.....	152
<b>CAPITULO 6: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER. ....</b>		
6.1.	Análisis estático no lineal pushover de la estructura modelada en hormigón armado.....	170
6.1.1	interpretación de los resultados obtenidos.....	185
6.2.	Análisis estático no lineal pushover de la estructura modelada en acero estructural.....	186
6.2.1.	Interpretación de los resultados obtenidos.....	191
6.3.	Análisis estático no lineal pushover de la estructura modelada en hormigón simple y acero estructural.....	191
6.3.1.	Interpretación de los resultados obtenidos.....	196
<b>CAPITULO 7: ANALISIS ECONÓMICO .....</b>		
7.1	Análisis económico de la estructura en hormigón armado.....	197
7.1.1	Análisis de precios unitarios.....	197
7.1.2	Cálculo de volúmenes y presupuesto.....	202
7.2	Análisis económico de la estructura en acero estructural.....	204
7.2.1	Análisis de precios unitarios.....	204
7.2.2	Cálculo de volúmenes y presupuesto análisis lineal y análisis estático no lineal.....	208
7.3	Análisis económico de la estructura en hormigón simple y acero estructural.....	209
7.3.1	Análisis de precios unitarios.....	209
7.3.2	Cálculo de volúmenes y presupuesto diseño lineal y análisis estático no lineal.....	210

<b>CAPITULO 8: ANÁLISIS COMPARATIVO</b> .....	211
8.1 Comparación del desempeño. ....	211
8.2 Comparación económica.....	212
<b>CAPITULO 9: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	214
<b>CAPITULO 10: BIBLIOGRAFÍA</b> .....	217

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1- 1 Planta tipo de las edificaciones.....	4
Figura 1- 2 Corte 1-1 de las estructuras.....	5
Figura 1- 3 Planta tipo edificación en hormigón armado. ....	6
Figura 1- 4 Planta tipo edificación en acero estructural y mixta. ....	7
Figura 2- 1 detalle de agujero para acceso de soldadura (FEMA, 2000a).....	23
Figura 2- 2 Esfuerzos en el panel modal. ....	24
Figura 2- 3 Geometría de la conexión viga columna. ....	26
Figura 2- 4 Niveles de Rendimiento y Rangos de un Edificio Fuente: Código FEMA 273. ....	37
Figura 2- 5 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor Z Código NEC-2011. ....	41
Figura 3- 1 1Pórtico considerado para el eje "x" .....	74
Figura 3- 2 Esquema en planta de la estructura.....	75
Figura 3- 3 Sección Losa Aliviada 20cm .....	76
Figura 3- 4 Sección Losa maciza .....	77
Figura 3- 5 Corte losa.....	78
Figura 3- 6 Planta Losa aliviada 20 cm.....	79
Figura 3- 7 Vigas y Columnas asignadas al pórtico para el análisis en el plano.....	82
Figura 3- 8 Espectro NEC 11.....	86
Figura 3- 9 Corte Tipo de una Columna .....	87
Figura 3- 10 Derivas sismo en "x" .....	89
Figura 3- 11 Derivas sismo en "y" .....	90
Figura 3- 12 Secciones definitivas Edificio de Hormigón.....	91
Figura 3- 13 Columna 90x90 piso 1.....	92
Figura 3- 14 Columna 90x90 Piso 2 al 6.....	92
Figura 3- 15 Columna 80x80 piso 7 al 12.....	93
Figura 3- 16 Viga Principal piso 1 al 3.....	93
Figura 3- 17 Viga principal piso 4 al 6.....	94
Figura 3- 18 Viga principal piso 7 al 9.....	94
Figura 3- 19 Viga principal piso 10 al 12.....	95
Figura 3- 20 Vigas secundarias piso 1 al 6.....	95
Figura 3- 21 Viga secundaria piso 7 al 12.....	95
Figura 3- 22 Diseño a Corte Columna piso 7 al 12 .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 3- 23 Viga más cargada cuarto tramo (piso 10 al 12) .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 3- 24 Viga secundaria más cargada primer tramo (piso 1 al 6) .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 3- 25 Viga secundaria más cargada segundo tramo (piso 7 al 12).....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 4- 1 Sección W acero laminado. ....	113
Figura 4- 2 Sección 1 acero soldado viga secundaria .....	114
Figura 4- 3 Corte elevación eje 1. Secciones asignadas en programa ETABS. ....	119

<i>Figura 4- 4 Espectro norma NEC 2011 .....</i>	<i>124</i>
<i>Figura 4- 5 Losa tipo deck .....</i>	<i>125</i>
<i>Figura 4- 6 reduccion de secciones en vigas .....</i>	<i>125</i>
<i>Figura 4- 7 Ingreso de masa reactiva sísmica .....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 4- 8 Máxima deriva sección "x" .....</i>	<i>130</i>
<i>Figura 4- 9 Máxima deriva sección "Y" .....</i>	<i>131</i>
<i>Figura 4- 10 Planta con secciones definitivas .....</i>	<i>132</i>
<i>Figura 4- 11 Comprobación de columnas .....</i>	<i>133</i>
<i>Figura 4- 12 Detalle solicitaciones columna .....</i>	<i>137</i>
<i>Figura 4- 13 Detalle solicitaciones vigas pisos 1 al 3 .....</i>	<i>140</i>
<i>Figura 4- 14 Detalle solicitaciones vigas pisos 4 al 6 .....</i>	<i>140</i>
<i>Figura 4- 15 Detalle solicitaciones vigas pisos 7 al 9 .....</i>	<i>141</i>
<i>Figura 4- 16 Detalle solicitaciones vigas pisos 10 al 12 .....</i>	<i>141</i>
<i>Figura 5- 1 Sección 1 acero soldado viga secundaria. ....</i>	<i>142</i>
<i>Figura 5- 2 combinaciones de carga .....</i>	<i>146</i>
<i>Figura 5- 3 Reducción de seccion en vigas .....</i>	<i>146</i>
<i>Figura 5- 4 Ingreso masa reactiva sísmica .....</i>	<i>147</i>
<i>Figura 5- 5 Máxima deriva en sentido "x" .....</i>	<i>149</i>
<i>Figura 5- 6 9 Máxima deriva en sentido "y" .....</i>	<i>150</i>
<i>Figura 5- 7 Planta de secciones definitivas .....</i>	<i>151</i>
<i>Figura 5- 8 Columna crítica .....</i>	<i>152</i>
<i>Figura 5- 9 Viga más cargada pisos 1 al 3 .....</i>	<i>158</i>
<i>Figura 5- 10 Viga más cargada pisos 4 al 6 .....</i>	<i>159</i>
<i>Figura 5- 11 Viga más cargada pisos 7 al 9 .....</i>	<i>159</i>
<i>Figura 5- 12 Viga más cargada pisos 10 al 12 .....</i>	<i>160</i>
<i>Figura 6- 1 Espetros Nec-11, 10%-50a y 2%-50a. ....</i>	<i>162</i>
<i>Figura 6- 2 Comparación espectros NEC-11 y FEMA 273.....</i>	<i>163</i>
<i>Figura 6- 3 Curva de capacidad .....</i>	<i>164</i>
<i>Figura 6- 4 Selección elementos ETABS. ....</i>	<i>166</i>
<i>Figura 6- 5 Asignación de rótulas tipo PPM.....</i>	<i>167</i>
<i>Figura 6- 6 Asignación de rótulas tipo M3.....</i>	<i>167</i>
<i>Figura 6- 7 Definición caso PUSH1.....</i>	<i>168</i>
<i>Figura 6- 8 Definición caso PUSHX.....</i>	<i>168</i>
<i>Figura 6-9 Definición caso PUSHY.....</i>	<i>169</i>
<i>Figura 6- 10 Definición caso PUSHMODAL. ....</i>	<i>169</i>
<i>Figura 6- 11 Curva capacidad edificio hormigón armado.....</i>	<i>170</i>
<i>Figura 6- 12 Corte basal – desplazamiento estructura hormigón.....</i>	<i>172</i>
<i>Figura 6- 13 Desempeño rótulas paso 10. ....</i>	<i>173</i>
<i>Figura 6- 14 Desempeño rótulas paso 11. ....</i>	<i>174</i>
<i>Figura 6- 15 Curva capacidad estructura 20 pisos en H.A. ....</i>	<i>177</i>
<i>Figura 6- 16 Corte basal – desplazamiento estructura 20 pisos en H.A.....</i>	<i>179</i>
<i>Figura 6- 17 Desempeño rótulas paso 18. ....</i>	<i>180</i>

<i>Figura 6- 18 Desempeño rótulas paso 20.</i> .....	181
<i>Figura 6- 19 Configuración en planta.</i> .....	182
<i>Figura 6- 20 Curva capacidad estructura en H.A., 3x4 paneles.</i> .....	183
<i>Figura 6- 21 Curva capacidad estructura acero estructural.</i> .....	186
<i>Figura 6- 22 Corte basal – desplazamiento, estructura acero.</i> .....	188
<i>Figura 6- 23 Desempeño rótulas paso 6.</i> .....	189
<i>Figura 6- 24 Desempeño rótulas paso 9.</i> .....	190
<i>Figura 6- 25 Curva capacidad edificio mixto.</i> .....	191
<i>Figura 6- 26 Corte basal – desplazamiento estructura mixta</i> .....	193
<i>Figura 6- 27 Desempeño rótulas paso 6.</i> .....	194
<i>Figura 6- 28 Desempeño rótulas paso 7.</i> .....	195
<i>Figura 8- 2 Comparación económica de los edificios.</i> .....	213
<i>Figura 9- 2 Comparación económica de los edificios.</i> .....	215

## INDICE DE TABLAS

Tabla 2- 1 Valores del Factor Z en función de la zona sísmica adoptada .....	41
Tabla 2- 2 Clasificación de los perfiles de suelo : NEC 2011.....	42
Tabla 2- 3 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.....	43
Tabla 2- 4 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.....	43
Tabla 2- 5 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs .....	44
Tabla 2- 6 Valores de $\Delta M$ máximos, expresados como fracción de altura de piso. NEC-11 .....	45
Tabla 2- 7 Tipo de Uso, Destino e importancia de la Estructura. NEC – 11.....	46
Tabla 2- 8 Configuraciones estructurales recomendadas. NEC-11. ....	46
Tabla 2- 9 Configuraciones estructurales no recomendadas. NEC-11 .....	47
Tabla 2- 10 Coeficientes de irregularidad en planta.....	49
Tabla 3- 1 Cálculo Centroide.....	77
Tabla 3- 2 Dimensiones preliminares de los elementos estructurales, pórtico en el plano .....	80
Tabla 3- 3 Valores para obtener el espectro de aceleración.....	84
Tabla 3- 4 Valores de Sa para espectro .....	85
Tabla 3- 5 Valores de coeficientes para el Factor I .....	86
Tabla 3- 6 Cálculo de Areas para plintos aislados .....	88
Tabla 4- 1 Predimensionamiento de Losa.....	109
Tabla 4- 2 Propiedades de losa tipo Deck .....	110
Tabla 4- 3 Propiedades sección tipo W norma AISC-05. ....	113
Tabla 4- 4 Factor momento por sismo (Guerra, 2010). ....	115
Tabla 4- 5 Propiedades vigas principales de prediseño. ....	116
Tabla 4- 6 Esfuerzo crítico de compresión (AISC,2010.).....	117
Tabla 4- 7 Propiedades de las columnas prediseñadas. ....	118
Tabla 4- 8 Combinaciones de carga.....	120
Tabla 4- 9 Valores para obtener el espectro de aceleración.....	122
Tabla 4- 10 Valores aceleración – período, espectro NEC 2011.....	123
Tabla 4- 11 Calculo Áreas para plintos aisladas .....	127
Tabla 4- 12 Propiedades vigas principales.....	132
Tabla 4- 13 Propiedades Columnas .....	133
Tabla 4- 14 13Comprobación de secciones compactas .....	134
Tabla 4- 15 Columna mas cargada axialmente .....	135
Tabla 4- 16 Chequeo secciones definitivas (VIGAS) .....	138
Tabla 4- 17 Comprobación resistencia vigas .....	139
Tabla 5- 1 Predimensionamiento Vigas principales.....	143
Tabla 5- 2 Predimensionamiento columnas .....	143

<i>Tabla 5- 3 combinaciones de carga .....</i>	<i>145</i>
<i>Tabla 5- 4 cálculo de áreas para plintos .....</i>	<i>148</i>
<i>Tabla 5- 5 secciones definitivas (columnas).....</i>	<i>151</i>
<i>Tabla 5- 6 Secciones definitivas (vigas).....</i>	<i>152</i>
<i>Tabla 5- 7 Cumplimiento de espesores mínimos .....</i>	<i>153</i>
<i>Tabla 5- 8 Columna más cargada axialmente .....</i>	<i>156</i>
<i>Tabla 5- 9 Chequeo secciones compactas en vigas principales .....</i>	<i>157</i>
<i>Tabla 5- 10 Chequeo secciones compactas en vigas principales .....</i>	<i>158</i>
<i>Tabla 6- 1 Valores coeficiente C2.....</i>	<i>165</i>
<i>Tabla 6- 2 Valores coeficiente C0.....</i>	<i>166</i>
<i>Tabla 6- 3 Análisis de desempeño edificio H.A .....</i>	<i>171</i>
<i>Tabla 6- 4 Análisis modelos en hormigón armado. ....</i>	<i>175</i>
<i>Tabla 6- 5 Análisis de desempeño edificio H.A 20 pisos.....</i>	<i>178</i>
<i>Tabla 6- 6 Análisis desempeño edificio H.A planta 4x3 paneles. ....</i>	<i>184</i>
<i>Tabla 6- 7 Análisis desempeño de edificio en acero estructural. ....</i>	<i>187</i>
<i>Tabla 6- 8 Análisis de desempeño de edificio mixto. ....</i>	<i>192</i>
<i>Tabla 7- 1 Acero de Refuerzo .....</i>	<i>197</i>
<i>Tabla 7- 2 APU hormigon en columnas.....</i>	<i>198</i>
<i>Tabla 7- 3 APU hormigón en vigas.....</i>	<i>199</i>
<i>Tabla 7- 4 APU hormigón en losa alivianada.....</i>	<i>200</i>
<i>Tabla 7- 5 APU bloque alivianado.....</i>	<i>201</i>
<i>Tabla 7- 6 Presupuesto Edificio de Hormigón .....</i>	<i>202</i>
<i>Tabla 7- 7 APU Estructura de Acero estructural .....</i>	<i>204</i>
<i>Tabla 7- 8 APU malla electrosoldada.....</i>	<i>205</i>
<i>Tabla 7- 9 APU deck metálico .....</i>	<i>206</i>
<i>Tabla 7- 10 APU hormigón en losa sobre deck .....</i>	<i>207</i>
<i>Tabla 7- 11 Presupuesto edificio Acero estructural.....</i>	<i>208</i>
<i>Tabla 7- 12 Presupuesto edificio mixto.....</i>	<i>210</i>

# CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

## 1.1 Introducción

Como es conocido en la gran mayoría de ciudades del país existen construcciones antiguas de diversos materiales tales como: adobe, piedra, ladrillo y más cerca a la actualidad inclusive ya de hormigón, posteriormente hormigón armado con varillas lisas: muchas de ellas existentes hasta la actualidad, que fueron construidas sin ningún tipo de normas, ya que en la época no existían o no se contrataba un profesional para realizar el diseño de las mismas; situación que se mantiene hasta hoy en día.

Debido al gran crecimiento económico en las últimas décadas, se ha visto incrementado el mercado inmobiliario; principalmente en las ciudades más importantes del país dándose una saturación de los espacios disponibles horizontalmente, lo lamentable de esta situación es que la mayoría de construcciones se realizaron sin un estudio técnico adecuado, lo que ha generado en el caso de Quito a que surjan nuevas ordenanzas y adopción de códigos de construcción para limitar ambos fenómenos provocando que la ciudad empiece a crecer de manera vertical albergando varias viviendas, oficinas, locales comerciales, etc., en espacios limitados horizontalmente, los cuales se ven obligados a cumplir con las normas actuales de construcción.

Dado que han existido acontecimientos sísmicos importantes se han dado actualizaciones de las normas de diseño. De igual manera los materiales usados en la construcción de edificaciones han mejorado notablemente. Por un lado tenemos hormigones los cuales pueden alcanzar resistencias muy altas, en países desarrollados se pueden alcanzar resistencias de más de  $1000 \text{ kg/cm}^2$ , a la par las varillas de refuerzo también mejoraron, hoy en día son corrugadas para mejorar su adherencia y con un límite de fluencia de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ . Por otro lado tenemos el acero estructural, el cual presenta grandes ventajas debido a su alta resistencia lo que permite utilizar secciones menores, existen aceros laminados y de placas soldadas, pero en el medio se utilizan las placas soldadas.

Para la presente disertación se han escogido dos tipos de materiales, el hormigón armado y el acero estructural con placas soldadas. Además de una tercera opción la cual incluye una combinación de ambos materiales. Para el edificio de hormigón armado se utilizarán

secciones rectangulares en vigas y columnas, y losas bidireccionales alivianadas con bloque. Para el edificio de acero se utilizarán secciones tipo cajón en columnas, vigas y viguetas tipo I y losas con deck metálico. En el caso del edificio mixto se utilizarán columnas de acero estructural tipo cajón rellenas de hormigón simple, vigas y viguetas tipo I y losas con deck metálico.

El país toma como referencia, para el diseño de estructuras de hormigón armado, las normas estipuladas por el AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), capítulo 318, la misma que utilizaremos en esta disertación, haciendo énfasis en el capítulo 21 de diseño sismo resistente. Para las edificaciones de acero estructural utilizaremos las normas de la AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC), y de la AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). Estas normas nos darán un primer diseño de las estructuras las mismas que serán comparadas posteriormente con el análisis estático no lineal.

El análisis estático no lineal, también conocido como análisis por desempeño, se basa en conseguir varios niveles y rangos de rendimiento sísmico del edificio. Estos se definen como: Prevención del colapso, Seguridad de la vida, Ocupación inmediata, y Operacional. Cada uno de estos puntos describe el rendimiento esperado del edificio, la magnitud del daño, la pérdida económica y la ruptura que se pueda producir. Para cada uno de estos niveles se analiza un Rendimiento Estructural el cual describe el estado límite de daño de los sistemas estructurales, y son estos límites los que nos darán el diseño definitivo de la estructura.

## **1.2 Justificación**

Actualmente en el país no dispone de normas las cuales tomen en cuenta el diseño por desempeño de las estructuras, por lo que el medio profesional se ve obligado a utilizar normas extranjeras, o adaptaciones de las mismas.

Evidentemente estas normas utilizadas, en sus requerimientos sismo resistentes, dan lineamientos los cuales resultan muy generales, ya que no analizan a fondo las propiedades y particularidades de cada estructura. Se conoce que la respuesta de cada estructura ante las sollicitaciones de un sismo varía de acuerdo a muchos factores como son el diseño y la construcción del mismo.

Es por esta razón que resulta imperativo realizar un análisis por desempeño en las estructuras, de manera que se limiten los daños que pueden ocurrir en las mismas, especialmente en estructuras esenciales las cuales tienen como objetivo principal poder brindar servicio de atención médica o albergue inmediatamente después de un acontecimiento sísmico.

La presente disertación se regirá al código FEMA, siguiendo estas normas para el análisis estático no lineal, de manera que el edificio tenga una respuesta adecuada. Para finalmente poder obtener una comparación entre este diseño, y los utilizados en el medio actualmente.

### **1.3 Descripción geométrica del edificio.**

Para esta disertación se ha optado por realizar los diseños para un edificio de 12 pisos, con una geometría bastante regular en elevación y en planta. La regularidad en la configuración del edificio garantiza que las comparaciones entre los métodos de diseño y los diferentes tipos de materiales que se usarán en los diseños sean más objetivos ya que cualquier irregularidad puede presentar diferentes comportamientos dependiendo del tipo de estructura.

Las características del edificio son las siguientes:

- La planta del edificio, en el sentido “x” tendrá 5 vanos, es decir que la estructura estará conformada por 6 pórticos en este sentido.
- La separación entre los ejes, en el sentido “x” será de 7 metros para todos los vanos.
- La planta del edificio, en el sentido “y” tendrá 4 vanos, es decir que la estructura estará conformada por 5 pórticos en este sentido.
- La separación entre los ejes, en el sentido “Y” será de 7 metros para todos los vanos.
- El edificio tendrá 12 pisos con una altura entre niveles de 3.24 metros, una altura que se está utilizando comúnmente en el medio. En total tenemos una altura del edificio de 38.88 metros.

La planta principal y el corte 1-1 en elevación del edificio son los que se presentan a continuación, se puede ver los ejes principales y las separaciones entre ejes y entre pisos que son las características que se repetirán en todos los edificios.

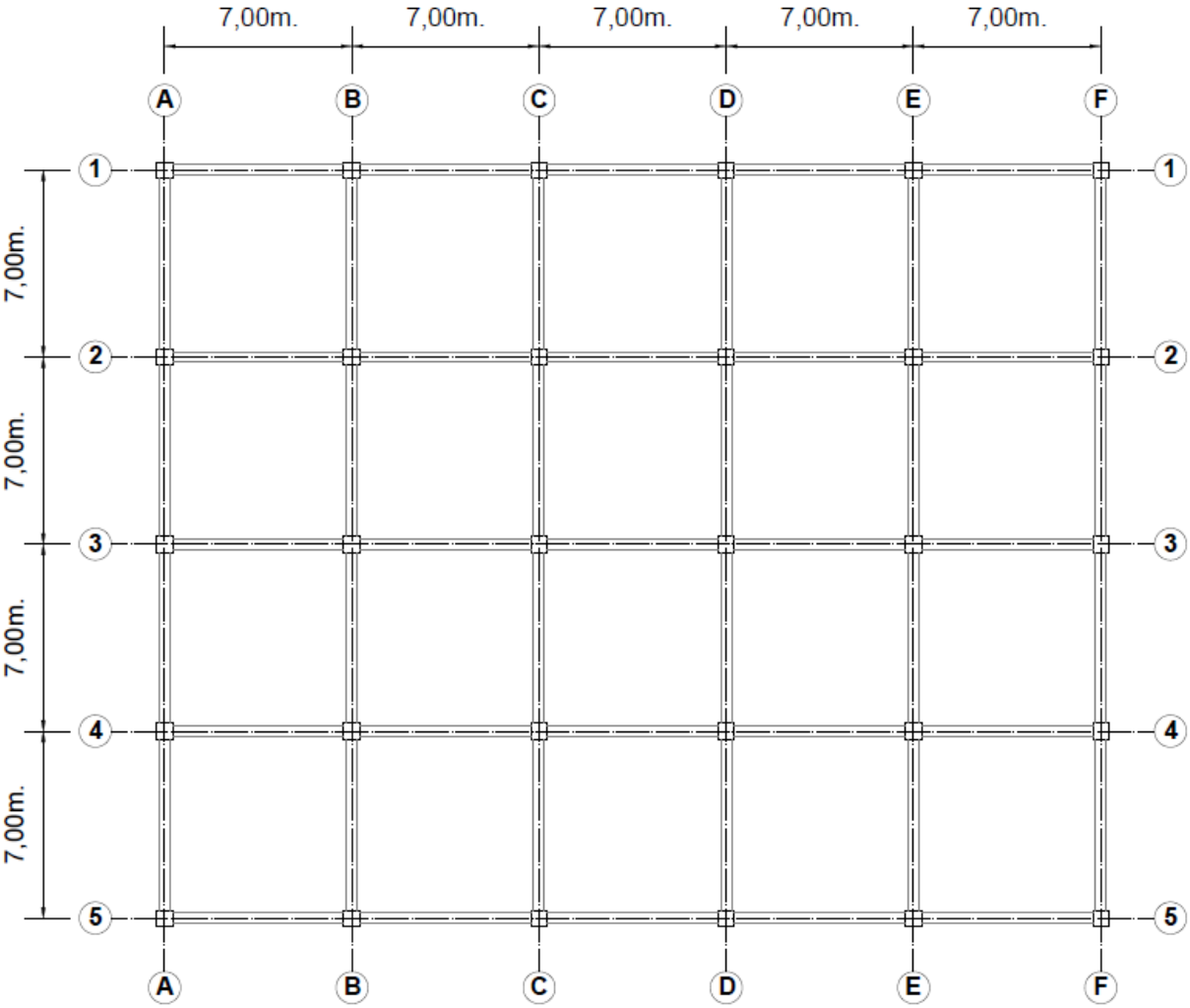


Figura 1- 1 Planta tipo de las edificaciones

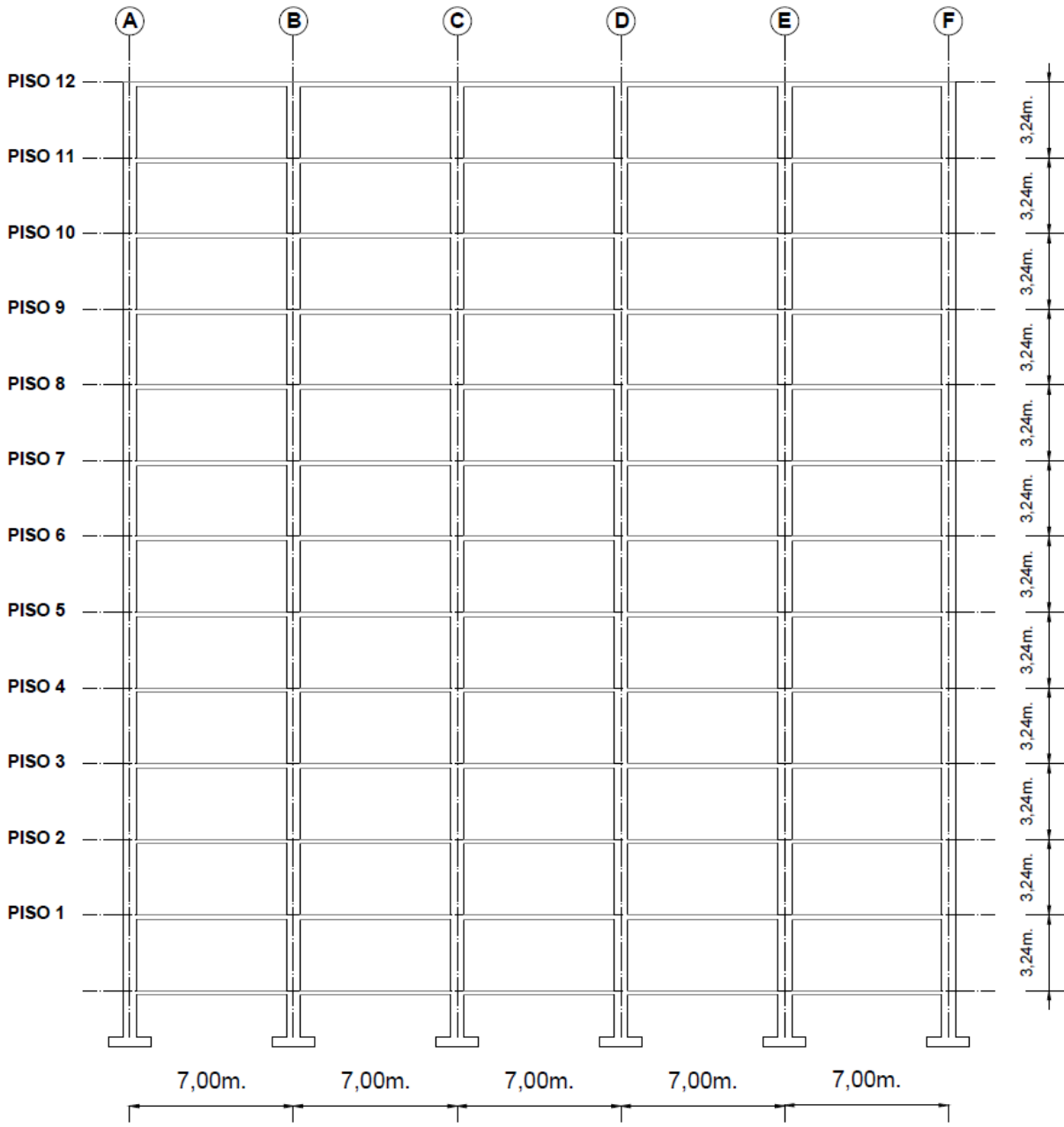
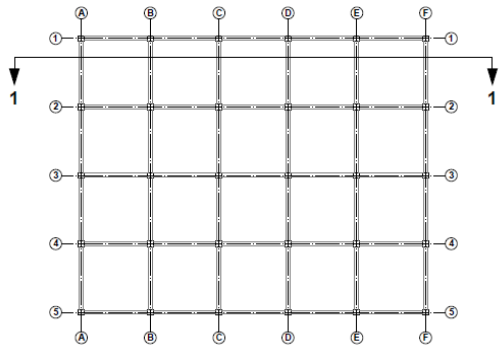


Figura 1- 2 Corte 1-1 de las estructuras



Para el edificio de hormigón armado se introducirá vigas secundarias las cuales se ubicarán en la mitad de las luces de 7 metros, paralelas al eje “x”, representadas en el siguiente gráfico. Esto se lo realiza con el objetivo de reducir la altura de losa aliviada que se generaría por una luz demasiado grande en ambos sentidos.

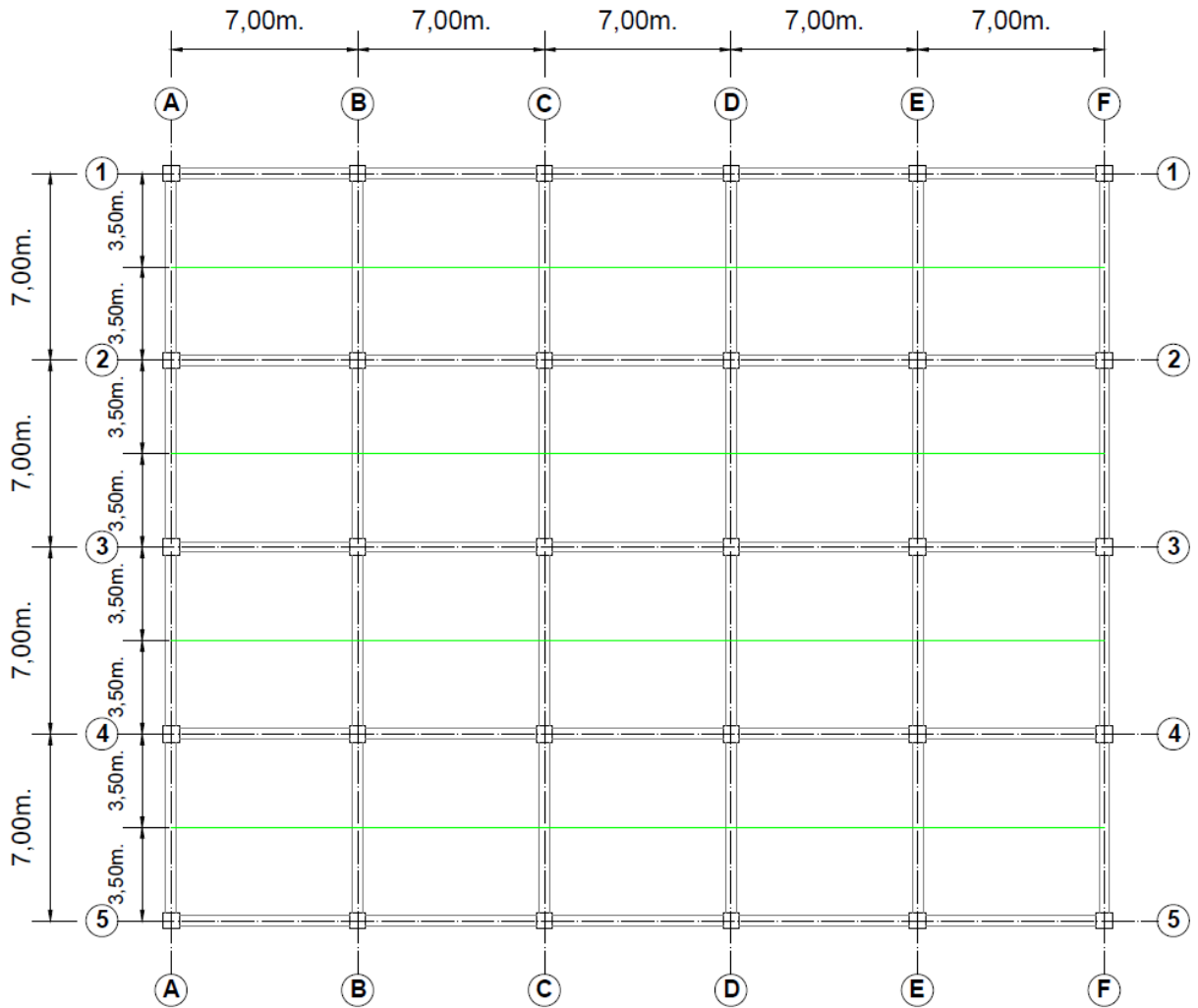


Figura 1- 3 Planta tipo edificación en hormigón armado.

Para los edificios en acero estructural y mixto se tiene que colocar viguetas sobre las cuales se soportará la losa tipo conformada por deck metálico más una loseta de hormigón. Estos ejes de las viguetas se colocarán paralelos al eje “y” y se colocarán con una separación de 1.75 metros entre cada una como se presenta en la siguiente figura.

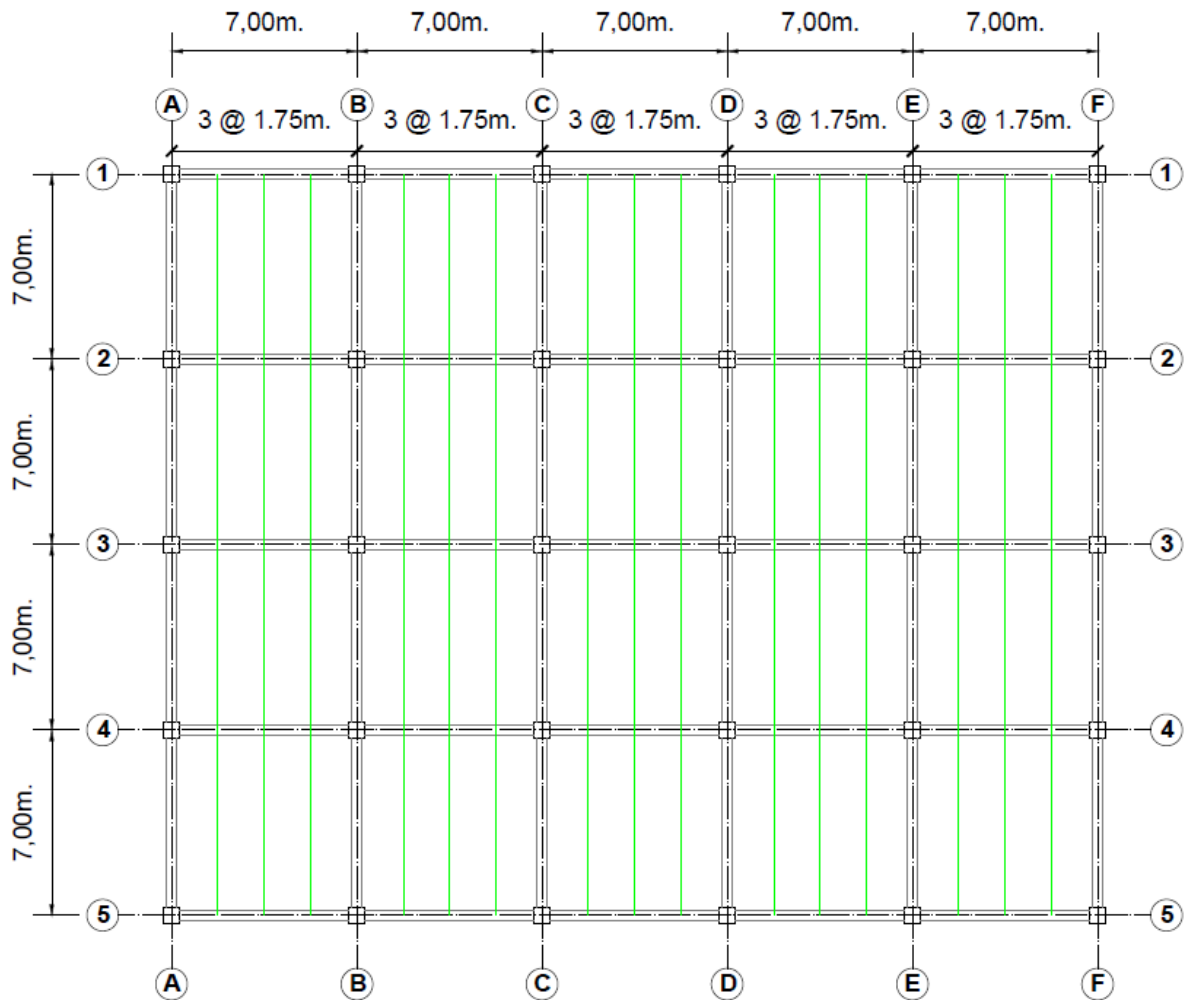


Figura 1- 4 Planta tipo edificación en acero estructural y mixta.

#### **1.4 Objetivo general.**

Comparar el desempeño y costo económico de un edificio de hormigón armado, acero estructural, y mixto.

#### **1.5 Objetivos específicos.**

- I. Pre dimensionar, diseñar y analizar la estructura en hormigón armado.
- II. Pre dimensionar, diseñar y analizar la estructura en acero estructural.
- III. Pre dimensionar, diseñar y analizar la estructura con perfiles de acero estructural, con núcleo de hormigón.
- IV. Realizar un análisis no lineal estático pushover de la estructura en acero, hormigón armado y mixto, en el programa ETABS.
- V. Realizar un análisis de costos de las tres opciones.
- VI. Comparar los resultados obtenidos del análisis de costos y no lineal estático pushover.
- VII. Establecer conclusiones de la comparación de los resultados.

## **CAPITULO 2: INVESTIGACIÓN TEÓRICA**

### **2.1 Diseño de edificios de secciones de Hormigón Armado**

Para el diseño de secciones de hormigón armado se presentan a continuación las normas que dicta el código ACI 318-08, capítulo 21, el mismo que presenta los requerimientos para estructuras de hormigón armado las cuales deben ser capaces de soportar un sismo de magnitud determinada, trabajando en el rango inelástico, de manera que su resistencia no se vea afectada mayormente.

El objetivo general del diseño sismo resistente para estructuras de hormigón armado es que al lograr trabajar de manera efectiva en el rango inelástico las fuerzas que se toman para el diseño sean menores a las que se utilizarían de ser necesaria una respuesta lineal. Esto se logra haciendo que la estructura, al momento de ocurrir un sismo, disminuya su rigidez efectiva y tenga una gran capacidad de disipar energía.

#### **2.1.1 Análisis y diseño de elementos estructurales.**

La sección del comentario del código ACI-318 especifica que se supone que la distribución de la resistencia requerida en los diversos componentes de un sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas está guiada por el análisis de un modelo lineal estático del sistema, sobre el cual actúan fuerzas mayoradas especificadas por el reglamento. En caso de emplearse un análisis no lineal contra el tiempo, los movimientos del terreno deben seleccionarse después de un estudio detallado de las condiciones del sitio y de la historia sísmica local.

Dado que las bases del diseño admiten respuesta no lineal, para desplazamientos mayores que los indicados por el análisis lineal es necesario investigar la estabilidad del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas así como su interacción con otros elementos estructurales y no estructurales. Para manejar este problema sin tener que recurrir a análisis no lineales, una opción es multiplicar por un factor de al menos 2 los desplazamientos obtenidos por el análisis lineal para fuerzas laterales mayoradas, a menos que el código vigente en la región especifique el factor que se debe utilizar. Para el cálculo del desplazamiento lateral se debe suponer que todos los

elementos horizontales están totalmente fisurados, ya que esto resultará en un mejor estimativo de la deriva que el emplear una rigidez no fisurada para todos los elementos.

El objetivo principal del capítulo 21 del código ACI-318 es tener en cuenta la seguridad de la estructura, y llamar la atención sobre la influencia de los elementos no estructurales en la respuesta estructural y sobre la amenaza de objetos que caigan.

Una de las más importantes consideraciones al momento de realizar el diseño estructural, para estructuras resistentes a sismos, es tomar en cuenta los problemas relacionados con la congestión del refuerzo. El diseño se debe realizar de tal modo que el refuerzo se pueda armar y colocar en el lugar preciso, y que el concreto se pueda colocar y compactar adecuadamente. El empleo de los límites de cuantía de refuerzo superiores a los permitidos probablemente conduzca a graves problemas de construcción, especialmente en los nudos de los pórticos.

Tomando en cuenta los criterios descritos previamente la ACI dicta los siguientes requerimientos para el análisis y diseño de elementos estructurales:

- En el análisis debe tenerse en cuenta la interacción de todos los elementos estructurales y no estructurales que afectan la respuesta lineal y no lineal de la estructura ante movimientos sísmicos.
- Se permiten elementos rígidos no considerados como parte de un sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas con la condición de considerar y tener en cuenta en el diseño de la estructura su efecto en la respuesta del sistema. Se deben considerar también las consecuencias de las fallas de los elementos estructurales y no estructurales que no forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.
- Los elementos estructurales situados por debajo de la base de la estructura y que se requieren para transmitir a la cimentación las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos, deben cumplir también con los requisitos del capítulo 21 de la ACI-318, que sean congruentes con el sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas localizado encima de la base de la estructura.

### 2.1.2 Pórticos especiales resistentes a momento.

A continuación se detallará los requerimientos dados por la ACI para pórticos intermedios resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. En primer lugar se encuentran dos opciones de detallamiento del refuerzo, los cuales están dados para las condiciones en que la carga axial del elemento no excede el valor de  $A_g f'_c / 10$  y la segunda condición es cuando la carga axial si excede este valor.

#### 2.1.2.1 Vigas.

Cuando la carga axial no excede del valor  $A_g f'_c / 10$  la norma se refiere a las vigas de la estructura. Para estos elementos la ACI dicta los siguientes requerimientos:

- La luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su altura útil.
- El ancho del elemento no debe ser menor que el más pequeño de 0.3 h y 250 mm.
- El ancho del elemento no debe exceder el ancho del elemento de apoyo, más una distancia a cada lado del elemento de apoyo que sea igual al menor entre:
  - El ancho del elemento de apoyo
  - 0.75 veces la dimensión total del elemento en la dirección paralela a la dirección de análisis.

Con respecto al refuerzo longitudinal se tienen los siguientes requerimientos:

- En cualquier sección, excepto por lo dispuesto en la sección 10.5.3 del ACI-318, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que  $0.8 b_w d \sqrt{f'_c} / f_y$  ni menor que  $14 b_w d / f_y$  y la cuantía del refuerzo no debe exceder 0.025. Al menos dos barras deben disponerse en forma continua tanto en la parte superior como inferior.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionado en la misma cara del nudo.

- La resistencia a momento positivo o negativo en cualquier sección a lo largo del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.
- Sólo se permiten empalmes por traslapo de refuerzo de flexión cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud del empalme por traslapo. El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras traslapadas no debe exceder al menor de  $d/4$  y 100 mm. No se deben usar empalmes por traslapo:
  - Dentro de los nudos
  - En una distancia de dos veces la altura del elemento medida desde la cara del nudo.
  - Donde el análisis indique fluencia por flexión causada por desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

Del refuerzo transversal se tiene:

- Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de los elementos pertenecientes a pórticos:
  - En una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión.
  - En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.
- El primer estribo cerrado de confinamiento debe ser situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo.
- El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:
  - **$d/4$**
  - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña.
  - 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
  - 300 mm.

- Cuando se requieran estribos cerrados de confinamiento, las barras longitudinales del perímetro deben tener soporte lateral de acuerdo a lo establecido en 7.10.5.3 del código ACI-318.
- Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de  $d/2$  en toda la longitud del elemento.
- Los estribos que se requieran para resistir cortante deben ser estribos cerrados de confinamiento colocados en los lugares dentro de los elementos descritos en el primer literal de esta sección.
- Se permite que los estribos cerrados de confinamiento en elementos en flexión sean hechos hasta con dos piezas de refuerzo: un estribo con un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por un gancho suplementario. Los ganchos suplementarios consecutivos que enlazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de  $90^\circ$  en lados opuestos del elemento en flexión. Si las barras de refuerzo longitudinal aseguradas por los ganchos suplementarios están confinadas por una losa en un solo lado del elemento en flexión, los ganchos de  $90^\circ$  de los ganchos suplementarios deben ser colocados en dichos lados.
- La fuerza cortante de diseño  $V_e$ , se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable,  $M_{pr}$ , y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz. De esto tenemos que:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_u l_n}{2}$$

- El refuerzo transversal en los lugares identificados en el primer literal de esta sección debe diseñarse para resistir cortante suponiendo  $V_c=0$  cuando se produzca simultáneamente:

- La fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con lo especificado en fuerzas de diseño representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas.
- La fuerza axial de compresión mayorada,  $P_u$ , incluyendo los efectos sísmicos es menor que  $A_g f'_c / 20$ .

### 2.1.2.2 Columnas.

Para los elementos en los cuales la carga axial excede el valor  $A_g f'_c / 10$  la norma se refiere a las columnas de la estructura. Para estos elementos la ACI dicta los siguientes requerimientos:

- Las columnas deben satisfacer una de estas dos condiciones:
  - Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

Donde:

$\sum M_{nc}$  = suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión en las columnas debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

$\sum M_{nb}$  = Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debido a momento en la cara del nudo, el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo de la losa debe suponerse que contribuye a  $M_{nb}$  siempre que el refuerzo de la losa esté desarrollado en la sección crítica para flexión.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Debe satisfacerse la ecuación para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.

- Cuando esta condición no se satisface en un nudo, la resistencia lateral y la rigidez de las columnas que soportan las reacciones provenientes de dicho nudo deben ser ignoradas al determinar la resistencia y la rigidez calculadas para la estructura.

Del refuerzo longitudinal en columnas se tiene:

El área de refuerzo longitudinal,  $A_{st}$ , no debe ser menor que  $0.01A_g$  ni mayor que  $0.06A_g$ . Los empalmes mecánicos y soldados deben cumplir con las disposiciones del capítulo 21 del ACI-318. Los empalmes por traslapo se permiten sólo dentro de la mitad central de la longitud del elemento, deben diseñarse como empalmes por traslapo de tracción y deben estar confinados como se indicará en la sección de refuerzo transversal de columnas.

Del refuerzo transversal en columnas se tiene:

- En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud  $l_o$ , medida desde la cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir flexión por desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.
- La longitud  $l_o$  debe ser la menor entre:
  - Una sexta parte de la luz libre de la columna.
  - La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
  - 450 mm.
- El refuerzo transversal debe disponerse mediante espirales sencillas o traslapadas, que cumplan con lo establecido en el capítulo 7 del ACI-318, estribos cerrados de confinamiento circulares o estribos cerrados de confinamiento rectilíneos con o sin ganchos suplementarios. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra o con un diámetro menos y con el mismo espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal. El espaciamiento de

los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos,  $h_x$ , dentro de una sección del elemento no debe exceder de 350 mm de centro a centro.

- La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de:
  - La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento
  - Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor
  - $s_o$ , donde  $s_o = 10 + \left(\frac{35-h_x}{3}\right)$ ,  $s_o$  no debe ser mayor a 150mm y no es necesario tomarlo menor a 100mm.
- Debe colocarse refuerzo transversal en las siguientes cantidades, a menos que en el punto siguiente se exija mayor cantidad:
  - La cuantía volumétrica del refuerzo en espiral o de estribos cerrados circulares,  $\rho_s$ , no debe ser menor que la requerida por la ecuación  $\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$  y no debe ser menor que la requerida en la ecuación:  $\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$
  - El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares,  $A_{sh}$ , no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones:
 
$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[ \left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$
- Más allá de la longitud  $l_o$ , el resto de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento que cumpla con el literal 7.10 del código, con un espaciamiento,  $s$ , medido centro a centro que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150mm, a menos que en las secciones 21.6.3.2 o 21.6.5 requieran mayores cantidades de refuerzo transversal.
- Si el recubrimiento de concreto fuera del refuerzo transversal de confinamiento especificado en el literal anterior y dentro de la longitud  $l_o$  excede 100 mm debe colocarse refuerzo transversal adicional. El recubrimiento de concreto sobre el refuerzo transversal adicional no debe exceder 100 mm con un espaciamiento del refuerzo transversal adicional no superior a 300 mm.

- La fuerza de cortante de diseño,  $V_e$ , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se pueden generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables  $M_{pr}$  en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales mayoradas,  $P_u$ , que actúan en él. No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en  $M_{pr}$  de los elementos transversales que llegan al nudo. En ningún caso  $V_e$  debe ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura.
- El refuerzo transversal de en la longitud  $l_o$  debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo  $V_c = 0$  cuando estas condiciones ocurran simultáneamente:
  - El refuerzo de cortante inducido por sismo representa la mitad o más de la resistencia máxima al cortante requerida dentro de  $l_o$ .
  - La fuerza de compresión axial mayorada,  $P_u$ , incluyendo los efectos sísmicos es menor que  $A_g f'_c / 20$ .

### 2.1.2.3 Nudos en pórticos especiales.

Estos requisitos se aplican a los nudos viga-columna de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. De esta manera la ACI-318 da los siguientes requerimientos:

- Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de vigas en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es  $1.25 f_y$ .
- El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse, en tracción de acuerdo con 21.7.5, y en compresión de acuerdo al capítulo 12.
- Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviesa un nudo viga-columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro, para concretos de peso normal. Para concretos livianos, la dimensión no debe ser menor que 26 veces el diámetro de la barra.

Del refuerzo transversal en nudos se tiene:

- Cuando existan elementos que llegan a los cuatro lados del nudo y el ancho de cada elemento mide por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, debe disponerse refuerzo transversal igual, por lo menos, a la mitad de la cantidad requerida para columnas, dentro del  $h$  del elemento de menor altura que llegue al nudo. En estos lugares, se permite que el espaciamiento especificado se incremente a 150 mm.
- Debe disponerse refuerzo transversal que pase a través del nudo para proporcionar confinamiento al refuerzo longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna, que cumpla con los requisitos de espaciamiento de 21.5.3.2, y los requisitos de 21.5.3.3 y 21.5.3.6, cuando dicho confinamiento no es suministrado por una viga que llegue al nudo.

De la resistencia al cortante se tienen los siguientes requerimientos:

- $V_n$  en el nudo no debe ser mayor que los valores especificados a continuación, para concreto de peso normal:
  - Para nudos confinados en las cuatro caras,  $5.3 \sqrt{f'_c} A_j$
  - Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas  $4 \sqrt{f'_c} A_j$
  - Para otros casos  $3.2 \sqrt{f'_c} A_j$

Se considera que un elemento proporciona confinamiento al nudo si al menos las tres cuartas partes de la cara del nudo están cubiertas por el elemento que llega al nudo. Se permite considerar como elementos de confinamientos a las extensiones de las vigas que se extienden al menos una altura total  $h$  de la viga más allá de la cara del nudo. Las extensiones de las vigas deben cumplir con los requisitos del código enlistados en 21.7.4.1. Un nudo se considera confinado si tales elementos de confinamiento llegan a todas las caras del nudo.

$A_j$  es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, calculada como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. La profundidad del nudo es la altura total de la sección de la columna,  $h$ . El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna, excepto que cuando la viga llega a una columna más ancha, el ancho efectivo no debe exceder el menor de:

- El ancho de la viga más la altura del nudo.

- Dos veces la distancia perpendicular más pequeña del eje longitudinal de las vigas al lado de la columna.
- Para concreto con agregado liviano, la resistencia nominal al cortante del nudo no debe exceder las tres cuartas partes de los límites señalados en el primer literal de resistencia al cortante en nudos.

#### 2.1.2.4 Longitud de desarrollo de barras en tracción.

La ACI presenta los siguientes requerimientos con respecto a la longitud de desarrollo de barras en tracción:

- Para tamaños de barra No. 10 a No. 36, la longitud de desarrollo  $l_{dh}$  para una barra con gancho estándar de 90° en concreto de peso normal no debe ser menor que  $8d_b$ , 150 mm, y la longitud requerida por:

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{17.2 \sqrt{f'_c}}$$

El gancho de 90° debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o un elemento de borde.

- Para barras No. 10 a No. 36,  $l_d$ , la longitud de desarrollo en tracción para una barra recta, no debe ser menor que la mayor entre:
  - 2.5 veces la longitud requerida en 21.7.5.1 si el espesor del concreto colocado fresco en una sola operación debajo de la barra no excede de 300mm.
  - 3.25 veces la longitud requerida en 21.7.5.1 si el espesor del concreto colocado fresco en una sola operación debajo de la barra excede de 300mm.
- Las barras rectas que terminan en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o elemento de borde. Cualquier porción de  $l_d$  fuera del núcleo confinado debe incrementarse mediante un factor de 1.6.

## **2.2 Diseño de edificios de Acero Estructural.**

Para el diseño de secciones de acero estructural soldado se tomará como guía principal el código AISC 341-05, así como la publicación realizada por la Asociación Latinoamericana del Acero: “Diseño sísmoresistente de construcciones de acero”, 2da Edición. Se presentan extractos de la publicación de la Asociación Latinoamericana del Acero, los cuales son los requerimientos a seguir para el diseño en acero. Este texto considera las disposiciones de la AISC así como las normas ASCE 7, entre otras. La norma AISC-341 presenta los requerimientos para estructuras de acero estructural soldado, más específicamente para los elementos que sean parte del sistema resistente sísmico.

Para las estructuras de acero, el diseño sísmoresistente se basa de igual manera en la preservación de vidas humanas, buscando que ante la acción de fuerzas sísmicas la estructura sea capaz de disipar la energía generada. Se logra este objetivo induciendo, mediante un correcto diseño, la formación de un sistema de columna fuerte y viga débil. De esta manera se logra que ante la acción de un sismo no se formen rótulas plásticas en los nudos; formándose en los extremos de las vigas mientras que las columnas, que son estructuralmente mucho más importantes, se mantienen trabajando en el rango elástico. Es así como se logra que la estructura tenga un comportamiento dúctil ya que la plastificación de las vigas se presenta de manera progresiva mientras se mantiene la integridad de la estructura completa.

Los pórticos no arriostrados se clasifican de acuerdo a los distintos niveles de capacidad de rotación inelástica de las rótulas plásticas. Es así como se tienen tres clases: los pórticos no arriostrados especiales, intermedios y ordinarios. Para el caso de esta disertación se analizará los requerimientos de los pórticos no arriostrados especiales, debido a la zona sísmica en la que se encuentra la ciudad de Quito y ya que presentan condiciones similares a los pórticos especiales de hormigón armado y el objetivo principal es la comparación entre estos sistemas.

### **2.2.1 Pórticos no arriostrados especiales de acero.**

Como se menciono anteriormente los pórticos no arriostrados especiales son los que tienen una gran capacidad de disipar energía, es por esta razón que para esta configuración estructural se tiene un factor de reducción de respuesta sísmica  $R = 6$ , de acuerdo con la norma NEC 2011.

La norma AISC nos dice que estas estructuras se deben diseñar para limitar la distorsión del panel nodal, evitar la rotulación en las columnas y controlar el pandeo local. Las rótulas plásticas deben lograr una capacidad de rotación inelástica de 0.03 radianes como mínimo, para lograr esto se debe recurrir al uso de conexiones precalificadas.

### **2.2.1.1 Conexiones viga-columna.**

Las conexiones viga columna de pórticos no arriostrados especiales que forman parte del sistema sismo resistente deben cumplir con las siguientes condiciones:

- La conexión debe ser capaz de soportar las rotaciones plásticas correspondientes a un nivel de distorsión de piso total de 0.04 radianes, lo que es equivalente a una rotación plástica en las rótulas de 0.03 radianes (considerando que la distorsión elástica de de piso es de 0.01 radianes).
- La capacidad a flexión de la conexión, medida en la cara de la columna, debe ser como mínimo  $0.8 M_p$  de la viga conectada para un nivel de distorsión de piso de 0.04 radianes ( $M_p$  es el momento de plastificación de la viga calculado con la tensión de fluencia para el acero especificado).
- La resistencia a corte requerida de la conexión debe determinarse a partir de las combinaciones de cargas amplificadas, para lo cual debe considerarse que el efecto de la acción sísmica amplificada es:  $E_{mh} = 2 (1.1 R_y M_p) / l_h$

Donde  $R_y$  es la relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión mínima de fluencia,  $F_y$ , y  $L_h$  es la distancia entre las rótulas plásticas en la viga.

- En las conexiones de pórticos especiales deben considerarse como soldaduras de demanda crítica las siguientes:
  - Las soldaduras de ranura o penetración en empalmes de columna
  - Los cordones de soldadura en conexiones del extremo inferior de la columna a la base.
  - Los cordones de penetración completa en soldaduras que conectan las alas y el alma de la viga a la columna.

### 2.2.1.2 Placas de continuidad.

Las placas de continuidad son rigidizadores que 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 de tensiones y deformaciones elevadas.

Las placas de continuidad deben colocarse en las conexiones viga-columna, salvo en los siguientes casos:

- Cuando así se indica en la conexión precalificada.
- Cuando la viga se suelda al ala de una columna, formada por un perfil I de alas anchas o un perfil armado, con un espesor,  $t_{cf}$ , que cumple con las siguientes condiciones:

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

Donde  $b_{bf}$  y  $b_{cf}$  son la anchura del alma de la viga y columna, respectivamente,  $F_{yb}$  y  $F_{yc}$  representan la tensión de fluencia mínima de viga y columna, respectivamente, y  $R_{yb}$  y  $R_{yc}$ , representan la relación entre la tensión de fluencia esperada y la mínima para la viga y columna respectivamente.

- Cuando la viga se suelda al ala de una columna formada por perfil I en sección cajón, con un espesor,  $t_{cf}$ , que cumple con las siguientes condiciones:

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{\left[1 - \frac{b_{bf}}{b_{cf}^2} \left(b_{cf} - \frac{b_{bf}}{4}\right)\right] 1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad \text{y} \quad t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{12}$$

- El espesor de las placas de continuidad debe determinarse según el siguiente criterio:
  - En nudos exteriores el espesor debe ser como mínimo la mitad del espesor del ala de la viga.
  - Las placas deben cumplir con los criterios indicados en la Sección J10 de las especificaciones AISC 360-10, donde se definen las condiciones de rigidizadores adicionales para cargas concentradas.

- Las placas de continuidad deben unirse a las alas de la columna mediante soldadura de penetración completa y al alma de la columna con soldadura de ranura o de filete. La resistencia requerida para estas soldaduras está indicada en la Sección E3.6f de la norma AISC 341-10.
- Las recomendaciones FEMA 350 (FEMA, 200a) indican la importancia de que las conexiones viga-columna incluyan agujeros de acceso a soldadura, según el detalle de la Figura 2.2.1, para los cordones de soldadura de ranura que conectan el ala de la viga con el ala de la columna. Los ensayos de laboratorio indican que ésta es una solución adecuada para facilitar el acceso al soldador y minimizar el efecto de concentración de tensiones y deformaciones.

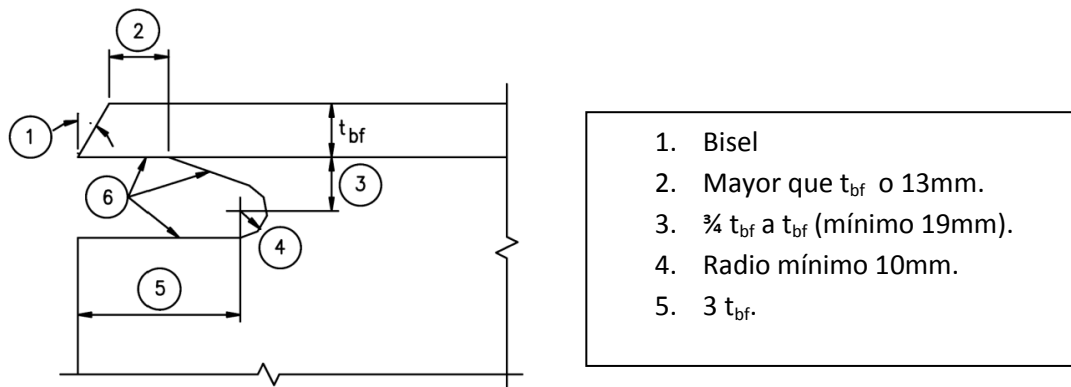


Figura 2- 1 detalle de agujero para acceso de soldadura (FEMA, 2000a)

### 2.2.1.3 Panel nodal.

La zona nodal de las conexiones viga-columna es un componente flexible de los pórticos no arriostrados, y geoméricamente se define como la región comprendida entre las alas de vigas y columnas. El panel nodal está sometido a elevadas solicitaciones que puede ocasionar deformaciones excesivas si no se diseñan adecuadamente.

Las especificaciones sísmicas vigentes requieren de la consideración de las deformaciones del panel nodal y plantean verificaciones de la resistencia del mismo, sin embargo los modelos de análisis usualmente no incluyen una representación explícita de dicha zona. Los modelos de barra que se emplean normalmente en el análisis de pórticos no arriostrados permiten determinar las solicitaciones en vigas y columnas pero no definen las solicitaciones en el panel nodal.

Los esfuerzos internos en el panel nodal pueden determinarse, en forma más simple, mediante el diagrama de cuerpo libre, donde se ponen de manifiesto los esfuerzos de corte, cargas axiales y momentos flectores actuantes en las caras del panel. El efecto de la flexión puede representarse mediante fuerzas equivalentes, que se obtienen considerando que el momento flector resulta de un par formado por dos fuerzas axiales iguales y opuestas actuando en las alas del perfil. A partir de consideraciones de equilibrio entre las fuerzas indicadas en el diagrama de cuerpo libre se puede determinar la resistencia requerida a corte requerida en el panel nodal (Naeim,F.2001):

$$V_p = \frac{M_1}{(d_{b1}-t_{f1})} + \frac{M_2}{(d_{b2}-t_{f2})} - V_c$$

Donde  $V_c$  es el esfuerzo de corte en la columna colocada por encima del nudo,  $d_{b1}$  y  $d_{b2}$  representan la altura total de las vigas que llegan al nudo y  $M_1$  y  $M_2$  los momentos flectores en los extremos de dichas vigas desde el punto de vista práctico se puede simplificar la ecuación ignorando el corte  $V_c$  ya que disminuye la fuerza en el panel y es despreciable frente a los otros términos.

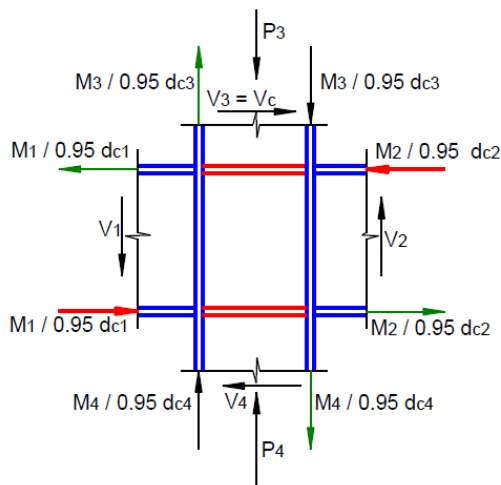


Figura 2- 2 Esfuerzos en el panel modal.

Considerando además que, en los casos usuales ambas vigas son iguales, tendríamos que:

$$V_p \approx \frac{\sum M}{(d_b - t_f)}$$

Actualmente, las especificaciones AISC indican que la resistencia a corte requerida en el panel, como mínimo, debe determinarse a partir de la suma de los momentos en las caras de la columna, considerando la proyección de los momentos plásticos esperados respecto de las caras de las columnas. Es decir, que al aplicar esta última ecuación debe considerarse  $\sum M = \sum M_{p,exp}$ ,

donde  $M_{p,exp} = R_y M_p$ . Las especificaciones AISC 358-10 indican que debe incluirse también un factor  $C_{pr}$ , el cual considera el endurecimiento por deformación y otros aspectos propios del tipo de conexión, de modo que  $M_{p,exp} = C_{pr} R_y M_p$ . Mediante la aplicación de este criterio se busca controlar los problemas de inestabilidad y otros efectos negativos por deformación plástica excesiva del panel nodal. El factor  $C_{pr}$  no debe ser, en general, mayor que 1.20 y usualmente se adopta igual a 1.15. No obstante, pueden presentarse excepciones para alguna conexión en particular y, por lo tanto, deben adoptarse los valores que se surgen del proceso de precalificación.

La resistencia de diseño,  $\phi_v V_n$  donde  $\phi_v = 1.0$ , debe ser mayor que la resistencia requerida, para el caso del método LRFD. Es importante notar que en este caso se asume que el factor de resistencia es igual a 1.0 debido a que la resistencia requerida se determina a partir de conceptos del diseño por capacidad. La resistencia nominal del panel nodal sometido a corte,  $V_n$ , puede determinarse a partir de las siguientes expresiones:

1) Cuando el efecto de la deformación del panel no es considerado en el análisis de la estabilidad del pórtico:

- Si  $P_r \leq 0.4P_c$ :

$$V_n = 0.60F_y d_c t_p$$

- Si  $P_r > 0.4P_c$ :

$$V_n = 0.60F_y d_c t_p \left( 1.4 - \frac{P_u}{P_y} \right)$$

2) Cuando la estabilidad del pórtico y el efecto de la deformación plástica del panel nodal son considerados en el análisis (Krawinkler *et al.*, 1975):

- Si  $P_r \leq 0.75P_c$ :

$$V_n = 0.60F_y d_c t_p \left( 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right)$$

- Si  $P_r > 0.75P_c$ :

$$V_n = 0.60F_y d_c t_p \left( 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \left( 1.9 - \frac{1.2P_u}{P_y} \right)$$

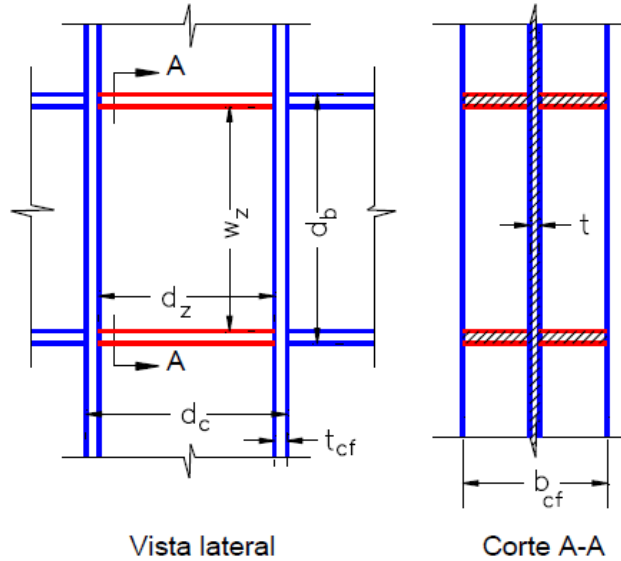


Figura 2- 3 Geometría de la conexión viga columna

Donde  $0.6 F_y$ , representa la tensión de fluencia por corte,  $P_r$  es la carga axial requerida.  $P_c = 0.6 P_y = 0.6 F_y A_g$ ,  $t_p$  es el espesor total del panel nodal, incluyendo placas de refuerzo y los restantes parámetros geométricos se definen en la Figura. Las Ecuaciones representan la resistencia nominal a corte, mediante la consideración de la fluencia del alma (representada por el área  $d_c t_p$ ) más la contribución de las alas de las columnas, asumiendo comportamiento elástico.

Finalmente, es necesario verificar que el espesor mínimo de las placas que componen el panel nodal,  $t$ , cumpla con la condición indicada a continuación para prevenir el pandeo local:

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90}$$

#### 2.2.1.4 Requerimientos para vigas y columnas. Relación ancho-espesor.

Las vigas y columnas de pórticos especiales deben verificar las condiciones establecidas para miembros de alta ductilidad. De modo que las secciones de los miembros de estos pórticos deben cumplir con las relaciones anchura-espesor límite indicadas en la Tabla D1.1 del código AISC 341-10 para controlar los problemas de pandeo local. Estos valores límites se encuentran tabulados para elementos rigidizados y no rigidizados, considerando además el tipo de sollicitación actuante en los elementos. Las vigas de los pórticos especiales pueden diseñarse como miembros compuesto en combinación con una losa de hormigón armado para resistir cargas gravitatorias.

Los extremos de las vigas, donde se espera la formación de rótulas plásticas, deben tratarse como zonas protegidas. La longitud de dichas zonas se define a partir de lo indicado por el reglamento AISC 358-10 o según lo indicado en la precalificación de la conexión. Usualmente, la longitud de la zona protegida se extiende desde la cara de la columna hasta una distancia igual a la mitad de la altura de la sección medida a partir del punto de la rótula plástica.

#### 2.2.1.5 Relación entre resistencia flexional de columnas y vigas.

A los efectos de asegurar el mecanismo de columna fuerte - viga débil en el diseño de los pórticos especiales, se debe cumplir con la siguiente relación, basada en conceptos del diseño por capacidad:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0$$

Donde el numerador representa la suma de los momentos plásticos en las columnas por encima y debajo del nudo, considerando la reducción por efecto de la carga axial y el denominador representa la suma de la resistencia flexional esperada en las vigas, proyectada en la cara de la columna. Los momentos flectores se determinan como:

$$M_{pc}^* = Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g)$$
$$M_{pb}^* = 1.1 R_y F_{yb} Z_b + M_{uv}$$

donde  $Z_c$  y  $Z_b$  son los módulos plásticos de columna y viga, respectivamente.  $P_{uc}$  es la resistencia requerida a compresión de la columna y  $M_{uv}$  es el momento adicional en la viga debido a la amplificación producida por corte desde la rótula plástica hasta el eje de la columna. En los casos en que se usan conexiones con secciones de viga reducida, se debe considerar en el cálculo del momento el modulo plástico correspondiente a la sección reducida.

La condición de resistencia definida por la primera ecuación de esta sección no es aplicable para en los siguientes casos:

- Columnas con  $P_u > 0.3 P_y$  en edificios de 1 piso, o en el piso superior de edificios de varios niveles.
- Columnas con  $P_u > 0.3 P_y$  y que además cumplen con los requisitos especiales de resistencia a corte según se detalla en la sección E3.4<sup>a</sup> de AISC 341-10.
- Columnas de cualquier piso del edificio donde se verifica que la relación entre la resistencia a corte disponible y la resistencia a corte requerida es 50% mayor que en el piso ubicado por encima.

#### **2.2.1.6 Restricción lateral en vigas.**

Las alas superior e inferior de las vigas de pórticos deben arriostrarse lateralmente, o bien la sección transversal deber arriostrarse torsionalmente. La separación máxima entre puntos de arriostramiento es  $L_b = 0.086 r_y E / F_y$ , donde  $r_y$  es el radio de giro de la viga respecto al eje vertical. Se ha demostrado que esta condición es suficiente para asegurar que puede desarrollarse una distorsión de 0.04 rad. Adicionalmente deben disponerse arriostramientos laterales en zonas de concentración de esfuerzos, cambios de sección y zonas de localización de rótulas plásticas. Además los elementos de arriostramiento lateral se deberán diseñar para cumplir con los requerimientos de miembros de alta ductilidad como se indica en la norma AISC 360-10.

## **2.3 Diseño de edificios mixto, de hormigón simple y acero estructural.**

Para el diseño de edificios mixtos, en esta disertación; se definen estructuras las cuales presentan vigas de acero estructural soldado con perfiles tipo I, losas tipo deck con viguetas en acero estructural soldado. Columnas de acero estructural tipo cajón fundidas con hormigón simple en su interior, a las cuales en adelante se referirá como columnas mixtas.

Analizando esta descripción se ve que la única diferencia con la estructura de acero soldado serán las columnas mixtas, para el resto de elementos se aplican los mismos principios y requerimientos analizados en la sección 2.2. La norma AISC 341-10 indica que estas columnas mixtas se deben diseñar de acuerdo a los requerimientos de la norma AISC 360-10, con la diferencia de que la resistencia a corte de la columna se tomará solo como la que resiste la sección de acero, es decir ignoramos el hormigón simple de relleno para el análisis del corte.

### **2.3.1 Diseño de columnas compuestas.**

#### **2.3.1.1 Materiales**

La norma AISC 360-10 indica que para secciones compuestas tenemos las siguientes limitaciones en materiales:

- Para la determinación de los esfuerzos disponibles en valor  $f'_c$  del hormigón no puede ser menor que  $210 \text{ kg/cm}^2$ , ni mayor a  $700 \text{ kg/cm}^2$ , para hormigones de peso normal.
- El valor del esfuerzo de fluencia especificado del acero estructural no debe exceder de  $5250 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **2.3.1.2 Elementos sometidos a carga axial y flexión.**

La norma indica que para este tipo de columnas se debe diseñar las secciones de acuerdo con lo establecido en el capítulo C del código AISC 360-10. Para columnas mixtas la interacción entre fuerza axial y esfuerzos de flexión se deberá realizar de acuerdo con lo establecido en la sección H1.1. Los valores de resistencia de carga axial y de flexión se obtendrán de acuerdo a las secciones I2 e I3 del código AISC 360-10.

### 2.3.1.3 Esfuerzos por carga axial.

El valor de la resistencia de una sección mixta doblemente simétrica deberá tomar en cuenta las siguientes modificaciones, con respecto a la sección I2.1b del código:

- Para secciones compactas:

$$P_{no} = P_p$$

Donde

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

$C_2 = 0.85$  para secciones rectangulares.

- La rigidez efectiva para todas las secciones será:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$$

Donde  $C_3$  = coeficiente para calcular la rigidez efectiva de miembros a compresión mixtos.

$$C_3 = 0.6 + 2 \left[ \frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.9$$

El valor del esfuerzo disponible por compresión no debe ser menor que el establecido solamente para la sección de acero como se indica en la sección E del código AISC 360-10.

### 2.3.1.4 Esfuerzos por flexión.

El esfuerzo por flexión disponible en columnas mixtas, se determinará como sigue:

- $\Phi_b = 0.9$  (LRFD)
- El esfuerzo de flexión nominal se calculará con la siguiente expresión:

$$M_n = M_p$$

Donde:

$M_p$  = momento correspondiente a la distribución plástica de esfuerzos sobre la sección compuesta transversal.

## 2.4 Diseño de cimentaciones.

A continuación se detallan los requerimientos dados por la ACI para las cimentaciones que resisten fuerzas sísmicas, o que transmiten las fuerzas sísmicas entre la estructura y el suelo en las estructuras asignadas como categoría de diseño sísmico D, E ó F. En esta disertación se tratarán los requerimientos para Zapatas de cimentación, ya que son los que se emplearan en la estructura a diseñarse, tomando en cuenta que los mismos requerimientos deben emplearse en losas de cimentación y cabezales de pilotes.

- El refuerzo longitudinal de las columnas y los muros estructurales que resisten las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos debe extenderse dentro de la zapata y debe estar totalmente desarrollado por tracción en el interfaz.
- Las columnas que sean diseñadas suponiendo condiciones de empotramiento en la cimentación deben cumplir con el requerimiento antes mencionado, y si se requiere de ganchos el refuerzo longitudinal que resiste la flexión debe tener ganchos de 90 grados cerca del fondo de la cimentación, con el extremo libre de las barras orientado hacia el centro de la columna. Ya que de esta manera el nudo es capaz de resistir la flexión en el elemento que forma el alma de la T.
- Las columnas o elementos de borde de los muros estructurales especiales de concreto reforzado que tengan un borde dentro de la longitud equivalente a la mitad de la profundidad de la zapata deben tener refuerzo transversal como especifica la ACI para elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento en las secciones 21.6.4.2 a 21.6.4.4 del código, colocado bajo la parte superior de la zapata. Este refuerzo debe extenderse dentro de la zapata y desarrollar en tracción  $f_y$  del refuerzo longitudinal. Este refuerzo se coloca con la intención de evitar una falla de borde en la zapata.
- Cuando los efectos sísmicos crean fuerzas de levantamiento en los elementos de borde de los muros estructurales especiales de concreto reforzado o en las columnas, se debe proporcionar refuerzo de flexión en la parte superior de la zapata para que resista las combinaciones de carga de diseño, y no puede ser menos de lo que establece el código como refuerzo mínimo para elementos a flexión.

- En el caso de que se requiera usar concreto simple en zapatas y muros de cimentación se lo debe hacer de acuerdo a lo especificado por el ACI-318 para concreto simple en estructuras resistentes a sismos.

## **2.5 Análisis Estático No Lineal Pushover**

Según el Comité Visión 2000 formado por la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, por sus siglas en inglés) describe que el concepto de Diseño por Desempeño como la selección de los objetivos de diseño, sistemas estructurales y configuración apropiados (Fase Conceptual) el dimensionamiento y detallado de una estructura, así como de sus elementos no estructurales y contenido, y la garantía de control de la calidad durante la construcción y el mantenimiento a largo plazo es decir la implantación de manera que a niveles especificados de movimientos sísmico, y con niveles predefinidos de confiabilidad, la estructura no se dañe más allá de ciertos estados límite de daño a otros estados de utilidad. Esto con la finalidad de producir sistemas estructurales sismoresistentes que sean capaces de resistir las excitaciones sísmicas por medios de un mecanismo plástico consistente y estable, que es capaz de absorber las demandas importantes de comportamiento plástico y disipar un gran porcentaje de la energía que la excitación sísmica introduce a la estructura(Park y Paulay 1978, Paulay 1996)

Además, como es de conocimiento general el análisis y diseño de las estructuras en nuestro medio se ha basado por años en códigos internacionales, pero de la manera tradicional; pero con el pasar de los años estas técnicas han ido mejorando hasta que por medio de las normativas utilizadas por FEMA en asociación con ASCE, mediante el análisis no lineal estático o PUSHOVER nos plantean la determinación del punto de desempeño, lo que conlleva a tener claro el nivel de seguridad que ofrece la estructura.

Los códigos actuales, basados en la resistencia, tienen objetivos específicos como son: el casos de sismos de baja intensidad que la estructura no sufra daños estructurales significativos, con sismos moderados que los daños sean reparables, y para sismos de gran magnitud que se evite el colapso de la estructura. Estas consideraciones por lo general solo están establecidas para un solo nivel de movimiento del terreno para el cual la construcción debe comportarse como lo describimos anteriormente, pero esto no necesariamente

implicará que si una estructura está diseñada para resistir grandes sismos pueda reaccionar bien ante sismos más frecuentes y de diversas magnitudes.

Por tal motivo fue creado el código FEMA, que ayuda a que el diseño y construcción de cualquier estructura sea la más eficiente para evitar cualquier tipo de amenaza a la vida o el bienestar de los ocupantes de la misma. Este código es el resultado de varios estudios realizados por el Programa de Reducción Sísmicos (NEHRP) y la Agencia Federal de Manejo de Emergencia de los Estados Unidos los mismos que avalan todo lo descrito anteriormente.

El FEMA cubre ciertos aspectos para mejorar el desempeño de las estructuras; entre ellos se cita a los siguientes:

➤ Aplicación de Códigos de Construcción

En primer lugar tenemos que definir lo que es un código en la construcción; y este no es más que un conjunto de normas que regulan sistemáticamente el diseño y los procesos en obra de todo tipo de construcciones.

Los códigos generalmente varían de país a país dependiendo las necesidades de cada uno, en nuestro caso tenemos una norma vigente como es la norma CEC-2000; y una que está en proceso oficialización como es la NEC-2011, ambas se enfocan principalmente al hormigón armado.

Para la presente disertación aplicaremos normas de diseño como es el NEC 2011 además del FEMA, el que mismo que tras varios estudios a logrado mejorar la identificación de riesgos dados por actividad sísmica y mejora la respuesta de la estructura.

➤ Seguridad Sísmica de Edificios

Como es de conocimiento general el diseño de una estructura sismo resistente tiene como función primordial preservar vidas humanas, es decir prevenir el colapso hasta terminar la evacuación sin la necesidad de que la estructura sea utilizable posterior al movimiento telúrico.

➤ Códigos de Edificación y Agencias NEHRP

Está claro que la misión del FEMA NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) es reducir el riesgo a la vida y a la propiedad de futuros terremotos en los Estados Unidos mediante el establecimiento y mantenimiento de un efectivo programa de reducción de riesgos de terremotos (FEMA 273, 1997). Por lo que el FEMA se ve en la necesidad de crear el programa NEHRP Earthquake State Assistance Programa (NEHRP ESAP) el mismo que mediante 33 acuerdos de cooperación tiene actividades entre las más importantes podemos citar:

- Desarrollar planes de mitigación sísmica
- Preparar inventarios y conducir inspecciones de seguridad sísmica de estructuras críticas y líneas de vida.
- Actualizar códigos de construcción, códigos de zona, y ordenanzas para mejorar la seguridad sísmica

En base a todas las consideraciones que tiene el código FEMA es necesario un diseño preliminar de la estructura para definir el grado de prioridad y las medidas que se debe tomar para estimar que la interacción de la rigidez, fuerza y el comportamiento de la estructura sea el más adecuado.

Dentro de los grados de prioridad tenemos por ejemplo:

- **Estructuras Esenciales.-** que según el código NEC 2011 CAP 2 menciona que son “aquellas estructuras que deben permanecer operativas luego de un terremoto para atender emergencias”; es decir edificaciones de suma importancia para la población civil como son principalmente los hospitales, instituciones públicas como la Presidencia, y hasta inclusive coliseos que pueden ser utilizados como albergues.
- **Estructuras de ocupación estándar.-** aquellas estructuras que no necesariamente deben quedar operativas luego de ocurrido un evento sísmico, pero que deben facilitar la evacuación de todas las personas que ahí se encuentren.

La realización y evaluación de un diseño para cualquier estructura es primordial debido a la necesidad de poseer modelos y métodos de cálculo acordes con las exigencias de los códigos actuales, a pesar de todo esto por experiencias en otros países se pudo observar que aunque muchas edificaciones fueron diseñadas con códigos sismo resistentes el comportamiento de las mismas no fue el óptimo, debido a la deficiente definición del desempeño de las estructuras a sismos de diferente intensidad; lo que ha llevado a que FEMA mediante varias investigaciones se centre en la incorporación de la demanda de desplazamiento o punto de desempeño además de las características de respuestas inelástica, incluyendo el daño que se pueda acumular en el procedimiento de diseño.

EL FEMA está basado en el empleo de diagramas de demanda-capacidad, donde el primer tipo de diagramas se obtiene mediante la evaluación de los desplazamientos máximos de un edificio empleando diversos métodos para la evaluación de los mismos pero como referencia de un sistema de un grado de libertad (1GDL); el diagrama de la capacidad se obtiene a partir de un análisis estático no lineal del edificio.

En la presente disertación haremos referencia al FEMA 273 que es aplicable para estructuras de hormigón armado, acero estructural, estructuras de madera, sistemas de mampostería portante y sistemas mixtos que pueden localizarse en cualquier parte del mundo. Es importante mencionar que este documento es una guía y no debe alejarse de los procedimientos y normas que se encuentren establecidos en la legislación de cada país; por lo tanto mientras que con el FEMA 273 cubriremos los aspectos de diseño por desempeño, con el NEC-2011 normaremos dichos diseños.

Podemos señalar que el FEMA contiene varios aspectos nuevos que se apartan considerablemente de los procedimientos de diseño sísmico anteriores usados para diseñar nuevos edificios, ya se ha mencionado los cuatro niveles de Rendimiento de Edificios los mismos que son puntos distintos “por una escala continua que describe el rendimiento esperado del edificio, o bien, la magnitud del daño, la pérdida económica, y la ruptura que se pueda producir” (FEMA 273). El mismo menciona que cada nivel de rendimiento se encuentra subdividido en un nivel de Rendimiento Estructural el cuál describe el estado límite de daño de los sistemas estructurales, y el segundo un nivel de Rendimiento No Estructural que como es de suponerse describe el estado límite de daño de los sistemas no estructurales. Existen tres niveles

rendimiento estructurales y cuatro niveles de rendimiento no estructurales son usados para forjar los cuatro niveles de rendimiento de edificios básicos mencionados.

Además, dos rangos de rendimiento estructural son definidos para promocionar una designación a rehabilitación única que pueden ser destinadas con objetivos especiales y por lo tanto quedarán bien definidos entre los niveles estructurales.

Otras categorías estructurales y no estructurales son incluidas para describir una amplia variedad de intenciones de rehabilitación sísmicas. De hecho uno de los objetivos del sistema de nivel de rendimiento empleado en este documento es permitir la descripción de todos los objetivos de rendimiento, previamente designados en códigos y normas, y la mayoría de los objetivos utilizados en los esfuerzos de rehabilitación voluntaria.

### Niveles de Rendimiento y Rangos De Un Edificio

Nivel de rendimiento: la condición de post-terremoto destinada de un edificio; un punto bien definido en una escala de medición como la pérdida causada por el daño del terremoto. Además de víctimas, la pérdida puede ser en términos de propiedad y capacidad operativa.

Rango de Rendimiento: una variedad o grupo de rendimiento, más bien que un nivel distinto.

Designación de Nivel de Rendimiento y Rangos: el rendimiento es separado en descripciones del daño de sistemas estructurales y no estructurales; las designaciones estructurales con s-1 por s-5 y las designaciones no estructurales son N-A por N-D

Nivel de Rendimiento De Un Edificio: La combinación de un Nivel de Rendimiento Estructural y un Nivel de Rendimiento No Estructural para formar una descripción completa de un nivel de daño global.

Objetivo de Rehabilitación: La combinación de un Nivel de rendimiento o Rango con criterios Demanda Sísmicos.

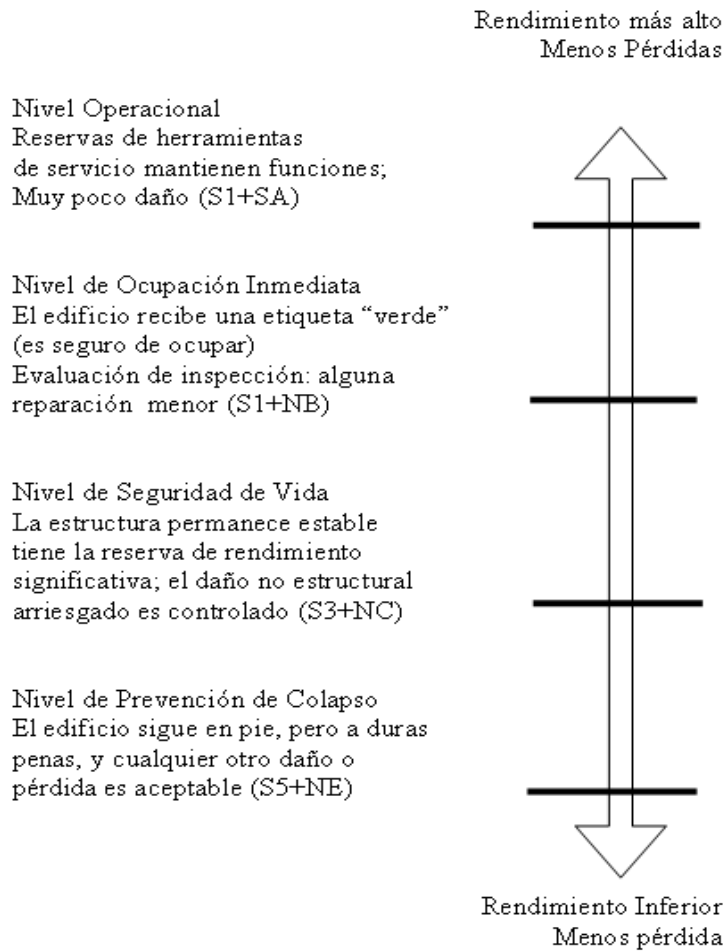


Figura 2- 4 Niveles de Rendimiento y Rangos de un Edificio Fuente: Código FEMA 273

Dentro de los rangos de Rendimiento Estructural el FEMA indica tres niveles muy bien definidos y dos variedades, las mismas que consisten en:

- S1: Nivel de Rendimiento de Ocupación Inmediata
- S2: La variedad de Rendimiento de control de Daño
- S3: Nivel de Rendimiento de Seguridad de Vida
- S4: Rango de Rendimiento de Seguridad Limitada
- S5: Nivel de Rendimiento de prevención de colapso

Existe además la denominación S6, la misma que consiste en el desempeño estructural no considerado, para cubrir la situación en la que sólo se hacen mejoras no estructurales.

Dentro de los niveles de Rendimiento no Estructurales están:

- N-A Niveles de rendimiento operacional
- N-B Nivel de Rendimiento de ocupación Inmediata
- N-C Nivel de Rendimiento de Seguridad de Vida
- N-D Riesgo Reducido de Nivel de Rendimiento

Además, está la designación de N-E, Rendimiento No estructural no considerado, para cubrir la situación donde las mejoras solo estructurales son hechas.

Para iniciar el diseño por desempeño de una estructura, se deben considerar parámetros iniciales que comúnmente no se toman en cuenta para otros procedimientos de diseño, esto garantiza un análisis completo a nivel estructural en base al servicio que brindarán las estructuras, además de la importancia que se debe dar a las mismas; en base a lo mencionado se debe tomar en cuenta los siguientes parámetros:

1. Selección de Objetivos de desempeño
2. Determinación de la conveniencia del sitio
3. Diseño Conceptual (Arquitectónico)
4. Diseño Preliminar( Estructural)
5. Diseño Final( consideraciones estructurales sismo resistentes)
6. Chequeo de aceptabilidad durante el diseño

7. Revisión del Diseño
8. Control de Calidad durante la construcción
9. Mantenimiento Durante la Vida de las estructuras.

## **2.5.1 Análisis de solicitaciones**

### **2.5.1.1 Análisis estático**

#### **2.5.1.1.1 Riesgo Sísmico**

La causa más común y significativa del daño del terremoto a edificios es el estremecimiento de tierra; así, los efectos del movimiento de tierra forman la base para la mayor parte de exigencias de código de construcción para el diseño sísmico.

El código FEMA explica claramente cómo funciona esto en Estados Unidos, en el presente apartado se presentará un breve resumen a la normativa que rige en el Ecuador hasta la presente fecha; NEC 2011, la misma que describe detalladamente los procedimientos y requisitos de diseño considerando la zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura.

Indica claramente que para estructuras de uso normal deberá diseñarse para una resistencia tal que pueda soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño. Para estructuras de ocupación especial y edificaciones esenciales, se aplicarán verificaciones de comportamiento inelástico para diferentes niveles de terremotos. La resistencia mínima de diseño para todas las estructuras deberá basarse en las fuerzas sísmicas de diseño establecidas en el capítulo 2 del NEC.

#### **2.5.1.1.2 Zonas sísmicas-Factor Z**

En el Ecuador existen seis zonas sísmicas, la misma que se encuentra mostrada en la Figura 2-2. El valor Z (Tabla 2-1) de cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada para el sino de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

El NEC menciona que todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, exceptuando el nororiente del país que presenta una zona sísmica intermedia y del litoral que presenta una zona sísmica muy alta.

La norma ecuatoriana contiene una tabla la misma que muestra la zonificación por poblaciones con el respectivo valor de Z en caso de que no existiera alguna población deberá elegirse la que más cercana se encuentre.

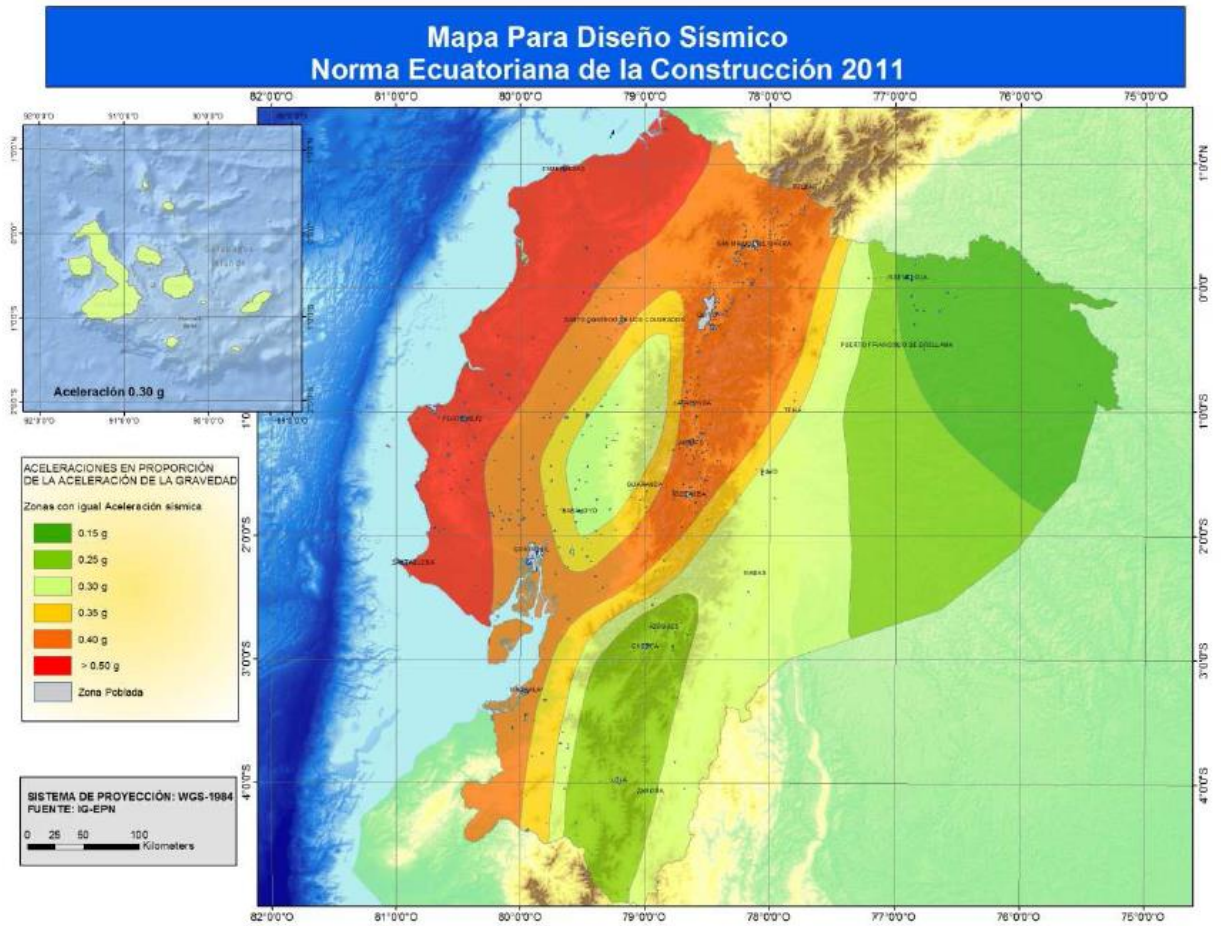


Figura 2- 5 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor Z Código NEC-2011.

Tabla 2- 1 Valores del Factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

### 2.5.1.1.3 Perfiles de Suelo

El NEC define seis tipos de suelo los cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 2- 2 Clasificación de los perfiles de suelo : NEC 2011

Tipo de perfil	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
<b>E</b>	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	<b>IP &gt; 20</b> <b>w ≥ 40%</b> $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
<b>F</b>	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases: <b>F1</b> —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. <b>F2</b> —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ( <b>H</b> >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). <b>F3</b> —Arcillas de muy alta plasticidad ( <b>H</b> >7.5 m con índice de Plasticidad <b>IP</b> >75) <b>F4</b> —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ( <b>H</b> >30m) <b>F5</b> —Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ 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. <b>F6</b> —Rellenos colocados sin control ingenieril.	

### 2.5.1.2 Coeficientes de Amplificación o Desamplificación dinámica de perfiles de suelo Fa, Fd y Fs

En la tabla 2-3 se presentan los valores del coeficiente Fa que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseños en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

**Tabla 2- 3 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥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	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

**Tabla 2- 4 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

La tabla 2-4 presenta los valores del coeficiente Fd que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. Estos valores obedecen a los estudios recientes de respuesta dinámica en suelos mencionados anteriormente.

En la tabla 2-5 se presentan los valores del coeficiente  $F_s$ , que considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos.

**Tabla 2- 5 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥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		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de  $F_a$ ,  $F_d$  ni de  $F_s$ , debido a que requieren un estudio especial, conforme lo estipula la sección 2.5.4.9.

### 2.5.1.3 Control de la deriva de Piso

Es ampliamente reconocido que el daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada. Las excesivas deformaciones han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales.

El ingeniero calculista deberá estar consciente de las deformaciones y deberá comprobar que estas en su estructura sean inelásticas controlables, mejorando sustancialmente el diseño conceptual.

Para obtener las derivas de piso se debe aplicar a la estructura las fuerzas laterales, se calculan en cada piso las derivas realizando un análisis estático, las derivas se calculan de la siguiente ecuación:

$$\delta_i = \frac{q_i - q_{i-1}}{h_i} * 100$$

Donde:

$q_i$ = Desplazamiento inelástico del piso  $i$

$q_{i-1}$ = Desplazamiento inelástico en el piso inferior al piso  $i$  de análisis

$h_i$ = Altura del piso de análisis

El NEC propone la siguiente tabla (Tabla 2-6) como límites de las derivas de entrepiso inelásticas máximas,  $\Delta_M$ , los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

**Tabla 2- 6 Valores de  $\Delta_M$  máximos, expresados como fracción de altura de piso. NEC-11**

<b>Estructuras de</b>	<b><math>\Delta_M</math> máxima</b>
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

#### **2.5.1.4 Tipo de Uso de la Estructura- Coeficiente I:**

El factor de importancia de la estructura debe ser obtenido clasificándolo según la tabla 2-7

El propósito de este factor es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

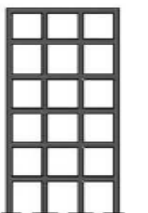

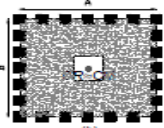
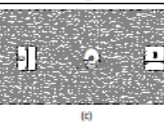
Tabla 2- 7 Tipo de Uso, Destino e importancia de la Estructura. NEC – 11.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Edificaciones Esenciales y/o peligrosas	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 otras 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

### 2.5.1.5 Configuración Estructural

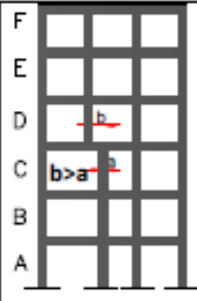
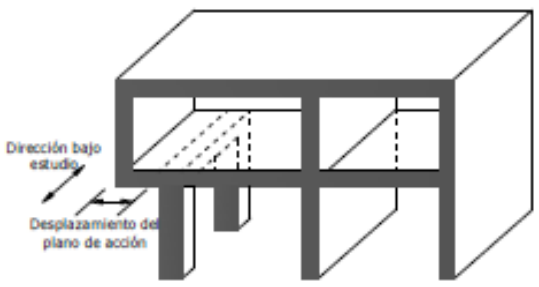
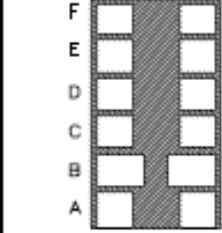
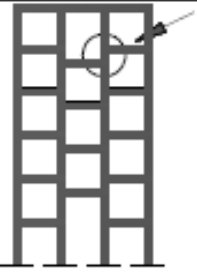
Los diseñadores tanto arquitectónicos como estructurales deben procurar que la configuración de la estructura sea lo más simple posible además de regular hará que la misma se comporte adecuadamente frente a un sismo. La tabla 2-8 nos muestra configuraciones estructurales recomendadas.

Tabla 2- 8 Configuraciones estructurales recomendadas. NEC-11.

CONFIGURACIÓN RECOMENDADA			
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{er}=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{pr}=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_{er}=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_{pr}=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{er}=1$			

Cambios abruptos de rigidez y resistencia como los mostrados en la tabla 2-9 deben evitarse con el fin de impedir acumulación de daño en algunos componentes; en el caso de que el diseñador utilice este tipo de configuraciones deberá demostrar el adecuado desempeño sísmico de su estructura, siguiendo los lineamientos especificados en el capítulo 3 del NEC-11.

Tabla 2- 9 Configuraciones estructurales no recomendadas. NEC-11

<b>CONFIGURACIONES NO RECOMENDADAS</b>	
<p>Se ha comprobado que el desempeño sísmico de este tipo de configuraciones no es adecuado; sin embargo, se podrán utilizar siempre que el diseñador presente un estudio complementario de acuerdo al Capítulo de Evaluación de Estructuras</p>	
<p style="text-align: center;"><b>IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN</b></p> <p><b>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</b> La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p> 	<p style="text-align: center;"><b>IRREGULARIDADES EN PLANTA</b></p> <p><b>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</b> Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> 
<p><b>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</b> La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p> 	
<p><b>Columna corta</b> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p> 	

## 2.5.1.6 Coeficientes de Configuración Estructural

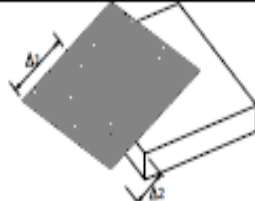
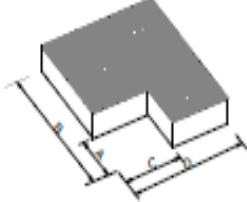
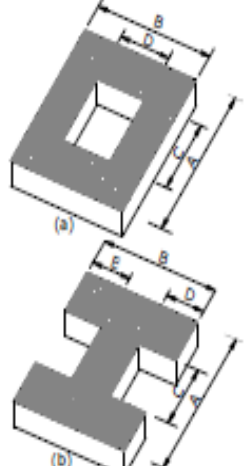
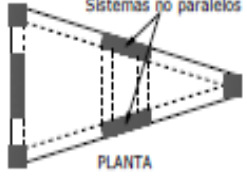
### 2.5.1.6.1 Coeficiente de Configuración estructural en Planta $\Phi_P$

El coeficiente  $\Phi_P$  se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, descritas en la tabla 2-10 se utilizará la siguiente expresión.

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}$$

Cuando una estructura no contempla ninguno de los distintos tipos de irregularidades presentadas, en ninguno de sus pisos,  $\Phi_P$  tomará el valor de 1 y se considerará la estructura como regular en planta.

Tabla 2- 10 Coeficientes de irregularidad en planta

<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_{ti}=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></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><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_{ti}=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></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><b>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_{ti}=0.9</math>  a) <math>C \times D &gt; 0.5A \times B</math>  b) <math>[C \times D + C \times E] &gt; 0.5A \times B</math></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><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_{ti}=0.9</math></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>	
<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>	

### 2.5.1.6.2 Coeficiente de Configuración estructural en Elevación $\Phi_E$

El coeficiente  $\Phi_E$  se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la tabla 2-11; se utilizará la siguiente expresión:

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB}$$

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidad descritos en la presente tabla, en ninguno de sus niveles,  $\Phi_E$ , tomará el valor de 1 y se lo considerará irregular en elevación.

Además se deberá tomar en cuenta que, cuando la deriva máxima de cualquier piso es menor a 1.3 veces la deriva del piso inmediato superior, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1,2, ó 3.

Tabla 2- 11 Coeficiente de Irregularidad en Elevación. NEC-11.

<b>IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN</b>	
<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_E=0.9</math>                      Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  <math>Rigidez &lt; 0.80 \frac{(K_D+K_E+K_F)}{3}</math></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>Diagrama de un edificio de 6 pisos (A-F) con una irregularidad de piso flexible. El piso C es significativamente más rígido que los pisos superiores D, E y F.</p>
<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_E=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></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>Diagrama de un edificio de 6 pisos (A-F) con una irregularidad de distribución de masa. Los pisos C, D y E están resaltados en azul, indicando que su masa es mayor que la de los pisos adyacentes.</p>
<p><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_E=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></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>Diagrama de un edificio de 6 pisos (A-F) con una irregularidad geométrica. El edificio tiene una planta que se estrecha considerablemente en los pisos superiores.</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>	

### 2.5.1.6.3 Carga sísmica Reactiva W

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso. En el caso de las estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 50% de la carga viva de piso. En el caso de existir depósitos de fluidos en niveles superiores de la edificación debe considerarse el efecto de la interacción dinámico entre fluido y estructura.

### 2.5.1.7 Cálculo de Fuerzas Sísmicas Estáticas

#### 2.5.1.7.1 Cortante Basal de Diseño

El cortante basal de diseño V, a nivel de cargas últimas, que será aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante expresiones:

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Donde:

I= factor de Importancia

W= carga reactiva de sismo

S<sub>a</sub>= aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño

R= Factor de reducción de respuesta estructural

Φ<sub>P</sub> y Φ<sub>E</sub>= factores de configuración estructural en planta y en elevación.

### 2.5.1.8 Período de Vibración T

El período de vibración de la estructura, para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los métodos descritos a continuación:

#### 2.5.1.8.1 Método 1

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

$h_n$ = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros

- Para estructuras de acero sin arriostramientos,  $C_t=0.072$  y  $\alpha= 0.80$
- Para estructuras de acero con arriostramientos,  $C_t=0.073$  y  $\alpha= 0.75$
- Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,  $C_t=0.047$  y  $\alpha= 0.90$ .
- Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural,  $C_t=0.049$  y  $\alpha= 0.75$

Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural, el valor de  $C_t$  puede calcularse mediante la siguiente ecuación y el valor de  $\alpha$  es 1.0

$$C_t = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}; C_w = \frac{100}{A_B} * \sum_{i=1}^{n_w} \left[ \left( \frac{h_n}{h_{w1}} \right)^2 * \frac{A_{w1}}{1 + 0.83 \left( \frac{h_{wt}}{I_{wt}} \right)} \right]$$

Donde:

$A_B$ = área de la edificación en su base, en metros cuadrados

$n_w$ = número de muros de la edificación diseñados para resistir las fuerzas sísmicas en la dirección de estudio.

$h_{wi}$ = altura del muro  $i$  medida desde la base en metros.

$A_{wi}$ = área mínima de cortante de la sección de un muro estructural  $i$ , medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio, en metros cuadrados.

$I_{wi}$ = longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural  $i$  en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio.

#### 2.5.1.8.2 Método 2

El período fundamental  $T$  puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión, aplicada en cada dirección principal de la estructura o por medio de un análisis modal.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i}{g * \sum_{i=1}^n f_i * \delta_i}}$$

Donde:

$f_i$ = representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso  $i$ , de acuerdo con los principios descritos más adelante, o cualquiera otra distribución racional.

$\delta_i$ = deflexión elástica del piso  $i$ , calculada utilizando las fuerzas laterales  $f_i$ .

Sin embargo, el valor de T calculado con el segundo método no deberá ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el método 1.

#### **2.5.1.9 Factor de Reducción de Resistencia Sísmica R**

El diseñador deberá seleccionar el sistema estructural a utilizarse para la edificación, de entre dos grupos, los sistemas estructurales dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada, los cuales se encuentran descritos en la Tabla 2-12, junto con el valor de reducción sísmica R correspondiente.

Deberá tomarse el menor de los valores de R en caos en los cuales el sistema resisten estructural resulte en una combinación de varios sistemas descritos en la misma tabla.

Tabla 2- 12 Coeficiente de reducción de respuesta estructural R. NEC-11.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
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	
<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
<b>Muros estructurales portantes</b>	
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

### 2.5.1.10 Distribución de Fuerzas Laterales.

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n Fi; \quad Vx = \sum_{i=1}^n Fi; \quad Fx = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

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 al nivel  $x$  de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$  ( incluye la fracción de la carga viva correspondiente)

$w_i=$  peso asignado al piso o al nivel  $i$  de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$  ( incluye la fracción de la carga viva correspondiente)

$h_x=$  altura del piso  $x$  de la estructura

$h_i=$  altura del piso  $i$  de la estructura

$k=$  coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura  $T$ , que se evalúa de la siguiente manera:

- Para valores de  $T \leq 0.5s$ .  $k=1.0$
- Para valores de  $0.5s < T \leq 2.5s$ .  $k=0.75+0.5T$
- Para valores de  $T > 2.5s$ .  $k=2.0$

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución triangular, similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del período fundamental de vibración.

#### **2.5.1.11 Momentos torsionales Horizontales**

El momento torsional de diseño en un piso determinado debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los

pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental (asumiendo centro de masas desplazado).

Cuando existe irregularidad torsional, como se definió previamente, los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación  $A_x$ , calculado con la expresión:

$$A_x = \left( \frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{prom}} \right)^2$$

Donde:

$\delta_{prom}$ = promedio de desplazamientos de los puntos extremos en la estructura en el nivel x.

$\delta_{m\acute{a}x}$ = valor del desplazamiento máximo en el nivel x;

Sin embargo,  $A_x$  no necesita ser mayor que 3.0

Para obtener el momento por torsión accidental se utiliza la fórmula:

$$M_{ti} = \beta * L * F_i$$
$$\beta = 0.05 * A_x$$

L= Longitud total de la planta en dirección perpendicular al sentido de análisis

$F_i$ = Fuerza horizontal en el piso i, obtenida de la distribución de las fuerzas laterales.

Una vez obtenido este momento accidental se lo debe sumar a la fuerza horizontal proveniente del cortante basal, empíricamente se conoce que las fuerzas por torsión son aproximadamente un 10% de la fuerza horizontal de cada piso.

### 2.5.1.12 Efecto P-Δ

Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y que por ello deben considerarse, no solo para el cálculo de dichos incrementos sino también para la evaluación de la estabilidad estructural global.

El índice de estabilidad  $Q_i$ , para el piso  $i$  y en la dirección bajo estudio se calculará de la siguiente manera; y no se tomará en cuenta el efecto P-Δ cuándo éste sea menor a 0.10.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Donde:

$Q_i$ = índice de estabilidad del piso  $i$ , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden

$P_i$ = Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso y de todos los pisos localizados sobre el piso  $i$ .

$\Delta_i$ = deriva del piso  $i$  calculada en el centro de masas del piso

$V_i$ = cortante sísmico del piso  $i$

$h_i$ = altura del piso  $i$  considerado

El índice de estabilidad de cualquier piso  $Q_i$ , no debe exceder el valor de 0.30. Cuando  $Q_i$  es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procedimientos más estrictos, que la estructura permanece estable y que cumple con todos los requisitos de diseño sismos

resistentes establecidos en las normativas de diseño de hormigón armado, acero, madera, mampostería.

En este caso se debe calcular un factor de mayoración  $f_{P-\Delta}$ , mediante la siguiente ecuación:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i}$$

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

## **2.5.2 Métodos de Análisis**

Un modelo matemático, desarrollado para el diseño preliminar, debe ser construido en relación a uno de los procedimientos de análisis definidos. Entre ellos tenemos los procedimientos lineales (Lineal Estático y Lineal Dinámico) y los procedimientos no lineales (No Lineal estático y No lineal Dinámico)

### **2.5.2.1 Procedimiento estático Lineal (LSP)**

Este procedimiento considera el diseño de fuerzas sísmicas, su distribución sobre la altura del edificio, las fuerzas internas correspondientes y los desplazamientos del sistema los cuales son determinados usando un análisis elástico lineal estático.

Los procedimientos lineales pueden ser usados para cualquiera de las estrategias de diseño en edificaciones como: disminución de la irregularidad tanto en planta como elevación, colocar refuerzo estructural global y/o reducción de la masa total no se pueden usar aquellas estrategias que incorporan el uso de los sistemas de disipación de energía suplementarios y algunos tipos de sistemas de aislamiento sísmicos.

En el Procedimiento Estático Lineal (LSP), el edificio es modelado con rigidez lineal elástica y el amortiguamiento viscoso equivalente, de manera que se acerquen a valores esperados para cargar cerca del punto de rendimiento máximo. Las demandas

del sismo de diseño del LSP son representadas por fuerzas laterales estáticas cuya suma es igual a la carga lateral pseudo definida por la ecuación definida previamente del corte basal, adoptada por el NEC 2011.

La magnitud del cortante basal ha sido seleccionada con la intención que cuando sea aplicada al modelo lineal elástico del edificio, causará amplitudes de desplazamiento de diseño que se acercan a los desplazamientos máximos que son esperados durante el sismo de diseño. Si el edificio responde esencialmente en forma elástica al terremoto de diseño, las fuerzas internas calculadas serán aproximaciones razonables a aquellas esperadas durante el sismo de diseño. Si el edificio responde inelásticamente al sismo para el cuál a sido diseñado, como será comúnmente el caso, las fuerzas internas que se desarrollarían en el edificio serán menores que las fuerzas internas calculadas en forma elástica.

#### **2.5.2.2 Procedimiento No Lineal estático**

Conforme al Procedimiento Estático No Lineal (NSP), se debe mencionar que es necesario crear un modelo que directamente incorpora la respuesta material inelástica para un desplazamiento objetivo, de tal forma que las deformaciones internas y las fuerzas que se producen son determinadas. Las características carga- deformación no lineales de componentes individuales y los elementos del edificio son modelados directamente. El modelo matemático del edificio es sometido a un aumento monotónico de fuerzas laterales o desplazamientos hasta que un desplazamiento objetivo sea excedido o hasta llegar al colapso del edificio. El desplazamiento objetivo es necesario para representar el desplazamiento máximo que probablemente experimente el edificio. El desplazamiento objetivo puede ser calculado por cualquier procedimiento que explica los efectos de la respuesta no lineal en la amplitud de desplazamiento.

Como el modelo matemático considera directamente los efectos de la respuesta inelástica material, las fuerzas internas calculadas serán aproximaciones razonables de aquellos esperados durante el sismo de diseño.

Para edificios que no son simétricos sobre un plano perpendicular a las cargas laterales aplicadas, las cargas laterales deben ser aplicadas tanto en las direcciones positivas como en negativas y, las fuerzas máximas y deformaciones serán usadas para el diseño.

La relación entre el cortante basal y el desplazamiento lateral del nodo de central debe ser establecida para desplazamientos del nodo de centro que superen el rango entre el cero y el 150% del desplazamiento objetivo,  $\delta_t$ , dado por FEMA 273, sección 3.3.3:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Donde:

$T_e$ = Período fundamental de la estructura en la dirección considerada en el cálculo, en segundos, y se calcula con la ecuación siguiente (ref, FEMA 273; sección 3.3.3.2)

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

- $T_i$ = Período fundamental elástico( en segundos) en la dirección considerada en el análisis elástico dinámico.
- $K_i$ = Rigidez Lateral elástica del edificio en la dirección de cálculo.
- $K_e$ = Rigidez Lateral Efectiva del Edificio en la dirección de cálculo. (Ver la Figura para mayor información)

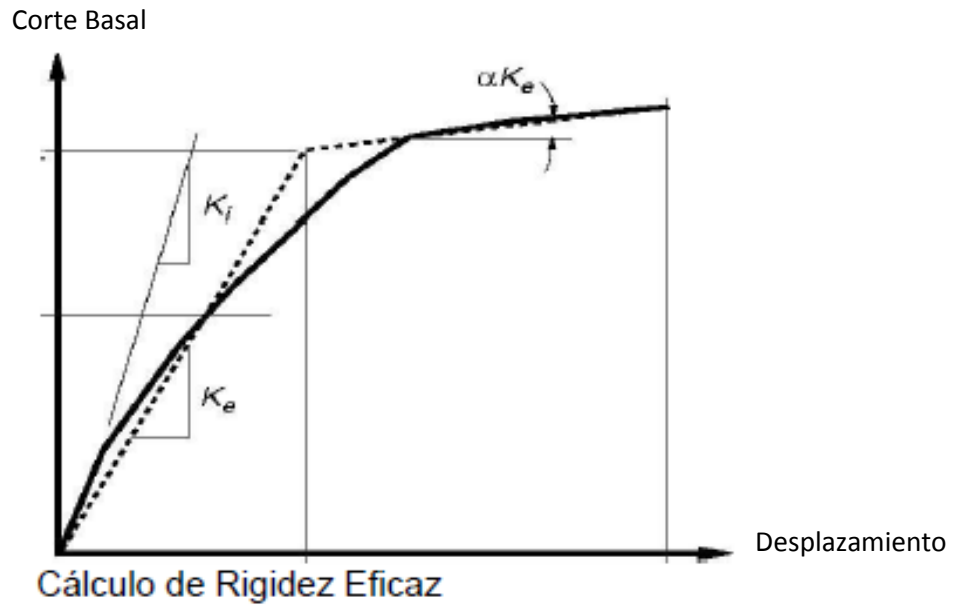


Figura 2- 6 Curva de Rigidez Eficaz. FEMA 273

El período Fundamental efectivo de la estructura en la dirección de cálculo,  $T_e$ , deberá ser calculado usando la relación fuerza-desplazamiento del NSP. La relación no lineal entre el cortante basal y el desplazamiento de diseño del nudo, debe ser reemplazado con una relación bilineal para estimar la rigidez lateral efectiva,  $K_e$ , y la fuerza de fluencia,  $V_y$  del edificio. La rigidez lateral efectiva se tomará como la secante calculada en el 60% del cortante basal de la fuerza de fluencia.

$C_o$  = Factor de Modificación relacionado al desplazamiento espectral del edificio, similar al del último nivel. Este factor puede ser calculado de las siguientes maneras:

- El primer factor de participación modal en el nivel del nudo de control.
- El factor de participación en el nivel del nudo de control utilizando un vector correspondiente a la deformada del edificio en el desplazamiento objetivo.
- El valor correspondiente a la Tabla 2-13. Donde es posible calcular valores intermedios por interpolación lineal.

Tabla 2- 13 Factor de Modificación Co. FEMA 273.

Número de Pisos.	Factor de Modificación
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

$C_1$ = Factor de modificación relacionado con los máximos desplazamientos inelásticos esperados, calculados para la respuesta lineal elástica, en ningún caso este factor se considerará menor que 1.

$$C_1 = 1.0 \text{ para } T_e \geq T_c$$

$$C_1 = \frac{\left[1.0 + (R - 1) \frac{T_c}{T_e}\right]}{R} \text{ para } T_e < T_c$$

Las cargas de gravedad deben ser aplicadas para asignar elementos y componentes del modelo matemático durante el NSP. Las fuerzas laterales se aplicarán en perfiles que se asemejen en forma muy aproximada a la distribución de fuerzas inerciales en un sismo. Para análisis tres dimensiones, la distribución horizontal de fuerzas debe simular la distribución de las fuerzas inerciales en el plano de cada diafragma de piso y los efectos de torsión accidental se considerarán.

Tanto para análisis en dos y tres dimensiones, al menos dos distribuciones verticales de la carga lateral debe ser considera.

- El primer patrón de cargas, comúnmente llamado Patrón de Cargas Uniforme, debe basarse en las fuerzas laterales que son proporcionales a la masa total de cada piso del edificio.
- El segundo patrón de cargas, llamado el Patrón Modal debe ser seleccionado de uno de las siguientes dos opciones consideradas en el FEMA 273, sección 3.3.3.2 apartado C:

- a) Un patrón lateral de cargas representando por los valores  $C_{vx}$  dados en las siguientes ecuaciones:

$$F_x = C_{vx} * V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

$k = 1.0$  para  $T \leq 0.5s$  ó

$= 2.0$  para  $T \geq 2.5s$

Se puede usar la interpolación lineal para estimar valores de  $k$  con valores intermedios de  $T$ .

$C_{vx}$ = Factor de distribución vertical

$F_x$ = Distribución de cargas aplicadas a cualquier nivel  $x$

$V$ = Pseudo carga lateral

$w_i$ = Porción del peso total del edificio  $W$ , asignado a nivel de piso  $x$

$w_x$ = Porción del peso total del edificio  $W$ , asignado a nivel de piso  $x$

$h_i$ = Altura en metros desde la base a nivel de piso  $i$

$h_x$ = altura en metros desde la base a nivel de piso  $x$

$x$ = Representa el nivel de piso para el cual se desea calcular la distribución de fuerzas.

$I$ = Orden de sumatoria de piso

El cual puede usarse si mas del 75% de la masa total participa en el modo fundamental en la dirección de cálculo; o

- b) Un patrón de carga lateral proporcional a la rigidez de piso que sea consistente con la distribución del cortante basal por piso calculado por combinación de respuestas modales usando (1) análisis del espectro de respuesta incluyendo un número suficiente de modos para capturar el 90% de la masa total, y (2) el espectro de respuesta Apropiado.

Este procedimiento requiere que se establezca el Nodo de Control que Según el FEMA 273, se tomará como el centro de masa de la azotea de un edificio, tomando en cuenta que la cumbre de un ático no deberá ser

considerado como azotea, ya que el nodo de control es utilizado para comparar el desplazamiento objetivo o de diseño (un desplazamiento que caracteriza el movimiento en el sismo).

### **2.5.2.3 Capacidad Estructural**

Una vez determinado el riesgo sísmico, en general, debemos analizar la capacidad estructural, que depende de la configuración geométrica, resistencia de los elementos estructurales, y la deformación máxima de los mismos. Cabe mencionar que en este análisis de las capacidades de los elementos, diferirá si se toma en forma individual a cada elemento, o la configuración estructural de un edificio, siendo uno de los datos que difiere mayormente, la capacidad de los elementos estructurales más allá del rango elástico.

Para determinar la capacidad estructural que excede el rango elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal; para el caso del presente documento, se utilizará el análisis “pushover”. En el cual la magnitud de la carga lateral a la que se somete la estructura es incrementada de acuerdo con un cierto patrón predefinido. Con el aumento de la magnitud de la carga, las conexiones débiles y los modos de falla de la estructura son encontrados. La carga es monotónica con los efectos del comportamiento cíclico e incremento de cargas estimadas, usando unos criterios de deformación de la fuerza monotónicos modificados, se presentan las conexiones más débiles, es decir que el modelo matemático que se asume para una estructura, se modifica para tener en cuenta la reducción de la resistencia de los elementos que ceden. El análisis pushover estático es una tentativa de la ingeniería estructural para evaluar la verdadera fuerza de la estructura y esto promete ser un instrumento útil y eficaz para obtener la curva de capacidad.

La curva de capacidad se determina para representar la respuesta estructural del primer modo de vibración de la estructura, basado en la hipótesis que, el primer modo fundamental de vibración de la estructura corresponde a la respuesta predominante ante una sollicitación sísmica, siendo esto válido para estructuras con períodos de vibración menores a 1 segundo. Si existe el caso

de estructuras más flexibles, el análisis debe considerar los demás modos de vibración, de este modo si utilizamos una herramienta del análisis estructural asistido por computador como el ETABS, sustentamos un análisis pushover más realista ya que el programa toma en cuenta los modos de vibración de acuerdo a los requerimientos de usuario.

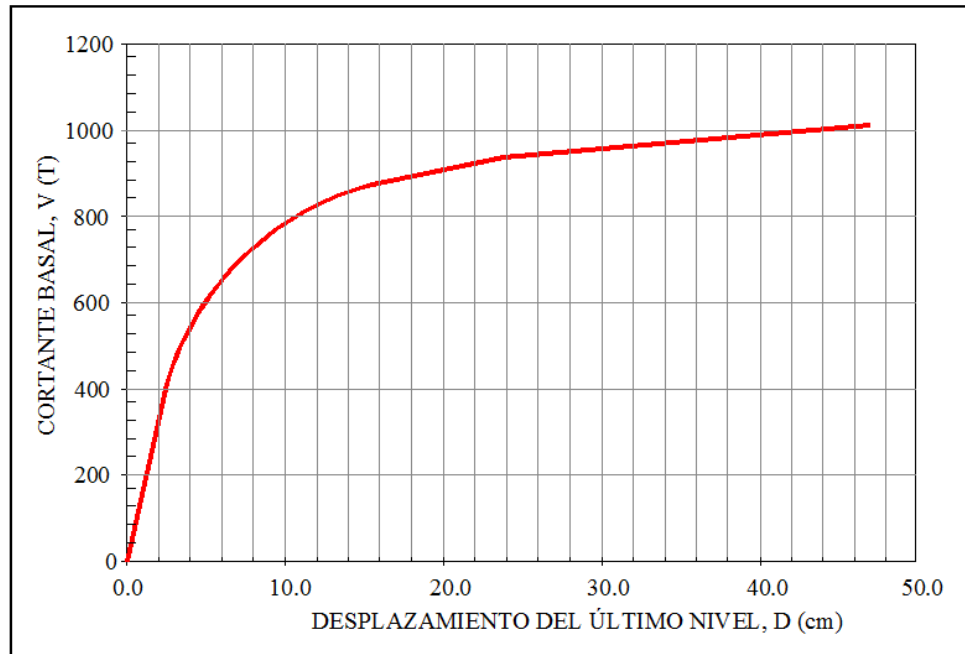


Figura 2- 7 curva de capacidad, resultado de un análisis no lineal

### 2.5.2.3.1 Análisis Estático no lineal ( Pushover)

Este análisis anteriormente definido, es un técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura sometida a una distribución determinada de fuerzas inerciales

El patrón de cargas a las cuales se somete a la estructura,  $F_i$ , se incrementa de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima, de esta forma se puede identificar la formación sistemática de grietas en los elementos estructurales, cedencia de juntas y el fallo de los componentes, el estado límite de servicio, deformaciones máximas y cortantes de la estructura, este último corresponde a la curva de capacidad.

La forma en la que se apliquen las fuerzas laterales, constante, lineal, parabólica, influyen en la determinación de la curva de capacidad. Se debe considerar que no existe un patrón de cargas único, por lo cual se recomienda realizar por lo menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad como una envolvente de los resultados de ambas combinaciones.

Por otro lado, conociendo que este análisis aborda la no linealidad y los desplazamientos, tiene algunas limitantes, cuyo conocimiento es importante para la interpretación de resultado. A continuación se presentan las limitantes más importantes.

- El análisis pushover, asume que el daño depende solo de la deformación lateral de la estructura, despreciando efectos como la disipación de la energía, por lo cual se considera que es una aplicación de daño muy simple sin considerar la complejidad de disipar energía acumulada, es especial para estructuras no dúctiles.
- Este procedimiento se centra en la energía de deformación de una estructura lo cual lleva a despreciar la energía cinética y las componentes de fuerzas asociadas a esta, por lo cual no tiene alcances de análisis dinámico
- Los efectos de torsión no pueden ser considerados debido a que un análisis en dos dimensiones
- El patrón de cargas solo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora la componente vertical del sismo.
- Los cambios progresivos en las propiedades de los modos de vibración que ocurren en la estructura cuando experimentan la falla no lineal cíclica de los elementos estructurales durante un sismo no son considerados en este tipo de análisis.

El FEMA-273 ha desarrollado procedimientos de modelado, criterios de aceptación y procedimientos para el análisis pushover. El código

FEMA 273 define criterios de fuerza-deformación para las articulaciones usadas en el análisis pushover. Como se muestra en la figura 2-8, se identifican los puntos A,B,C,D y E que son usados para definir el comportamiento de deflexión de la articulación, además de tres puntos IO (ocupación inmediata), LS (seguridad de vida), y CP (prevención de colapso) que son usados para definir los criterios de aceptación para la articulación. Además estos valores que pertenecen a cada uno de estos puntos carían dependiendo del tipo de elemento estructural así como muchos otros parámetros definidos por el FEMA 273.

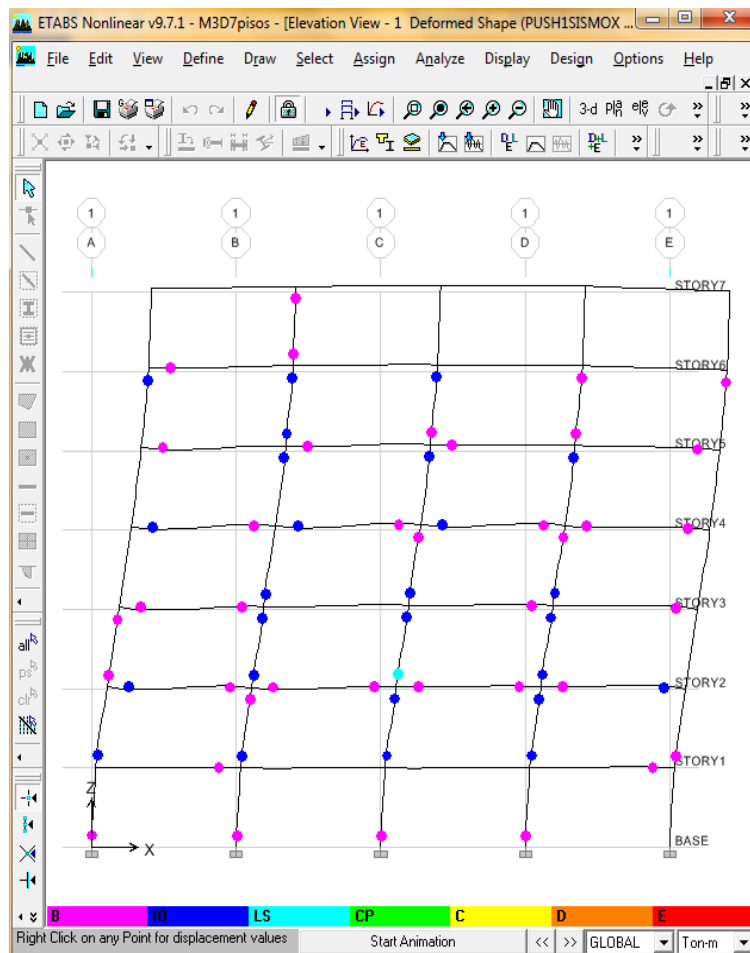
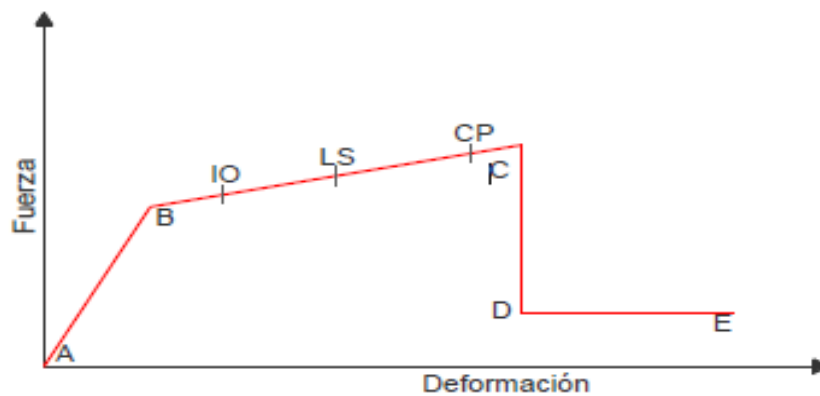


Figura 2- 8 Formación de articulaciones en ETABS

Las articulaciones coloreadas indican el estado de las mismas, es decir donde se encuentran a lo largo de la curva fuerza-desplazamiento. La leyenda para los colores de la articulación se incluye en el fondo de la pantalla de ETABS. Los puntos B, IO, LS, CP, C, D y E se muestran como niveles de acuerdo al estado de la articulación y van e acuerdo con el nivel de desempeño. Cuando las primeras articulaciones aparecen, se encuentran en el punto B de la curva Fuerza-Deformación, pero cuando una articulación alcanza el punto C en la curva fuerza-desplazamiento, deja de resistir cargas. De esta forma ETABS, define que una articulación deja de resistir carga cuando ha alcanzado el punto C, la fuerza que se aplica en el pushover( cortante basal) se reduce hasta la fuerza en la articulación sea consecuente con la fuerza al punto D. Como esta fuerza disminuye, todos los elementos dejan de cargar, y el desplazamiento se reduce. Una vez que la articulación ha cedido y alcanza al punto D de nivel de fuerza, la fuerza del pushover se vuelve a incrementar y el desplazamiento comienza a aumentar otra vez. Este comportamiento se muestra en las deformadas y diagramas de fuerza (momentos, corte, etc.) para cada paso del pushover.



**Figura 2- 9** Niveles de desempeño que muestra ETAB en la curva fuerza-deformación Fuente: ALEMAN L, NARANJO L, 2012

## 2.6 Análisis de Precios Unitarios

Se podría definir a los APU como un modelo matemático que adelanta el resultado, expresado en una moneda. El análisis de precios unitarios se realiza para todos los rubros que forman parte de la programación de la obra, para cada rubro se debe detallar la unidad de cada rubro y en el presupuesto debe constar la cantidad de unidades a elaborarse. Se debe tener la suficiente información sobre los materiales a emplearse en cada rubro y debe existir una metodología que explique los procesos que se deben seguir.

Cada Análisis de precios unitarios consta de cuatro ítems que deben ser detallados, el primero es el de los equipos a ser utilizados. Se deberá especificar la descripción del equipo, cantidad necesaria de unidades, la tarifa que es el costo por hora de cada unidad de equipo, el costo hora que es el costo por hora de todos los equipos necesarios, el rendimiento que es la cantidad de horas de trabajo necesarias para completar una unidad del rubro y finalmente obtenemos el costo que proviene del producto entre el costo hora y el rendimiento.

El siguiente ítem a ser detallado es la mano de obra que interviene para cada rubro, tiene la misma composición que el equipo con la diferencia de que en lugar de tarifa trabajamos con el jornal hora que representa el costo al constructor de contratar a un empleado de la construcción y se debe tomar en cuenta todos los valores adicionales al salario del trabajador que son obligatorios de cancelar por ley, bajo ningún motivo estos valores pueden ser menores a los establecidos por la ley vigente a ese año.

El tercer ítem a ser analizado es el de los materiales que se emplean en la elaboración de una unidad de cada rubro, para cada material se debe detallar la cantidad, unidad, precio unitario y el costo que resulta del producto entre el precio unitario y la cantidad. Para las cantidades de los materiales se deben tomar en cuenta los desperdicios que se puedan producir así como traslapes, y todo material que es necesario para la elaboración final de una unidad del rubro.

El último ítem a ser analizado es el transporte del material ya sea hacia el lugar de la obra o fuera de él. Este análisis involucra la unidad, cantidad, tarifa y costo el cual resulta del producto entre la cantidad y la tarifa.

A continuación tenemos un modelo de una hoja de precios unitarios que generalmente se utiliza en el medio.

### ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO :

DETALLE :

UNIDAD :

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANT. (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=A*B)	RENDIMIENTO (R)	COSTO (D=C*R)
SUBTOTAL M					
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANT. (A)	JORNAL/HR (B)	COSTO HORA (C=A*B)	RENDIMIENTO (R)	COSTO (D=C*R)
SUBTOTAL N					
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT. (B)	COSTO (C=A*B)	
SUBTOTAL O					
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					
INDIRECTOS Y UTILIDADES %					
OTROS INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					
VALOR OFERTADO					

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN I.V.A.  
Ciudad y Fecha.

Figura 2- 10 Hoja base para APUs

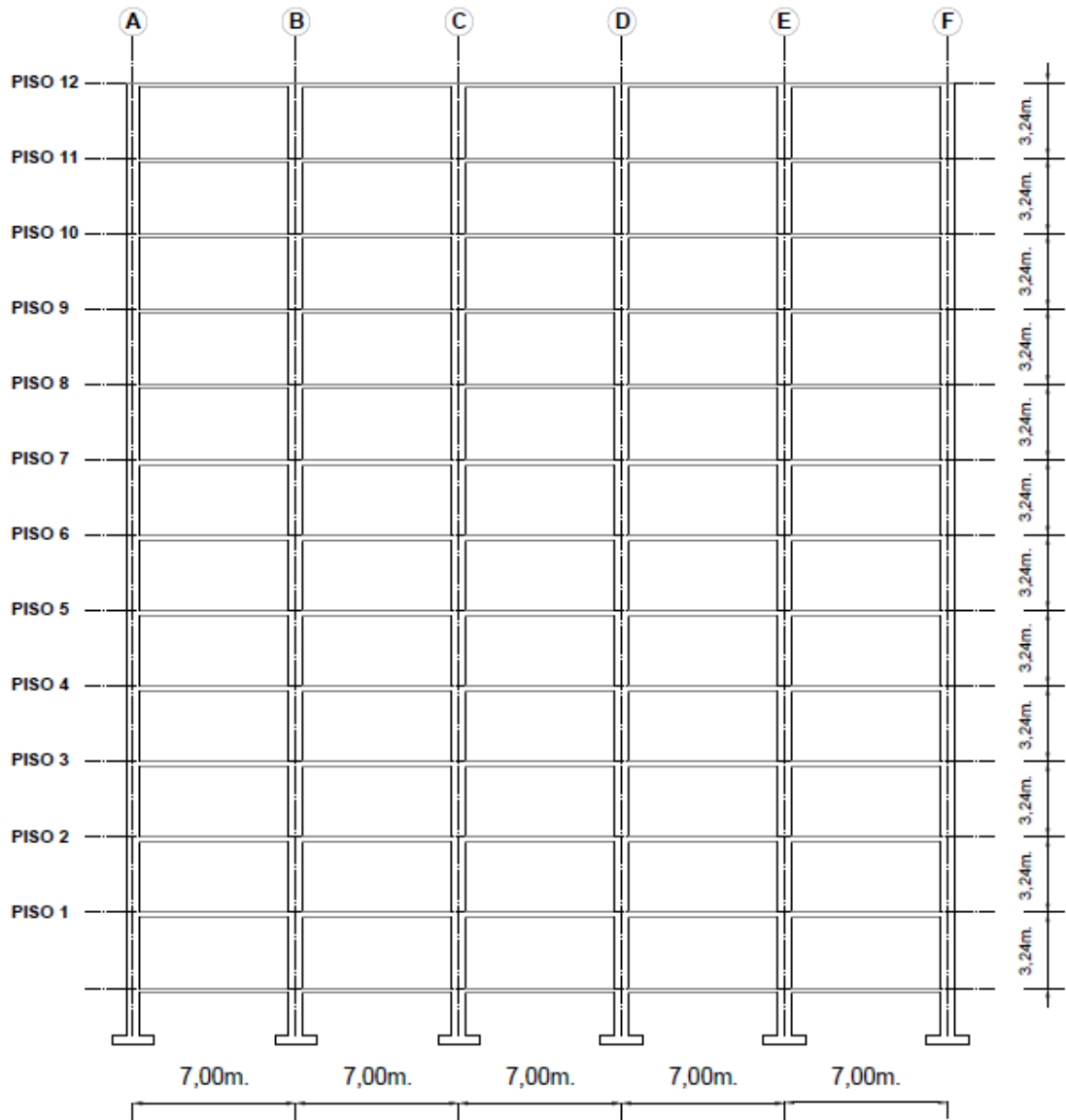
## **CAPITULO 3: DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO EN HORMIGÓN ARMADO**

### **3.1. Predimensionamiento de elementos**

El pórtico será un edificio de 12 pisos, el diseño de los elementos estructurales corresponde a un diseño elástico estático.

En el sentido “x”, cada vano tenemos una separación regular de 7.00 metros mientras que de altura de losa a losa de 3.24 metros.

La configuración de los ejes estructurales en el eje “y” tiene 4 pórticos con las mismas distancias propuestas previamente.



**Figura 3- 1** 1Pórtico considerado para el eje "x"

En cuanto a la planta de la estructura no se considerará el ducto de las escaleras ya que se busca uniformizar el patrón de cargas y la disposición de los elementos estructurales

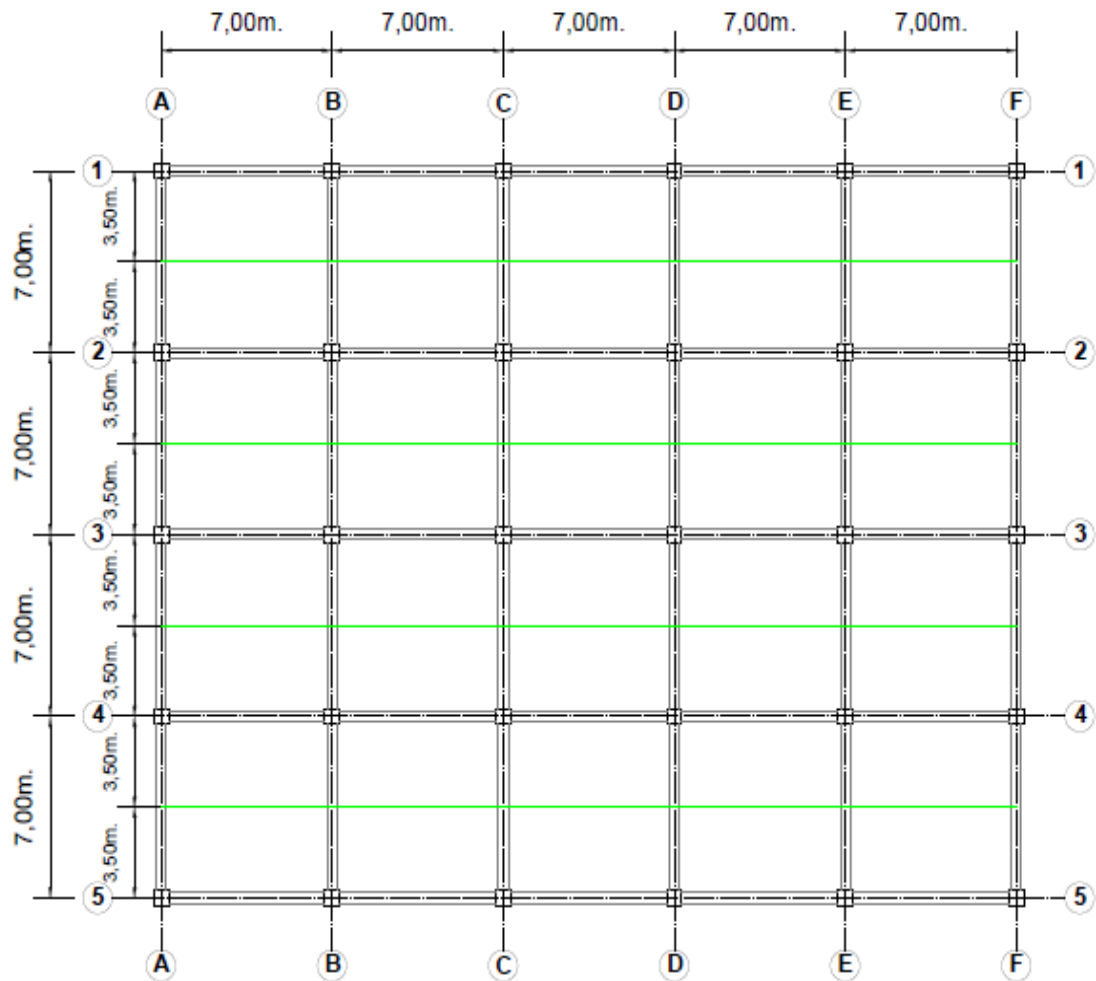


Figura 3- 2 Esquema en planta de la estructura

### 3.1.1. Predimensionamiento de losas

Cuando se tienen losas con vigas en los cuatro bordes, tales como las que se presenta el edificio es motivo de análisis en la presente disertación, y se tiene valores de  $\alpha_m$  mayores a 2 ( en este caso tendremos un valor a  $\alpha_m$  superior a 2), se aplica la siguiente ecuación para determinar la altura mínima para una losa maciza, según el ACI.

$$h_{min} = \frac{Ln(800 + 0.0712fy)}{36000 + 9000\beta}$$

Donde:

$h_{min}$  es la altura mínima de la losa considerando una luz libre  $L_n$ , medida a partir de la cara de las columnas considerando  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$  :  $\beta$  es la relación de forma de panel, panel largo/panel corto libre; así obtenemos:

$$h_{min} = \frac{700 * (800 + 0.0712 * 4200)}{36000 + 9000 * \frac{700}{350}}$$
$$h_{min} = 14.2468 \text{ cm}$$

Por lo tanto asumimos una altura de losa de 15centímetros

Para dimensionar la loseta de compresión tendremos la longitud entre nervios de 50cm, en ese caso el espesor mínimo de loseta esta considerado por:

$$e = \frac{L_1}{12} = \frac{50\text{cm}}{12} = 4.16 \text{ cm}$$

Asumimos un espesor de losa de compresión de 5cm.

A continuación procederemos a determinar una altura de losa equivalente para que la rigidez correspondiente de la losa intervenga en el análisis estructural y no solo en la distribución de cargas.

Se calcula entonces la altura equivalente de losa maciza, para lo cual consideraremos la siguiente sección de losa alivianada.

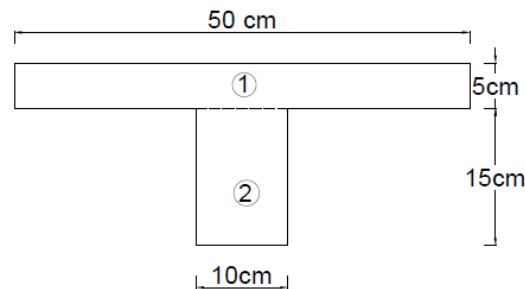


Figura 3- 3 Sección Losa Alivianada 20cm

Procedemos a calcular el centro de gravedad de la sección, para lo cual se divide la misma en 2 áreas especificadas en la Figura 3-3.

Tabla 3- 1 Cálculo Centroide

FIGURA	ÁREA(cm <sup>2</sup> )	y(cm)	A $\bar{y}$ (cm <sup>2</sup> )
1	250	17.5	4375
2	150	7.5	1125
$\Sigma$	<b>400</b>		<b>5500</b>

$$\bar{y} = \frac{5500cm^3}{400cm^2}$$

$$\bar{y} = 13.75cm$$

A continuación calculamos la inercia de la losa alivianada con respecto a su centro de gravedad.

$$I = \frac{50cm * (5cm)^3}{12} + 250cm^2 * (3.75cm)^2 + \frac{10cm * (15cm)^3}{12} + 150cm^2 * (6.25cm)^2$$

$$I = 12708.33 cm^4$$

Calculamos la altura equivalente de una losa maciza.

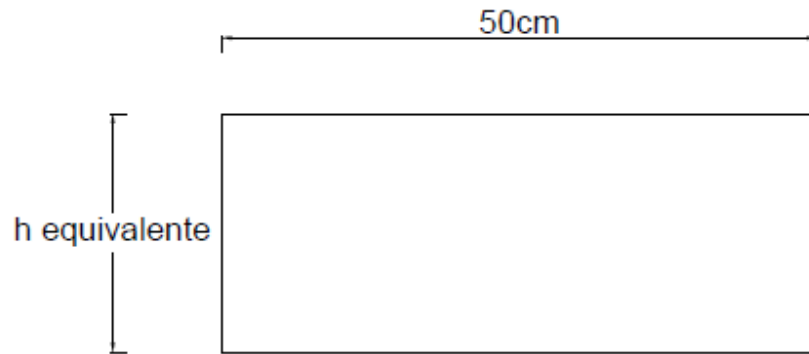


Figura 3- 4 Seccion Losa maciza

$$I = \frac{b * h^3}{12} = 12708.33cm^4$$

Despejando el valor de h tenemos;

$$h = \sqrt[3]{\frac{12708.33cm^4 * 12}{50cm}} = 14.50cm$$

Verificamos que la altura equivalente de la losa nervada propuesta supere la altura mínima que fue calculada con la fórmula fijada por el código ( $h_{min}$ ).

$$h_{equivalente} = 14.50cm > 14.24cm \text{ (BIEN)}$$

Queda demostrado que la losa alivianada de 20 cm es adecuada; el valor de 14.50 se considerará para elementos área tipo membrana del programa ETABS donde se introducirá este valor para la rigidez axial y rigidez a flexión del elemento.

### 3.1.2. Determinación de carga muerta de la losa.

A continuación se muestra un corte típico de losa en planta y elevación, el mismo que nos servirá para determinar la carga muerta de la losa. El modulado de los nervios y bloques será de 40,10, 40 cm.

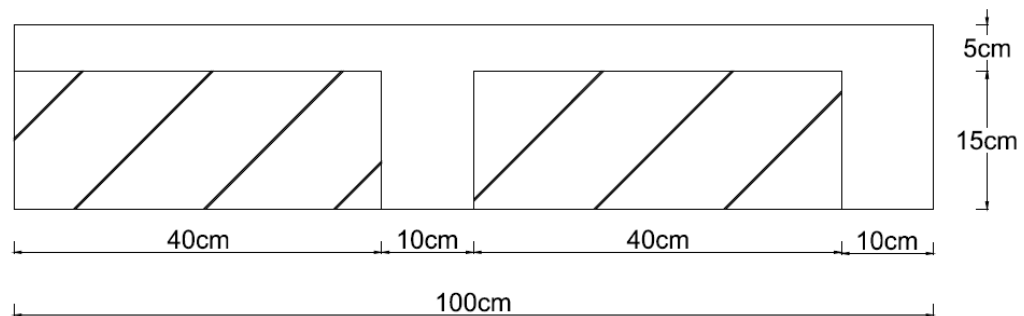


Figura 3- 5 Corte losa

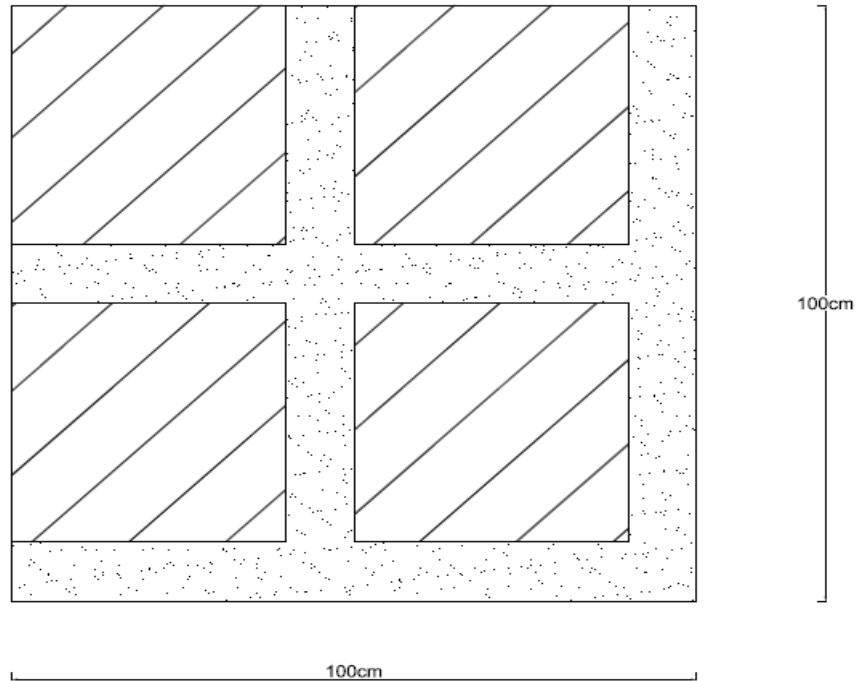


Figura 3- 6 Planta Losa alivianda 20 cm

### Peso propio de la Losa

$$\text{Peso de los nervios} = 0.1m * 0.15m * 3.6m * 2400 \frac{kg}{m^3} = 129.6 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Peso Loseta de Compresión} = 1m * 1m * 0.05m * 2400 \frac{kg}{m^3} = 120 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Peso de alivianamientos} = 8 * 12 \frac{kg}{m^2} = 96 \frac{kg}{m^2}$$

$$\mathbf{PP\ Losa = 345.6 \frac{kg}{cm^2}}$$

### Carga Permanente (Recubrimientos y mampostería)

$$\text{Enlucido y Masillado} = 1m * 1m * 0.04m * 2200 \frac{kg}{m^3} = 88 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\text{Recubrimiento de piso} = 1m * 1m * 0.02m * 2200 \frac{kg}{m^3} = 44 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\text{Peso Mampostería} = 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Carga Permanente} = 382 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Peso losa equivalente} = 348 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Carga aplicada 2D} = 727.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Modelo 3D la carga permanente resulta:

$$727.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} - 348 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 379.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Este valor lo colocaremos como excedente dentro de la carga permanente total.

### 3.1.3. Predimensionamiento de Vigas y Columnas

Para el Predimensionamiento de vigas y columnas consideramos secciones de vigas rectangulares y columnas cuadradas de acuerdo a una similitud entre los pisos, teniendo así el siguiente cuadro de secciones por pisos similares.

**Tabla 3- 2** Dimensiones preliminares de los elementos estructurales, pórtico en el plano

PISOS	ELEMENTO	ASIGNACIÓN	CARACTERÍSTICAS	
			b(cm)	h(cm)
PRIMERO SEGUNDO TERCERO	VIGA	V50X70	50	70
	COLUMNA	C70X70	70	70
	LOSA	LOSA (membrana)	Altura equivalente 14.50 cm	
CUARTO QUINTO SEXTO	VIGA	V50X65	50	65
	COLUMNA	C60X60	60	60
	LOSA	LOSA (membrana)	Altura equivalente 14.50 cm	
SÉPTIMO OCTAVO NOVENO	VIGA	V45X60	45	60
	COLUMNA	C50X50	50	50
	LOSA	LOSA (membrana)	Altura equivalente 14.50 cm	
DÉCIMO DÉCIMO 1RO DECIMO 2DO	VIGA	V40X50	40	50
	COLUMNA	C40X40	40	40
	LOSA	LOSA (membrana)	Altura equivalente 14.50 cm	

### 3.2.Ingreso de elementos predimensionados al programa ETABS

#### 3.2.1. Columnas vigas y Losa

A continuación procedemos a definir los materiales con los que vamos a trabajar en la presente disertación.

Hormigón $f'c =$	210 kg/cm <sup>2</sup>
Acero $f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo E	1400 $\sqrt{f'c}$

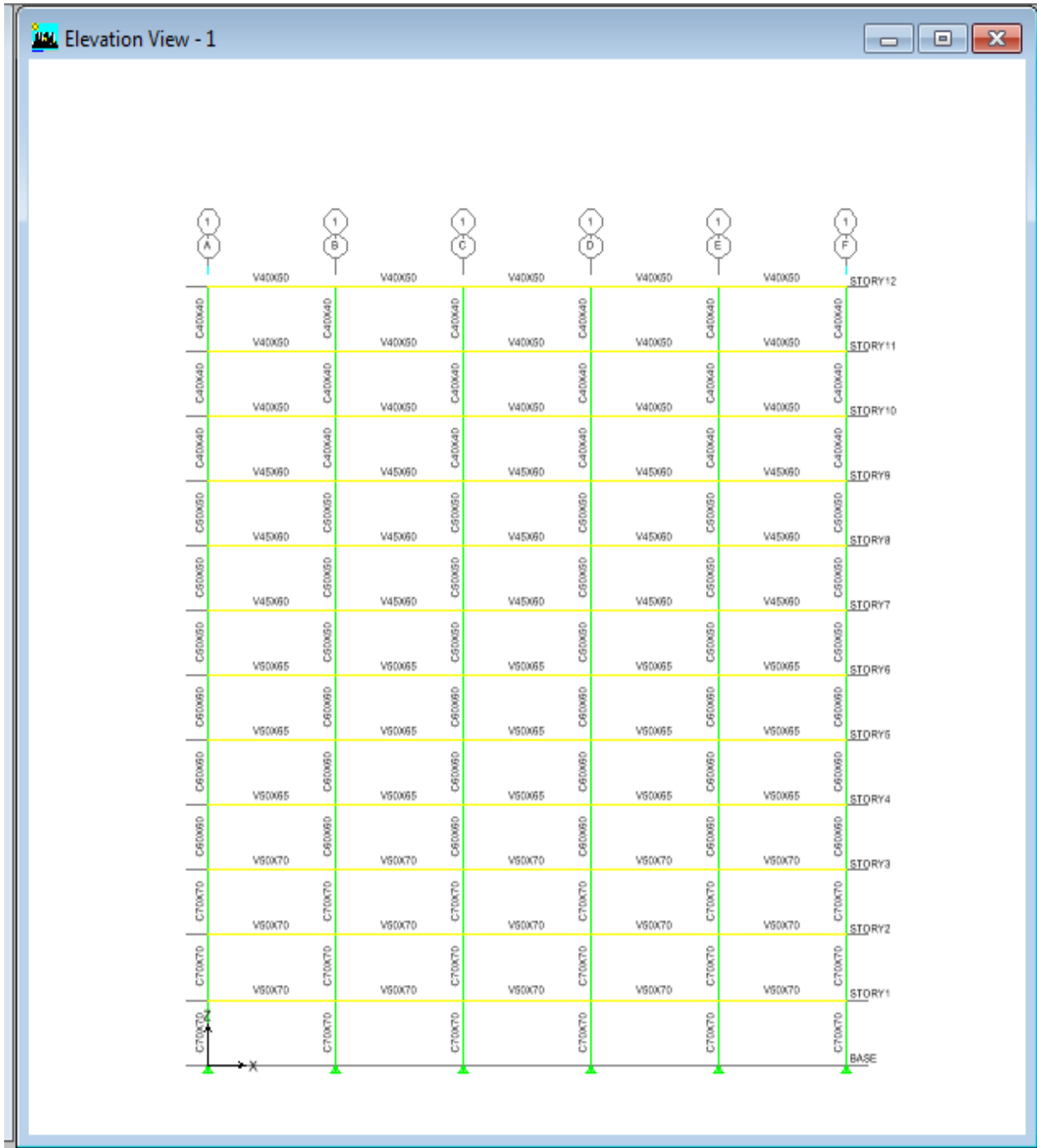


Figura 3- 7 Vigas y Columnas asignadas al pórtico para el análisis en el plano

### 3.2.2. Estados de carga

Las cargas a considerarse en la presente disertación en el modelaje en ETABS serán:

- Peso propio de los elementos (PP)
- Sobrecarga Permanente(PERMAN)
- Carga Viva (VIVA)
- Fuerzas laterales estáticas equivalentes en sentido “X” considerando excentricidad positiva. (SX1)
- Fuerzas laterales estáticas equivalentes en sentido “X” considerando excentricidad negativa. (SX2).
- Fuerzas laterales estáticas equivalentes en sentido “Y” considerando excentricidad positiva. (SY1).
- Fuerzas laterales estáticas equivalentes en sentido “Y” considerando excentricidad negativa. (SY2).

#### 3.2.2.1. Carga Sísmica

Mediante la aplicación de los criterios establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se aplicarán cargas laterales al pórtico.

Incorporaremos el espectro de aceleración que tendrá la estructura, basado en una hoja de Excel creada exclusivamente para la presente disertación.

A continuación procederemos a calcular el corte basal.

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_E} * W$$

Para poder obtener el espectro necesitamos los valores T, Tc, Fa; los mismos que obtendremos de la siguiente tabla de Excel.

$$S_a = \eta Z F_a ; \text{ para } 0 \leq T \leq T_C$$

**Tabla 3- 3** Valores para obtener el espectro de aceleración

PROGRAMA ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES BASADO EN NEC-2011						
				Autor: José Ruales Silvers		
		<b>Ss</b>	<b>S1</b>	<b>Z</b>	<b>ZONA SISMICA</b>	
<b>SELECCIONE UBICACIÓN:</b>	QUITO	1.8	0.4	0.4	V	
		<b>η</b>				
<b>SELECCIONE REGIÓN:</b>	SIERRA	2.48				
		<b>r</b>				
<b>SELECCIONE PERFIL DEL SUELO:</b>	D	1.5				
<b>ZONA</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>	<b>V</b>	<b>VI</b>
<b>Fa</b>	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
<b>VALOR Fa:</b>	<b>1.2</b>					
<b>ZONA</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>	<b>V</b>	<b>VI</b>
<b>Fd</b>	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
<b>VALOR Fd:</b>	<b>1.4</b>					
<b>ZONA</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>	<b>V</b>	<b>VI</b>
<b>Fs</b>	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
<b>VALOR Fs:</b>	<b>1.5</b>					
<b>To:</b>	0.175					
<b>Tc:</b>	0.9625					
<b>VARIACION Sa TRAMO 1:</b>	0.0175					

Necesitamos entonces calcular el valor de T para compararlo con Tc:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

$$T = 0.047 * (3.24 * 12)^{0.9}$$

$$T = 1.27s$$

Ya que  $T > T_c$ ; entonces  $S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2 * \left(\frac{0.9625}{1.27}\right)^{1.5}$$

$$S_a = 0.785$$

Cuyo espectro sería el siguiente:

**Tabla 3- 4** Valores de Sa para espectro

T	Sa		
0.000	0.480	0.805	1.190
0.018	0.551	0.884	1.190
0.035	0.622	0.963	1.190
0.053	0.693	1.232	0.82234535
0.070	0.764	1.501	0.61135761
0.088	0.835	1.770	0.47734692
0.105	0.906	2.039	0.38602456
0.123	0.977	2.308	0.32051344
0.140	1.048	2.578	0.27164143
0.158	1.119	2.847	0.23403947
0.175	1.190	3.116	0.20437732
0.254	1.190	3.385	0.18049119
0.333	1.190	3.654	0.16092055
0.411	1.190	3.923	0.14464759
0.490	1.190	4.193	0.13094364
0.569	1.190	4.462	0.1192747
0.648	1.190	4.731	0.10924147
0.726	1.190	5.000	0.10054003

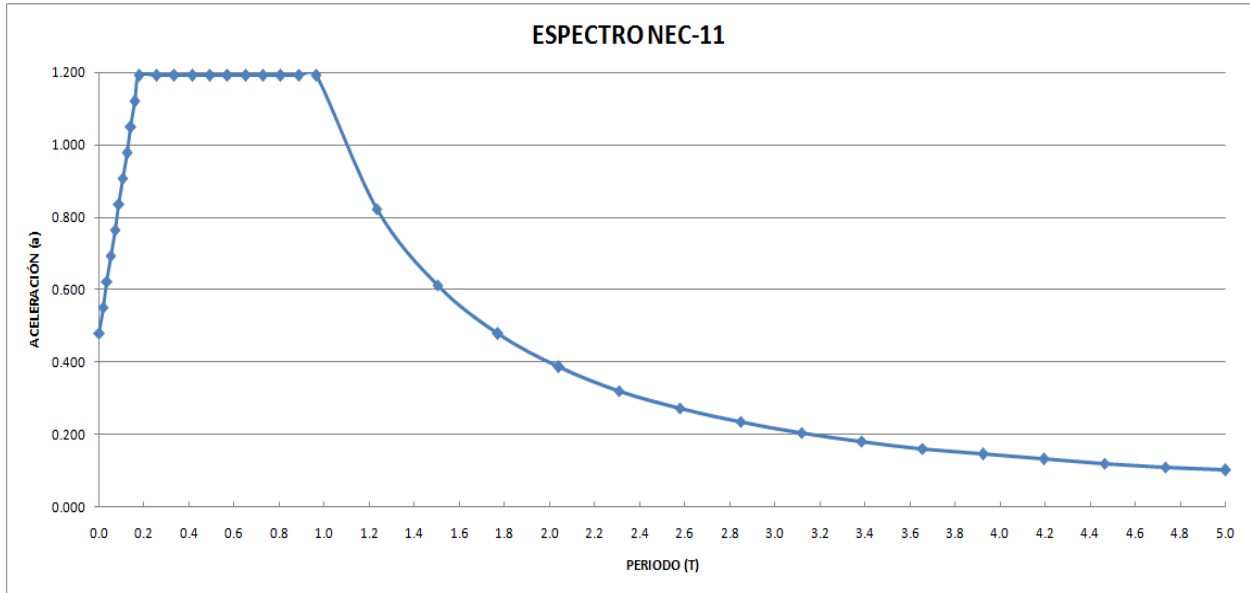


Figura 3- 8 Espectro NEC 11.

Para poder continuar necesitamos obtener el Factor de importancia I, los coeficientes de configuración estructural.

Tabla 3- 5 Valores de coeficientes para el Factor I

I	1.00
$\Phi_p$	1.00
$\Phi_e$	1.00
R	7.00

Entonces tendremos:

$$V = \frac{1 * 0.785}{6 * 1 * 1} * W$$

$$V = 0.131 * W$$

### 3.2.3. Modelación de Cimentaciones

$$COLUMNA = 80 \times 80 \text{ cm}$$

$$\text{CARGAS (t)} \quad P = 500 \text{ t}$$

$$q_a = 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

Se analiza la sección de un plinto tipo para una carga promedio, este procedimiento se repetirá para cada columna de manera de tener una conclusión sobre la opción de cimentar con plintos aislados. Se selecciona un plinto cuadrado puesto que la carga P es concéntrica. El plinto será de Hormigón Armado cuyo  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

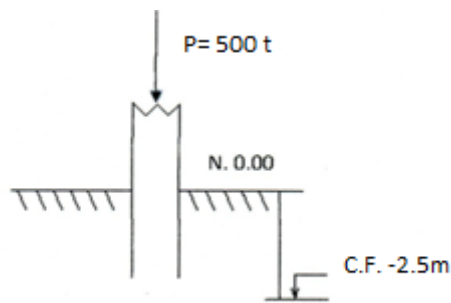


Figura 3-9 Corte Tipo de una Columna

Se asume una altura total H del plinto y se determina la carga total aplicada.

$$P_{TOTAL} = P_{EDIFICIO} + P_{PLINTO} + P_{RELLENO}$$

$$\text{Se asume } H_{PLINTO} = 50 \text{ cm} \rightarrow P_{PLINTO} = B^2 * 0.7 * 2.4 = 1.68 B^2$$

$$H_{RELLENO} = 130 \text{ cm} \rightarrow P_{RELLENO} = B^2 * 1.80 * 1.8 = \frac{3.24 B^2}{4.92 B^2}$$

$$q_o = \frac{P_T}{A} = \frac{500 + 4.92 B^2}{B^2} = 25 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Resolviendo } B = 4.99 \text{ m}$$

$$\text{Se adopta } B = 5.00 \text{ m}$$

Se procede a realizar este procedimiento para todas las columnas con cargas de servicio y verificar que el área necesaria por plintos individuales no sea excesivamente grande, de lo contrario se deberá utilizar una losa de cimentación.

Tabla 3- 6 Cálculo de Areas para plintos aislados

CALCULO AREAS PARA PLINTOS AISLADOS					
Story	Point	Load	FZ(t)	b PLINTO (m)	A PLINTO (m2)
BASE	1	CIMENTACION	374.12	4.1	16.81
BASE	2	CIMENTACION	571.52	5.07	25.7
BASE	3	CIMENTACION	587.56	5.14	26.42
BASE	4	CIMENTACION	571.52	5.07	25.7
BASE	5	CIMENTACION	374.12	4.1	16.81
BASE	6	CIMENTACION	590.10	5.15	26.52
BASE	7	CIMENTACION	936.85	6.49	42.12
BASE	8	CIMENTACION	961.87	6.58	43.3
BASE	9	CIMENTACION	936.85	6.49	42.12
BASE	10	CIMENTACION	590.10	5.15	26.52
BASE	11	CIMENTACION	601.15	5.2	27.04
BASE	12	CIMENTACION	953.09	6.55	42.9
BASE	13	CIMENTACION	979.87	6.64	44.09
BASE	14	CIMENTACION	953.09	6.55	42.9
BASE	15	CIMENTACION	601.15	5.2	27.04
BASE	16	CIMENTACION	601.15	5.2	27.04
BASE	17	CIMENTACION	953.09	6.55	42.9
BASE	18	CIMENTACION	979.87	6.64	44.09
BASE	19	CIMENTACION	953.09	6.55	42.9
BASE	20	CIMENTACION	601.15	5.2	27.04
BASE	21	CIMENTACION	590.10	5.15	26.52
BASE	22	CIMENTACION	936.85	6.49	42.12
BASE	23	CIMENTACION	961.87	6.58	43.3
BASE	24	CIMENTACION	936.85	6.49	42.12
BASE	25	CIMENTACION	590.10	5.15	26.52
BASE	26	CIMENTACION	374.12	4.1	16.81
BASE	27	CIMENTACION	571.52	5.07	25.7
BASE	28	CIMENTACION	587.56	5.14	26.42
BASE	29	CIMENTACION	571.52	5.07	25.7
BASE	30	CIMENTACION	374.12	4.10	16.81

$\Sigma A$  PLINTOS= 951.98

Se observa que el área de cimentación utilizando plintos aislados sería igual al 97% del área en planta del edificio, por lo que necesariamente se deberá cimentar con losa, además de algún método de mejoramiento de suelo cuyo análisis no corresponde a esta

disertación. Para el caso del modelo se deberá restringir la rotación y desplazamiento de la base de las columnas para simular la losa de cimentación.

### 3.3. Obtención de secciones definitivas que cumplan las normas vigentes por medio del programa ETABS.

El programa ETABS procederá a diseñar el respectivo acero de refuerzo tomando las consideraciones sísmicas.

Para esta sección además se comprueba que la edificación cumpla la máxima deriva permitida por el NEC el cual es 0.02.

Para obtener el valor de la deriva inelástica  $\Delta_M$ , aplicamos la ecuación mencionada en el NEC  $\Delta_M = 0.75R\Delta_E$ ;  $\Delta_E$  es proporcionado por el programa ETABS.

$$\Delta_E = 0.00322, \text{ para el mayor valor del sismo en X}$$

$$\Delta_M = 0.75 * 6 * 0.00320$$

$$\Delta_M = 0.0144 < 0.02 \text{ CUMPLE}$$

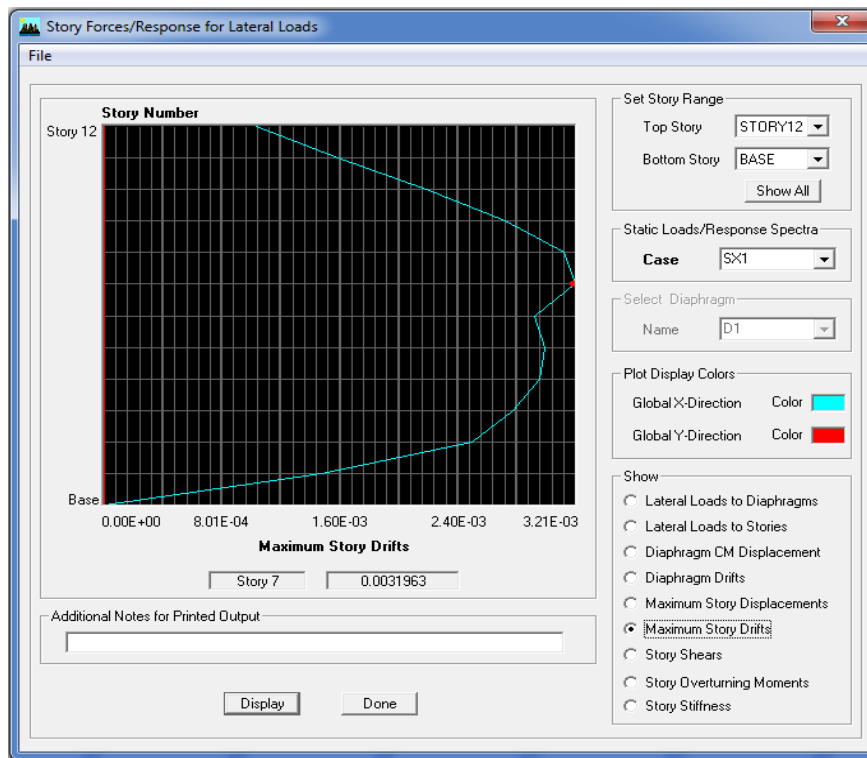


Figura 3- 10 Derivas sismo en "x"

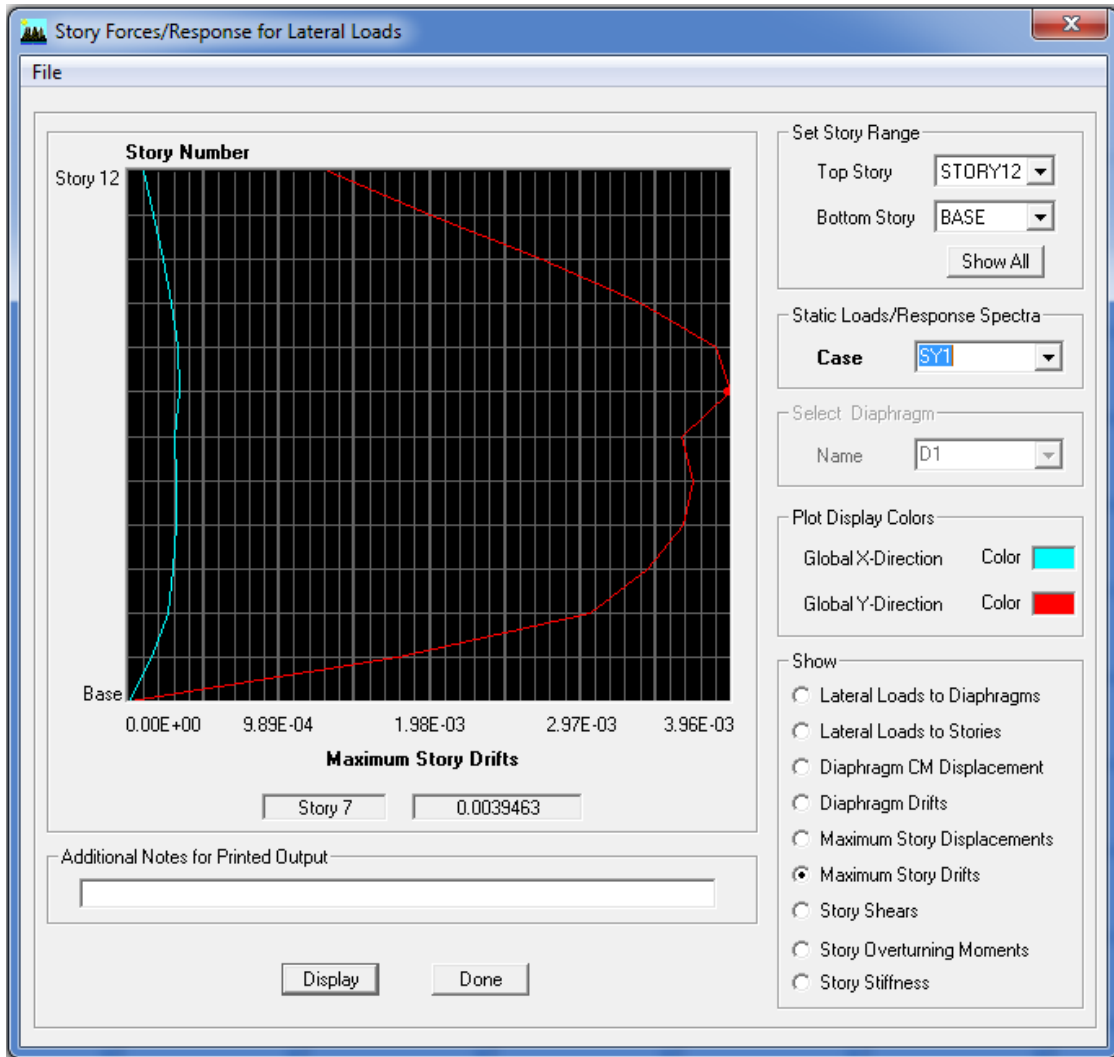


Figura 3- 11 Derivas sismo en "y"

$\Delta_E = 0.00367$  , para el mayor valor del sismo en Y

$$\Delta_M = 0.75 * 6 * 0.00395$$

$$\Delta_M = 0.0178 < 0.02 \text{ CUMPLE}$$

A continuación se presenta las secciones definitivas ingresadas en el programa ETABS, una vez que se ha comprobado que cumplan los requerimientos de derivas, y de unión viga columna.

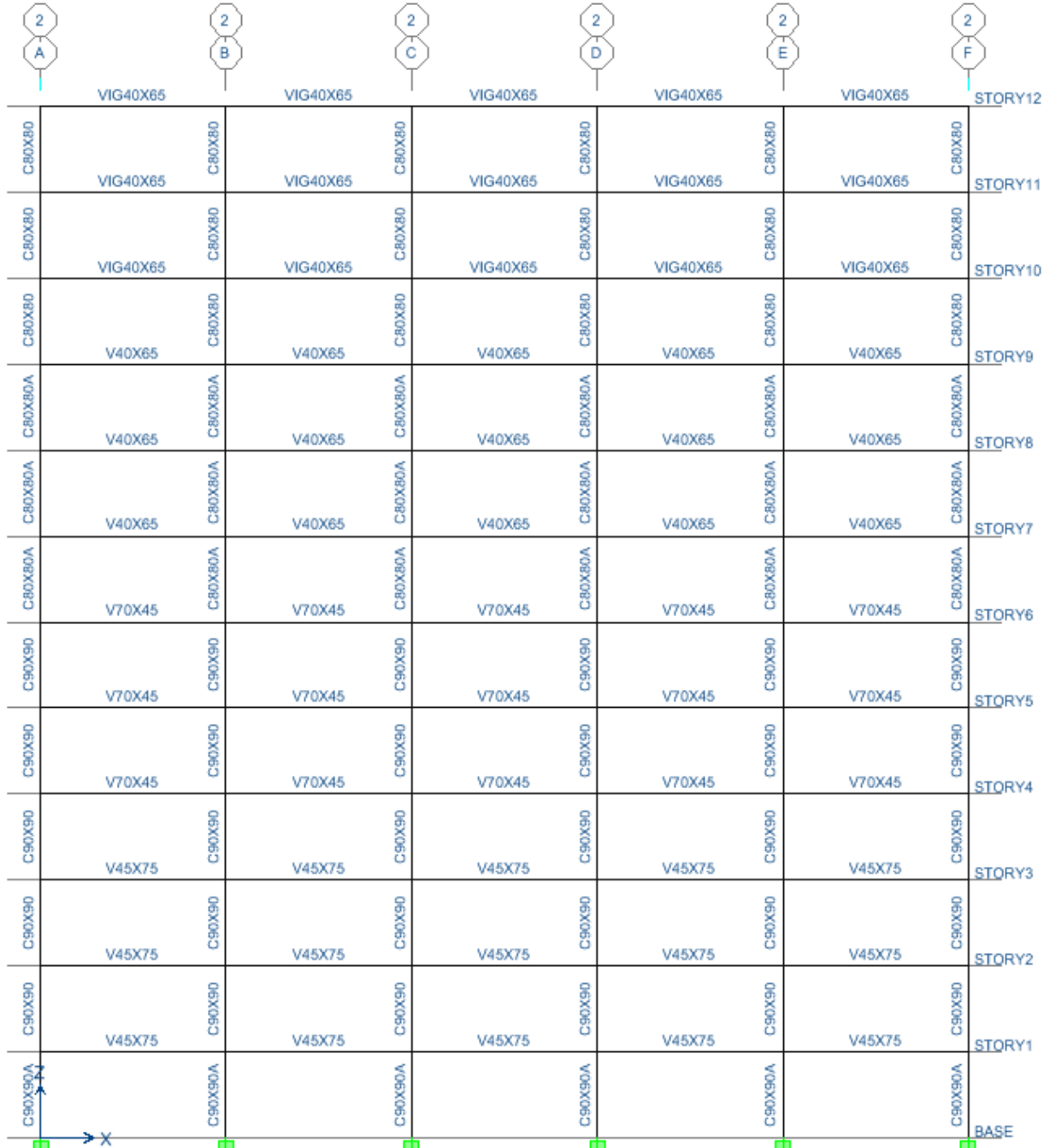


Figura 3- 12 Secciones definitivas Edificio de Hormigón

- Secciones de columnas

- Piso 1

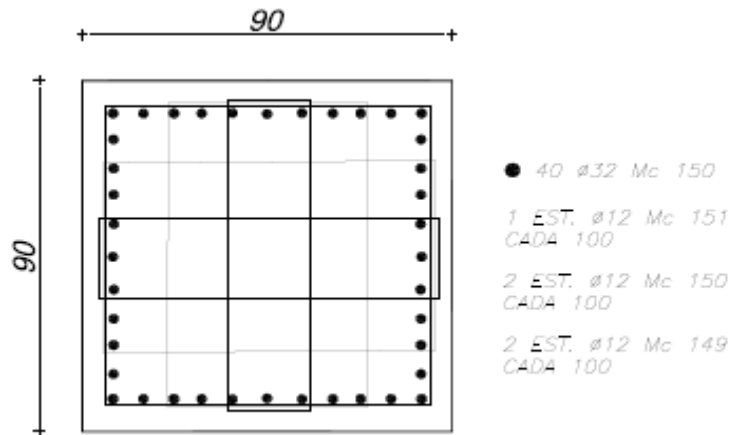


Figura 3- 13 Columna 90x90 piso 1

- Piso 2 al 6

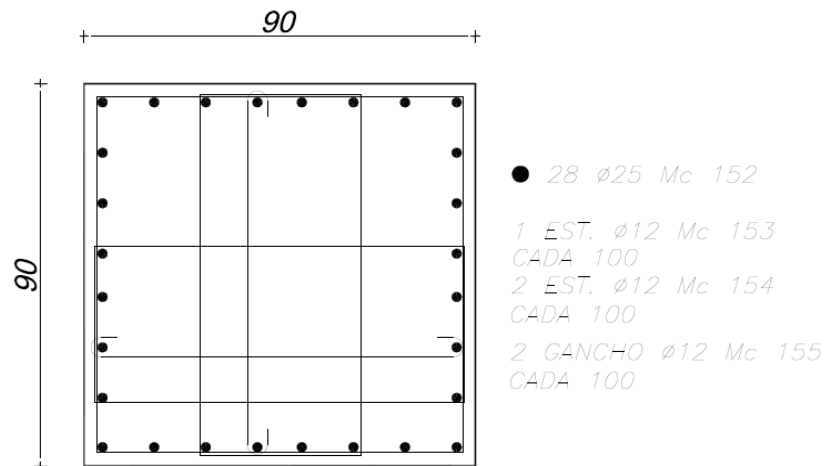


Figura 3- 14 Columna 90x90 Piso 2 al 6

- Piso 7 al 12

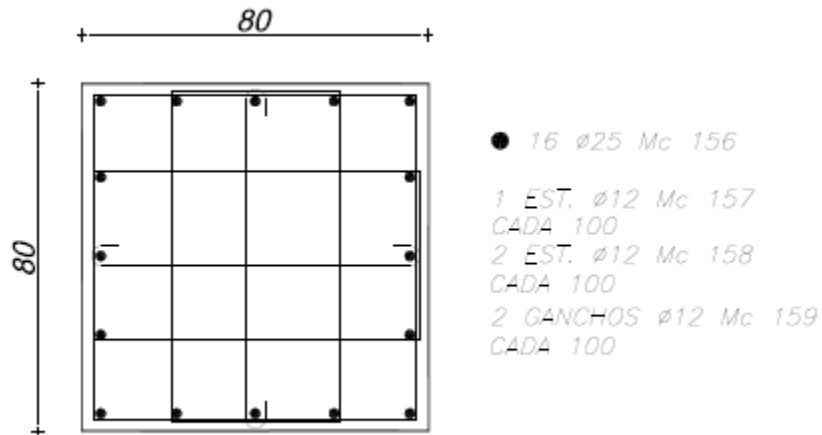


Figura 3- 15 Columna 80x80 piso 7 al 12

- Secciones de vigas principales.

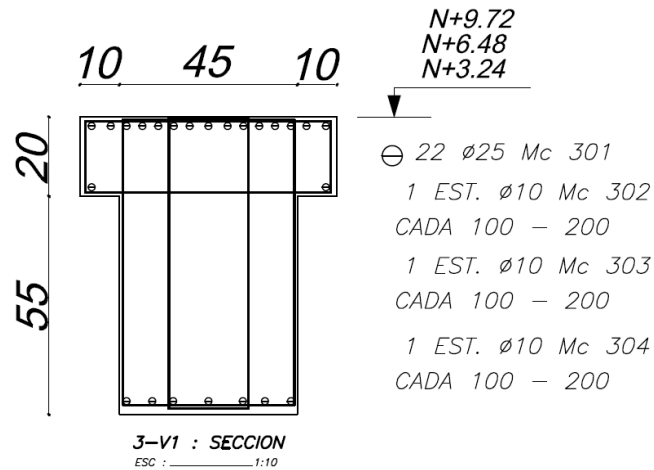


Figura 3- 16 Viga Principal piso 1 al 3

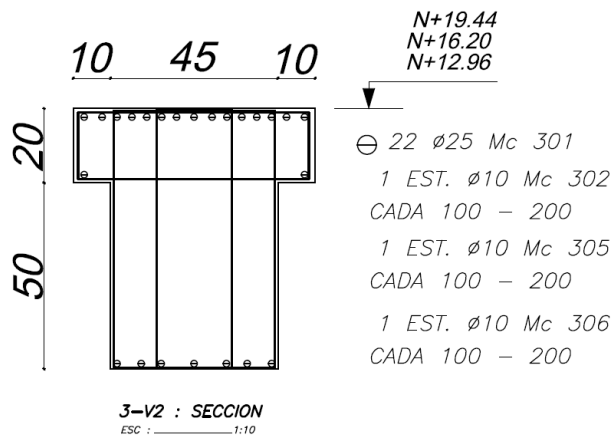


Figura 3- 17 Viga principal piso 4 al 6

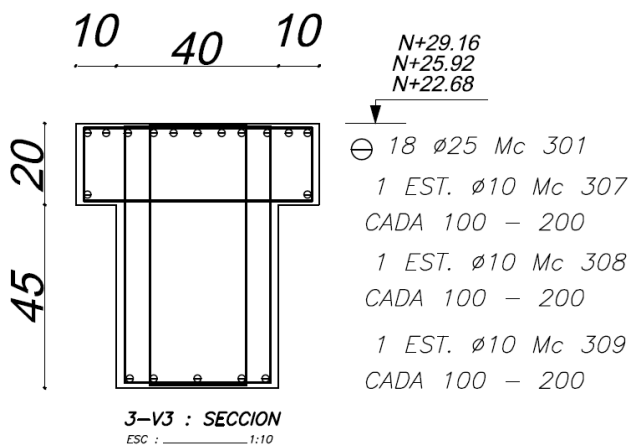
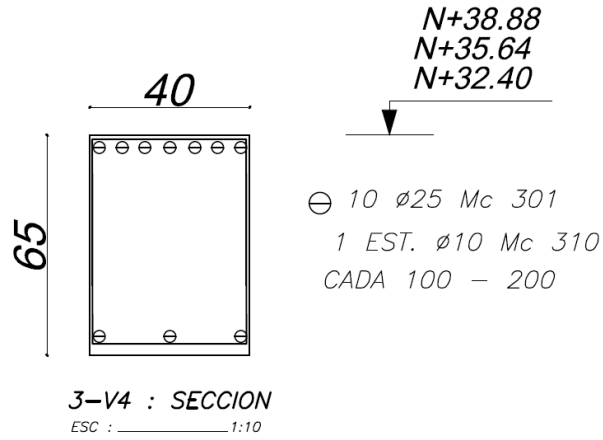
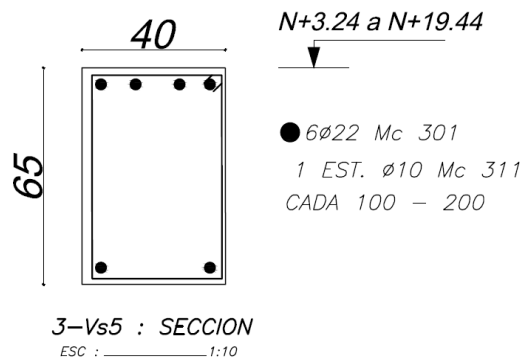


Figura 3- 18 Viga principal piso 7 al 9

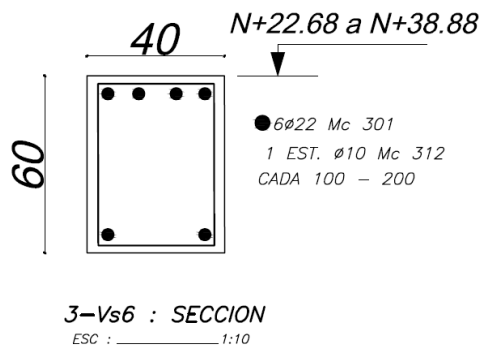


**Figura 3- 19** Viga principal piso 10 al 12

- Secciones de vigas secundarias.



**Figura 3- 20** Vigas secundarias piso 1 al 6



**Figura 3- 21** Viga secundaria piso 7 al 12

### **3.4. Comprobación de la resistencia de las secciones**

A continuación se procederá a analizar los resultados obtenidos con ETABS y se lo comparará con las fórmulas de ACI capítulo 21.

Se chequeará la columna o viga según sea el caso de acuerdo al elemento más cargado por cada grupo de pisos.

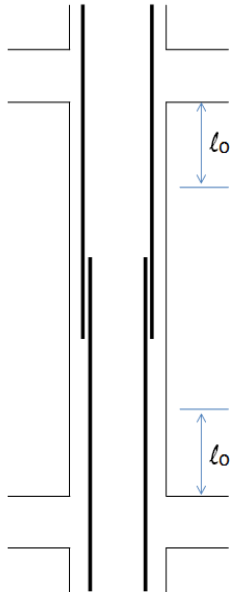
#### **3.4.1. Comprobación a corte de columnas**

Del primer de piso la columna más cargada es la siguiente,

- Mediante un programa en Excel se logra obtener el refuerzo mínimo por corte para las columnas del primer piso.

### DISEÑO DE COLUMNAS ACI CAP 21. SISMORESISTENTE PORT. ESPECIAL

Φ Arm. Long.	32	mm.	Seccion Columna Rect.	C1: 90	$A_g = 8100 \text{ cm}^2$
f'c :	280	kg/cm <sup>2</sup>		C2: 90	$A_{ch} = 6724 \text{ cm}^2$
f <sub>y</sub> :	4200	kg/cm <sup>2</sup>	Altura Libre :	2.54	m.
Φ Estribos:	12	mm.		h <sub>x</sub> :	22.8
			Recubrimiento	4	cm.



**Determinación de  $l_0$**

Mayor entre C1 y C2 = 90.00 cm.  
 $l_n/6 = 42.33 \text{ cm}$   
 = 45.00 cm. }  $l_0 \geq 90.00 \text{ cm}$   
 $l_0 = 90 \text{ cm}$

**S (Espaciamiento en lo)**

$0.25 (c_1 \text{ o } c_2 \text{ el } \leq) = 22.5 \text{ cm}$   
 $6 \times \Phi_{\text{long}} = 19.2 \text{ cm}$   
 $S_0 = 14.07 \text{ cm}$  }  $S_{l_0} \leq 14.0667 \text{ cm}$   
 $S_{l_0} = 10 \text{ cm}$

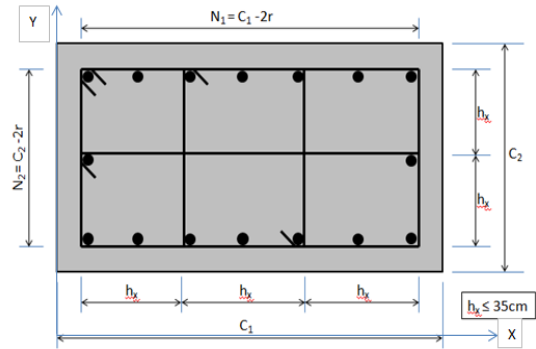
$10 \text{ cm} \leq S_0 = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right) \leq 15 \text{ cm}$   
 $h_x \leq 35 \text{ cm}$

**S (Espaciamiento en traslapes)**

$0.25 (C1 \text{ ó } C2 \text{ el } \leq) = 22.5 \text{ cm}$   
 $6 \times \Phi_{\text{Long}} = 19.2 \text{ cm}$   
 $S_0 = 14.07 \text{ cm}$  }  $S_{l_0} \leq 14.0667 \text{ cm}$   
 $S_{l_0} = 10 \text{ cm}$

$10 \text{ cm} \leq S_0 = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right) \leq 15 \text{ cm}$   
 $h_x \leq 35 \text{ cm}$

**S (Espaciamiento para el resto) :** 15 cm. }  $S_{l_0} \leq 15 \text{ cm}$   
 $6 \times \Phi_{\text{Long}} = 19.2 \text{ cm}$  }  $S_{l_0} = 15 \text{ cm}$



#### DETERMINACIÓN DE REFUERZO TRANSVERSAL EN $l_0$

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3 \frac{S b_c f'_c}{f_y} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ 0.09 \frac{S b_c f'_c}{f_y} \end{cases} \quad \begin{matrix} A_{sh} = N_1 N_2 \\ b_{c1} = N_1 \\ b_{c2} = N_2 \end{matrix}$$

$$A_{shx} \geq \begin{cases} 3.36 \text{ cm}^2 \\ 4.92 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad \begin{matrix} A_{shx} \geq 4.92 \text{ cm}^2 \\ A_{shx(\text{provisto})} = 6.78 \text{ cm}^2 \end{matrix}$$

OK

$$A_{shy} \geq \begin{cases} 3.36 \text{ cm}^2 \\ 4.92 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad \begin{matrix} A_{shy} \geq 4.92 \text{ cm}^2 \\ A_{shy(\text{provisto})} = 6.78 \text{ cm}^2 \end{matrix}$$

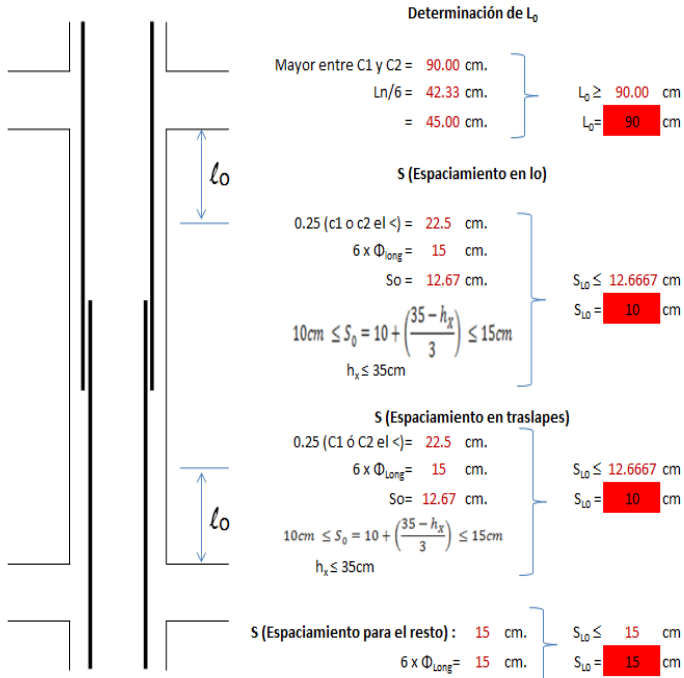
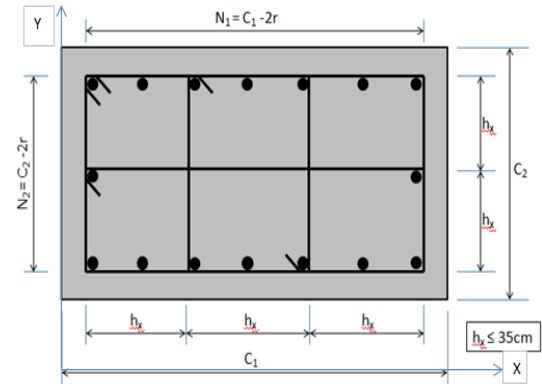
OK

Figura 3- 22 Diseño a Corte Columna piso

- Columnas de segundo a sexto piso

### DISEÑO DE COLUMNAS ACI CAP 21. SISMORESISTENTE PORT. ESPECIAL

Φ Arm. Long.	25	mm.	Seccion Columna Rect.	C1: 90	A <sub>g</sub> = 8100 cm <sup>2</sup>
f'c:	280	kg/cm <sup>2</sup>		C2: 90	A <sub>ch</sub> = 6724 cm <sup>2</sup>
fy:	4200	kg/cm <sup>2</sup>	Altura Libre:	2.54	m.
Φ Estribos:	12	mm.	hx:	27	cm.
			Recubrimiento	4	cm.



#### DETERMINACIÓN DE REFUERZO TRANSVERSAL EN $l_0$

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3 \frac{S b_c f'_c}{f_y} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ 0.09 \frac{S b_c f'_c}{f_y} \end{cases} \begin{matrix} A_{ch} = N_1 N_2 \\ b_{c1} = N_1 \\ b_{c2} = N_2 \end{matrix}$$

$$A_{shx} \geq \begin{cases} 3.36 \text{ cm}^2 \\ 4.92 \text{ cm}^2 \end{cases} \left. \begin{matrix} A_{shx} \geq 4.92 \text{ cm}^2 \\ A_{shx(\text{provisto})} = 5.65 \text{ cm}^2 \end{matrix} \right\}$$

OK

$$A_{shy} \geq \begin{cases} 3.36 \text{ cm}^2 \\ 4.92 \text{ cm}^2 \end{cases} \left. \begin{matrix} A_{shy} \geq 4.92 \text{ cm}^2 \\ A_{shy(\text{provisto})} = 5.65 \text{ cm}^2 \end{matrix} \right\}$$

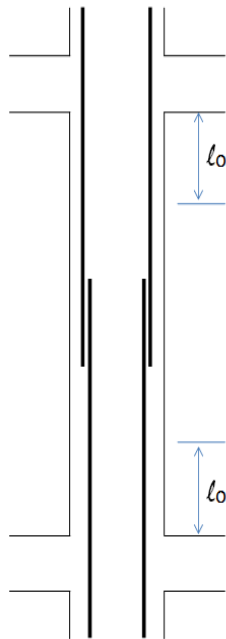
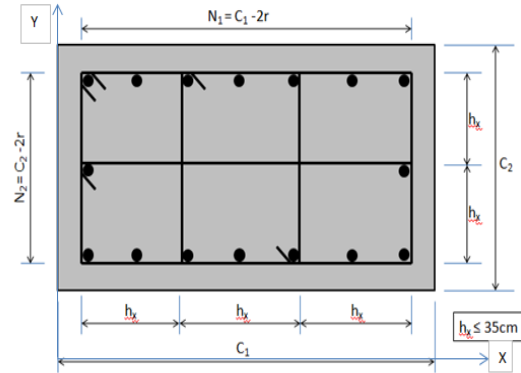
OK

Figura 3- 23 Diseño a Corte Columna piso 2 al 6

- Columnas de séptimo a décimo segundo piso

### DISEÑO DE COLUMNAS ACI CAP 21. SISMORESISTENTE PORT. ESPECIAL

Φ Arm. Long.	25	mm.	Seccion Columna Rect.	C1: 80	$A_g = 6400 \text{ cm}^2$
f'c:	280	kg/cm <sup>2</sup>		C2: 80	$A_{ch} = 5184 \text{ cm}^2$
f <sub>y</sub> :	4200	kg/cm <sup>2</sup>	Altura Libre:	2.54	m.
Φ Estribos:	12	mm.	hx:	21.7	cm.
			Recubrimiento:	4	cm.



#### Determinación de $L_0$

Mayor entre C1 y C2 = 80.00 cm.  
 $L_n/6 = 42.33 \text{ cm}$   
 = 45.00 cm. }  $L_0 \geq 80.00 \text{ cm}$   
 $L_0 = 80 \text{ cm}$

#### S (Espaciamiento en lo)

$0.25 (c1 \text{ o } c2 \text{ el } <) = 20 \text{ cm}$   
 $6 \times \Phi_{long} = 15 \text{ cm}$   
 $S_0 = 14.43 \text{ cm}$  }  $S_{lo} \leq 14.4333 \text{ cm}$   
 $S_{lo} = 10 \text{ cm}$   
 $10 \text{ cm} \leq S_0 = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right) \leq 15 \text{ cm}$   
 $h_x \leq 35 \text{ cm}$

#### S (Espaciamiento en traslapes)

$0.25 (C1 \text{ ó } C2 \text{ el } <) = 20 \text{ cm}$   
 $6 \times \Phi_{long} = 15 \text{ cm}$   
 $S_0 = 14.43 \text{ cm}$  }  $S_{lo} \leq 14.4333 \text{ cm}$   
 $S_{lo} = 10 \text{ cm}$   
 $10 \text{ cm} \leq S_0 = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right) \leq 15 \text{ cm}$   
 $h_x \leq 35 \text{ cm}$

S (Espaciamiento para el resto): 15 cm. }  $S_{lo} \leq 15 \text{ cm}$   
 $6 \times \Phi_{long} = 15 \text{ cm}$  }  $S_{lo} = 15 \text{ cm}$

#### DETERMINACIÓN DE REFUERZO TRANSVERSAL EN $L_0$

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3 \frac{S b_c f'_c}{f_y} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ 0.09 \frac{S b_c f'_c}{f_y} \end{cases} \begin{matrix} A_{ch} = N_1 N_2 \\ b_{c1} = N_1 \\ b_{c2} = N_2 \end{matrix}$$

$A_{shx} \geq \begin{matrix} 3.38 \text{ cm}^2 \\ 4.32 \text{ cm}^2 \end{matrix}$  }  $A_{shx} \geq 4.32 \text{ cm}^2$   
 $A_{shx(\text{provisto})} = 5.65 \text{ cm}^2$

OK

$A_{shy} \geq \begin{matrix} 3.38 \text{ cm}^2 \\ 4.32 \text{ cm}^2 \end{matrix}$  }  $A_{shy} \geq 4.32 \text{ cm}^2$   
 $A_{shy(\text{provisto})} = 5.65 \text{ cm}^2$

OK

Figura 3- 24 Diseño a Corte Columna piso 7 al 12

### 3.4.2. Comprobación de resistencia de columnas

Del programa obtenemos los valores de la carga de diseño para la columna más cargada de los pisos bajos.

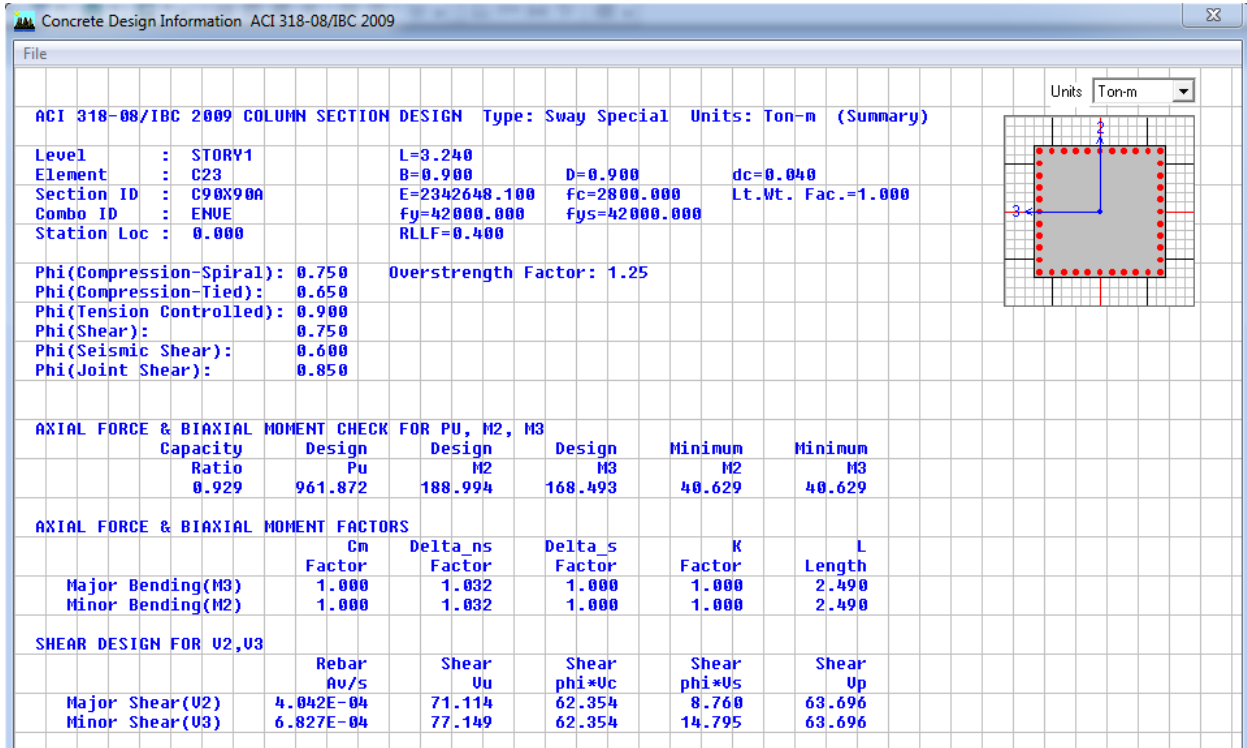


Figura 3- 25 Valores de diseño columnas mas cargada piso 1

Se procede a realizar la comprobación mediante el uso de diagramas de interacción generales dados por la ACI SP-17, para esta comprobación se debe realizar los cálculos en unidades inglesas. Se debe calcular los valores de:

$$R_n = \frac{M_n}{f'_c A_g h}$$

$$P_n = K_n f'_c A_g$$

$$P_o = f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

El valor de  $K_n$  se obtiene del diagrama de acuerdo al valor de  $\gamma$ , los siguientes diagramas se pueden ver en la sección de anexos, el cual se obtiene de la relación entre la distancia entre ejes de varillas longitudinales externas y el valor del ancho de la columna para el sentido en análisis.

Para esta primera columna tenemos

$$M_{uy} = 16369.6 \text{ kip in}$$

$$\rho = 0.0397$$

$$R_{ny} = \frac{16369.6 \text{ kip in}}{4 \text{ ksi} \times 1255.5 \text{ in}^2 \times 35.43 \text{ in}} = 0.092$$

$$\gamma = \frac{(90 - 8 - 1.2 - 3.2) \text{ cm}}{100 \text{ cm}} = 0.776$$

$$K_{ny} = 1.16$$

$$P_{ny} = 1.16 \times 4 \text{ ksi} \times 1255.5 \text{ in}^2 = 5825.52 \text{ kip} = 2647.97 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 14593.62 \text{ kip in}$$

$$R_{nx} = \frac{14593.62 \text{ kip in}}{4 \text{ ksi} \times 1255.5 \text{ in}^2 \times 35.43 \text{ in}} = 0.082$$

$$K_{nx} = 1.19$$

$$P_{nx} = 1.19 \times 4 \text{ ksi} \times 1255.5 \text{ in}^2 = 5976.19 \text{ kip} = 2716.45 \text{ ton}$$

$$P_o = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (8100 \text{ cm}^2 - 321.57 \text{ cm}^2) + 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 321.57 \text{ cm}^2 = 3528.55 \text{ ton}$$

Aplicando el método de la carga recíproca de Bresler tenemos:

$$\phi P_n = 0.9 \left( \frac{1}{2647.97} + \frac{1}{2716.45} - \frac{1}{3528.55} \right)^{-1} = 1946.48 \text{ ton} > 961.87 \text{ ton O.K}$$

Se aplica el mismo procedimiento para las columnas más cargadas de los pisos superiores cuyas condiciones de carga se presentan a continuación.

**Tabla 3- 7** Comprobación resistencia columnas mas cargadas

PISOS	b (cm)	h (cm)	Ast(cm2)	ρ dado	γ	Mux (t m)	Muy (t m)	Pnx (t)	Pny (t)	Po	φPn	Pu
2 al 6	90	90	139.97	0.017	0.87	131.95	117.67	2237.1	2282.7	2816.68	1697.93	875.95
7 al 12	80	80	96.48	0.015	0.85	80.45	72.71	1587.2	1659.4	2170.20	1165.96	288.94

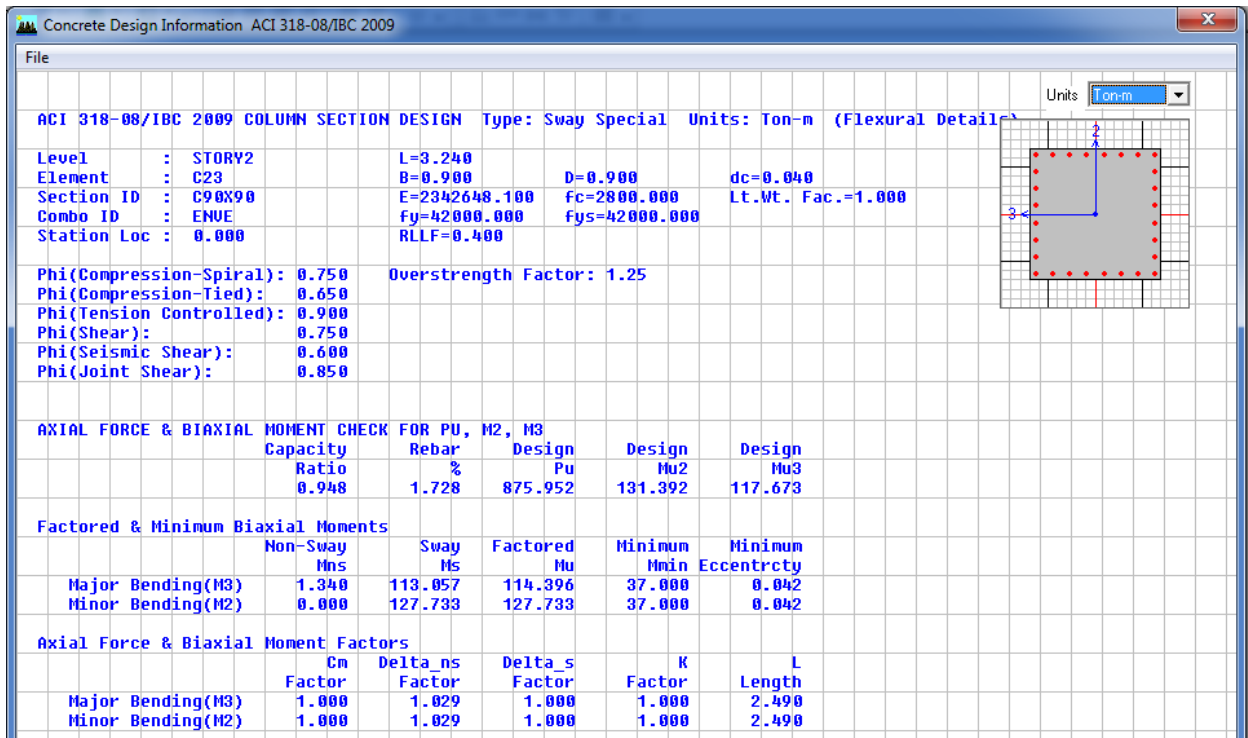


Figura 3- 26 Columna mas cargadas segundo tramo (piso 2 al 6)

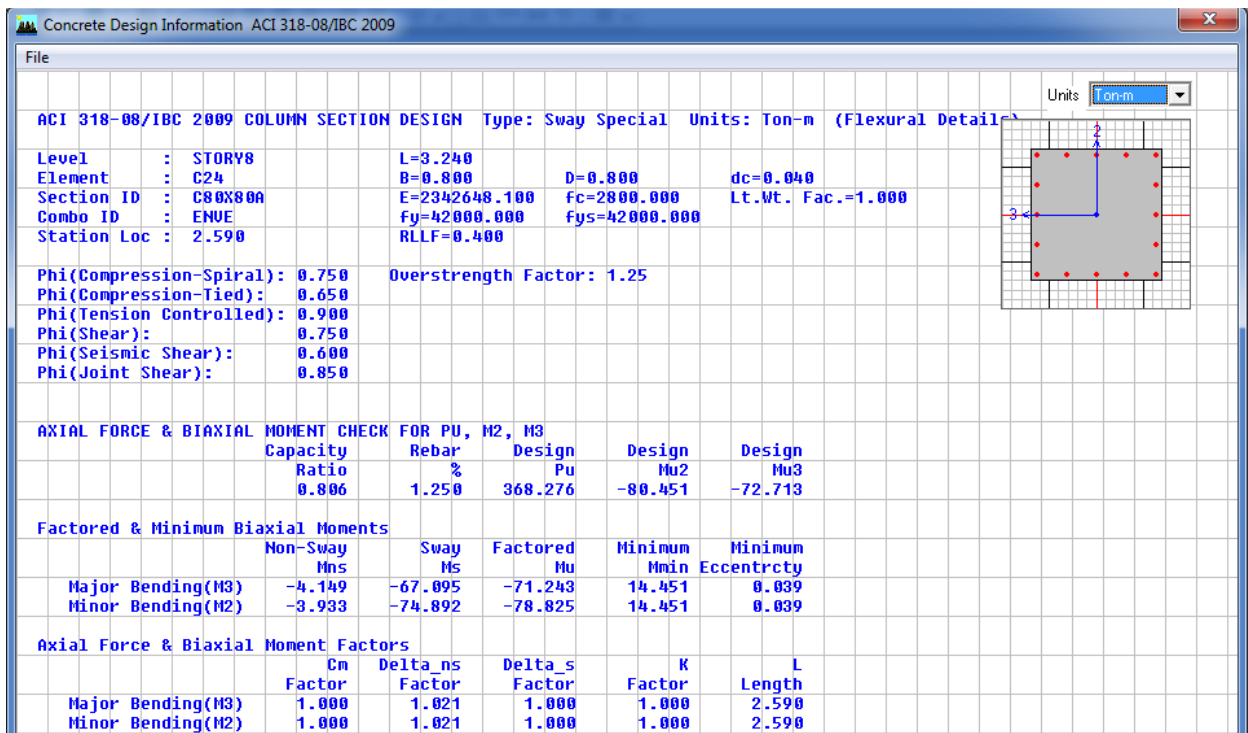


Figura 3- 27 Columna más cargadas tercer tramo (piso 7 al 12)

### 3.4.3. Comprobación de Vigas

Se seguirá el mismo procedimiento aplicado a las columnas.

#### 3.4.3.1. Vigas Principales

Las vigas más cargadas en este caso son las perimetrales, del primer grupo de vigas es la siguiente.

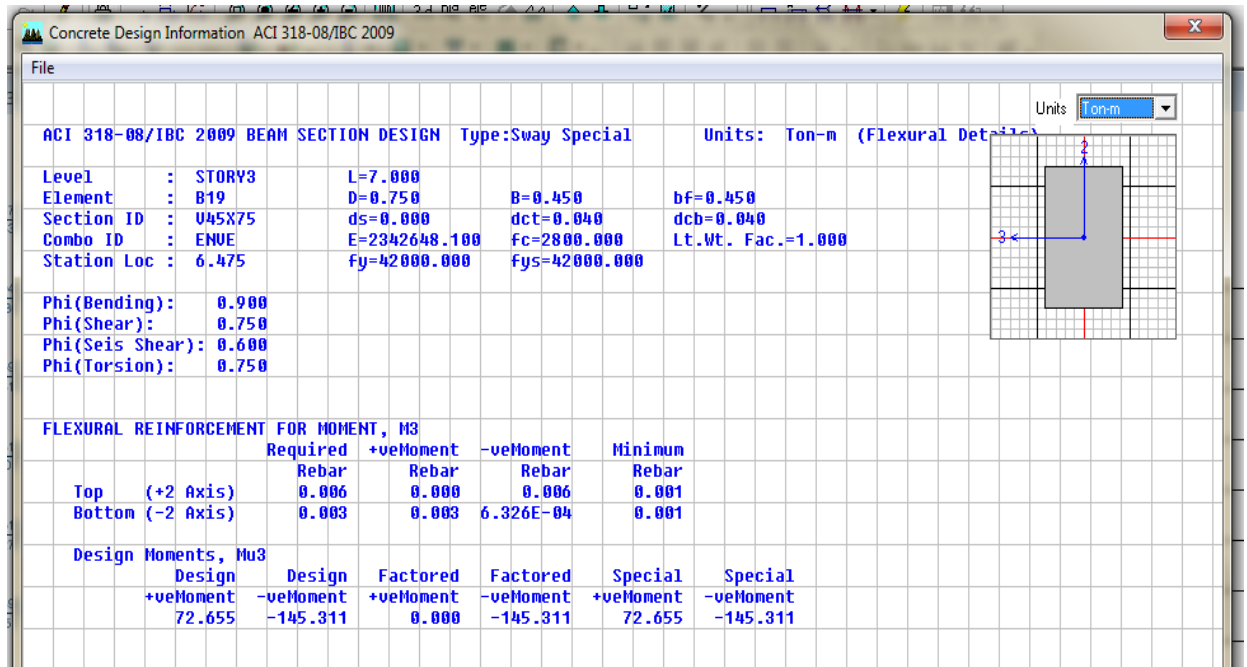


Figura 3- 28 Viga más cargada primer tramo (piso 1 al 3)

$$Mu=145.31 \text{ t-m}$$

$$As= 63.67 \text{ cm}^2$$

Para la comprobación se utilizará la fórmula:

$$As = 0.85 \frac{f_c}{f_y} * b * d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36Mu}{0.9 * b * d^2 * f'c}} \right]$$

$$As = 0.85 \frac{280}{4200} * 45 * 75 * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * 145.31 \times 10^5}{0.9 * 45 * 75^2 * 280}} \right]$$

$$A_s = 61.20 \text{ cm}^2$$

Se puede observar que ambas áreas de refuerzo longitudinal son parecidas por lo que se comprueba que el cálculo obtenido en ETABS está correcto.

Para el cálculo de  $A_{s_{\min}}$  el capítulo 21 de ACI menciona que para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que la dada por la ecuación  $14b_w d / f_y$ .

En este caso se obtendrá: 
$$A_{s_{\min}} = \frac{14 * 45 * 75}{4200} = 11.25 \text{ cm}^2$$

Siguiendo la misma metodología se obtienen los siguientes resultados.

**Tabla 3- 8** Comprobación secciones de vigas mas cargadas

PISO	SECCION		Mu (t-m)	Comprobación		ETABS		CUMPLE
	b	d		As (cm2)	As min (cm2)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm2)	
4 al 6	45	70	132.24	60.32	10.50	62.01	9.94	SI
7 al 9	40	65	105.02	52.07	8.67	53.16	8.16	SI
10 al 12	40	65	61.91	27.92	8.67	30.13	8.16	SI

Los datos obtenidos en el ETABS son los siguientes:

- Piso 4 al 6

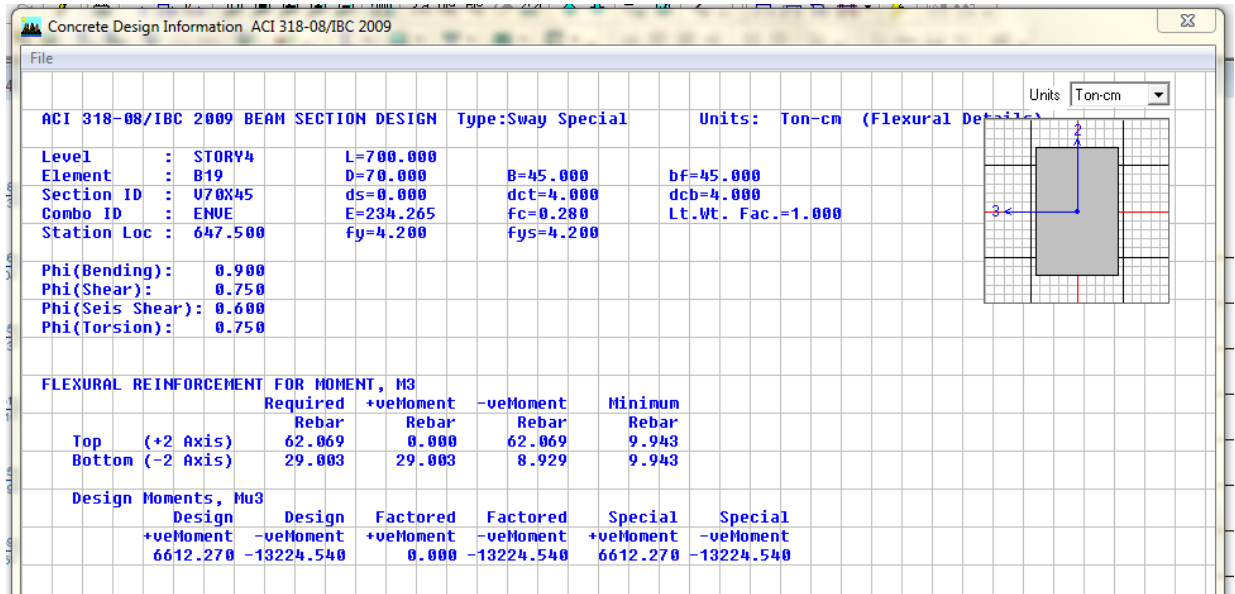


Figura 3- 29 Viga más cargada segundo tramo (piso 4 al 6)

- Piso 7 al 9

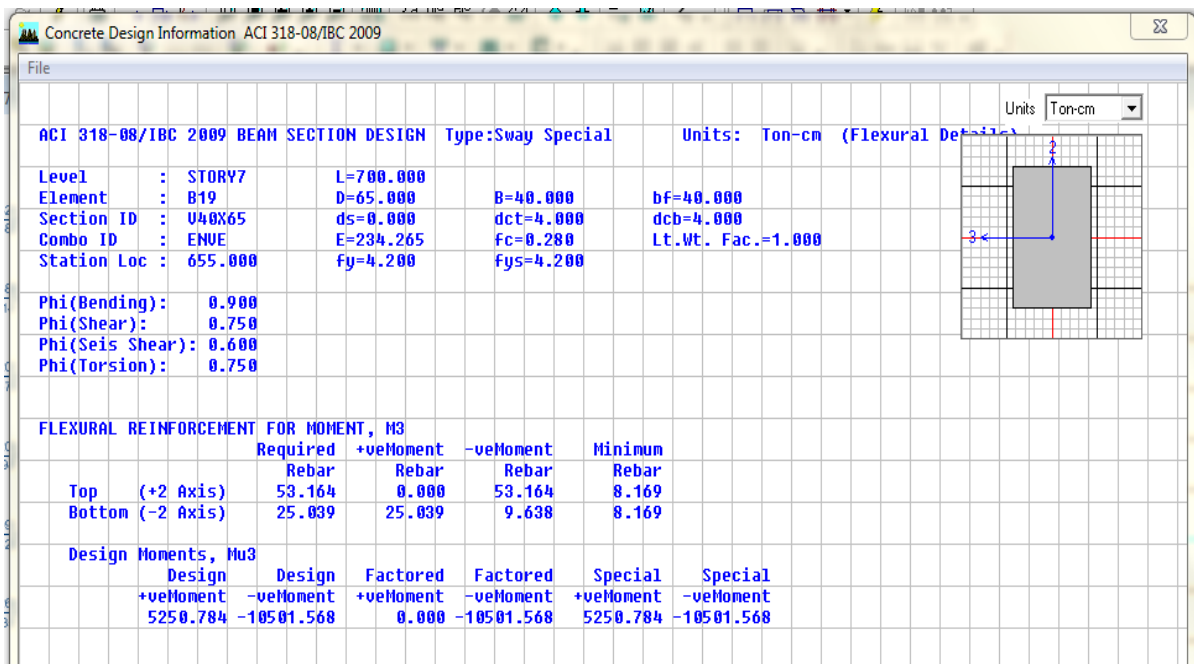


Figura 3- 30 Viga más cargada tercer tramo (piso 7 al 9)

- Piso 10 al 12

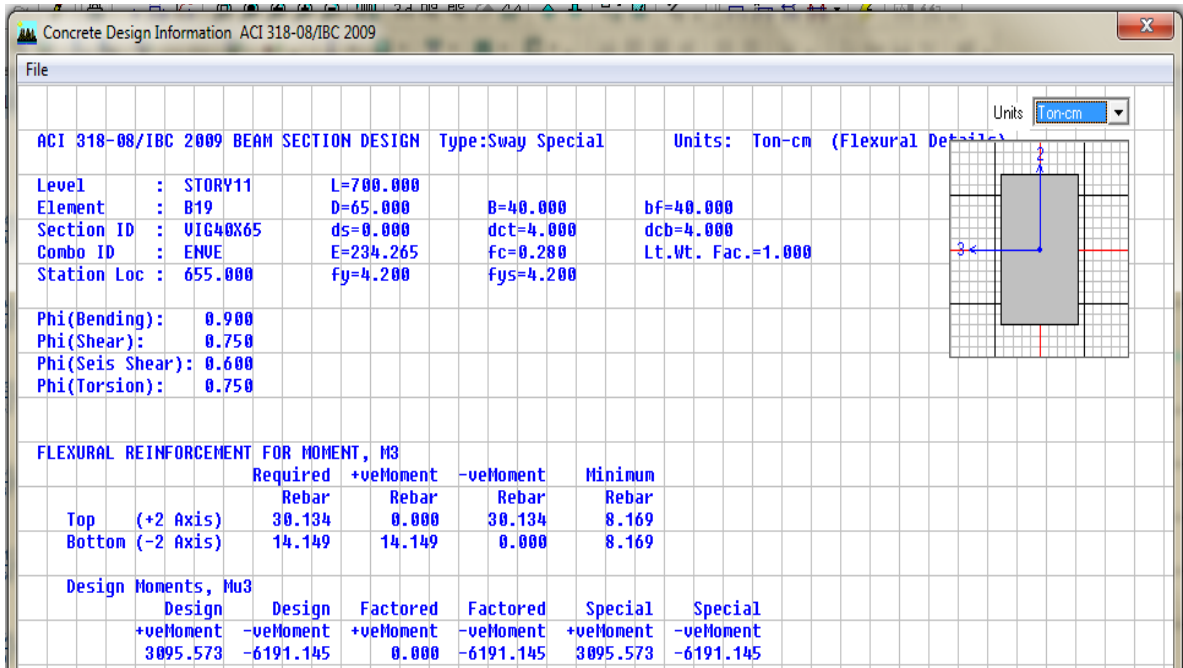


Figura 3- 31 Viga más cargada cuarto tramo (piso 10 al 12)

### 3.4.3.2. Vigas Secundarias

Tabla 3- 9 Comprobación secciones de vigas secundarias mas cargadas

PISO	SECCION		Mu (t-m)	Comprobación		ETABS		CUMPLE
	b	d		As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	
DEL 1 AL 6	40	65	26.7	11.34	8.67	12.11	8.16	SI
DEL 7 AL 12	40	60	22.52	10.35	8.00	11.13	7.5	SI

- Piso 1 al 6

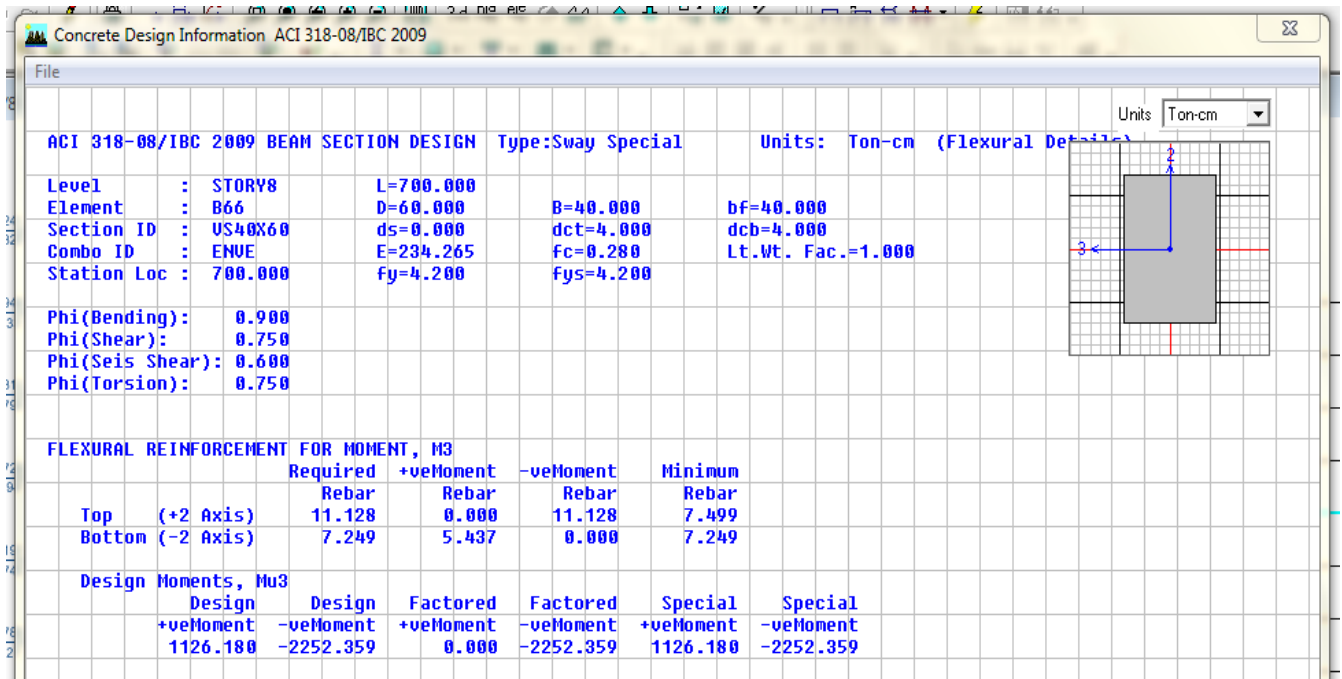


Figura 3- 32 Viga secundaria más cargada primer tramo (piso 1 al 6)

- Piso 7 al 12

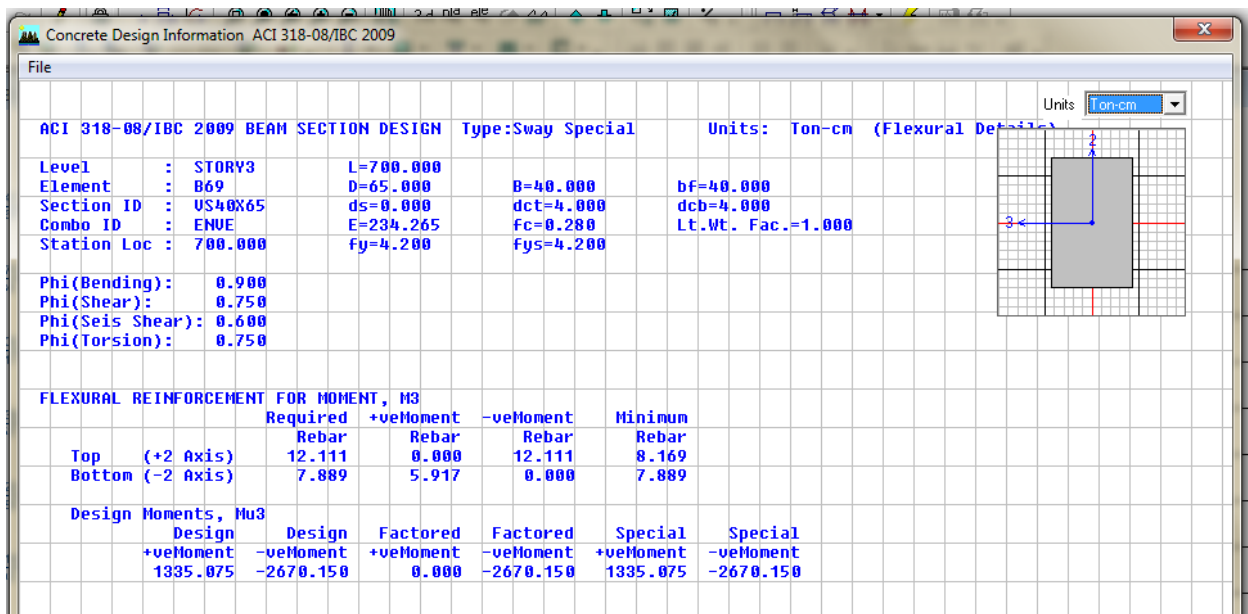


Figura 3- 33 Viga secundaria más cargada segundo tramo (piso 7 al 12)

## CAPÍTULO 4: DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO EN ACERO ESTRUCTURAL.

### 4.1 Predimensionamiento de elementos.

Esta sección considera el prediseño de todos los elementos estructurales del edificio de acero estructural.

#### 4.1.1 Predimensionamiento de la losa tipo deck.

Para el análisis de la placa colaborante se toman las tablas de placas disponibles en el mercado nacional como referencia. En la siguiente tabla se puede observar un extracto de las especificaciones de la placa colaborante incluyendo los valores de carga viva que las placas pueden soportar.

Tabla 4- 1 Predimensionamiento de Losa

ESPESOR DE LOSA			CUBICACIÓN Y PESO PROPIO			ESPESOR DEL DECK
ALTURA TOTAL DE LA LOSA	ALTURA DE HORMIGON SOBRE LA CRESTA	VOLUMEN DE HORMIGON	HORMIGON	PESO DEL DECK	PESO TOTAL	
cm.	cm.	m3/m2	Kg/m2	Kg/m2	Kg/m2	mm.
10	4.8	0.07	168	6.09	174.09	0.65
12	6.8	0.09	216	6.09	222.09	0.65

**Tabla 4- 2** Propiedades de losa tipo Deck

CARGAS QUE PUEDE SOPORTAR EN T/m <sup>2</sup>		
ESPELOR DE LOSA (0.10m)		
DISTANCIA ENTRE VIGAS Lo (m)	ESPELOR DEL DECK(mm.)	
m.	0.650	0.750
1.5	2.000	2.000
1.8	1.513	1.677

Analizando las características de geometría del edificio se observa que lo más conveniente al momento de colocar las vigas secundarias es colocarlas con un espaciamiento igual a:

$7m / 4 = 1.75$  m. por lo cual se colocará en cada vano, el cual tiene una longitud entre ejes de 7 metros, tres vigas secundarias separadas entre sí una distancia igual a 1.75 m. Como se puede observar la placa con 10 cm de altura total y un espesor de placa de 0.65 mm supera ampliamente los valores de carga viva de  $200 \text{ kg/m}^2$  que especifica la norma NEC-2011 para residencias.

#### 4.1.1.1 Determinación de cargas sobre la losa.

Es de suma importancia tener en cuenta todas las cargas que van a actuar sobre la losa y que se transmitirán a los demás elementos de la estructura. De esta manera se tiene:

- Carga muerta de la losa

De los datos presentados por la tabla 4.1 se pueden obtener los valores de las cargas muertas distribuidas sobre la losa:

Peso de la placa  $e = 0.65\text{mm}$ .  $= 6.09 \text{ kg/m}^2$ .

Peso de Hormigón simple  $= 0.07 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3$   $= 168 \text{ kg/m}^2$ .

**Peso propio total**  **$= 174.09 \text{ kg/m}^2$ .**

- Peso propio de la losa

Se toman en cuenta los siguientes valores de peso propio:

$$\begin{aligned} \text{Enlucido y masillado} &= 1 \text{ m}^2 \times 0.02\text{m} \times 2200 \text{ kg/m}^3 &&= 44 \text{ kg/m}^2. \\ \text{Recubrimiento de piso} &= 1 \text{ m}^2 \times 0.02\text{m} \times 2200 \text{ kg/m}^3 &&= 44 \text{ kg/m}^2. \\ \text{Peso de mampostería} &&&= 250 \text{ kg/m}^2. \\ \text{Peso propio (carga permanente) total} &&&= \mathbf{338 \text{ kg/m}^2}. \end{aligned}$$

- Carga viva de la losa

Para el valor de carga viva se tomará lo establecido en el código NEC 2011 para residencias la cual indica un valor de:

$$\text{Carga viva total} = \mathbf{200 \text{ kg/m}^2}.$$

#### 4.1.2 Predimensionamiento de vigas secundarias

Para el prediseño de las vigas secundarias y para la modelación posterior se asume que la conexión entre las vigas secundarias y vigas principales es simplemente apoyada, condición que se debe mantener del diseño a la construcción de ser el caso para evitar cualquier tipo de fallas y problemas por no mantener las condiciones de diseño.

Al asumir un modelo simplemente apoyado de viga se tiene que definir las cargas vivas y muertas que actúan sobre el ancho cooperante de la viga secundaria, en este caso el ancho cooperante para todas las vigas es de 1.75 metros y los valores de carga viva y muerta son los siguientes:

$$\begin{aligned} \text{Carga muerta total} &= 174.09 \text{ kg/m}^2 + 338 \text{ kg/m}^2 &&= \mathbf{512.09 \text{ kg/m}^2} \\ \text{Carga viva total} &&&= \mathbf{200 \text{ kg/m}^2}. \end{aligned}$$

Se toma la siguiente combinación de carga del método LRFD para obtener la carga mayorada por cada metro cuadrado de losa, por efectos de prediseño se ignora el valor de peso propio de la viga secundaria.

$$U = 1.2 D + 1.6 L$$

$$U = 1.2 \left( 512.09 \frac{kg}{m^2} \right) + 1.6 \left( 200 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$U = 934,51 \frac{kg}{m^2}$$

Al multiplicar por el ancho cooperante se obtiene la carga uniformemente distribuida que actúa sobre la viga secundaria.

$$U = 934.51 \frac{kg}{m^2} \times 1.75 m = 1.64 \frac{t}{m}$$

Con estos datos se puede obtener el valor del momento máximo positivo para la viga secundaria tipo, la cual estará cargada con 1.64 t/m en su longitud de 7 m. Se procede a calcular el momento máximo y la reacción en cada apoyo la cual pasará a ser una fuerza actuante sobre la viga principal:

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

$$M_u = \frac{1.64 \frac{t}{m} (7m)^2}{8} = 10.05 tm$$

$$R_{1u} = \frac{1.64 \frac{t}{m} (7m)}{2} = 5.74 t$$

Ahora se procede a calcular el módulo plástico requerido de la sección,  $Z_{x_{req}}$ :

$$Z_{x_{req}} = \frac{M_u}{\phi_b f_y}$$

$$Z_{x_{req}} = \frac{10.05tm \times 10^5}{0.9 \times 2534 \text{ kg/cm}^2} = 440.67 \text{ cm}^3$$

Por motivos de predimensionamiento se toman los valores de las tablas AISC-05 para elementos laminados en caliente, al obtener una sección que se acerque a los valores requeridos se toman valores aproximados de una sección I formada por elementos soldados que es lo se encuentra disponible en el mercado nacional. Para ello se transforma el valor de  $Z_{x_{req}}$  a unidades de medida inglesa.

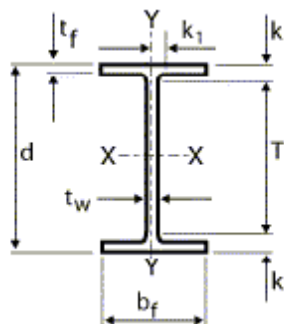
$$Z_{x_{req}} = 440.67 \text{ cm}^3 = 26.89 \text{ inch}^3$$

Se presenta un extracto de la tabla con los valores que se acercan a los que requeridos para la viga secundaria.

**Tabla 4- 3** Propiedades sección tipo W norma AISC-05.

SECCIÓN	bf/(2*tf)	h/tw	Ix in4	Sx in3	rx in	Zx in3	Iy in4	Sy in3	ry in	Zy in3	rts in	ho in	J in4	Cw in6
W12X30	7,41	41,8	238	38,6	5,21	43,1	20,3	6,24	1,52	9,56	1,77	11,9	0,457	720
W12X26	8,54	47,2	204	33,4	5,17	37,2	17,3	5,34	1,51	8,17	1,75	11,8	0,3	607
W12X22	4,74	41,8	156	25,4	4,91	29,3	4,66	2,31	0,848	3,66	1,04	11,9	0,293	164

Se puede observar ver que la sección W 12x22 es la que más se aproxima a los valores requeridos para la viga secundaria y tiene las siguientes dimensiones:



- A = 41,81 cm<sup>2</sup>
- d = 31,24 cm.
- tw = 0,66 cm.
- bf = 10,24 cm.
- tf = 1,08 cm.

**Figura 4- 1** Sección W acero laminado.

Por lo tanto se elige la siguiente sección tipo I, la cual tiene las características que se presentan en la figura, para ser fabricada con acero estructural soldado.

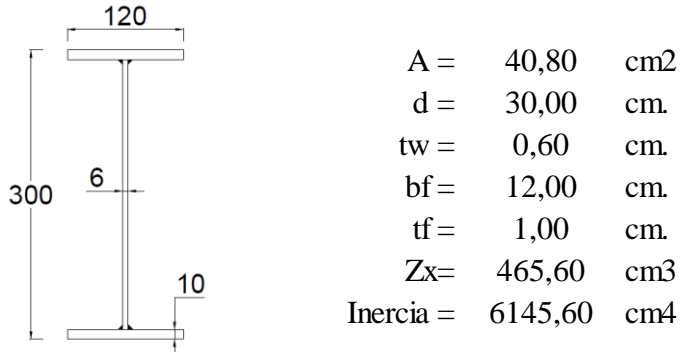


Figura 4- 2 Sección 1 acero soldado viga secundaria

#### 4.1.2 Predimensionamiento de vigas principales.

Las vigas principales de la estructura también son perfiles tipo I construidos con acero estructural soldado. Sobre estas vigas actúan las fuerzas puntuales transmitidas por las vigas secundarias. Para motivos del prediseño se toman estos valores de las reacciones y se modela la viga como si fuera simplemente apoyada con el objetivo de obtener un mayor momento sobre la viga. Hay que resaltar que este proceso es simplemente una simplificación la cual brinda un valor aproximado por el lado de la seguridad, ya que en realidad las vigas principales presentan un modelo en el que están empotradas en el nudo por lo que se generan también momentos negativos en los nudos, los cuales varían dependiendo del diseño de la conexión. Para la presente disertación el momento máximo que se podría presentar en la viga se modela con un modelo simplemente apoyado. Cabe mencionar que en el modelo real, las vigas principales a parte de recibir las reacciones de las vigas secundarias, absorben también una parte de la carga sobre la losa.

De esta manera se obtiene el valor de momento máximo en la viga principal debido a carga viva y muerta con el producto entre las reacciones generadas por las vigas secundarias y la distancia hasta dicha reacción desde el eje que en todos los casos será de 1.75m.

$$M_{CVERT} = 11.48 \text{ t} \times 1.75 \text{ m} = 20.09 \text{ tm}$$

Con este momento calculado se procede a obtener el valor del módulo plástico requerido de la sección. Una vez que se obtiene la primera sección se procede a determinar secciones para los pisos superiores, se toman grupos de tres pisos para cada sección de viga principal, la primera sección para las pisos bajos, piso 1 al 3, se aprovecha el factor de seguridad producto de modelar la viga como simplemente apoyada para compensar el valor del momento inducido por las fuerzas sísmicas el cual es mayor en los pisos bajos, a partir de esta premisa se toman secciones menores para cada grupo de pisos siguientes procurando que la variación en resistencia a la flexión disminuya un promedio de 15% entre cada grupo de pisos, se obtiene este criterio tomando en cuenta la siguiente tabla la cual toma valores de factor de mayoramiento para la carga sísmica dependiendo de la ubicación de los pisos en altura.

$$Zx_{req} = \frac{M_u}{\phi_b f_y}$$

$$Zx_{req} = \frac{20,09tm \times 10^5}{0.9 \times 2534 \text{ kg/cm}^2} = 876.04 \text{ cm}^3$$

**Tabla 4- 4** Factor momento por sismo (Guerra, 2010).

<b>NIVEL</b>	<b>f</b>
Pisos Bajos	1.2 - 1.6
Pisos Intermedios	0.8 - 1.1
Pisos Altos	0.4 -0.7

De esta tabla se toman los valores extremos de 0.4 y 1.6 y la diferencia se divide para 3 de manera que se obtienen cuatro valores, uno para cada grupo de pisos. De estos valores se obtiene el valor de 15% que disminuye el valor requerido de Zx entre cada grupo de pisos, procurando obtener secciones compactas se presentan las siguientes vigas.

Tabla 4- 5 Propiedades vigas principales de prediseño.

PROPIEDADES VIGAS PRINCIPALES						
PISOS	Area cm <sup>2</sup>	d cm.	tw cm.	bf cm.	tf cm.	Zx cm <sup>3</sup>
1 AL 3	57.84	50.00	0.60	18.00	0.80	1059.86
4 AL 6	54.84	45.00	0.60	18.00	0.80	919.01
7 AL 9	51.64	45.00	0.60	16.00	0.80	848.29
10 AL 12	40.96	40.00	0.40	16.00	0.80	649.22

#### 4.1.3 Predimensionamiento de columnas.

Para esta disertación se optará por tomar una metodología de prediseño relativamente sencilla ya que el diseño final con el programa ETABS requiere de un proceso iterativo, y realizar un proceso igual en el prediseño resultaría redundante e innecesario. Se tomará el método propuesto por el manual de construcción en acero de la AISC, capítulo 4, en el cual se encuentra el valor de fuerza crítica de compresión de la columna de acuerdo al valor de  $Kl / r$  (relación de esbeltez) de la columna. Se tomará un valor de carga axial equivalente el cual se mayorará para tomar en cuenta los efectos producidos por fuerzas sísmicas. Se toman los valores de cargas vivas y muertas calculados para el prediseño de vigas, además se asume un valor de  $35 \text{ Kg/m}^2$ , para el peso propio de las vigas y columnas.

$$\text{Carga muerta total} = 512.09 \text{ kg/m}^2 + 35 \text{ kg/m}^2 \text{ piso} = 547.09 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva total} = 200 \text{ kg/m}^2.$$

Mayorando las cargas con la combinación de carga LRFD se tiene:

$$U = 1.2 D + 1.6 L$$

$$U = 1.2 \left( 547.09 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1.6 \left( 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$U = 976.51 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Se toma un factor de mayoración de 1.2 para considerar los efectos de las fuerzas sísmicas, lo cual nos da un valor de:

$$U = 976.51 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 1.1 = 1074.16 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Se multiplica este valor de carga distribuida por el área cooperante de la losa para una columna tipo la cual es de 49 m<sup>2</sup> por piso y esto por el número de pisos. Así se obtiene el valor de carga concéntrica equivalente para los pisos inferiores.

$$U = 1074.16 \frac{kg}{m^2} \times 49 m^2 \times 12 \text{ pisos} = 631.61 t.$$

La relación de esbeltez para una columna de 3m a 4.57m. se encuentra entre 40 y 50 ( Guerra, 2010.) para el prediseño se toma un valor de 50. Haciendo referencia al manual para diseño en acero de la AISC del cual se obtiene el valor del esfuerzo crítico en compresión para un acero A-36.

Tabla 4- 6 Esfuerzo crítico de compresión (AISC,2010.)

$F_y = 35\text{ksi}$			$F_y = 36\text{ksi}$			$F_y = 42\text{ksi}$			$F_y = 46\text{ksi}$			$F_y = 50\text{ksi}$		
$\frac{Kl}{r}$	$F_{cr}/\Omega_c$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$F_{cr}/\Omega_c$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$F_{cr}/\Omega_c$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$F_{cr}/\Omega_c$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$F_{cr}/\Omega_c$	$\phi_c F_{cr}$
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
41	19.2	28.9	41	19.7	29.7	41	22.7	34.1	41	24.6	37.0	41	26.5	39.8
42	19.2	28.8	42	19.6	29.5	42	22.6	33.9	42	24.5	36.8	42	26.3	39.5
43	19.1	28.7	43	19.6	29.4	43	22.5	33.7	43	24.3	36.6	43	26.2	39.3
44	19.0	28.5	44	19.5	29.3	44	22.3	33.6	44	24.2	36.3	44	26.0	39.1
45	18.9	28.4	45	19.4	29.1	45	22.2	33.4	45	24.0	36.1	45	25.8	38.8
46	18.8	28.3	46	19.3	29.0	46	22.1	33.2	46	23.9	35.9	46	25.6	38.5
47	18.7	28.1	47	19.2	28.9	47	22.0	33.0	47	23.8	35.7	47	25.5	38.3
48	18.6	28.0	48	19.1	28.7	48	21.8	32.8	48	23.6	35.4	48	25.3	38.0
49	18.5	27.9	49	19.0	28.5	49	21.7	32.6	49	23.4	35.2	49	25.1	37.7
50	18.4	27.7	50	18.9	28.4	50	21.6	32.4	50	23.3	35.0	50	24.9	37.5
51	18.3	27.6	51	18.8	28.3	51	21.4	32.2	51	23.1	34.8	51	24.8	37.2
52	18.3	27.4	52	18.7	28.1	52	21.3	32.0	52	23.0	34.5	52	24.6	36.9
53	18.2	27.3	53	18.6	28.0	53	21.2	31.8	53	22.8	34.3	53	24.4	36.7
54	18.1	27.1	54	18.5	27.8	54	21.0	31.6	54	22.6	34.0	54	24.2	36.4
55	18.0	27.0	55	18.4	27.6	55	20.9	31.4	55	22.5	33.8	55	24.0	36.1

Para las condiciones indicadas se tiene un valor de  $\phi_c F_{cr}$  de 28.4 ksi lo que equivale a 1996.72 kg/cm<sup>2</sup>. Se introduce este valor en la ecuación dada por la norma AISC-360 para secciones a compresión y se obtiene el valor del área requerida.

$$A_g = \frac{P_n \phi_c}{F_{cr}} = \frac{631.61 \times 10^3 \text{ kg}}{1996.74 \text{ kg/cm}^2} = 316.32 \text{ cm}^2$$

$$b = 50,00 \text{ cm.}$$

$$h = 50,00 \text{ cm.}$$

$$t = 1,80 \text{ cm.}$$

$$A = 347,04 \text{ cm}^2.$$

Reduciendo los espesores para los pisos superiores se tienen las siguientes secciones:

**Tabla 4- 7** Propiedades de las columnas prediseñadas.

PROPIEDADES COLUMNAS				
PISOS	Area cm <sup>2</sup>	b cm.	h cm.	t cm.
1 AL 3	347,04	50,00	50,00	1,80
4 AL 6	309,76	50,00	50,00	1,60
7 AL 9	272,16	50,00	50,00	1,40
10 AL 12	234,24	50,00	50,00	1,20

#### 4.2 Ingreso de elementos predimensionados al programa ETABS.

Se procede a ingresar las secciones prediseñadas en el programa ETABS. Los materiales que se utilizaran son los que se enlistan a continuación y las propiedades que se detallan deben ser ingresadas al programa.

- Acero estructural:
  - Se utilizará acero tipo A-36 que es el que se encuentra disponible en el medio.
  - El valor de  $F_y$  es de 2534 kg/cm<sup>2</sup>.
  - El valor de  $F_u$  es de 4083 a 5631 kg/cm<sup>2</sup>.
  - El módulo de elasticidad,  $E$ , es de  $2.1 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>.
- Hormigón simple:
  - La resistencia del hormigón,  $f'_c$ , será de 210 kg/cm<sup>2</sup>.
  - El módulo de elasticidad será  $14000 \sqrt{f'_c} = 202879.27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ .

El ingreso de las secciones se realiza tomando las dimensiones del prediseño. Los nombres de las secciones de las columnas se detallan de la siguiente manera, largo x ancho x espesor. Los nombres de las vigas se detallan así: alto x ancho de las alas x espesor del alma x espesor de las alas.

A continuación se presenta un corte en elevación del eje 1, tomado del programa ETABS en donde se muestran las secciones de cada elemento.

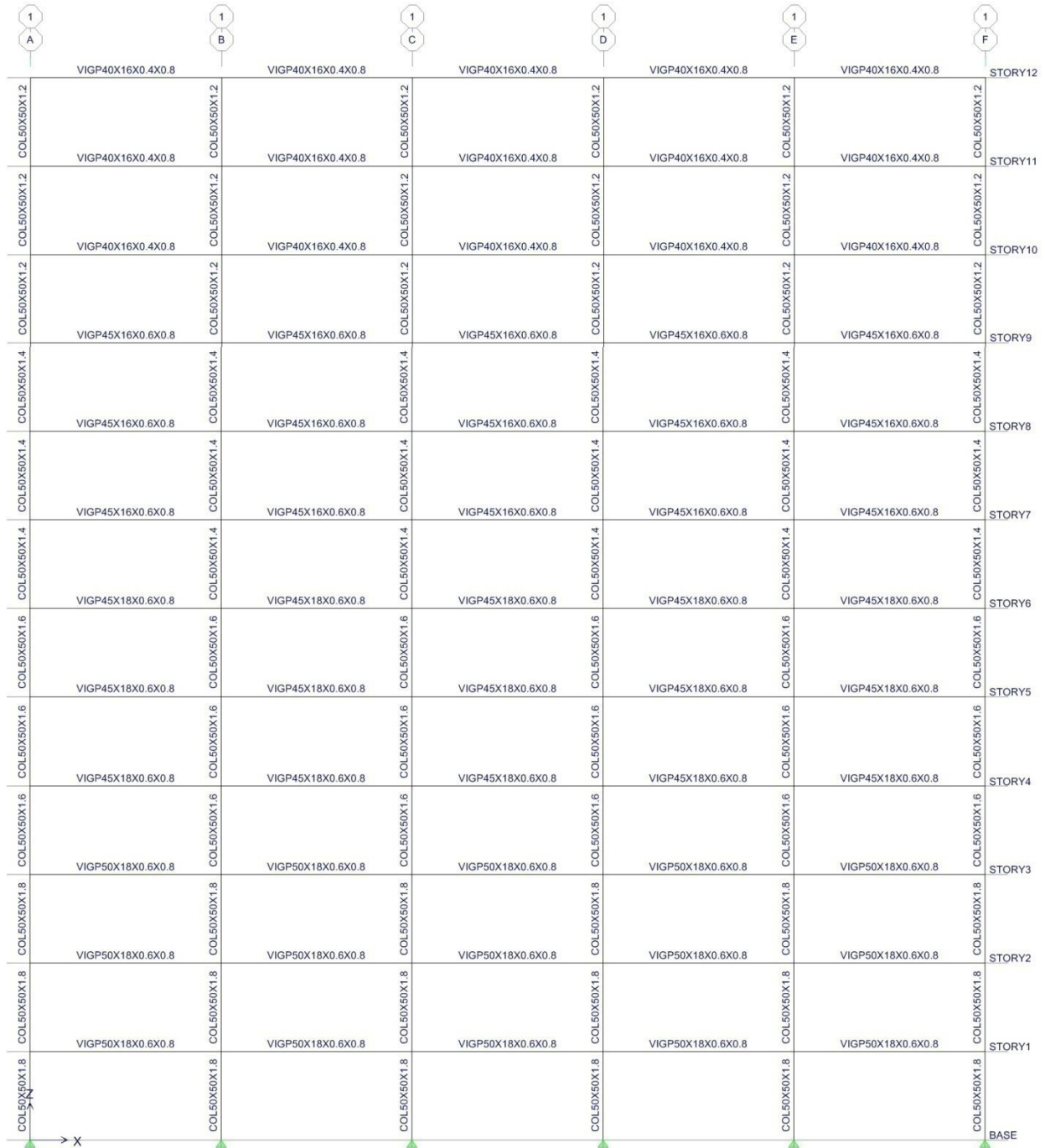


Figura 4- 3 Corte elevación eje 1. Secciones asignadas en programa ETABS.

Se procede a agregar las cargas que se aplicarán sobre la estructura, se debe agregar la carga que contempla el peso propio la cual se llamará PP, la carga viva que en el programa se introducirá con el mismo nombre y tendrá un valor de  $200 \text{ kg/cm}^2$ . Se deberá aplicar una carga permanente, con el nombre de PERMAN, cuyo valor fue calculado al inicio del capítulo y es de  $338 \text{ kg/cm}^2$ . Se deben ingresar cargas sísmicas las cuales contemplen efectos en los ejes “x” y “y”, con una excentricidad del 5 % en cada sentido, en total se ingresaran 4 cargas denominadas SX1, SX2, SY1 y SY2. Las combinaciones de carga que se utilizarán son las indicadas en el NEC-11 y considerando todas las cargas sísmicas mencionadas, las combinaciones a ser ingresadas son:

**Tabla 4- 8** Combinaciones de carga.

CÓDIGO	COMBINACIÓN
C1	1.4 D
C2	1.2 D + 1.6 L
C3	1.2 D + L
C4	1.2 D + L + 1.0 EX1
C5	1.2 D + L + 1.0 EX2
C6	1.2 D + L + 1.0 EY1
C7	1.2 D + L + 1.0 EY2
C8	0.9 D + 1 EX1
C9	0.9 D + 1 EX2
C10	0.9 D + 1 EY1
C11	0.9 D + 1 EY2
C12	0.9 D

Para el ingreso de las cargas sísmicas al programa es necesario calcular primero en coeficiente,  $c$ , por el cual se multiplicará la carga sísmica reactiva,  $W$ , para obtener posteriormente el corte basal. Mediante la aplicación de los criterios establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se aplicarán cargas laterales al pórtico.

Se incorpora el espectro de aceleración que tendrá la estructura, basado en una hoja de Excel creada exclusivamente para la presente disertación.

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Para poder obtener el espectro son necesarios los valores  $T$ ,  $T_c$ ,  $F_a$ ; los mismos que se obtienen de la siguiente tabla de Excel.

Tabla 4- 9 Valores para obtener el espectro de aceleración

PROGRAMA ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES BASADO EN NEC-2011						
Autor: José Ruales Silvers						
		<b>Ss</b>	<b>S1</b>	<b>Z</b>	<b>ZONA SISMICA</b>	
<b>SELECCIONE UBICACIÓN:</b>	QUITO	1.8	0.4	0.4	V	
		<b>η</b>				
<b>SELECCIONE REGIÓN:</b>	SIERRA	2.48				
		<b>r</b>				
<b>SELECCIONE PERFIL DEL SUELO:</b>	D	1.5				
<b>ZONA</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>	<b>V</b>	<b>VI</b>
<b>Fa</b>	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
<b>VALOR Fa:</b>	<b>1.2</b>					
<b>ZONA</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>	<b>V</b>	<b>VI</b>
<b>Fd</b>	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
<b>VALOR Fd:</b>	<b>1.4</b>					
<b>ZONA</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>	<b>V</b>	<b>VI</b>
<b>Fs</b>	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
<b>VALOR Fs:</b>	<b>1.5</b>					
<b>To:</b>	0.175					
<b>Tc:</b>	0.9625					
<b>VARIACION Sa TRAMO 1:</b>	0.0175					

Se necesita entonces calcular el valor de T para compararlo con Tc:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

$$T = 0.072 * (3.24 * 12)^{0.8}$$

$$T = 1.35s$$

Ya que  $T > T_c$ ; entonces  $S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2 * \left(\frac{0.9625}{1.35}\right)^{1.5}$$

$$S_a = 0.717$$

El espectro para las condiciones mostradas en la tabla, según el NEC 2011 es el siguiente:

**Tabla 4- 10** Valores aceleración – período, espectro NEC 2011.

<b>T</b>	<b>Sa</b>		
0.000	0.480	0.805	1.190
0.018	0.551	0.884	1.190
0.035	0.622	0.963	1.190
0.053	0.693	1.232	0.82234535
0.070	0.764	1.501	0.61135761
0.088	0.835	1.770	0.47734692
0.105	0.906	2.039	0.38602456
0.123	0.977	2.308	0.32051344
0.140	1.048	2.578	0.27164143
0.158	1.119	2.847	0.23403947
0.175	1.190	3.116	0.20437732
0.254	1.190	3.385	0.18049119
0.333	1.190	3.654	0.16092055
0.411	1.190	3.923	0.14464759
0.490	1.190	4.193	0.13094364
0.569	1.190	4.462	0.1192747
0.648	1.190	4.731	0.10924147
0.726	1.190	5.000	0.10054003

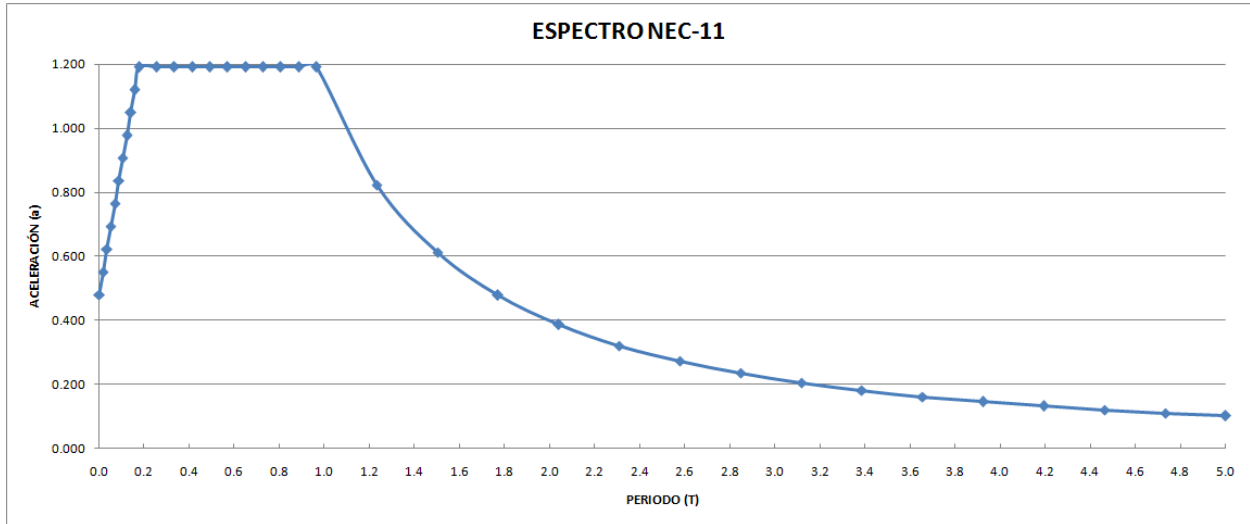


Figura 4- 4 Espectro norma NEC 2011

Para poder continuar se necesita obtener el Factor de importancia I, los coeficientes de configuración estructural para un edificio de viviendas sin irregularidades en planta o en altura.

I	1
$\Phi_p$	1
$\Phi_E$	1
R	6

Entonces se tiene:

$$V = C * W$$

$$V = \frac{1 * 0.717}{6 * 1 * 1} * W$$

$$V = 0.120 * W$$

Se procede a introducir la sección de losa deck, la cual de acuerdo a dimensiones disponibles en el medio será la siguiente, las unidades de la imagen se encuentran en toneladas y metros.

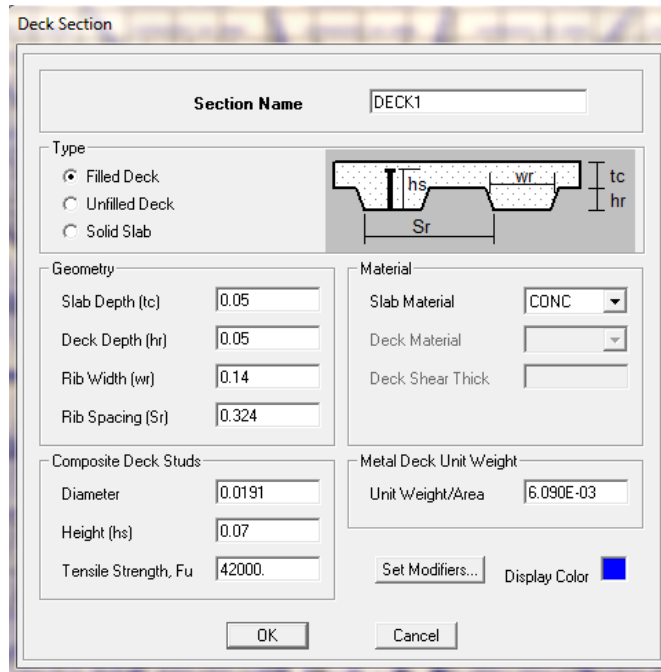


Figura 4- 5 Losa tipo deck

Se introduce para las vigas una reducción de la sección en las zonas cercanas a los nudos de manera que se garantice que la falla de la viga sea en esa sección y que se produzca el efecto deseado de columna fuerte y viga débil. Los valores que se muestran en la imagen están en función de porcentajes de las dimensiones de la viga.

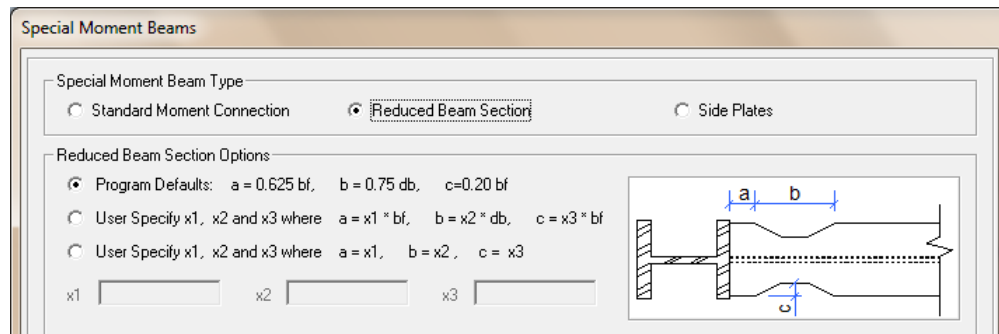


Figura 4- 6 reducción de secciones en vigas

Por último se procede a definir la masa reactiva sísmica en el modelo de acuerdo con lo definido en la norma NEC 2011 en donde el requerimiento es que se toma la totalidad de las cargas muertas más un 25% de las cargas vivas.

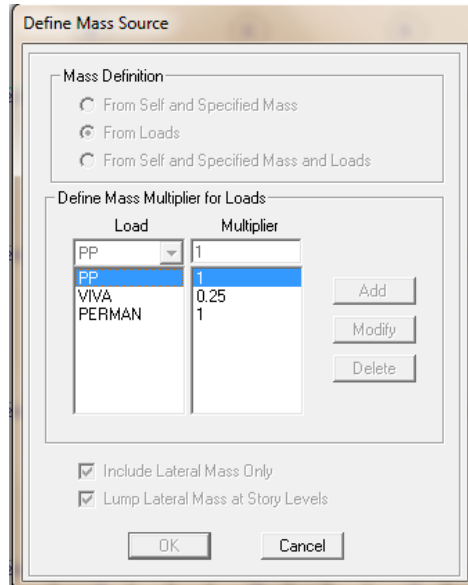


Figura 4- 7 Ingreso de masa reactiva sísmica

#### 4.2.1 Prediseño de la cimentación.

Se procede a realizar el mismo análisis del capítulo 3 de la presente disertación de manera de encontrar el área requerida para cargas de servicio para plintos aislados, si el área resulta demasiado grande se procederá a modelar una losa de cimentación.

Tabla 4- 11 Calculo Áreas para plintos aisladas

CALCULO AREAS PARA PLINTOS AISLADOS					
Story	Point	Load	FZ(t)	b PLINTO (m)	A PLINTO (m2)
BASE	1	SERVICIO	199.65	3	9
BASE	2	SERVICIO	338.6	3.9	15.21
BASE	3	SERVICIO	344.15	3.93	15.44
BASE	4	SERVICIO	338.6	3.9	15.21
BASE	5	SERVICIO	199.65	3	9
BASE	6	SERVICIO	340.22	3.91	15.29
BASE	7	SERVICIO	600.68	5.2	27.04
BASE	8	SERVICIO	610.56	5.24	27.46
BASE	9	SERVICIO	600.68	5.2	27.04
BASE	10	SERVICIO	340.22	3.91	15.29
BASE	11	SERVICIO	345.32	3.94	15.52
BASE	12	SERVICIO	609.63	5.24	27.46
BASE	13	SERVICIO	619.82	5.28	27.88
BASE	14	SERVICIO	609.63	5.24	27.46
BASE	15	SERVICIO	345.32	3.94	15.52
BASE	16	SERVICIO	345.32	3.94	15.52
BASE	17	SERVICIO	609.63	5.24	27.46
BASE	18	SERVICIO	619.82	5.28	27.88
BASE	19	SERVICIO	609.63	5.24	27.46
BASE	20	SERVICIO	345.32	3.94	15.52
BASE	21	SERVICIO	340.18	3.91	15.29
BASE	22	SERVICIO	600.63	5.2	27.04
BASE	23	SERVICIO	610.5	5.24	27.46
BASE	24	SERVICIO	600.63	5.2	27.04
BASE	25	SERVICIO	340.18	3.91	15.29
BASE	26	SERVICIO	199.57	3	9
BASE	27	SERVICIO	338.49	3.9	15.21
BASE	28	SERVICIO	344.04	3.93	15.44
BASE	29	SERVICIO	338.49	3.9	15.21
BASE	30	SERVICIO	199.57	3	9

$\Sigma A$  PLINTOS= 579.64

Al tener un área de cimentación por plintos aislados del 60% con respecto al área en planta y tener plintos de cerca de 5.3 m de ancho se procede a modelar de igual manera las columnas como restringidas en desplazamiento y rotación en todos los sentidos, con motivo de tener un modelo similar al del edificio de hormigón para la modelación.

### 4.3 Obtención de secciones definitivas que cumplan las normas vigentes por medio del programa ETABS.

Una vez que se han ingresado las secciones, se asigna las cargas correspondientes así como la carga sísmica reactiva, se procede a correr el programa el cual procederá a chequear las secciones ingresadas de acuerdo con los requerimientos del código AISC 2010 para una categoría de diseño E la cual corresponde a la ciudad de Quito.

En un resultado preliminar se obtiene que las vigas en el sentido “Y” no cumplen con la distancia máxima que se permite para una viga sin arriostramiento lateral para un pórtico especial resistente a momento, este valor es de:

$$L = 0.086r_y \frac{E}{F_y}$$

Se asume un valor de radio de giro de 2 pulgadas el cual es promedio para las vigas seleccionadas, además se multiplica la expresión por 0.0254 para transformar las unidades a metros.

Se reemplazan los valores y se obtiene un valor aproximado de la máxima longitud no arriostrada en las vigas principales.

$$L = 0.086 \times 2in \times \frac{2100000}{2534} \times 0.0254 in/m$$
$$L = 3.62m$$

Con este valor se decide colocar vigas secundarias que soporten de manera lateral a las vigas paralelas al sentido “X”. Las cuales se colocarán en la mitad de la luz y proveerán de una longitud no arriostrada de 3.5 metros lo cual se encuentra dentro del límite permitido por la AISC.

La selección de las secciones finales de vigas y columnas se realiza mediante un tanteo el cual consta en aumentar secciones y espesores de los perfiles para cumplir con los requerimientos de capacidad de las secciones y de derivas de piso máximas admitidas por la norma NEC 2011. Se toma en cuenta que la norma AISC, con la cual se realizará el diseño, exige que las secciones sean sísmicamente compactas. Por lo tanto las secciones elegidas deberán ser sísmicamente compactas, lo cual se verificará sencillamente con una tabla de Excel y más adelante en la sección de comprobación de resistencia de las secciones.

La norma NEC 2011 da un valor máximo admisible para de deriva de piso máxima inelástica  $\Delta_M$  de 0.02 para este tipo de estructura. Y establece la siguiente expresión para transformar las deformaciones obtenidas por el análisis estático,  $\Delta_M$ , a deformaciones inelásticas.

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

Se realizan varias comprobaciones de la deriva máxima de piso variando las secciones de los elementos, obteniendo para las secciones definitivas los siguientes valores:

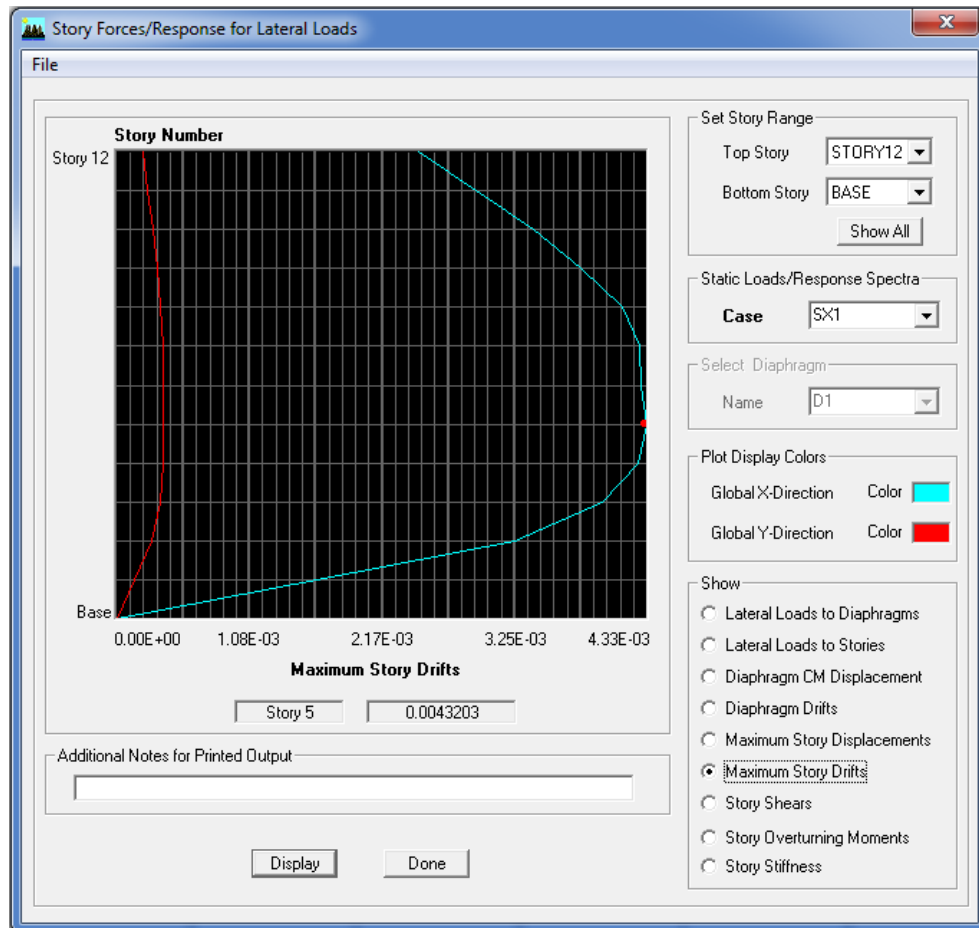


Figura 4- 8 Máxima deriva sección "x"

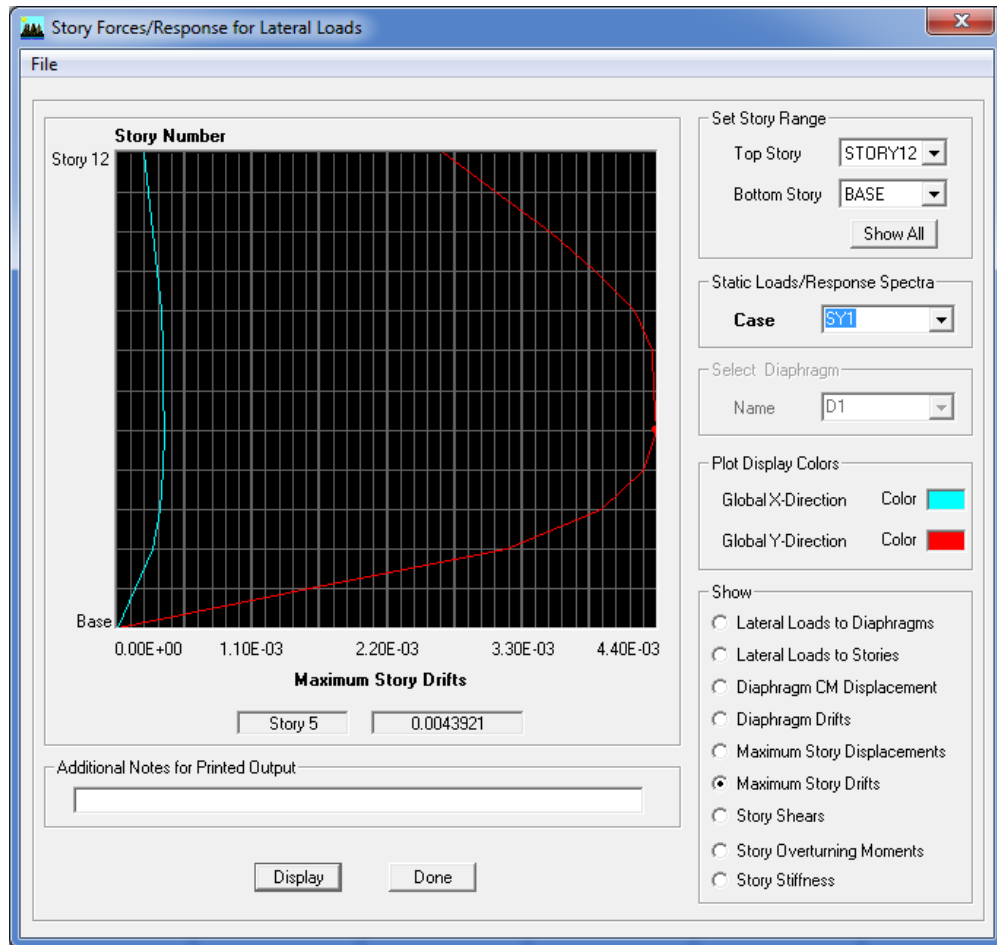


Figura 4- 9 Máxima deriva sección "Y"

Se comprueba que el valor máximo obtenido para la carga SY1 no sobrepase el límite establecido por el código de 0.02. Se aplica la fórmula que da el código para transformar las deformaciones elásticas a inelásticas.

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 \times 6 \times 0.00439$$

$$\Delta_M = 0.0198 \leq 0.02$$

Una vez que se ha cumplido con las derivas y la capacidad se presenta la planta final de la estructura así como las secciones definitivas.

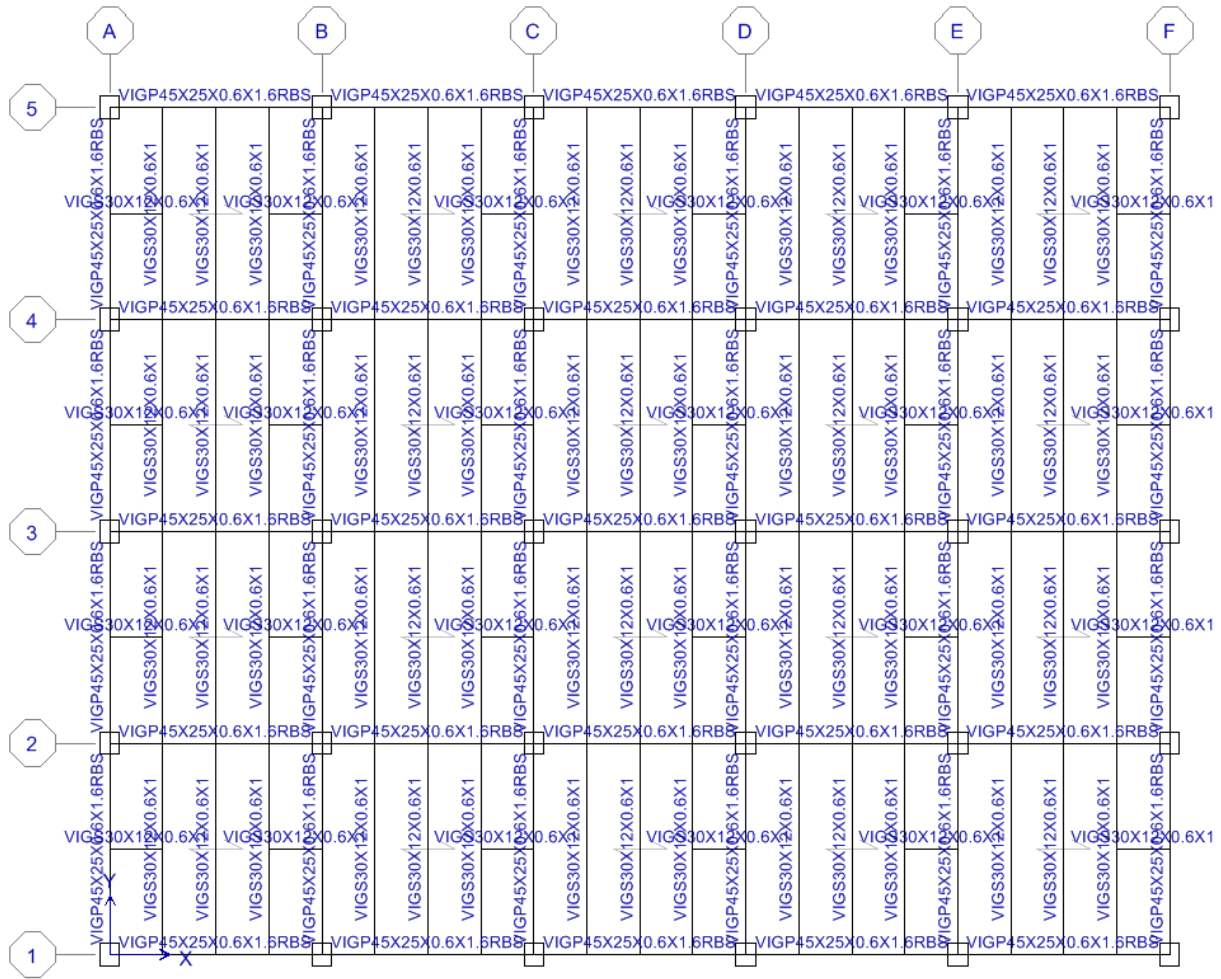


Figura 4- 10 Planta con secciones definitivas

Tabla 4- 12 Propiedades vigas principales

PROPIEDADES VIGAS PRINCIPALES DEFINITIVAS							
PISOS	Area cm <sup>2</sup>	d cm.	tw cm.	bf cm.	tf cm.	Y cm.	Zx cm <sup>3</sup>
1 AL 3	160.80	55.00	0.80	30.00	2.00	23.01	3700.20
4 AL 6	149.12	55.00	0.80	30.00	1.80	22.81	3401.19
7 AL 9	127.12	50.00	0.80	25.00	1.80	20.45	2599.59
10 AL 12	105.08	45.00	0.60	25.00	1.60	19.01	1998.09

Tabla 4- 13 Propiedades Columnas

PROPIEDADES COLUMNAS DEFINITIVAS				
PISOS	Area cm <sup>2</sup>	b cm.	h cm.	t cm.
1 AL 3	1006.24	65.00	75.00	3.80
4 AL 6	1006.24	65.00	75.00	3.80
7 AL 9	1006.24	65.00	75.00	3.80
10 AL 12	1006.24	65.00	75.00	3.80

#### 4.4 Comprobación de la resistencia de las secciones.

Se procede a realizar las comprobaciones de la capacidad de las secciones. Se comprueba los cálculos realizados por el programa ETABS. En primer lugar se realizará el chequeo de las columnas de la estructura, se tomará la columna más cargada de cada grupo de pisos para el análisis. Posteriormente se comprobarán las vigas, tomando de igual manera la viga más cargada de cada grupo de pisos. Los chequeos se harán de acuerdo a lo establecido en la norma AISC 05, tomando en cuenta los requisitos sísmicos de la norma.

##### 4.4.1 Comprobación de columnas.

Se procede con la comprobación de la columna correspondiente al piso 1 y los ejes 4-E, la cual se muestra como la columna intermedia en la siguiente figura.

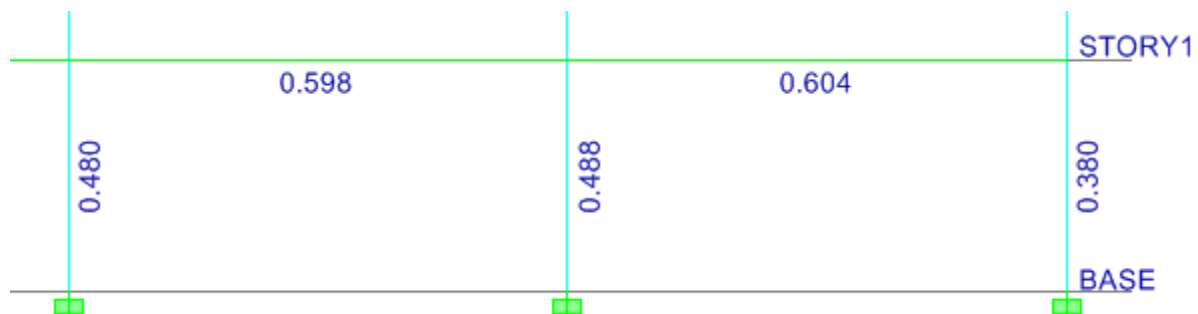


Figura 4- 11 Comprobación de columnas

Del programa se obtienen las solicitaciones a las que está sometida la columna que son las siguientes:

$$\begin{aligned} P_u &= 536.13 \text{ t} \\ M_{ux} &= 6.23 \text{ t m} \\ M_{uy} &= 163.24 \text{ t m} \end{aligned}$$

Se comprueba que todas las columnas sean sísmicamente compactas de acuerdo a lo establecido en el código AISC 341-05, en la tabla I-8-1, la cual indica la relación máxima entre ancho y espesor para una columna tipo HSS rectangular. De acuerdo a lo establecido por el factor solo se comprobará que sea compacta en el sentido más largo ya que al tener el mismo espesor el otro sentido ya estará cumpliendo con la relación mínima.

$$\lambda_{ps} = 0.64 \sqrt{E/F_y} = 18.42$$

Tabla 4- 14 13Comprobación de secciones compactas

PROPIEDADES COLUMNAS					CHEQUEO SECCION COMPACTA		
PISOS	Area cm2	b cm.	h cm.	t cm.	h/t	límite	Cumple
1 AL 3	1006.24	65.00	75.00	3.80	17.74	18.42	SI
4 AL 6	1006.24	65.00	75.00	3.80	17.74	18.42	SI
7 AL 9	1006.24	65.00	75.00	3.80	17.74	18.42	SI
10 AL 12	1006.24	65.00	75.00	3.80	17.74	18.42	SI

Se calcula el valor del momento nominal en ambos sentidos de acuerdo a lo establecido en la sección F7 del código AISC-05 para las condiciones indicadas, y se obtiene el valor del módulo plástico Z del programa.

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$\phi M_{nx} = 0.9 F_y Z = 0.9 \times 2534 \text{ kg/cm}^2 \times 23702.044 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_{nx} = 540.549 \text{ tm}$$

$$\phi M_{ny} = 0.9 F_y Z = 0.9 \times 2534 \text{ kg/cm}^2 \times 26217.64 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_{ny} = 597.920 \text{ tm}$$

De acuerdo a la sección E2 de la norma AISC 360-05 el valor del factor de longitud efectiva K se debe calcular de acuerdo con lo establecido en el capítulo C, el cual establece, en la sección 2b que K se puede tomar igual a 1 si se cumple que:

$$\alpha P_r \leq 0.5 P_y$$

Donde:

$$\alpha = 1 \text{ (LRFD)}$$

$P_r$  = Resistencia a compresión requerida para resistir las combinaciones LRFD

$P_y$  = Resistencia última de la sección. ( $=A F_y$ )

Se realiza esta comprobación para la columna más cargada axialmente, con la combinación más crítica, se obtienen los datos de la columna más crítica del programa.

**Tabla 4- 15** Columna mas cargada axialmente

Story	Column	Load	P (t)	M2 (t m)	M3 (t m)
STORY1	C13	C2	-619.82	0	-0.015
STORY1	C18	C2	-619.82	0	-0.005
STORY1	C13	C2	-618.55	0	-0.01
STORY1	C18	C2	-618.55	0	-0.016

De esta manera para la columna C13 para la combinación C2 se tiene.

$$1 \times 619.82 \text{ t} \leq 0.5 \times 2.534 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2} \times 1006.24 \text{ cm}^2$$

$$611.16 \text{ t} \leq 1274.91 \text{ t} \quad OK$$

Por lo tanto para todas las columnas bajo todas las combinaciones en análisis se puede tomar el valor de  $K=1$  para el cálculo de la resistencia nominal a compresión. Al obtener el valor de  $K$  se procede a calcular la relación  $KL / r$  en los dos sentidos, el valor del radio de giro  $r$  se obtiene del programa.

$$\begin{aligned} K_x L_u &= 324.00 \text{ cm.} \\ K_y L_u &= 324.00 \text{ cm.} \\ r_x &= 28.56 \text{ cm.} \\ r_y &= 25.50 \text{ cm.} \\ (KL/r)_x &= 11.34 \\ (KL/r)_y &= 12.71 \end{aligned}$$

Para el valor  $KL / r$  obtenido anteriormente para un acero A-36, y un valor de  $\phi_c = 0.9$  (LRFD) se tiene de acuerdo a la sección E3 del código AISC que:

$$KL/r \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.59 \text{ entonces:}$$

$$F_{CR} = \left[ 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

Donde:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 29000 \text{ ksi}}{(11.34)^2} = 2225.73 \text{ ksi}$$

$$F_{CR} = \left[ 0.658^{\frac{36}{2225.73}} \right] 36 \text{ ksi} = 35.757 \text{ ksi} = 2.513 \text{ t/cm}^2$$

Se calcula la siguiente relación la cual nos indicará que ecuación utilizar en la sección H del código AISC.

$$\frac{Pu}{\phi_c P_n} = \frac{Pu}{0.9 F_{CR} A_g} = \frac{536.13 \text{ t}}{0.9 \times 2.513 \text{ t/cm}^2 \times 1006.24 \text{ cm}^2} = 0.236 > 0.2$$

Al ser la relación mayor a 0.2 se utiliza la ecuación H1-1<sup>a</sup> del código AISC-05 de donde se obtiene:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_N} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$0.236 + \frac{8}{9} \left( \frac{6.23}{540.549} + \frac{163.24}{597.920} \right) \leq 1$$

$$0.236 + 0.010 + 0.243 \leq 1$$

$$0.489 \leq 1$$

Se comparan estos valores con los obtenidos por el programa:

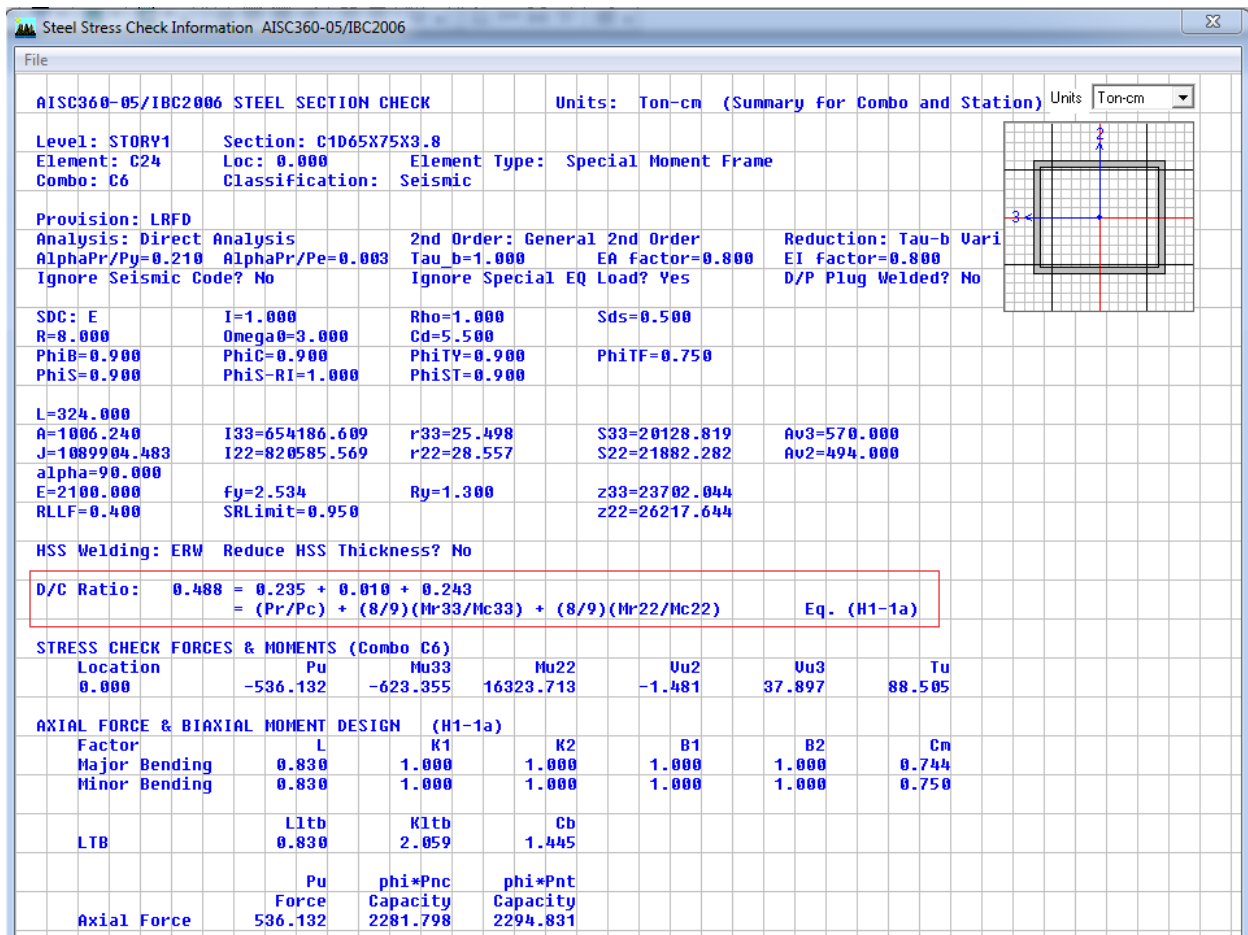


Figura 4- 12 Detalle solicitaciones columna

Figura 4- 15

#### 4.4.2 Comprobación de vigas.

En primer lugar se comprueba que todas las vigas sean sísmicamente compactas de acuerdo a lo establecido en el código AISC 341-05, en la tabla I-8-1, los factores dados son para alas y alas de secciones tipo I respectivamente sometidas a flexión. De acuerdo a lo establecido en las relaciones se comprobará que las alas y el alma de todos los cuatro tipos de vigas tipo sean compactas.

Límite para las alas de las secciones tipo I:

$$\lambda_{ps} = 0.30 \sqrt{E/F_y} = 8.64$$

Límite para las alas de las secciones tipo I:

$$\lambda_{ps} = 2.45 \sqrt{E/F_y} = 70.53$$

Tabla 4- 16 Chequeo secciones definitivas (VIGAS)

PISOS	PROPIEDADES VIGAS PRINCIPALES DEFINITIVAS							CHEQUEO SECCIONES COMPACTAS					
	Area	d	tw	bf	tf	Y	Zx	ALAS			ALMAS		
	cm2	cm.	cm.	cm.	cm.	cm.	cm3	b/t	limite	cumple	h/tw	limite	cumple
1 AL 3	160.80	55.00	0.80	30.00	2.00	23.01	3700.20	7.50	8.64	SI	63.75	70.53	SI
4 AL 6	149.12	55.00	0.80	30.00	1.80	22.81	3401.19	8.33	8.64	SI	64.25	70.53	SI
7 AL 9	127.12	50.00	0.80	25.00	1.80	20.45	2599.59	6.94	8.64	SI	58.00	70.53	SI
10 AL 12	105.08	45.00	0.60	25.00	1.60	19.01	1998.09	7.81	8.64	SI	69.67	70.53	SI

Se procede a comprobar la resistencia de cada una de las vigas más cargadas de cada grupo de pisos, el programa muestra los valores del módulo plástico Zx de cada viga y los valores de los momentos últimos a los cuales las vigas están sometidas. Ya que todas las vigas tienen secciones compactas se calcula el valor del momento nominal de acuerdo a lo especificado en la sección F2 de la norma AISC-05 para miembros tipo I doblemente simétricos y compactos. Se comprueba que la sección no esté afectada por efectos de pandeo lateral torsional con la siguiente expresión.

$$L_b \leq L_p$$

Donde:

L<sub>b</sub>, es la distancia entre dos puntos arriostrados del elemento, en el caso más crítico L<sub>b</sub> = 650 cm.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 8.86 \text{ in} \times 28.788$$

Entonces:

$$L_p = 448.1 \text{ in} = 1140.23 \text{ cm} > 650 \text{ cm} \quad OK.$$

Por lo tanto el pandeo lateral torsional no aplica, y al ser vigas sísmicamente compactas para todas las vigas se tiene que:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$\phi M_{nx} = 0.9 F_y Z_x = 0.9 \times 2534 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times Z_x$$

Ya que para las vigas no se tiene una fuerza axial actuando se tiene que la relación entre carga axial actuante y la resistencia a la compresión nominal es igual a 0. Al ser la relación menor a 0.2 se utiliza la ecuación H1-1b del código AISC-05 de donde se obtiene:

$$\frac{P_u}{2 \phi_c P_N} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

Para cada caso de vigas se chequea que el término  $\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}}$  sea menor o igual a 1.

**Tabla 4- 17** Comprobación resistencia vigas

SECCION	PISO	EJES	SOLICITACIONES			PROPIEDADES		CALCULO RESISTENCIA		
			COMBINACION	Pu (t)	Muy (t m)	Mux (t m)	Zx (cm3)	Fy (kg/cm2)	φMnx (t m)	Mu / φMnx
V55X30X2.0X0.8	3	E-4 a F-4	C4	0	0	71.950	3700.200	2534	84.387	0.853
V55X30X1.8X0.8	5	E-4 a F-4	C4	0	0	70.987	3401.192	2534	77.568	0.915
V50X25X1.8X0.8	7	E-4 a F-4	C4	0	0	56.224	2599.592	2534	59.286	0.948
V45X25X1.6X0.6	10	E-4 a F-4	C4	0	0	39.572	1998.086	2534	45.568	0.868

Finalmente se comparan los valores obtenidos por el cálculo manual con los valores obtenidos por el programa, en el mismo orden que la tabla se tiene:

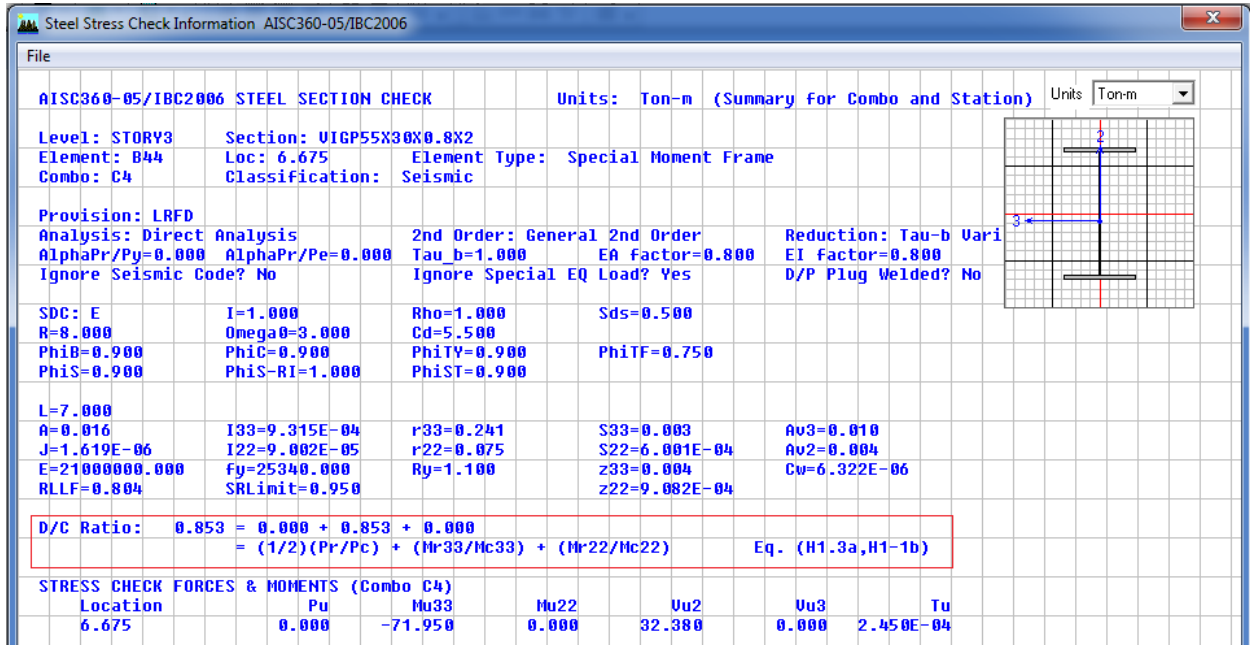


Figura 4- 13 Detalle solicitaciones vigas pisos 1 al 3

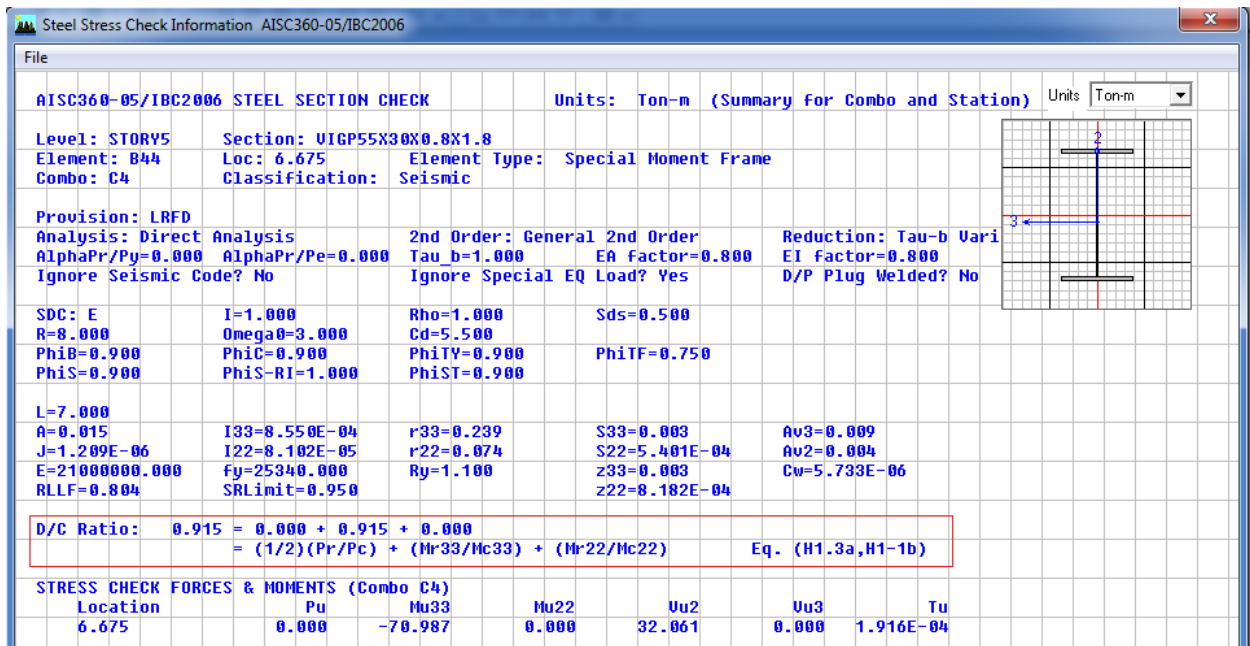


Figura 4- 14 Detalle solicitaciones vigas pisos 4 al 6

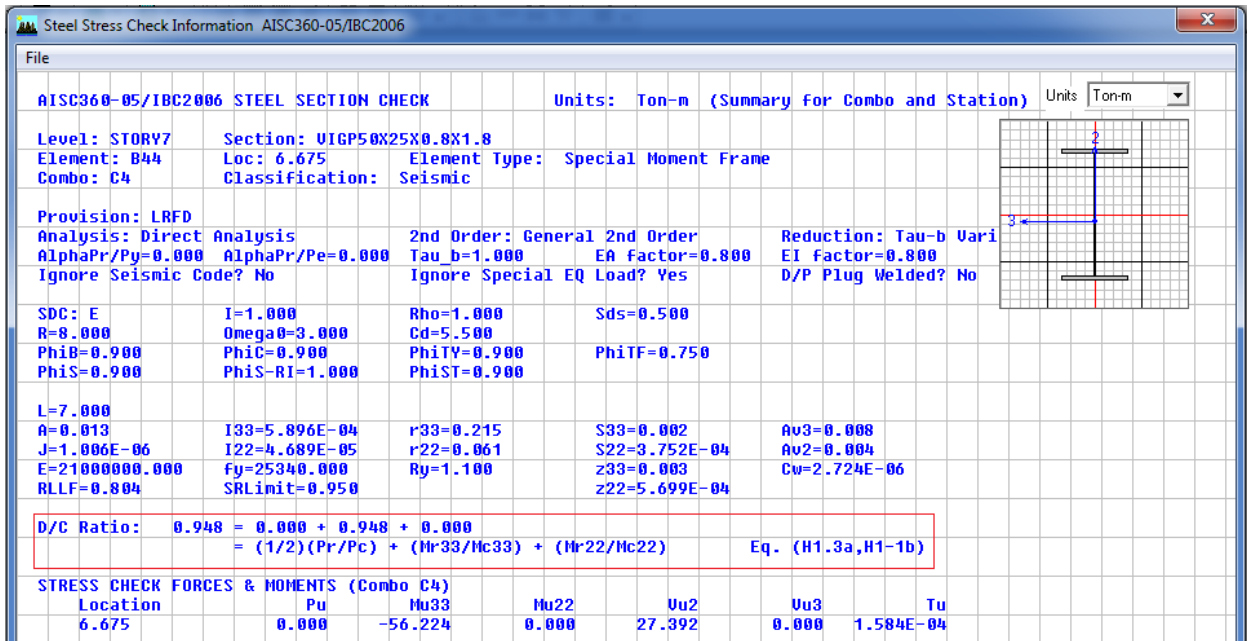


Figura 4- 15 Detalle solicitaciones vigas pisos 7 al 9

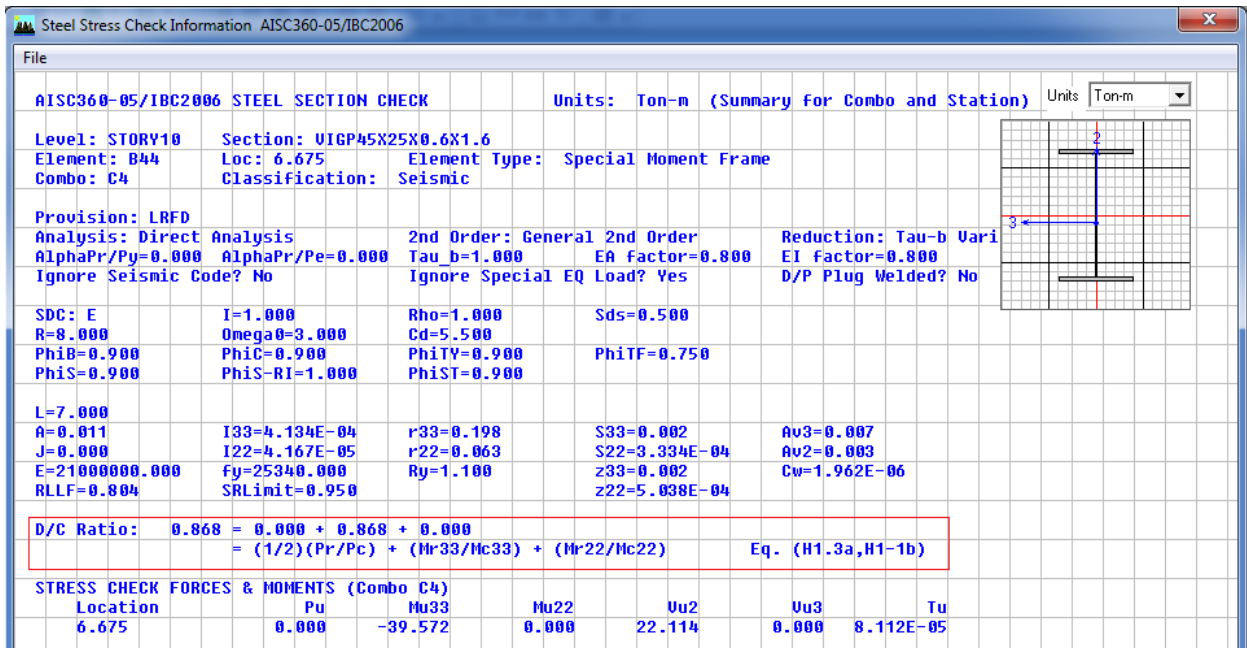


Figura 4- 16 Detalle solicitaciones vigas pisos 10 al 12

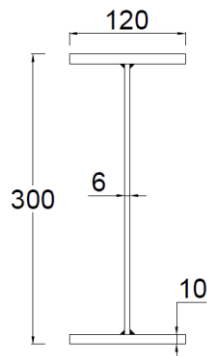
## CAPITULO 5: DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MIXTO EN HORMIGÓN SIMPLE Y ACERO ESTRUCTURAL.

### 5.1 Predimensionamiento de elementos.

Para los elementos a predimensionarse en el edificio con estructura mixta se tomarán las mismas secciones que se obtuvieron en el diseño final del edificio de acero soldado, con la excepción de las columnas de la estructura para las cuales se tomará una sección un tanto menor debido a la inclusión del hormigón dentro de la sección tipo cajón de acero.

#### 5.1.1 Predimensionamiento de vigas secundarias.

Por lo tanto se elige para las vigas secundarias, las cuales soportarán la misma sección de losa tipo deck, la misma obtenida en la sección 4.1.2 de esta disertación, la cual tiene las características que se presentan en la figura, para ser fabricada con acero estructural soldado.



A =	40,80	cm <sup>2</sup>
d =	30,00	cm.
tw =	0,60	cm.
bf =	12,00	cm.
tf =	1,00	cm.
Z <sub>x</sub> =	465,60	cm <sup>3</sup>
Inercia =	6145,60	cm <sup>4</sup>

Figura 5- 1 Sección 1 acero soldado viga secundaria.

#### 5.2.2 Predimensionamiento de vigas principales.

Se adoptan las secciones correspondientes al diseño final del edificio de acero soldado en la sección 4.3 de esta disertación. Partiendo de estas secciones se espera poder reducirlas en un diseño final analizando los valores de deriva de piso que son los que mandan en este diseño, esperando que las columnas mixtas introduzcan mayor rigidez a la estructura. Se presenta las secciones de las vigas principales.

**Tabla 5- 1** Predimensionamiento Vigas principales

PROPIEDADES VIGAS PRINCIPALES						
PISOS	Area cm <sup>2</sup>	d cm.	tw cm.	bf cm.	tf cm.	Zx cm <sup>3</sup>
1 AL 3	171.00	55.00	1.00	30.00	2.00	3830.25
4 AL 6	149.12	55.00	0.80	30.00	1.80	3401.19
7 AL 9	127.12	50.00	0.80	25.00	1.80	2599.59
10 AL 12	105.08	45.00	0.60	25.00	1.60	1998.09

### 5.2.3 Predimensionamiento de columnas

Se adoptarán secciones un tanto más pequeñas para las columnas, con relación a las secciones definitivas para el edificio de acero soldado obtenidas en la sección 4.3 de esta disertación. Se toma en cuenta para esta reducción que la inclusión del hormigón dentro de las secciones tipo cajón brindarán una mayor rigidez y capacidad de carga. Por lo que las columnas presentan las siguientes características.

**Tabla 5- 2** Predimensionamiento columnas

PROPIEDADES COLUMNAS				
PISOS	Area cm <sup>2</sup>	b cm.	h cm.	t cm.
1 AL 3	564.00	45.00	55.00	3.00
4 AL 6	564.00	45.00	55.00	3.00
7 AL 9	528.64	45.00	55.00	2.80
10 AL 12	528.64	45.00	55.00	2.80

## 5.2 Ingreso de elementos predimensionados al programa ETABS.

Se procede a ingresar las secciones prediseñadas en el programa ETABS. Los materiales que se utilizaran son los que se enlistan a continuación y las propiedades que se detallan deben ser ingresadas al programa.

- Acero estructural:
  - Se utilizará acero tipo A-36 que es el que se encuentra disponible en el medio.
  - El valor de  $F_y$  es de 2534 kg/cm<sup>2</sup>.
  - El valor de  $F_u$  es de 4083 a 5631 kg/cm<sup>2</sup>.
  - El módulo de elasticidad,  $E$ , es de  $2.1 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>.
- Hormigón simple:
  - La resistencia del hormigón,  $f'_c$ , será de 210 kg/cm<sup>2</sup>.
  - El módulo de elasticidad será  $14000 \sqrt{f'_c} = 202879.27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ .

El ingreso de las secciones se hace tomando las dimensiones del prediseño. Los nombres de las secciones de las columnas se detallan de la siguiente manera, largo x ancho x espesor. Los nombres de las vigas se detallan así: alto x ancho de las alas x espesor del alma x espesor de las alas.

Se procede a agregar las cargas que se aplicarán sobre la estructura, se debe agregar la carga que contempla el peso propio la cual se llamará PP, la carga viva que en el programa se introducirá con el mismo nombre y tendrá un valor de 200 kg/cm<sup>2</sup>. Se deberá aplicar una carga permanente, con el nombre de PERMAN, cuyo valor fue calculado al inicio del capítulo 4 de esta disertación y es de 338 kg/cm<sup>2</sup>. Se deben ingresar cargas sísmicas las cuales contemplen efectos en los ejes “x” y “y”, con una excentricidad del 5 % en cada sentido, en total se ingresaran 4 cargas denominadas SX1, SX2, SY1 y SY2. Las combinaciones de carga que se utilizarán son las indicadas en el NEC-11 y al considerar todas las cargas sísmicas mencionadas estas son las combinaciones a ser ingresadas son:

**Tabla 5- 3** combinaciones de carga

CÓDIGO	COMBINACIÓN
C1	1.4 D
C2	1.2 D + 1.6 L
C3	1.2 D + L
C4	1.2 D + L + 1.0 EX1
C5	1.2 D + L + 1.0 EX2
C6	1.2 D + L + 1.0 EY1
C7	1.2 D + L + 1.0 EY2
C8	0.9 D + 1 EX1
C9	0.9 D + 1 EX2
C10	0.9 D + 1 EY1
C11	0.9 D + 1 EY2
C12	0.9 D

Para tomar en cuenta el factor C el cual se debe aplicar a la carga sísmica estática, se tomará en primera instancia el valor de 0.12 el cual se obtuvo del edificio de acero soldado en el capítulo anterior. Esto debido a que la norma establece los mismos factores para estos dos tipos de configuraciones estructurales y la geometría de los edificios es la misma.

Se procede a introducir la sección de losa deck, la cual de acuerdo a dimensiones disponibles en el medio será la siguiente, las unidades de la imagen se encuentran en toneladas y metros.

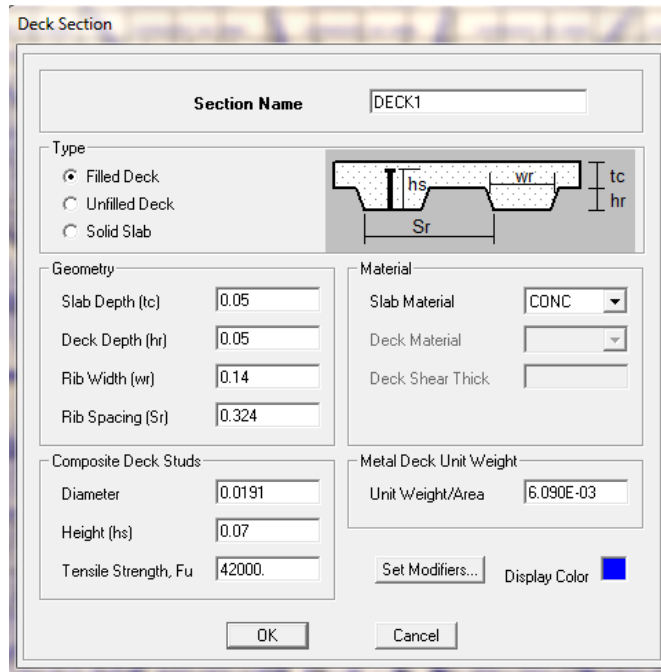


Figura 5- 2 combinaciones de carga

Se introduce para las vigas una reducción de la sección en las zonas cercanas a los nudos de manera que se garantice que la falla de la viga sea en esa sección y que se produzca el efecto deseado de columna fuerte y viga débil. Los valores que se muestran en la imagen están en función de porcentajes de las dimensiones de la viga.

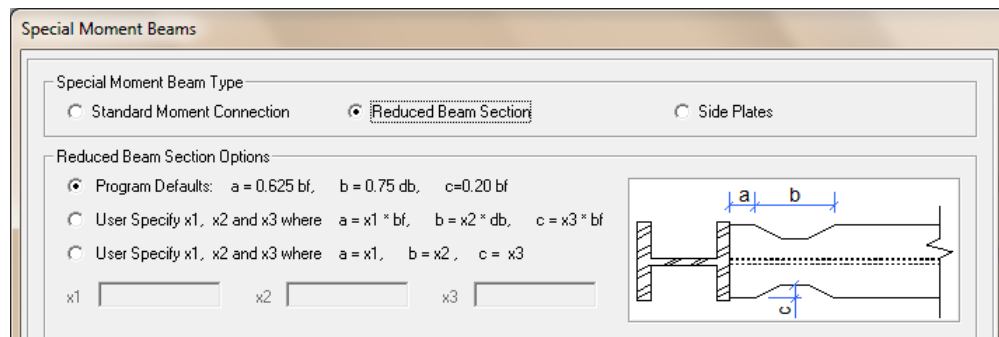


Figura 5- 3 Reducción de sección en vigas

Por último se procede a definir la masa reactiva sísmica en el modelo de acuerdo con lo definido en la norma NEC 2011 en donde el requerimiento es que se toma la totalidad de las cargas muertas más un 25% de las cargas vivas.

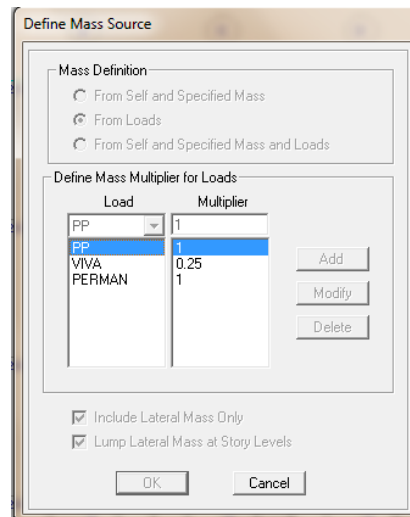


Figura 5- 4 Ingreso masa reactiva sísmica

### 5.2.1 Modelación de la cimentación.

Se procede a realizar el mismo análisis del capítulo 3 de la presente disertación de manera de encontrar el área requerida para cargas de servicio para plintos aislados, si el área resulta demasiado grande se procederá a modelar una losa de cimentación.

Tabla 5- 4 cálculo de áreas para plintos

CALCULO AREAS PARA PLINTOS AISLADOS					
Story	Point	Load	FZ(t)	b PLINTO (m)	A PLINTO (m2)
BASE	1426	CIMENTACION	249.85	3.35	11.22
BASE	1427	CIMENTACION	389.25	4.18	17.47
BASE	1428	CIMENTACION	394.57	4.21	17.72
BASE	1429	CIMENTACION	389.25	4.18	17.47
BASE	1430	CIMENTACION	249.85	3.35	11.22
BASE	1431	CIMENTACION	390.65	4.19	17.56
BASE	1432	CIMENTACION	652.2	5.42	29.38
BASE	1433	CIMENTACION	661.7	5.45	29.7
BASE	1434	CIMENTACION	652.2	5.42	29.38
BASE	1435	CIMENTACION	390.65	4.19	17.56
BASE	1436	CIMENTACION	395.58	4.22	17.81
BASE	1437	CIMENTACION	660.88	5.45	29.7
BASE	1438	CIMENTACION	670.68	5.49	30.14
BASE	1439	CIMENTACION	660.88	5.45	29.7
BASE	1440	CIMENTACION	395.58	4.22	17.81
BASE	1441	CIMENTACION	395.57	4.22	17.81
BASE	1442	CIMENTACION	660.88	5.45	29.7
BASE	1443	CIMENTACION	670.67	5.49	30.14
BASE	1444	CIMENTACION	660.88	5.45	29.7
BASE	1445	CIMENTACION	395.57	4.22	17.81
BASE	1446	CIMENTACION	390.62	4.19	17.56
BASE	1447	CIMENTACION	652.15	5.42	29.38
BASE	1448	CIMENTACION	661.65	5.45	29.7
BASE	1449	CIMENTACION	652.15	5.42	29.38
BASE	1450	CIMENTACION	390.62	4.19	17.56
BASE	1451	CIMENTACION	249.77	3.35	11.22
BASE	1452	CIMENTACION	389.14	4.18	17.47
BASE	1453	CIMENTACION	394.46	4.21	17.72
BASE	1454	CIMENTACION	389.14	4.18	17.47
BASE	1455	CIMENTACION	249.77	3.35	11.22

$\Sigma A$  PLINTOS= 647.68

Al tener un área de cimentación por plintos aislados del 66% con respecto al área en planta y tener plintos de cerca de 5.7 m la ancho se procede a modelar de igual manera las columnas como restringidas en desplazamiento y rotación en todos los sentidos, con motivo de tener un modelo similar al del edificio de hormigón para la modelación.

### 5.3 Obtención de secciones definitivas que cumplan las normas vigentes por medio del programa ETABS.

Como se menciona anteriormente la obtención de las secciones definitivas es un proceso iterativo en el cual se busca cumplir con los requisitos de resistencia de las secciones, así como cumplir con los requerimientos de derivas de piso establecidos por el NEC. Siendo los límites de las derivas de piso el requerimiento que gobernará la selección de secciones definitivas para este tipo de pórtico.

La norma NEC 2011 establece un valor máximo admisible para de deriva de piso máxima inelástica  $\Delta_M$  de 0.02 para este tipo de estructura. Y da la siguiente expresión para transformas las deformaciones obtenidas por el análisis estático,  $\Delta_M$ , a deformaciones inelásticas.

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

Se procede a realizar varias iteraciones con diferentes secciones comprobando de la deriva máxima de piso, se obtiene para las secciones definitivas los siguientes valores:

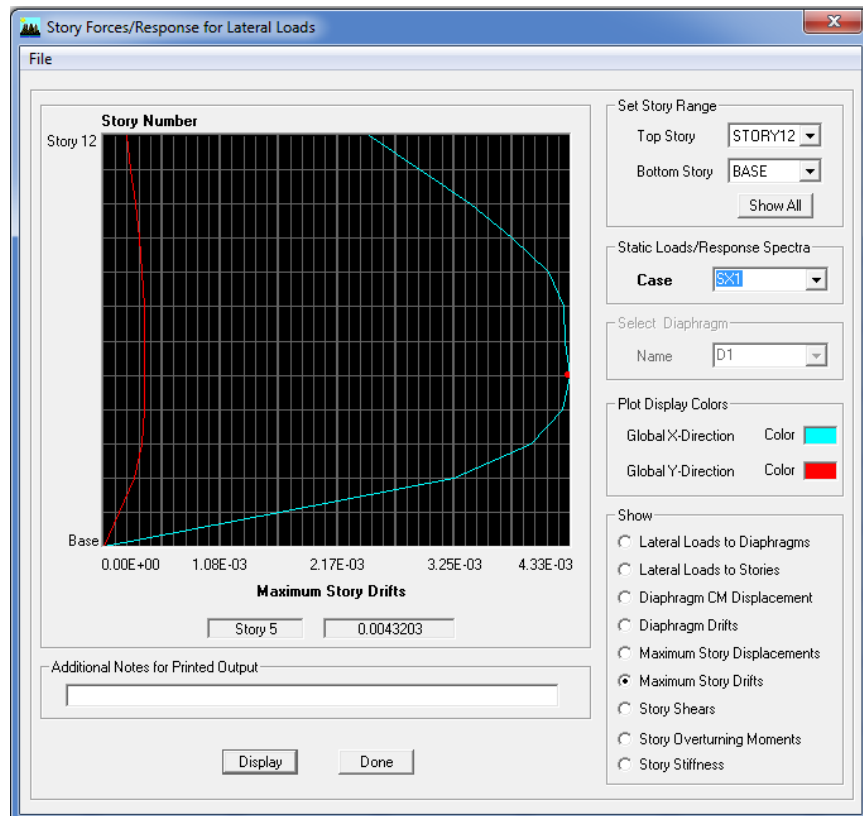


Figura 5- 5 Máxima deriva en sentido "x"

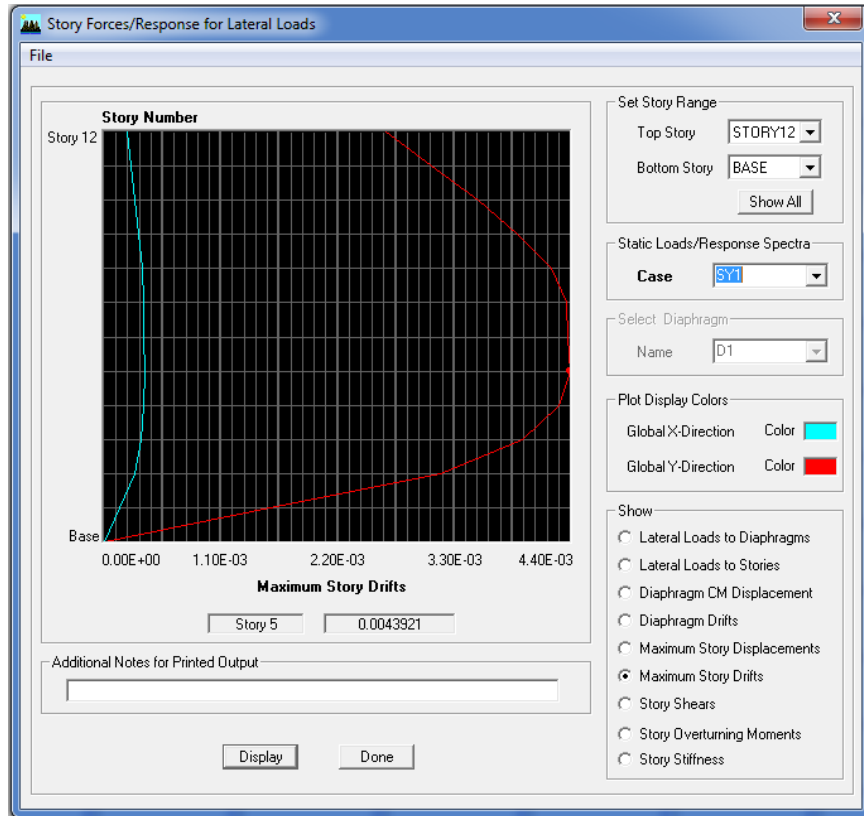


Figura 5- 6 9 Máxima deriva en sentido "y"

Se comprueba que el valor máximo obtenido para la carga SY1 no sobrepase el límite establecido por el código de 0.02. Se aplica la fórmula que da el código para transformar las deformaciones elásticas a inelásticas.

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 \times 6 \times 0.00439$$

$$\Delta_M = 0.0198 \leq 0.02$$

Una vez que se ha cumplido con las derivas y la capacidad se presentan la planta final de la estructura así como las secciones definitivas.

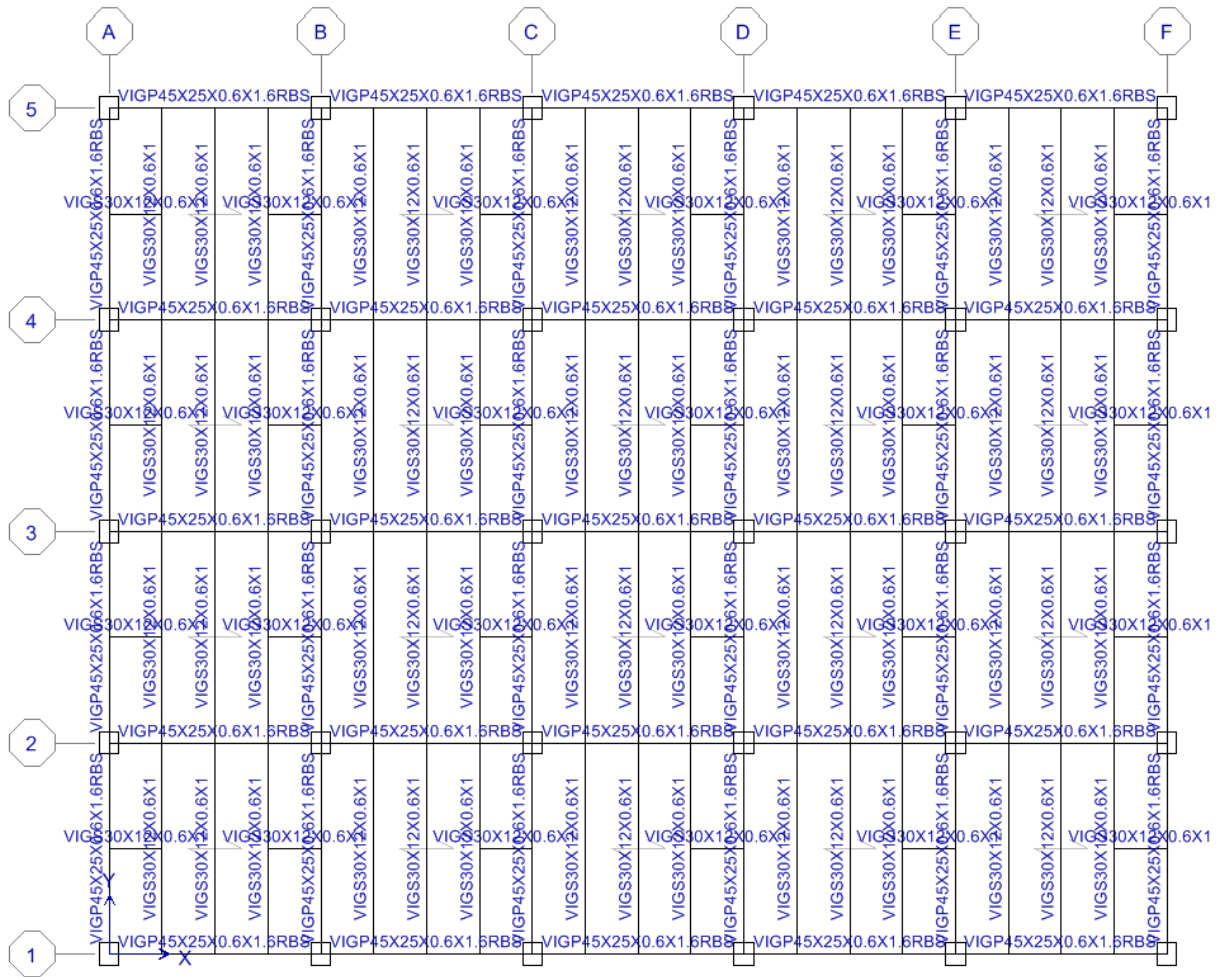


Figura 5- 7 Planta de secciones definitivas

Tabla 5- 5 secciones definitivas (columnas)

PROPIEDADES COLUMNAS				
PISOS	Area cm <sup>2</sup>	b cm.	h cm.	t cm.
1 AL 3	624.00	75.00	85.00	2.00
4 AL 6	624.00	75.00	85.00	2.00
7 AL 9	624.00	75.00	85.00	2.00
10 AL 12	624.00	75.00	85.00	2.00

Tabla 5- 6 Secciones definitivas (vigas)

PROPIEDADES VIGAS PRINCIPALES						
PISOS	Area cm <sup>2</sup>	d cm.	tw cm.	bf cm.	tf cm.	Zx cm <sup>3</sup>
1 AL 3	171.00	55.00	1.00	30.00	2.00	3830.25
4 AL 6	149.12	55.00	0.80	30.00	1.80	3401.19
7 AL 9	127.12	50.00	0.80	25.00	1.80	2599.59
10 AL 12	105.08	45.00	0.60	25.00	1.60	1998.09

## 5.5 Comprobación de la resistencia de las secciones.

Se procede a realizar las comprobaciones de la capacidad de las secciones. Se comprueba los cálculos realizados por el programa ETABS. En primer lugar se realiza el chequeo de las columnas de la estructura, se toma la columna más cargada de cada grupo de pisos para el análisis. Posteriormente se comprueba las vigas, tomando de igual manera la viga más cargada de cada grupo de pisos. Los chequeos se hacen de acuerdo a lo establecido en la norma AISC 05, tomando en cuenta los requisitos sísmicos de la norma.

### 5.5.1 Comprobación de columnas.

Es importante señalar que el programa ETABS no realiza la comprobación de las secciones compuestas, los datos que se obtienen del programa son las solicitaciones a las cuales está sometida la columna y ciertas propiedades de la misma por lo que es indispensable realizar el chequeo manual de acuerdo a lo establecido en la sección I del código AISC 360-05. Se procede con la comprobación de la columna más crítica con la sección tipo 1 correspondiente al piso 1 y los ejes 4-B, bajo la combinación de carga C7, la cual se muestra como la columna intermedia en la siguiente figura.

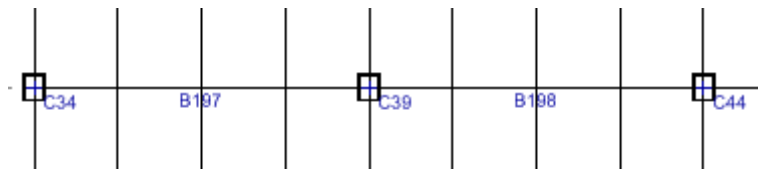


Figura 5- 8 Columna crítica

Del programa se obtienen las solicitaciones a las que está sometida la columna que son las siguientes:

$$\begin{aligned} P_u &= 588.05 \text{ t} \\ M_{ux} &= 6.87 \text{ t m} \\ M_{uy} &= 193.44 \text{ t m} \end{aligned}$$

Se comprueba que todas las columnas posean el espesor mínimo de acero de acuerdo a lo establecido en el código AISC 341-05 para columnas rellenas de hormigón, de acuerdo a lo establecido en la siguiente fórmula solo se comprobará que cumpla con el requerimiento en el sentido más largo ya que al tener el mismo espesor el otro sentido ya estará cumpliendo con el espesor mínimo.

$$t_{min} = b \sqrt{F_y / (2E)}$$

Tabla 5- 7 Cumplimiento de espesores mínimos

PROPIEDADES COLUMNAS						
PISOS	Area cm <sup>2</sup>	b cm.	h cm.	t cm.	límite	Cumple
1 AL 3	624.00	75.00	85.00	2.00	1.79	SI
4 AL 6	624.00	75.00	85.00	2.00	1.79	SI
7 AL 9	624.00	75.00	85.00	2.00	1.79	SI
10 AL 12	624.00	75.00	85.00	2.00	1.79	SI

La norma indica que para secciones sometidas a flexión en donde el hormigón debería trabajar a tracción se debe ignorar la sección de hormigón y se debe calcular el momento nominal resistente únicamente tomando la sección de acero de acuerdo a lo establecido en la sección F de la norma. Se calcula el valor del momento nominal en ambos sentidos de acuerdo a lo establecido en la sección F7 del código AISC-05 para las condiciones indicadas, y se obtiene el valor del módulo plástico Z del programa.

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$\phi M_{nx} = 0.9 F_y Z = 0.9 \times 2534 \text{ kg/cm}^2 \times 17451.00 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_{nx} = 397.99 \text{ tm}$$

$$\phi M_{ny} = 0.9 F_y Z = 0.9 \times 2534 \text{ kg/cm}^2 \times 19011.00 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_{ny} = 433.56 \text{ tm}$$

Se toman los datos de la columna a comprobar. La norma establece que la resistencia nominal a compresión de una sección tipo cajón de acero rellena de hormigón se debe calcular de la siguiente forma, calculando los parámetros requeridos en el siguiente orden.

<b>b=</b>	85	cm
<b>h=</b>	75	cm
<b>L=</b>	324	cm
<b>t=</b>	2	cm
<b>fy=</b>	2534	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'c=</b>	210	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Ec=</b>	202879.27	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Es=</b>	2100000	kg/cm <sup>2</sup>
<b>At=</b>	6375	cm <sup>2</sup>
<b>As=</b>	624	cm <sup>2</sup>
<b>Ac=</b>	5751	cm <sup>2</sup>
<b>Ic=</b>	2415899.25	cm <sup>4</sup>
<b>Is=</b>	572382.00	cm <sup>4</sup>

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

$$C_3 = 0.6 + 2 \left( \frac{624 \text{ cm}^2}{6375 \text{ cm}^2} \right) \leq 0.9$$

$$C_3 = 0.796 \leq 0.9 \therefore C_3 = 0.796$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + C_3 E_c I_c$$

$$EI_{eff} = (2100000 \times 572382.00 + 0.796 \times 202879.274 \times 2415899.25) \text{ kg cm}^2$$

$$EI_{eff} = 1.59204 \times 10^{12} \text{ kg cm}^2$$

Donde:

As = Área de la sección de acero.

Ac = Área de la sección de concreto.

E<sub>eff</sub> = Rigidez efectiva de la sección compuesta.

Ec = Módulo de elasticidad del concreto

Es = Módulo de elasticidad del acero.

Ic = Inercia de la sección de concreto.

Is = Inercia de la sección de acero.

$$P_o = A_s F_y + C_2 A_c f'_c$$

$C_2 = 0.85$  para secciones rectangulares.

$$P_o = (624 \times 2534 + 0.85 \times 5751 \times 210) \text{ kg}$$

$$P_o = 2607769.5 \text{ kg}$$

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2$$

$$P_e = \pi^2 (1.59204 \times 10^{12}) / (324)^2$$

$$P_e = 149679508 \text{ kg}$$

Se asume un valor de  $k=1$  de acuerdo a los establecido en la sección C del código, este valor se verificará posteriormente.

$$0.44 P_o = 1147418.58 \text{ kg}$$

Ya que  $P_e \geq 0.44 P_o$

$$P_n = P_o \left[ 0.658 \left( \frac{P_o}{P_e} \right) \right]$$

$$P_n = 2607769.5 \left[ 0.658 \left( \frac{2607769.5}{149679508} \right) \right] \text{ kg}$$

$$P_n = 2588.82 \text{ t}$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 2588.82 \text{ t} = 1941.62 \text{ t}$$

De acuerdo a la sección I2b de la norma AISC 360-05 el valor del factor de longitud efectiva K se debe calcular de acuerdo con lo establecido en el capítulo C, el cual establece, en la sección 2b que K se puede tomar igual a 1 si se cumple que:

$$\alpha P_r \leq 0.5 P_y$$

Donde:

$$\alpha = 1 \text{ (LRFD)}$$

$P_r$  = Resistencia a compresión requerida para resistir las combinaciones LRFD

$P_y$  = Resistencia última de la sección. ( $=A F_y$ )

Se realiza esta comprobación para la columna más cargada axialmente, con la combinación más crítica, se obtienen los datos de la columna más crítica del programa.

**Tabla 5- 8** Columna más cargada axialmente

Story	Column	Load	P (t)	M2 (t m)	M3 (t m)
STORY1	C43	C2	-670.68	0	-0.017
STORY1	C48	C2	-670.67	0	-0.007
STORY1	C43	C2	-667.65	0	-0.013
STORY1	C48	C2	-667.65	0	-0.017

De esta manera para la columna C43 para la combinación C2 se tiene.

$$1x \ 670.68 \ t \leq 0.5 \ x \ 1941.62 \ t$$

$$670.68 \ t \leq 970.81 \ t \quad OK$$

Por lo tanto para todas las columnas bajo todas las combinaciones en análisis se puede tomar el valor de  $K=1$  ratificando el valor asumido anteriormente para el cálculo de la resistencia nominal a compresión.

Se calcula la siguiente relación para la columna en análisis la cual indica que ecuación utilizar en la sección H del código AISC.

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{588.05t}{1941.62 \ t} = 0.303 > 0.2$$

Al ser la relación mayor a 0.2 se utiliza la ecuación H1-1.a del código AISC-05 de donde se obtiene:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_N} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$0.303 + \frac{8}{9} \left( \frac{6.87}{397.99} + \frac{193.44}{433.56} \right) \leq 1$$

$$0.303 + 0.017 + 0.446 \leq 1$$

$$0.766 \leq 1$$

### 5.5.2. Comprobación de vigas.

En primer lugar se comprueba que todas las vigas sean sísmicamente compactas de acuerdo a lo establecido en el código AISC 341-05, en la tabla I-8-1, los factores dados son para almas y alas de secciones tipo I respectivamente sometidas a flexión. De acuerdo a lo establecido en las relaciones se comprobará que las alas y el alma de todos los cuatro tipos de vigas tipo sean compactas.

Límite para las alas de las secciones tipo I:

$$\lambda_{ps} = 0.30 \sqrt{E/F_y} = 8.64$$

Límite para las almas de las secciones tipo I:

$$\lambda_{ps} = 2.45 \sqrt{E/F_y} = 70.53$$

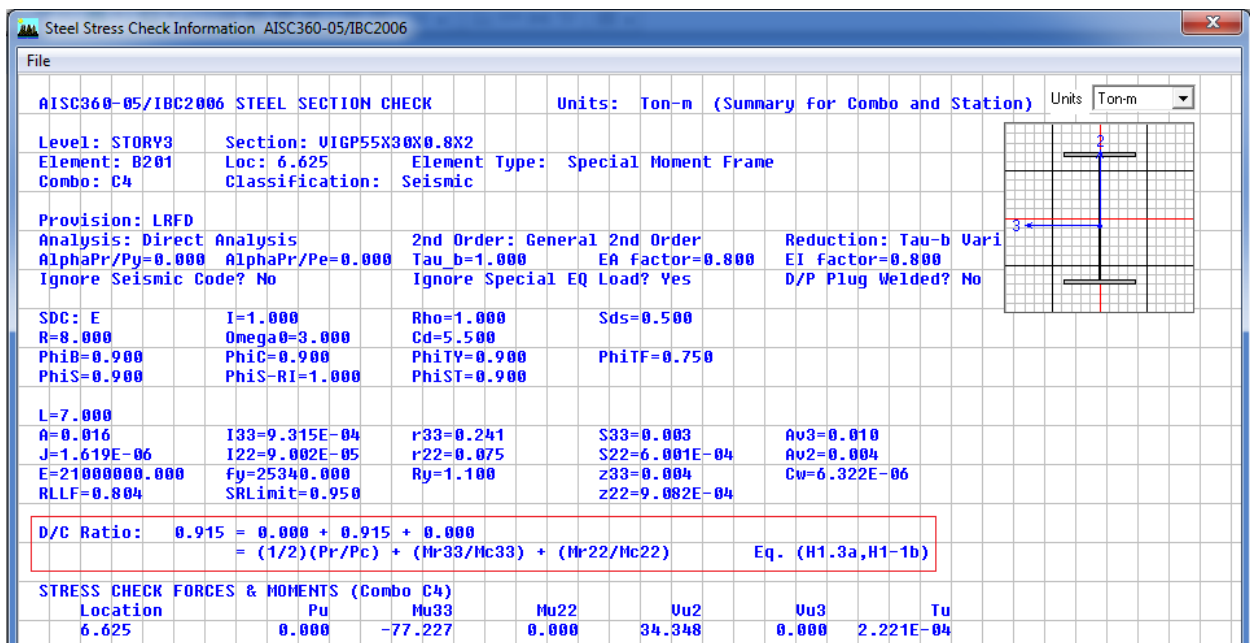
**Tabla 5- 9** Chequeo secciones compactas en vigas principales

PROPIEDADES VIGAS PRINCIPALES							CHEQUEO SECCIONES COMPACTAS					
PISOS	Area cm2	d cm.	tw cm.	bf cm.	tf cm.	Zx cm3	ALAS			ALMAS		
							b/t	limite	cumple	h/tw	limite	cumple
1 AL 3	171.00	55.00	1.00	30.00	2.00	3830.25	7.50	8.64	SI	51.00	70.53	SI
4 AL 6	149.12	55.00	0.80	30.00	1.80	3401.19	8.33	8.64	SI	64.25	70.53	SI
7 AL 9	127.12	50.00	0.80	25.00	1.80	2599.59	6.94	8.64	SI	58.00	70.53	SI
10 AL 12	105.08	45.00	0.60	25.00	1.60	1998.09	7.81	8.64	SI	69.67	70.53	SI

Se procede a realizar el mismo análisis presentado para la comprobación de vigas del capítulo 4 de la presente disertación, a continuación se presenta el resumen de los cálculos para cada viga, así como los datos obtenidos del programa ETABS para la comparación.

**Tabla 5- 10** Chequeo secciones compactas en vigas principales

SECCION	PISO	EJES	SOLICITACIONES			PROPIEDADES		CALCULO RESISTENCIA		
			COMBINACION	Pu (t)	Muy (t m)	Mux (t m)	Zx (cm3)	Fy (kg/cm2)	$\phi M_{nx}$ (t m)	Mu / $\phi M_{nx}$
V55X30X2.0X0.8	3	E-4 a F-4	C4	0	0	77.227	3700.200	2534	84.387	0.915
V55X30X1.8X0.8	5	E-4 a F-4	C4	0	0	76.361	3401.192	2534	77.568	0.984
V50X25X1.8X0.8	8	E-4 a F-4	C4	0	0	57.540	2599.592	2534	59.286	0.971
V45X25X1.6X0.6	10	E-4 a F-4	C4	0	0	41.270	1998.086	2534	45.568	0.906



**Figura 5- 9** Viga más cargada pisos 1 al 3

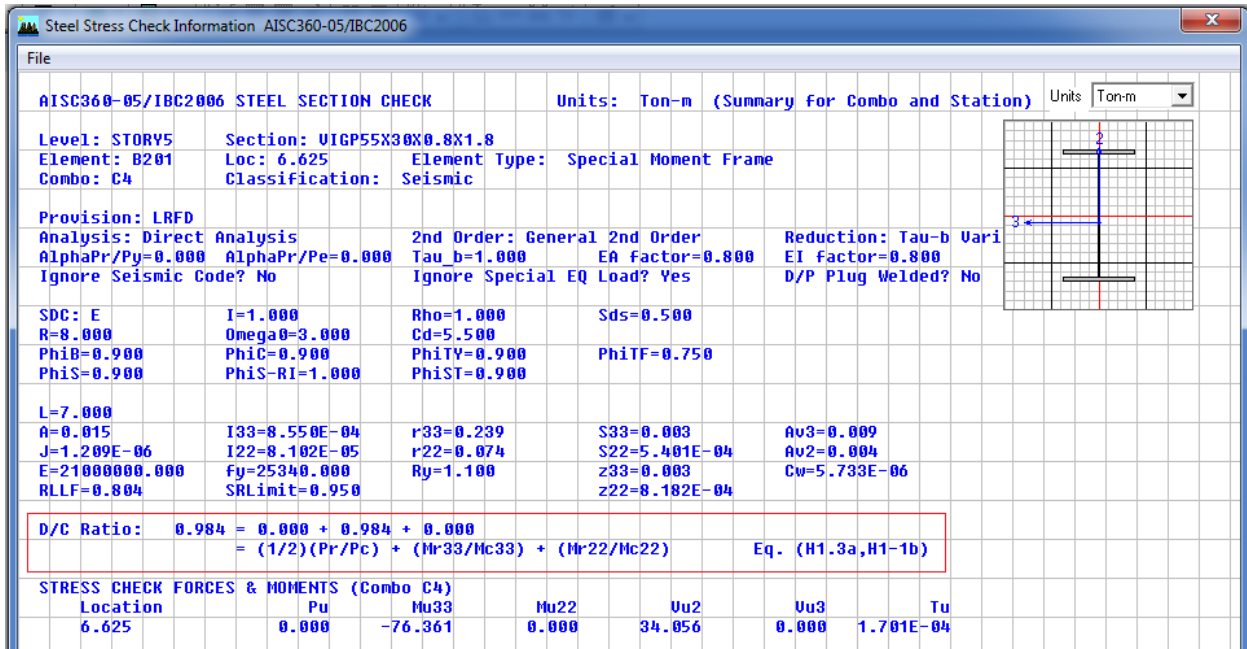


Figura 5- 10 Viga más cargada pisos 4 al 6

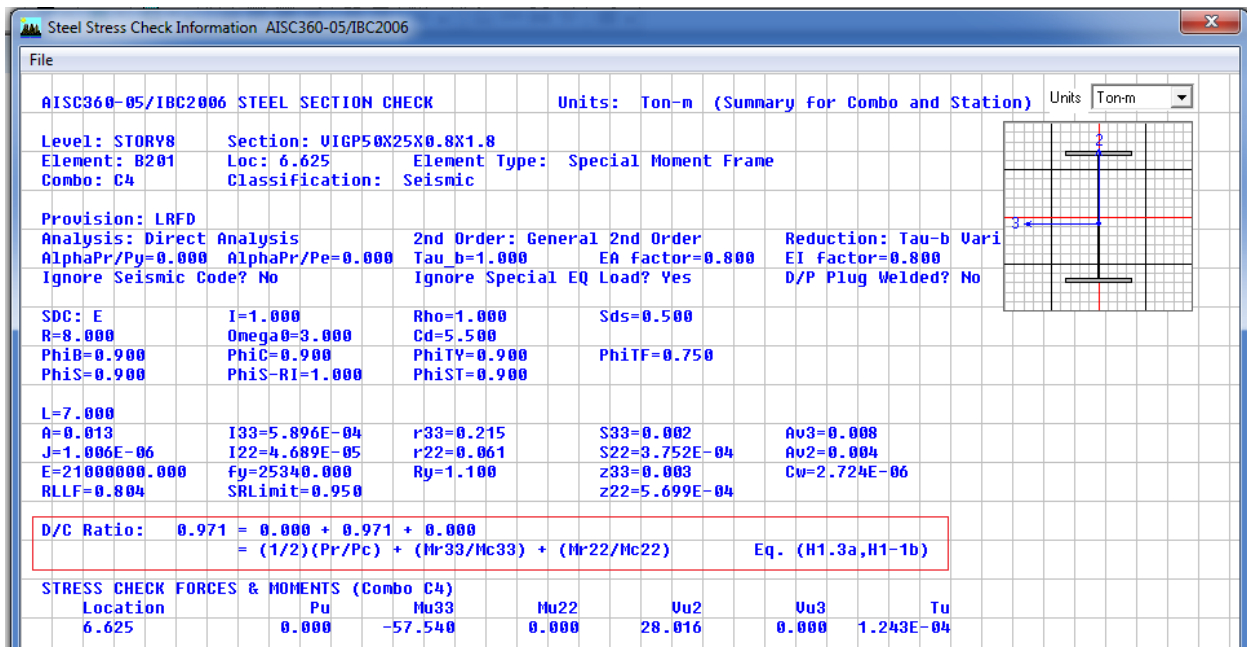


Figura 5- 11 Viga más cargada pisos 7 al 9

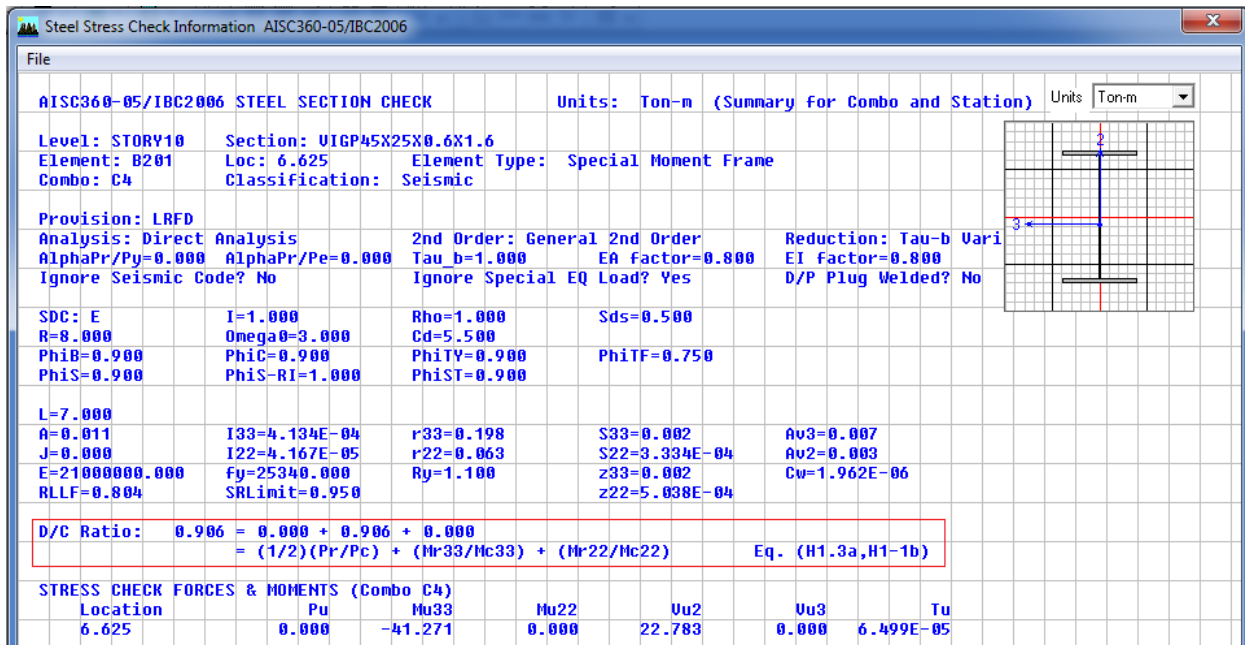


Figura 5- 12 Viga más cargada pisos 10 al 12

## CAPITULO 6: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER.

La norma FEMA 273 indica que el nivel básico de seguridad (BSO) es en el cual la estructura se desempeña dentro del rango de seguridad de vida para el sismo de seguridad básico 1 (BSE 1) el cual será tomado como el sismo con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, es decir, con un periodo de retorno medio de 475 años. De igual manera la norma establece que el desempeño de la estructura deberá estar dentro del nivel de prevención del colapso para el sismo de seguridad básico 2 (BSE 2) el cual se toma como el sismo con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años, es decir, con un periodo de retorno medio de 2475 años. Se toma este objetivo de seguridad con el fin de comparar los resultados obtenidos mediante el procedimiento de diseño lineal, y el diseño final que se generará con las secciones que cumplan con lo requerido por el código FEMA 273.

Para el espectro del sismo BSE 1 se utiliza el espectro propuesto por el NEC-11 el cual representa un sismo con una probabilidad de ocurrencia del 10% en 50 años. Para obtener los valores de ordenadas para el sismo de 2% de probabilidad de ocurrencia se procede a multiplicar los valores del sismo propuesto por el NEC-11 por un factor de 1.5 (Aguilar, 2008.) Se presentan a continuación los dos espectros correspondientes propuestos por la norma NEC-11. Es importante notar que estos espectros se obtienen con las fórmulas propuestas con la norma NEC-11 para las condiciones propuestas en los capítulos anteriores, es decir para la ciudad de Quito a la que corresponde una zona sísmica V, con un perfil de suelo tipo D. Una alternativa es la utilización de las ecuaciones de la norma FEMA 273 o ASCE 7 para la obtención de los espectros, dichas ecuaciones dan curvas muy similares entre sí pero difieren significativamente de las propuestas por el NEC-11, esta diferencia se debe en parte a que las ecuaciones del NEC-11 no se encuentran en función de los valores de  $S_s$  y  $S_1$  dados por la misma norma, se presenta una comparación entre los espectros propuestos por la norma NEC-11 que se utilizaran en esta disertación y los espectros obtenidos utilizando las ecuaciones de la norma FEMA 273 con los valores de  $S_s$  y  $S_1$  presentados por el NEC-11, dejando para futuros estudios o diseños, a criterio del ingeniero encargado del diseño la adopción de los espectros más apropiados, notando la mayor diferencia en los valores de  $S_a$  para periodos característicos de estructuras relativamente

bajos, como en el caso de estructuras con muros de corte, lo cual podría afectar los valores de desplazamientos objetivos correspondiente al análisis estático no lineal.

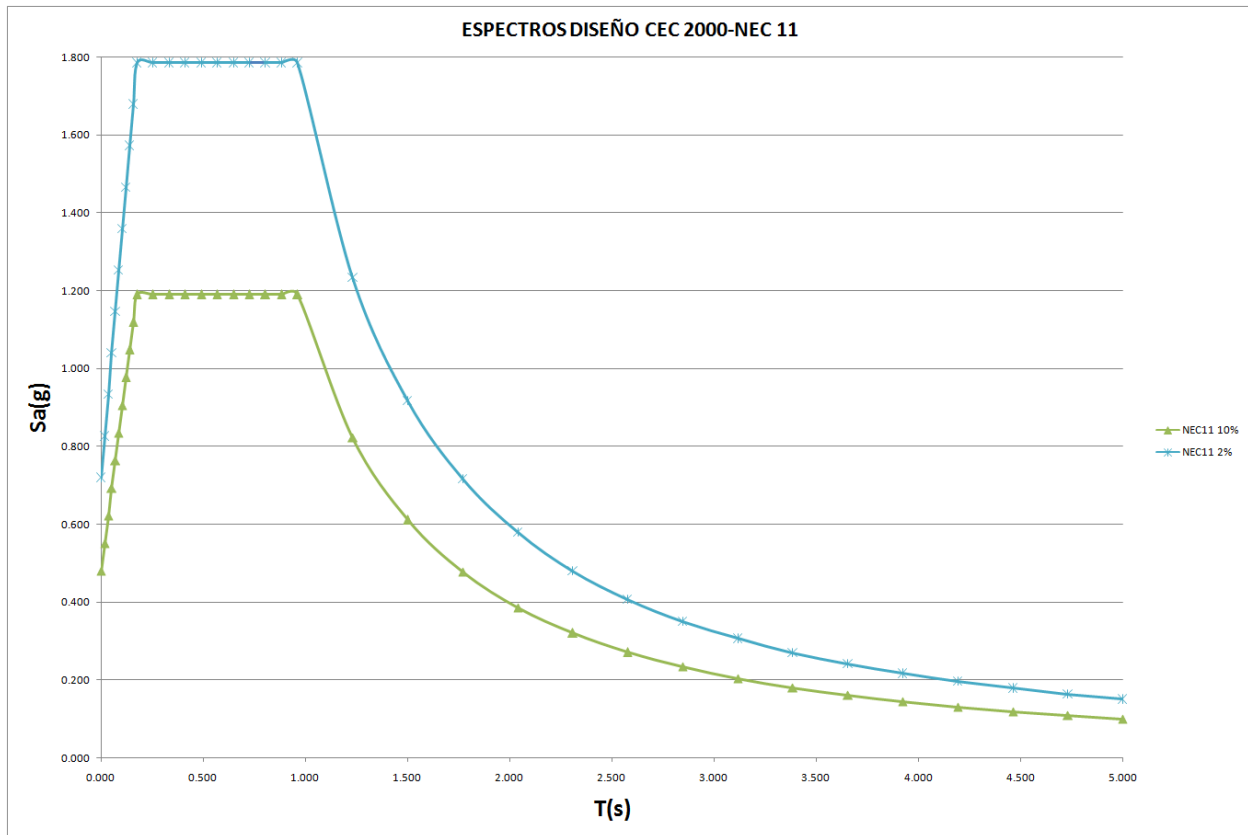


Figura 6- 1 Espectros Nec-11, 10%-50a y 2%-50a.

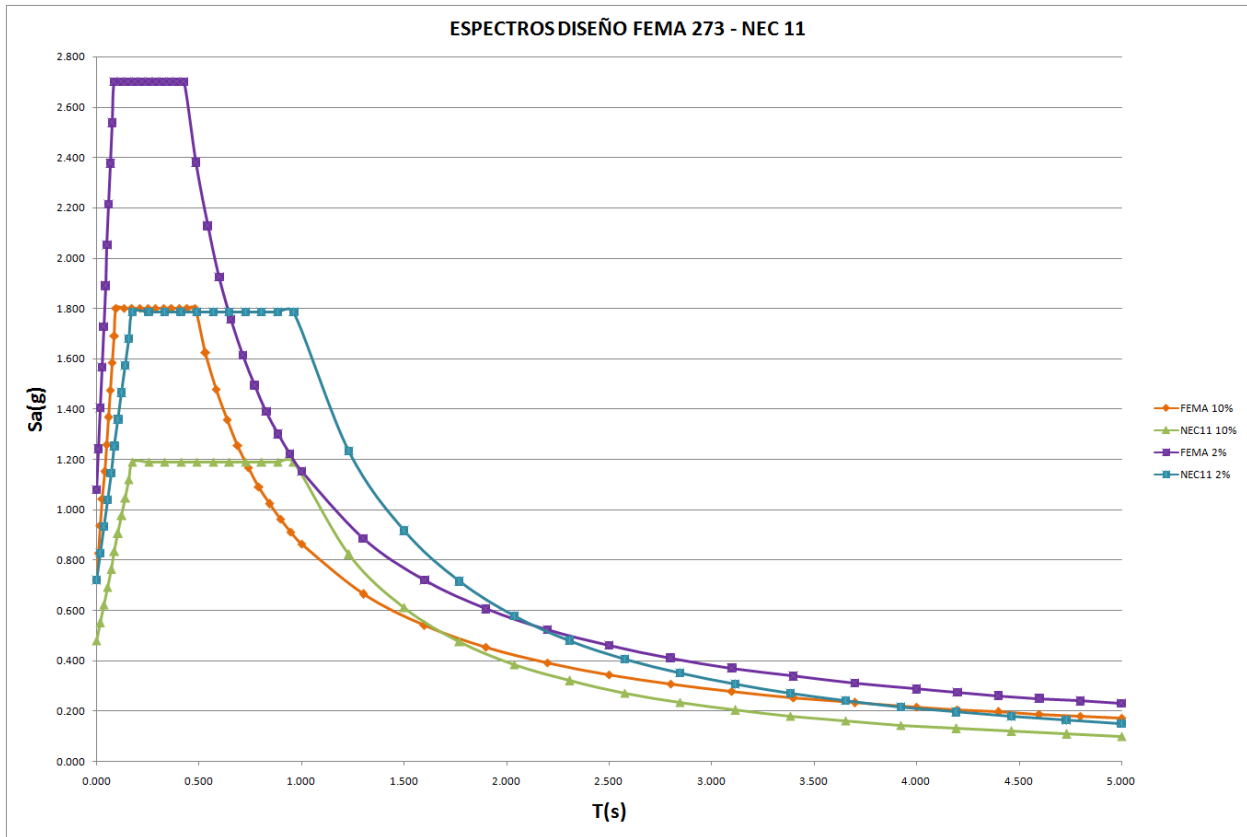


Figura 6- 2 Comparación espectros NEC-11 y FEMA 273.

El procedimiento para determinar el desplazamiento esperado en el nudo de control en el último piso de edificio, el cual será el nudo más cercano al centro de masas del piso, durante la acción del sismo con la probabilidad de excedencia respectiva se detalla a continuación, de acuerdo a lo establecido por el código FEMA 273.

En primer lugar se calcula el periodo efectivo fundamental de la estructura.

$$T_e = T_0 \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Donde:

$K_i$  = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección en consideración, obtenida como la relación entre el corte basal y el desplazamiento lateral en la parte lineal de la curva de desempeño de la estructura.

$K_e$  = Rigidez lateral eficaz del edificio en la dirección en consideración, obtenida como la relación entre el corte basal y el desplazamiento lateral del punto de desempeño de la estructura.

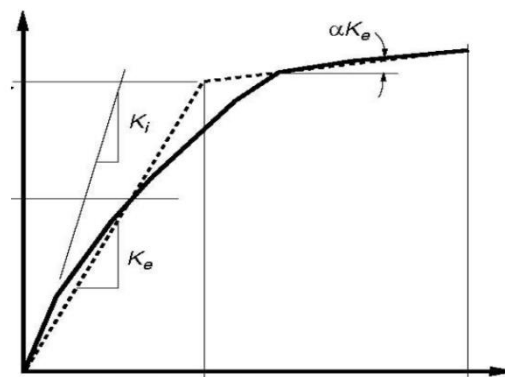


Figura 6- 3 Curva de capacidad

El código FEMA 273 establece la siguiente ecuación para el desplazamiento objetivo del punto de control de acuerdo al sismo analizado.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T e^2}{4 \pi^2} g$$

Donde:

$C_0$  = Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral y el desplazamiento esperado del punto de control obtenido de la tabla 6-2.

$C_1$  = Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos a los desplazamientos calculados para la respuesta elástica. El factor será igual a 1 si el periodo efectivo es mayor al periodo característico de la estructura.

$C_2$  = Factor de modificación para representar el efecto de la forma de histéresis en el desplazamiento de respuesta máximo. Valor encontrado en la tabla 6-1.

$C_3$ = Factor de modificación para representar los valores de desplazamiento incrementados debido a los efectos dinámicos P- $\Delta$ . Para estructuras con una rigidez post fluencia menor se calculará el valor de  $C_3$  con la siguiente ecuación.

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha| (R - 1)^{3/2}}{T_e}$$

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot \frac{1}{C_0}$$

Donde:

$\alpha$ = Relación entre la rigidez post fluencia y la rigidez efectiva como se indica en la figura 6-3.

$S_a$ = La aceleración correspondiente al espectro de respuesta para el periodo fundamental efectivo.

$V_y$ = El valor correspondiente al corte basal que corresponde al punto de desempeño obtenido del análisis no lineal.

$W$ = Cargas anticipadas de la estructura, 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva.

Tabla 6- 1 Valores coeficiente  $C_2$

<b>Valores para Factor de Modificación <math>C_2</math></b>				
<b>Nivel de Rendimiento</b>	<b><math>T = 0.1</math> Segundos</b>		<b><math>T \geq T_0</math> second</b>	
	<b>Pórtico Tipo 11</b>	<b>Pórtico Tipo 22</b>	<b>Pórtico Tipo 11</b>	<b>Pórtico Tipo 22</b>
Ocupación Inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad de Vida	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención de Colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

1. estructuras en las cuales más del 30 % del corte de piso a cualquier nivel es resistido por componentes o elementos cuya fuerza y la rigidez pueden deteriorarse durante el terremoto de diseño. Tales elementos y componentes incluyen: los pórticos ordinarios que resisten al momento, pórticos concéntrico - vigorizados, pórticos con conexiones parcialmente reservadas, pórticos vigorizados únicamente de tensión, no reforzaron paredes de mampostería, paredes críticas del corte y embarcaderos, o cualquier combinación del susodicho.

2. Todos los pórticos no adjudicados(asignados) a Tipo que portico 1

Tabla 6- 2 Valores coeficiente C0.

VALORES DE MODIFICACIÓN DEL FACTOR C0	
PISOS	FACTOR MODIFICACION
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

A continuación se establece los pasos a seguir en el programa ETABS para realizar el análisis estático no lineal, estos pasos se deben seguir para cada estructura.

En primer lugar se debe establecer la creación de las rótulas plásticas en vigas y columnas a una distancia del 5% y 95% de los ejes. El tipo de articulación plástica en columnas será del tipo Default-PPM y en vigas del tipo Default-M3. Se seleccionan las columnas de la estructura haciéndolo por la opción de selección de objeto de tipo de línea.

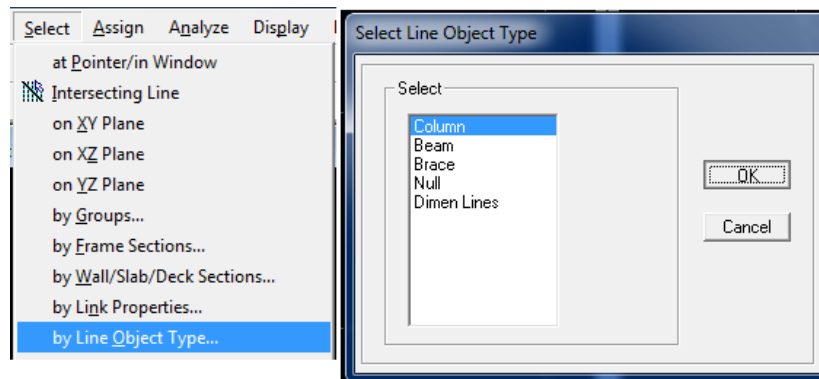


Figura 6- 4 Selección elementos ETABS.

Se procede a asignar las rótulas plásticas en el menú Assign → Frame /Line → Frame non linear hinges. Asignando la rótula plástica ya mencionada.

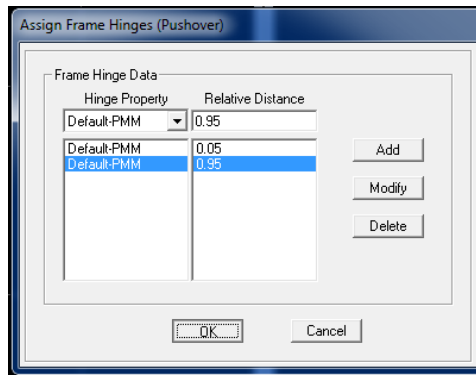


Figura 6- 5 Asignación de rótulas tipo PPM.

Se repite el proceso de selección para las vigas y se asignan los valores de rótula plástica mencionados.

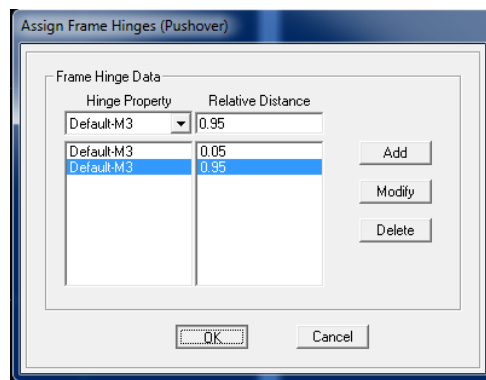


Figura 6- 6 Asignación de rótulas tipo M3

Posteriormente se procede a definir los casos de Pushover, se debe definir 4 casos, el primero llamado PUSH1 el cual carga a la estructura con las cargas de servicio definidas anteriormente. Se procede a crear los casos PUSHX y PUSHY los cuales deben partir del caso PUSH1, deben controlar en la dirección correspondiente el nudo de control ubicado cerca al centro de masas del último piso, y deben tener para los casos de una primera corrida del programa un desplazamiento objetivo del 4% de la altura del edificio para posteriormente analizar el desplazamiento objetivo y el desempeño con los requerimientos del FEMA 273. El método de descarga a aplicarse será Restart Using Secant Stiffness, siendo este el más recomendable aun que se debe notar que los

tres métodos toman en cuenta la reducción de la rigidez de las secciones, en cada caso se aplica la carga SX1 y SY1 con un factor de 1 respectivamente. Por último se debe crear el caso PUSHMODAL el cual analiza el nudo de control en el sentido X, para el mismo desplazamiento objetivo sin ningún caso de carga previo, agregando la carga MODAL con los 36 modos de vibración de la estructura. Por lo tanto se tienen los tres siguientes casos los cuales se definen accediendo a Define → Static Nonlinear/Pushover Cases → Add new Case...

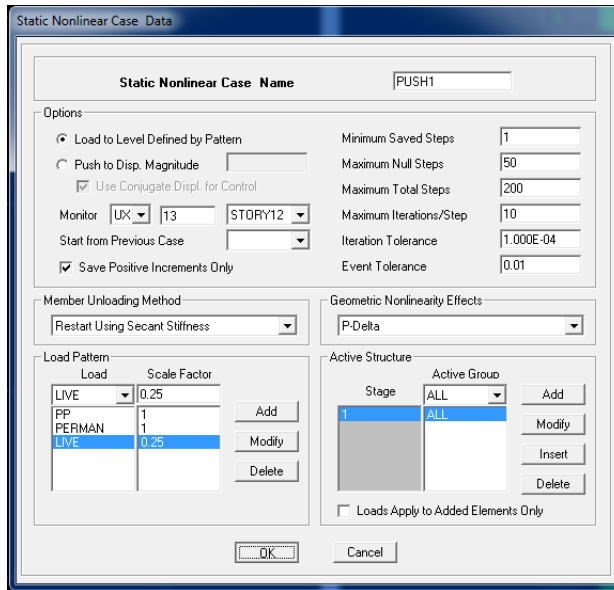


Figura 6- 7 Definición caso PUSH1.

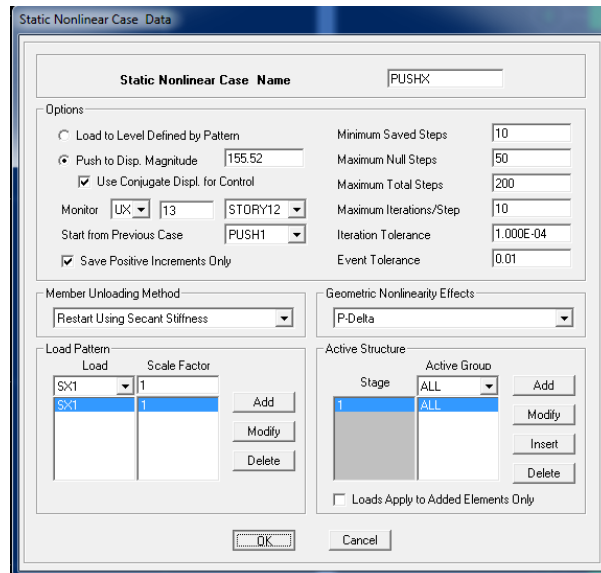


Figura 6- 8 Definición caso PUSHX.

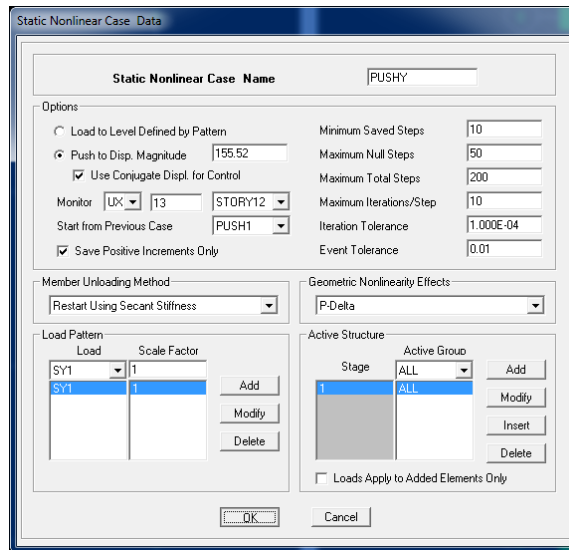


Figura 6-9 Definición caso PUSHY.

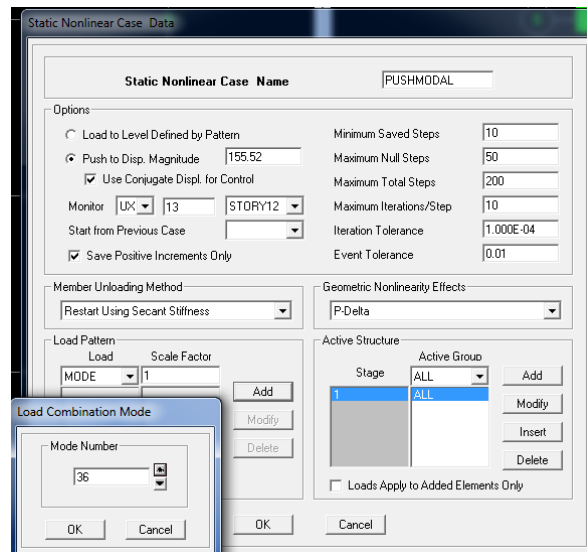


Figura 6- 10 Definición caso PUSHMODAL.

Una vez que se definen las rótulas plásticas y los casos de Pushover se procede a correr el programa, a realizar el diseño y chequeo de la estructura para posteriormente proceder con el análisis no lineal. Una vez que el programa ha ejecutado el análisis se procede a analizar las curvas de capacidad, las tablas de desplazamiento y corte basal para cada paso analizado, así

como la imagen de la estructura deformada con los desempeños de las articulaciones en los nudos para cada paso. El significado detallado de cada rango de desempeño se puede encontrar en el capítulo 2 de la siguiente disertación.

### 6.1. Análisis estático no lineal pushover de la estructura modelada en hormigón armado.

Se procede a realizar el análisis estático no lineal (PUSHOVER) de la estructura de Hormigón armado siguiendo el procedimiento indicado, en el programa ETABS. Se obtienen los siguientes resultados siguiendo el procedimiento detallado al inicio del capítulo.

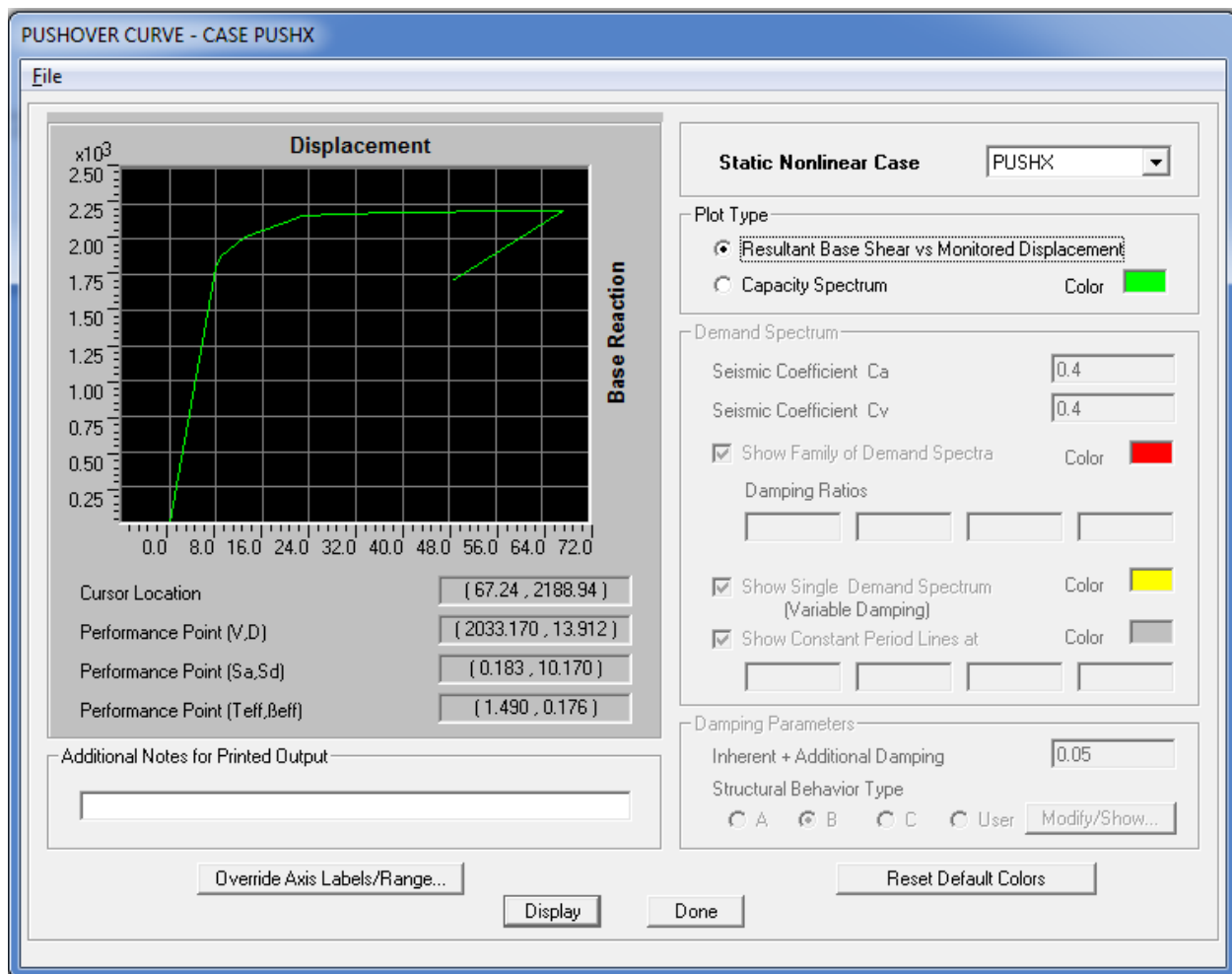


Figura 6- 11 Curva capacidad edificio hormigón armado.

La curva de capacidad, cuyas unidades se encuentran en toneladas – centímetros las cuales se mantienen en todos los cuadros y gráficos presentados en el presente capítulo a menos que se especifique lo contrario, nos muestra el punto de desempeño de la estructura. De esta curva se obtienen los datos con los cuales se procede a calcular el desplazamiento requerido por el nudo de control de acuerdo al procedimiento explicado al inicio del capítulo.

Tabla 6- 3 Análisis de desempeño edificio H.A

<b>DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS PUNTO CONTROL FEMA 273</b>	
W ESTRUCTURA=	15738 t.
T ESTRUCTURA=	1.27 s.
T e=	1.585 s.
<b>PUNTO DESEMPEÑO</b>	
Vy=	2033.2 t.
Dy=	13.91 cm.
m=ke=	146.17 t/cm.
<b>PUNTO RANGO ELASTICO</b>	
V=	725.81 t.
D=	3.19 cm.
m= ki=	227.53 t/cm.
<b>PUNTO FIN RANGO PLASTICO</b>	
V=	2188.9 t.
D=	67.24 cm.
m= $\alpha$ Ke=	2.92 t/cm.
$\alpha$ =	0.0200
<b>CALCULO R</b>	
Cm=	1
NEC11	R= 2.911
NEC11	C3= 1.0333
	Co= 1.5
	C1= 1
	C2= 1
<b>SISMO DE 10% EN 50 AÑOS</b>	
NEC 11	Sa= 0.564 g
NEC 11	$\delta$ t= 0.545 m.
<b>SISMO DE 2% EN 50 AÑOS</b>	
NEC 11	Sa= 0.845 g
NEC 11	$\delta$ t= 0.815 m.

Se observa que de acuerdo a las características del edificio el punto de control se debe desplazar una distancia de 54.5 cm para el sismo BSE 1 y una distancia de 81.5 cm para el sismo BSE 2.

Se procede a observar la tabla del programa ETABS para observar en que paso de análisis el edificio se encuentra con un desplazamiento del punto de control cercano al requerido y se analiza en cada pórtico el desempeño de los nudos, presentando el pórtico en condiciones de mas exigencia.

Step	Displacement	Base Force
0	0.0000	0.0000
1	7.0718	1598.4949
2	7.9974	1793.9061
3	8.7609	1878.6605
4	13.0028	2019.3770
5	22.2751	2160.0264
6	22.8946	2164.8899
7	29.2422	2182.5073
8	38.9553	2192.5569
9	42.7363	2194.6536
10	56.1739	2197.6555
11	67.5745	2200.1479
12	48.5783	1704.8577

Figura 6- 12 Corte basal – desplazamiento estructura hormigón.

Se puede observar que en el paso de análisis número 10 la estructura debe cumplir los requerimientos de desempeño de seguridad de vida y se puede observar que la estructura llega a un colapso de varios elementos mucho antes de llegar al desplazamiento requerido de 81.5 cm para el sismo BSE2 donde se esperaba tener un desempeño de prevención del colapso. Lo que significa que la estructura de hormigón armado no cumple con el requerimiento establecido por la norma FEMA 273 para alcanzar el nivel de seguridad básico. Se presenta la deformada del pórtico más crítico para los pasos 10 y 11.

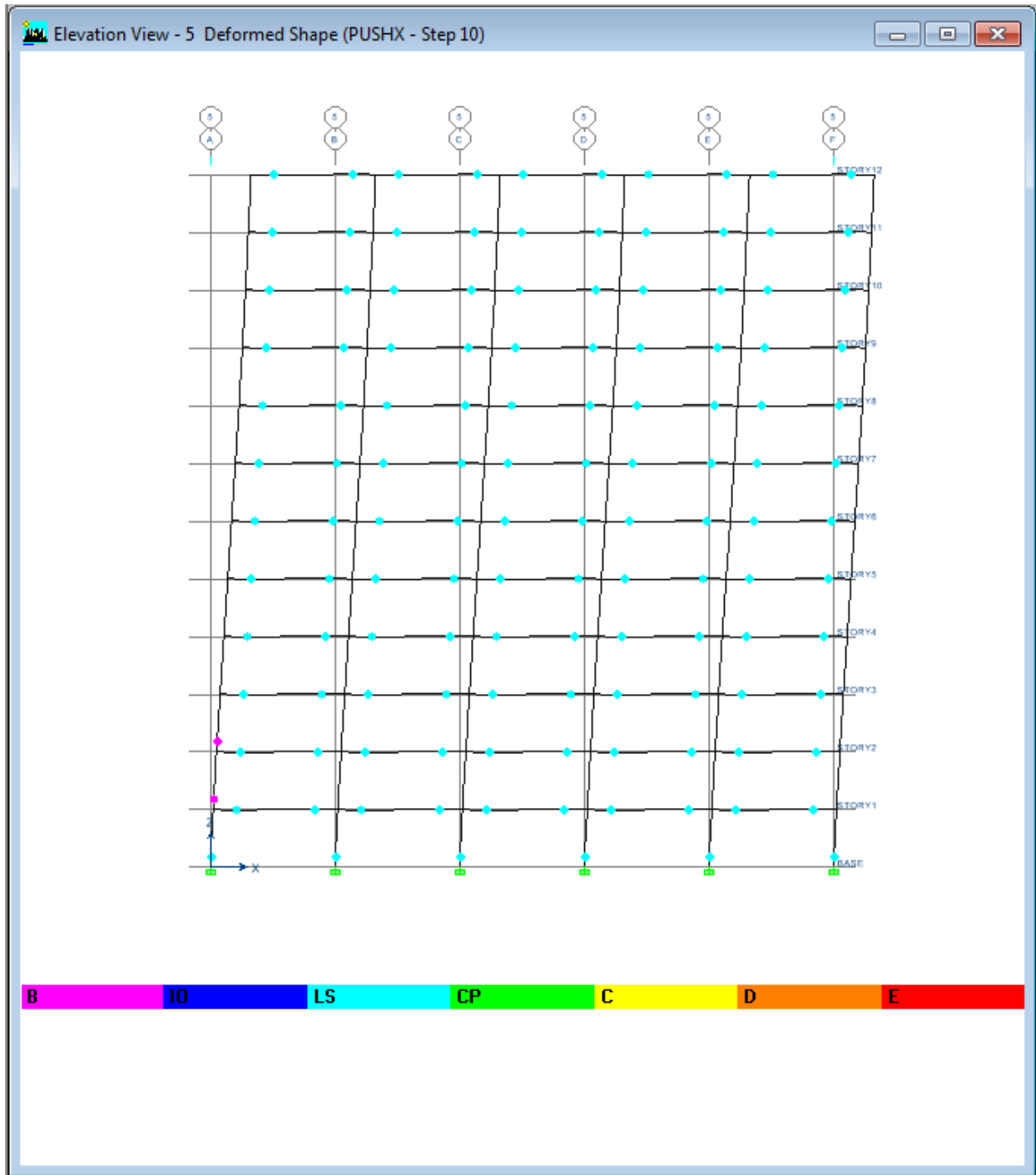


Figura 6- 13 Desempeño rótulas paso 10.

Se observa que casi todos los nudos es este pórtico trabajan bajo el desempeño de seguridad de vida, por lo que el edificio cumple con el requerimiento para el BSE1.

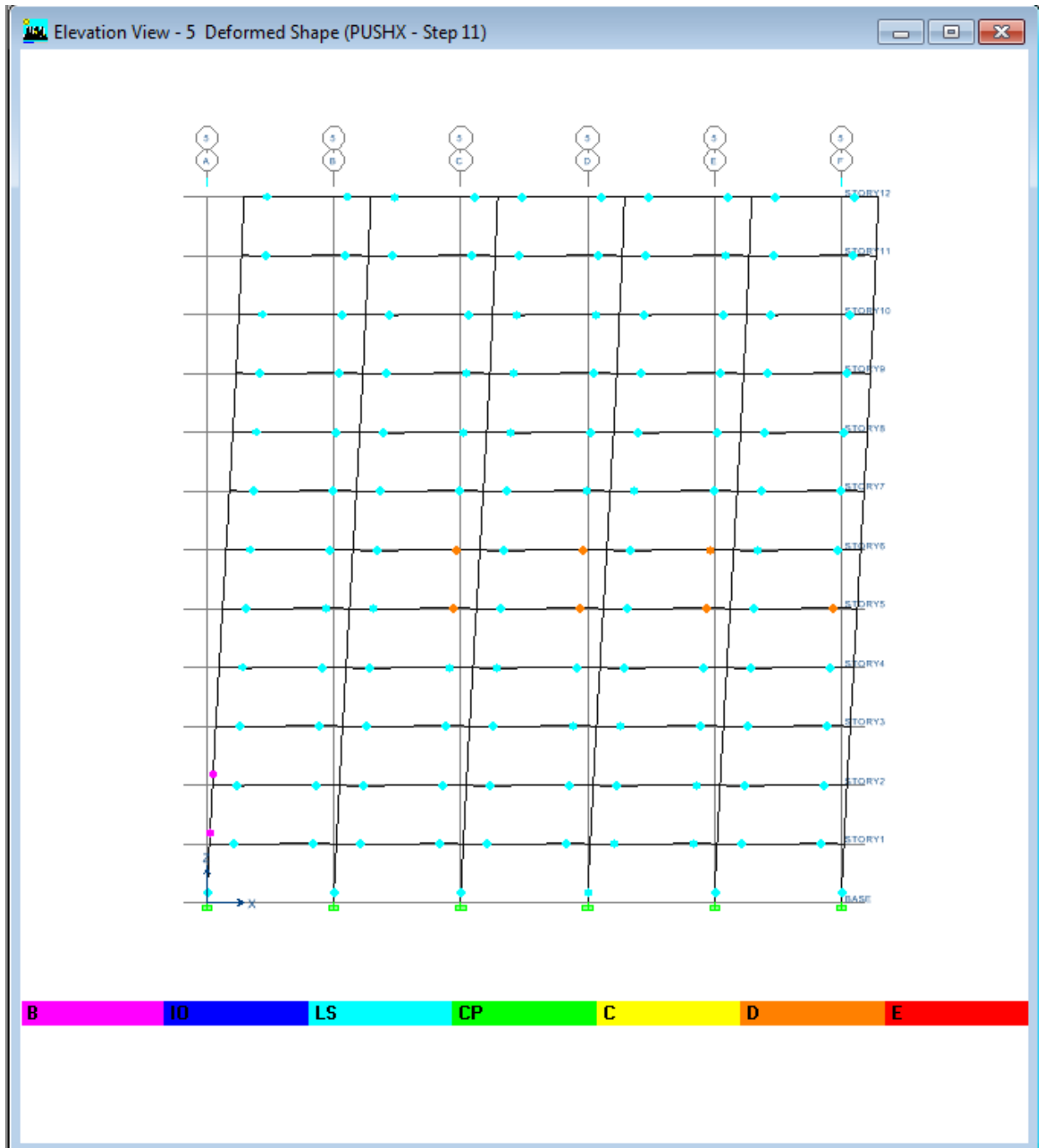


Figura 6- 14 Desempeño rótulas paso 11.

Se observa que ya existe el colapso de vigas en los pisos número 5 y 6 lo que genera que la estructura sea insegura. Por lo que se procede a realizar varios modelos con diferentes tamaños de columnas y vigas, la primera fila de la tabla muestra el tamaño de las secciones cuadradas de las dos columnas existentes en los modelos, un tamaño tipo del piso 1 al 6 y otro para los pisos

del 7 al 12. Los modelos se realizaron con un valor  $f'c$  de  $280 \text{ kg/cm}^2$ , para lograr acercarse a la estructura a los valores de desplazamiento requeridos por la norma. A continuación se presenta un resumen de los modelos realizados y los resultados obtenidos.

Tabla 6- 4 Análisis modelos en hormigón armado.

COLUMNAS	DESEMPEÑO		RANGO ELASTICO			Pto FIN R. PLASTICO			PERIODO	d10%	d2%	
	V(t)	D(cm)	V(t)	D(cm)	Ki(t/cm)	V(t)	D(cm)	Ke (t/cm)	(s)	(m)	(m)	
<b>50 Y 45</b>	1764.4	22.48	562.21	6.5	86.494	1880.2	55.38	33.951	1.92	0.609	0.92	
<b>55 Y 45</b>	1777	20.92	470.05	5.45	86.248	1917.1	54.97	34.875	1.82	0.59	0.89	
<b>60Y 55</b>	1808.2	18.34	599.08	4.87	123.014	1953.9	55.78	35.029	1.65	0.59	0.88	
<b>65 Y 60</b>	1830.4	16.79	460.83	3.47	132.804	2000	55.92	35.765	1.57	0.58	0.87	
<b>70 Y 65</b>	1847.9	15.87	495.39	3.19	155.295	2039.2	57.45	35.495	1.5	0.58	0.87	
<b>75 Y 70</b>	1870.2	15.55	576.04	3.08	187.026	2096.8	60.42	34.704	1.45	0.59	0.88	
<b>80 Y 75</b>	1900.5	15.1	599.08	3.19	187.799	2154.4	61.93	34.788	1.41	0.58	0.87	
<b>95 Y 90</b>	2003.1	14.99	541.47	2.8	193.382	2338.7	61.54	38.003	1.32	0.58	0.86	
<b>100 Y 95</b>	2028	14.99	553	2.63	210.266	2396.3	60.81	39.406	1.3	0.58	0.87	
v. optimas	<b>95 Y 90</b>	2003.1	14.99	541.47	2.8	193.382	2338.7	61.54	38.003	1.32	0.58	0.86
v. altas	<b>95 Y 90</b>	2124.1	12.83	817.97	2.73	299.623	2500	59.37	42.109	1.16	0.57	0.85
v. menores	<b>95 Y 90</b>	2338.7	4.2	748.85	4.2	178.298	2338.7	63.22	36.993	1.46	0.59	0.89

Se observa que para los 12 modelos propuestos, en los cuales se indican las secciones de columnas cuadradas asumidas para los pisos 1 al 6 y 7 al 12 respectivamente, ningún edificio alcanza el desplazamiento requerido para el sismo BSE2. Además de que las estructuras presentan colapsos muy cerca del desplazamiento requerido para el BS1, muchas veces sin alcanzar este desplazamiento. Se debe notar que el análisis estático no lineal es un análisis muy sensible a las secciones de las estructuras, pero sin embargo se observa claramente que al aumentar estas secciones los valores de rigidez lateral elástica, tanto como la efectiva aumentan progresivamente. Se puede observar una cierta estabilización de los desplazamientos requeridos, los cuales no disminuyen pese al incremento de rigidez esto se debe a que la ecuación del desplazamiento efectivo se encuentra en función del periodo efectivo, el cual ya se definió anteriormente como:

$$T_e = T_0 \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Así que si bien el periodo característico de la estructura disminuye con el aumento de las secciones, el periodo efectivo tiende a permanecer igual debido al incremento de la relación de la rigidez elástica y la rigidez efectiva. Analizando los valores de la ecuación del desplazamiento objetivo presentada por el FEMA 273 la cual se presenta a continuación.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T e^2}{4 \pi^2} g$$

Se puede ver que los términos que inciden de manera más importante en el desplazamiento objetivo son el periodo efectivo de la estructura y el valor de  $S_a$  el cual se encuentra relacionado al periodo efectivo por medio del espectro de diseño. El otro valor dominante es el factor de  $C_0$  el cual para edificios de 10 o más pisos tiene un valor de 1.5 por lo cual se puede deducir razonablemente que un edificio con un número de pisos superior y la misma configuración en planta, al tener una relación de aspecto (alto / dimensión en planta) mayor, tendrá desplazamientos y rigideces más elevados debido al requerimiento generado por las solicitaciones de carga respectivas que aumentan conforme se incrementa el número de pisos. La combinación de estas características puede generar que un edificio con una mayor relación de aspecto puede cumplir con los requerimientos del FEMA ya que el factor  $C_0$  se mantendrá igual variando solo el periodo de la estructura.

Para comprobar hasta cierto punto esta hipótesis se modela un edificio con la misma sección en planta pero de 20 pisos de altura. Por facilidad del modelo se eligen dos tipos de columnas, de 150cm x 150 cm en los pisos bajos y de 130cm x 130cm en los pisos altos. De igual manera se eligen dos vigas tipo de 50 cm x 90 cm para pisos bajos y de 50 cm x 80 cm para pisos altos. Las vigas secundarias se toman de 40cm x 60 cm. Las cargas aplicadas permanentes y viva se mantienen igual que en los modelos anteriores. Realizando el análisis Pushover se obtuvo la siguiente curva de capacidad, los siguientes desplazamientos objetivos calculados, y los valores de desplazamiento del punto de control para los pasos correspondientes del programa.

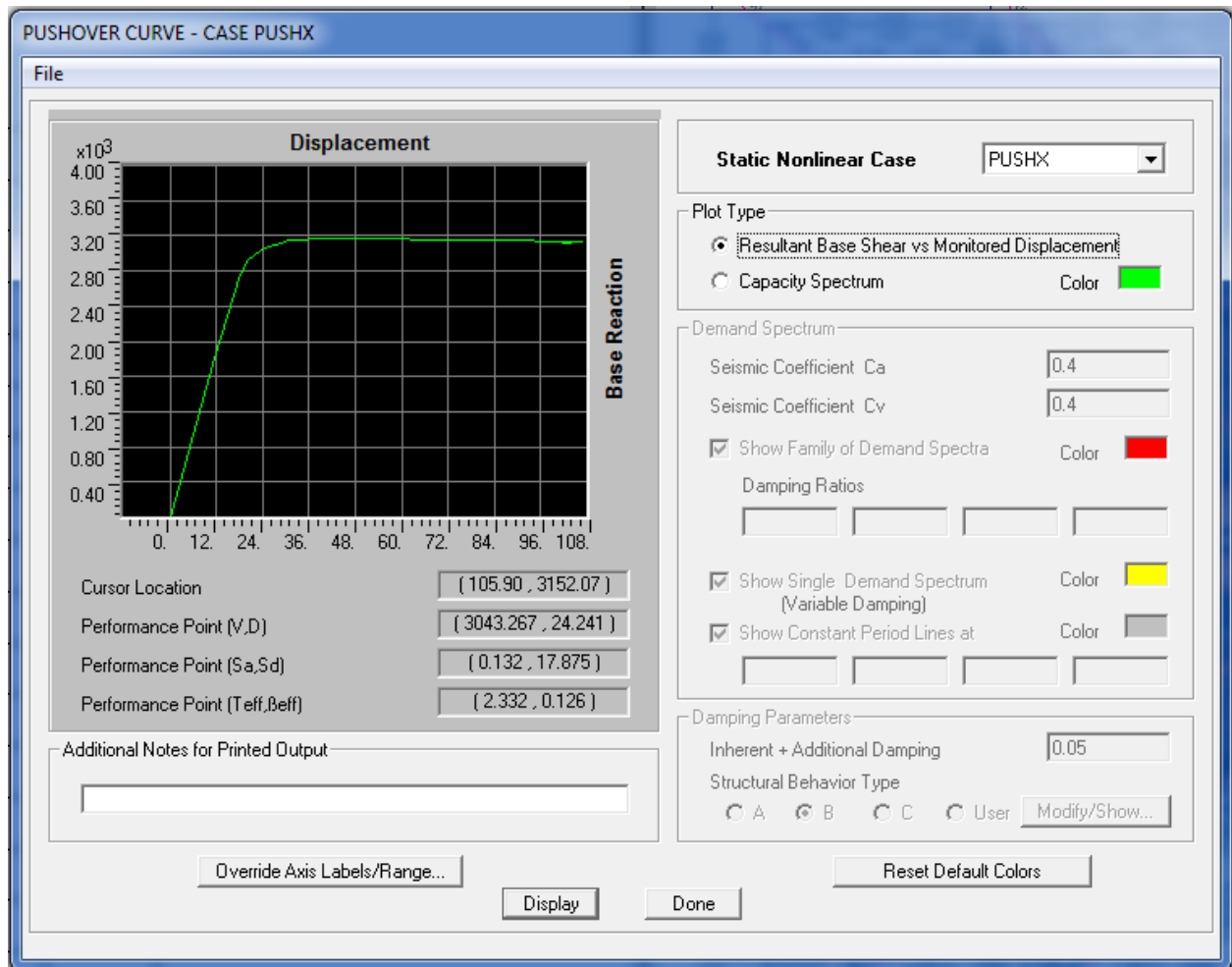


Figura 6- 15 Curva capacidad estructura 20 pisos en H.A.

Tabla 6- 5 Análisis de desempeño edificio H.A 20 pisos

<b>DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS PUNTO CONTROL FEMA 273</b>	
	W ESTRUCTURA= 33031 t.
	T ESTRUCTURA= 2.19 s.
	T e= 2.429 s.
<b>PUNTO DESEMPEÑO</b>	
	Vy= 3043.3 t.
	Dy= 24.24 cm.
	m=ke= 125.55 t/cm.
<b>PUNTO RANGO ELASTICO</b>	
	V= 608.3 t.
	D= 3.94 cm.
	m= ki= 154.39 t/cm.
<b>PUNTO FIN RANGO PLASTICO</b>	
	V= 3152.1 t.
	D= 105.9 cm.
	m= $\alpha$ Ke= 1.33 t/cm.
	$\alpha$ = 0.0106
<b>CALCULO R</b>	
	Cm= 1
NEC11	R= 2.149
NEC11	C3= 1.0054
	Co= 1.5
	C1= 1
	C2= 1
<b>SISMO DE 10% EN 50 AÑOS</b>	
NEC 11	Sa= 0.297 g
NEC 11	$\delta$ t= 0.656 m.
<b>SISMO DE 2% EN 50 AÑOS</b>	
NEC 11	Sa= 0.446 g
NEC 11	$\delta$ t= 0.989 m.

PUSHOVER CURVE		
File		
Step	Displacement	Base Force
6	30.6484	3144.9673
7	33.9845	3154.9871
8	38.4398	3161.3774
9	42.1989	3164.0669
10	44.8650	3165.0835
11	45.6488	3165.2290
12	46.1845	3165.2671
13	46.5136	3165.2764
14	46.9598	3165.2722
15	47.7185	3165.2471
16	49.5534	3165.1296
17	56.3699	3163.7451
18	67.8227	3158.3411
19	84.9718	3144.6995
20	103.7136	3129.6660
21	106.6582	3127.3018
22	101.0890	3106.6719

Figura 6- 16 Corte basal – desplazamiento estructura 20 pisos en H.A

Se procede a observar el desempeño de los pórticos más críticos cerca a los desplazamientos requeridos, es decir en el paso número 18 y el paso 20 para los sismos BSE1 y BSE2 correspondientemente.

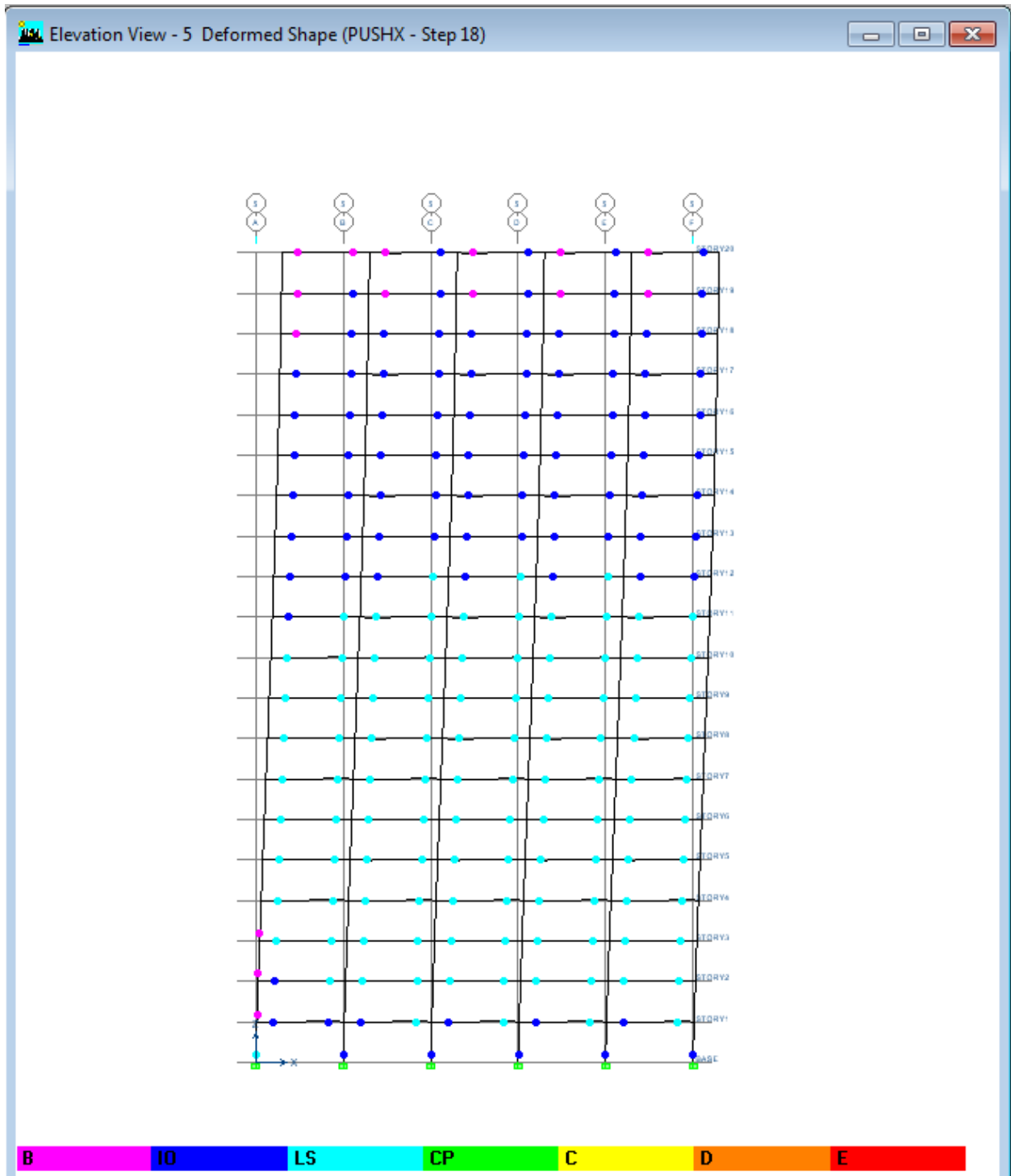


Figura 6- 17 Desempeño rótulas paso 18.

Se observa que la estructura cumple con el requisito de desempeño de seguridad de vida para el sismo BSE 1, existen 12 pisos en los cuales las rótulas en vigas se comportan dentro del rango de desempeño esperado de seguridad de vida, las condiciones asumidas generan rótulas en

columnas las cuales se desempeñan de manera correcta pero se recomendaría que no se formen rótulas en dichos lugares.

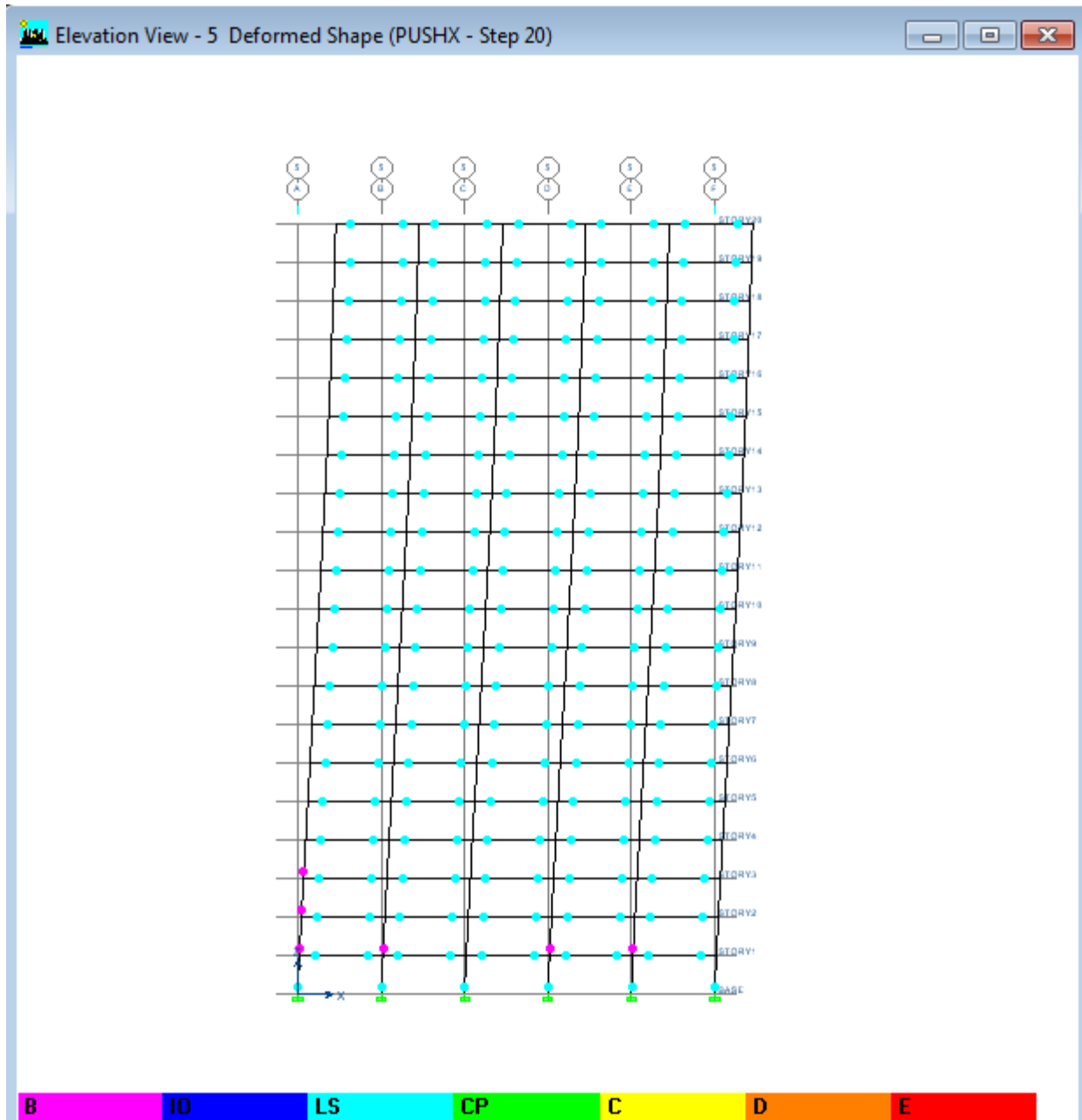


Figura 6- 18 Desempeño rótulas paso 20.

Para el sismo BSE2 se puede observar que la estructura todavía mantiene un desempeño de seguridad de vida para las rótulas formadas en vigas en todos los pisos, con 103.7 cm de desplazamiento, valor muy cercano al valor del desplazamiento objetivo de 99 cm, se debe mencionar que para el paso 22 analizado por el programa ya existe el colapso de un número

significativo de vigas por lo que la estructura en el paso 20 está muy cerca al límite de prevención de colapso el cual no se presenta en un rango de desplazamientos alto.

De esta manera se puede concluir que esta estructura, la cual mantiene la misma planta, se ve beneficiada por una mayor esbeltez dada por un factor de forma igual a 1.85 lo cual le permite tener mayores desplazamientos dentro del desempeño esperado, en especial comparado con el factor de forma inicial de 1.11.

Teniendo esto en cuenta se procede a tomar la opción de implementar juntas de construcción de manera que para dos estructuras separadas el factor de forma aumente. Se analiza la planta del edificio actual en primera instancia.

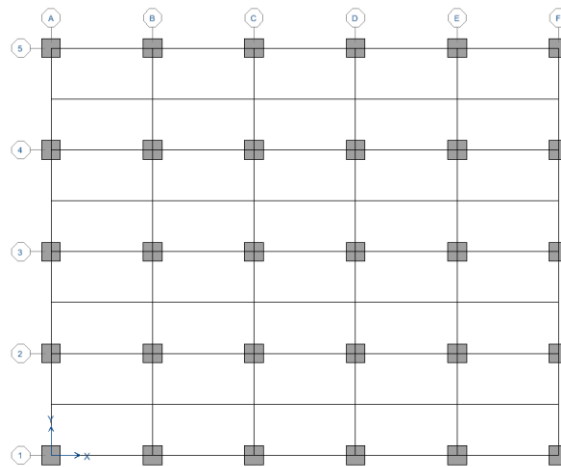


Figura 6- 19 Configuración en planta.

Se analiza la opción menos costosa y que no afectaría mayormente a la configuración en planta la cual sería implementar una junta a lo largo del eje “D” generando así dos estructuras. Se procede a modelar la estructura correspondiente a la parte izquierda de 3 x 4 paneles la cual tiene en su lado más ancho un factor de forma de 1.39 lo cual significa una pequeña mejora comparado con el factor inicial de 1.1. Es importante señalar que a inclusión de un mayor número de juntas de construcción requeriría necesariamente un rediseño arquitectónico en el cual se reducirán las luces de las vigas y la ubicación de las columnas para mantener las dimensiones en planta adecuadas lo cual además de aumentar el costo resulta poco práctico y saldría de la planta tipo asumida para esta disertación.

De igual manera se procede a modelar el edificio con las mismas condiciones de carga, con un valor de  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ , en esta ocasión se utilizan columnas de 100 cm x 110 cm y de 100 cm x 90 cm. Se utilizan vigas de 50 cm x 70 cm, de 50 cm x 65 cm, y vigas secundarias 40 cm x 50 cm. Realizando el análisis Pushover se obtuvo la siguiente curva de capacidad y los siguientes desplazamientos objetivos calculados.

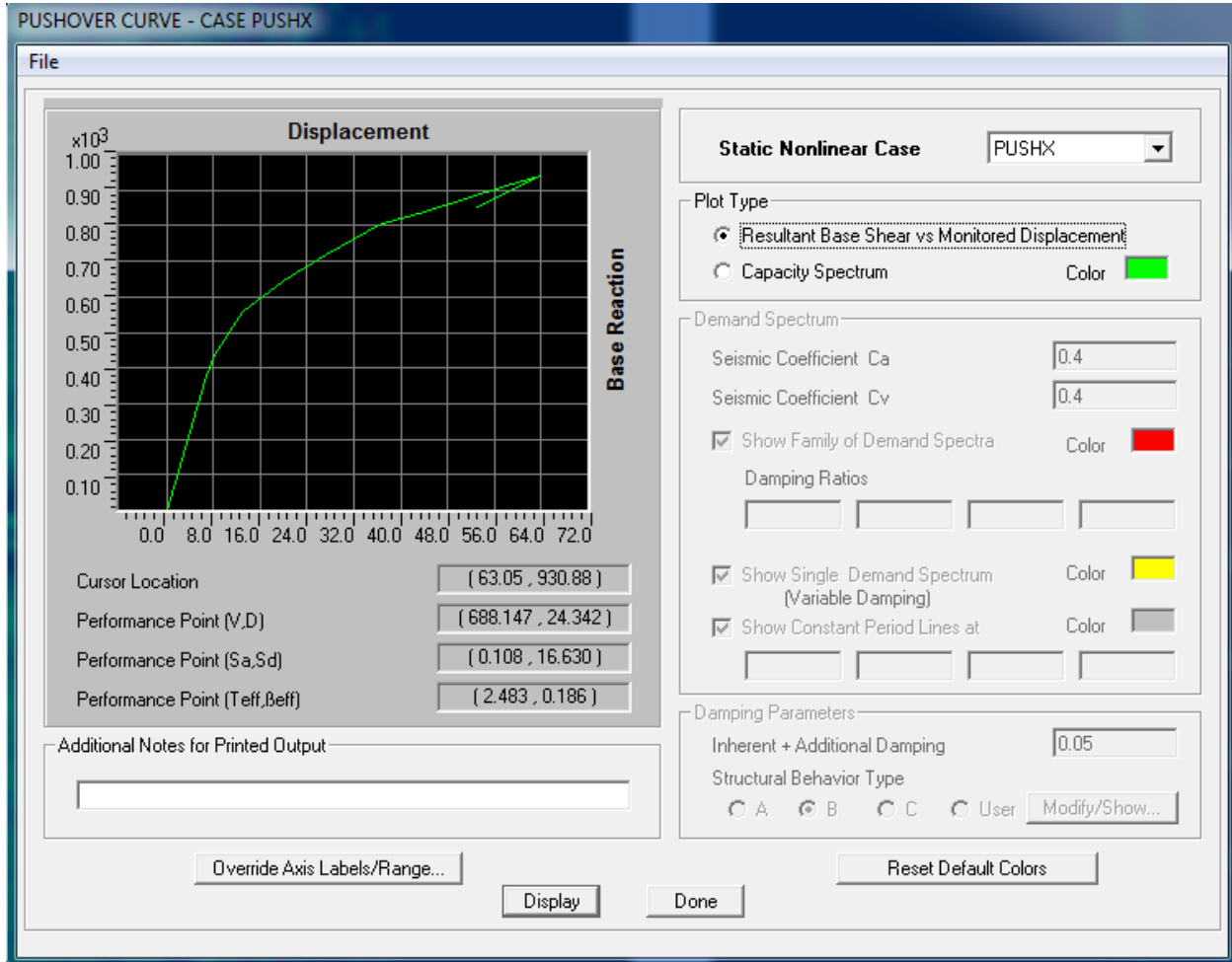


Figura 6- 20 Curva capacidad estructura en H.A., 3x4 paneles.

Tabla 6- 6 Análisis desempeño edificio H.A planta 4x3 paneles.

<b>DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS PUNTO CONTROL FEMA 273</b>	
W ESTRUCTURA=	9717.8 t.
T ESTRUCTURA=	1.94 s.
T e=	2.747 s.
<b>PUNTO DESEMPEÑO</b>	
Vy=	688.15 t.
Dy=	24.34 cm.
m=ke=	28.27 t/cm.
<b>PUNTO RANGO ELASTICO</b>	
V=	244.24 t.
D=	4.31 cm.
m= ki=	56.67 t/cm.
<b>PUNTO FIN RANGO PLASTICO</b>	
V=	930.88 t.
D=	63.05 cm.
m= $\alpha$ Ke=	6.27 t/cm.
$\alpha$ =	0.2218
<b>CALCULO R</b>	
	Cm= 1
NEC11	R= 2.325
NEC11	C3= 1.1232
	Co= 1.5
	C1= 1
	C2= 1
<b>SISMO DE 10% EN 50 AÑOS</b>	
NEC 11	Sa= 0.247 g
NEC 11	$\delta$ t= 0.78 m.
<b>SISMO DE 2% EN 50 AÑOS</b>	
NEC 11	Sa= 0.37 g
NEC 11	$\delta$ t= 1.272 m.

Se puede observar que la estructura presenta un colapso de las articulaciones plásticas mucho antes de llegar a los valores de desplazamiento solicitados por el código FEMA 273. Es por esta razón que se deja abierto como tema de investigaciones futuras la influencia de la relación de aspecto y la redundancia de los elementos estructurales en las estructuras de pórticos especiales resistentes a momento en hormigón armado, con el objetivo de cumplir con los requerimientos de un diseño por desempeño. Para esta disertación, después de todos los modelos analizados no

se puede recomendar el uso de este tipo de estructuras en hormigón armado para las propiedades del edificio en análisis.

### **6.1.1 interpretación de los resultados obtenidos.**

Con los resultados de los modelos analizados se puede definir que el desempeño de las estructuras de pórticos especiales resistentes a momento en hormigón armado está relacionado con la relación de aspecto de la estructura de manera que mientras mayor sea esta relación los desplazamientos del punto de control podrán ser mayores. Esto se puede notar analizando los valores de los puntos en el fin del rango plástico de las estructuras analizadas y de la estructura con la implementación de una junta de construcción, la cual a pesar de tener secciones significativamente mayores a las analizadas en casos anteriores pudo alcanzar un desplazamiento mayor que en todos los casos analizados.

Es importante notar que mientras que la última estructura analizada no alcanzó un desplazamiento mucho mayor, su punto de desempeño fue relativamente bajo, esto se debe a que se redujo el número de elementos estructurales los cuales resisten las cargas laterales sísmicas, es por eso que otro factor importante a ser considerado es la redundancia de elementos estructurales en este tipo de pórticos. Posteriormente se compara el desempeño de este pórtico con los desempeños obtenidos al utilizar diferentes configuraciones de materiales.

## 6.2. Análisis estático no lineal pushover de la estructura modelada en acero estructural.

Se procede a realizar el análisis estático no lineal (PUSHOVER) de la estructura de acero soldado siguiendo el procedimiento indicado, en el programa ETABS. Se obtienen los siguientes resultados siguiendo el procedimiento detallado al inicio del capítulo.

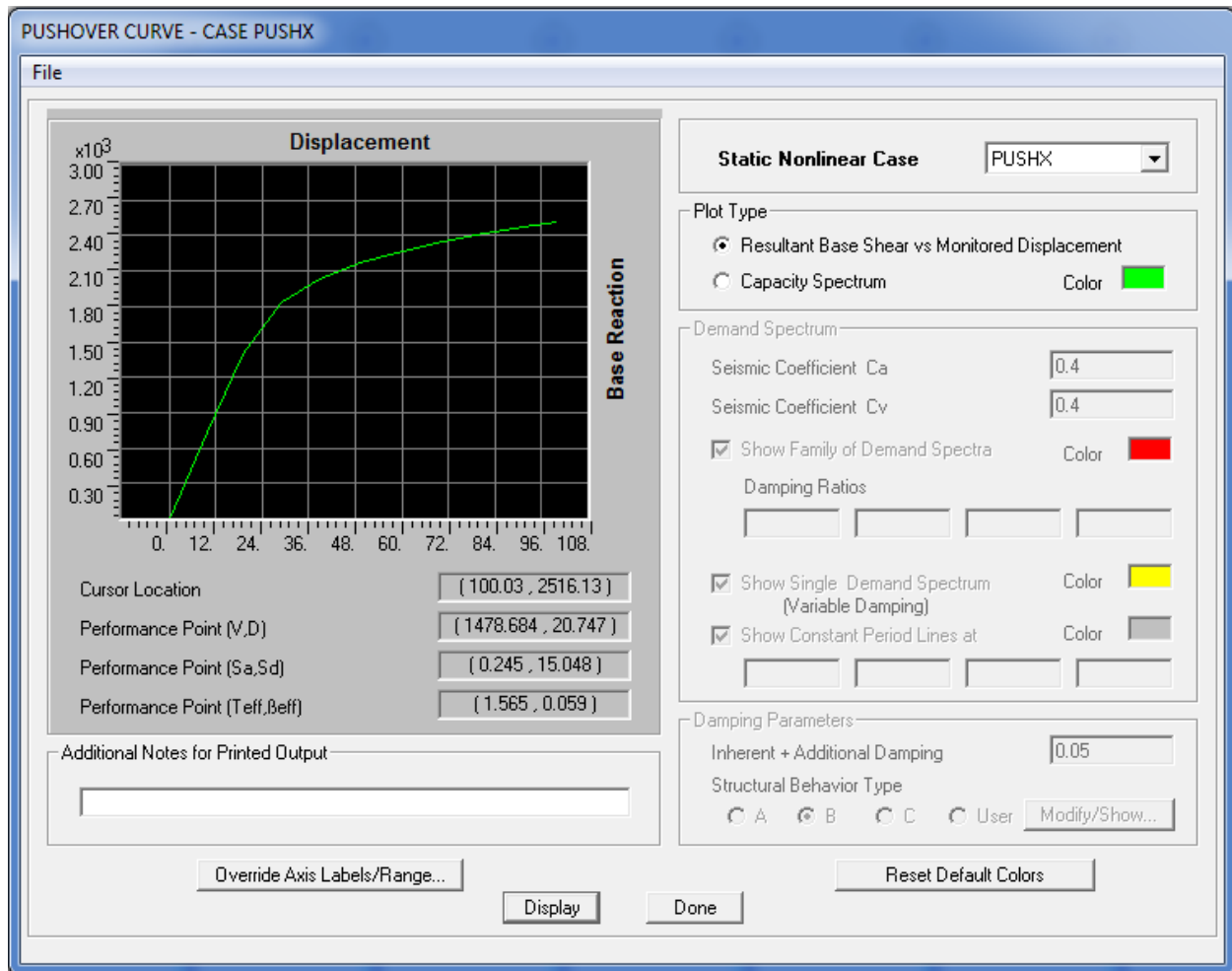


Figura 6- 21 Curva capacidad estructura acero estructural.

La curva de capacidad muestra el punto de desempeño de la estructura. De esta curva se obtienen los datos con los cuales se procede a calcular el desplazamiento requerido por el nudo de control de acuerdo al procedimiento explicado al inicio del capítulo.

**Tabla 6- 7** Análisis desempeño de edificio en acero estructural.

<b>DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS PUNTO CONTROL FEMA 273</b>	
W ESTRUCTURA=	8189 t.
T ESTRUCTURA=	1.54 s.
T e=	1.583 s.
<b>PUNTO DESEMPEÑO</b>	
Vy=	1478.7 t.
Dy=	20.75 cm.
m=ke=	71.26 t/cm.
<b>PUNTO RANGO ELASTICO</b>	
V=	483.87 t.
D=	6.43 cm.
m= ki=	75.25 t/cm.
<b>PUNTO FIN RANGO PLASTICO</b>	
V=	2516.1 t.
D=	100.03 cm.
m= $\alpha$ Ke=	13.09 t/cm.
$\alpha$ =	0.1836
<b>CALCULO R</b>	
Cm=	1
NEC11 R=	2.086
NEC11 C3=	1.1313
Co=	1.5
C1=	1
C2=	1
<b>SISMO DE 10% EN 50 AÑOS</b>	
NEC 11 Sa=	0.565 g
NEC 11 $\delta$ t=	0.597 m.
<b>SISMO DE 2% EN 50 AÑOS</b>	
NEC 11 Sa=	0.847 g
NEC 11 $\delta$ t=	0.885 m.

Se observa que de acuerdo a las características del edificio el punto de control se debe desplazar una distancia de 59.7 cm para el sismo BSE 1 y una distancia de 88.5 cm para el sismo BSE 2. Se obtiene la tabla del programa ETABS para observar en que paso de análisis el edificio se encuentra con un desplazamiento del punto de control cercano al requerido y se analiza en cada pódico el desempeño de los nudos, presentando el pódico en condiciones de mas exigencia.

The image shows a software window titled "PUSHOVER CURVE" with a menu bar containing "File". Below the menu bar is a table with three columns: "Step", "Displacement", and "Base Force". The table contains 11 rows of data, starting from Step 0 and ending at Step 10. The displacement values increase from -0.0023 at Step 0 to 99.9999 at Step 10. The base force values increase from 0.0000 at Step 0 to 2516.0625 at Step 10.

Step	Displacement	Base Force
0	-0.0023	0.0000
1	9.9978	739.3077
2	18.8451	1393.3864
3	28.9203	1845.3606
4	38.9604	2038.2485
5	49.3332	2163.6294
6	60.1068	2264.6025
7	70.6657	2349.3335
8	81.2882	2416.8987
9	94.0329	2484.4673
10	99.9999	2516.0625

Figura 6- 22 Corte basal – desplazamiento, estructura acero.

Se puede observar que en el paso de análisis número 6 la estructura debe cumplir los requerimientos de desempeño de seguridad de vida y en el paso número 9 los requerimientos de prevención del colapso. Se presentan los pórticos más críticos para los pasos mencionados.

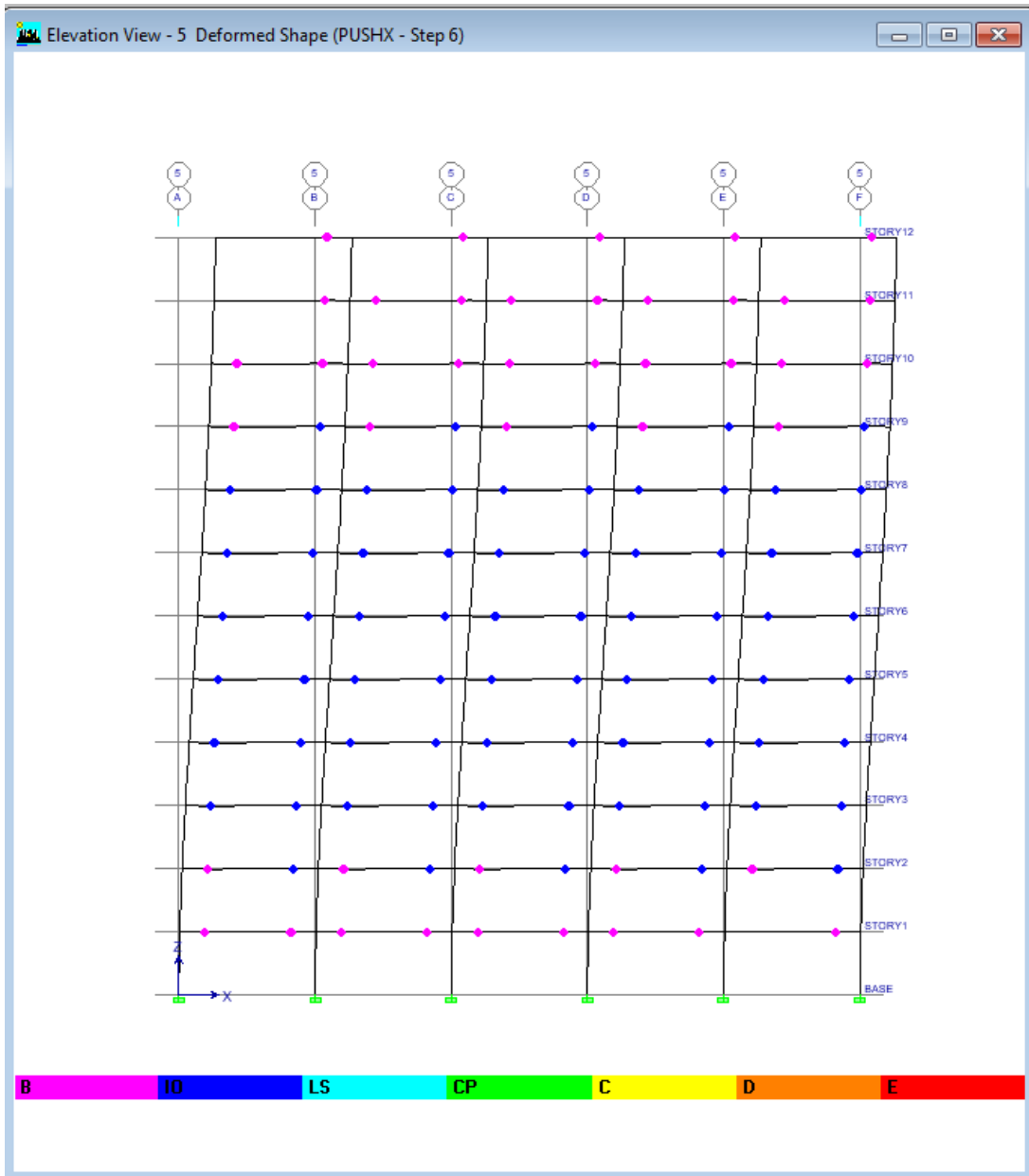


Figura 6- 23 Desempeño rótulas paso 6.

Como se puede observar en el pórtico del eje 5, el cual es el más crítico de las solicitaciones en las direcciones “x” y “y”, la mayoría de las rótulas plásticas que se han formado en los pisos 2 al 9, únicamente en vigas, trabajan en el rango de desempeño de ocupación inmediata. Superando el requerimiento de seguridad de vida que se esperaba para el sismo BSE 1 de 10% de probabilidad de ocurrencia en 50 años.

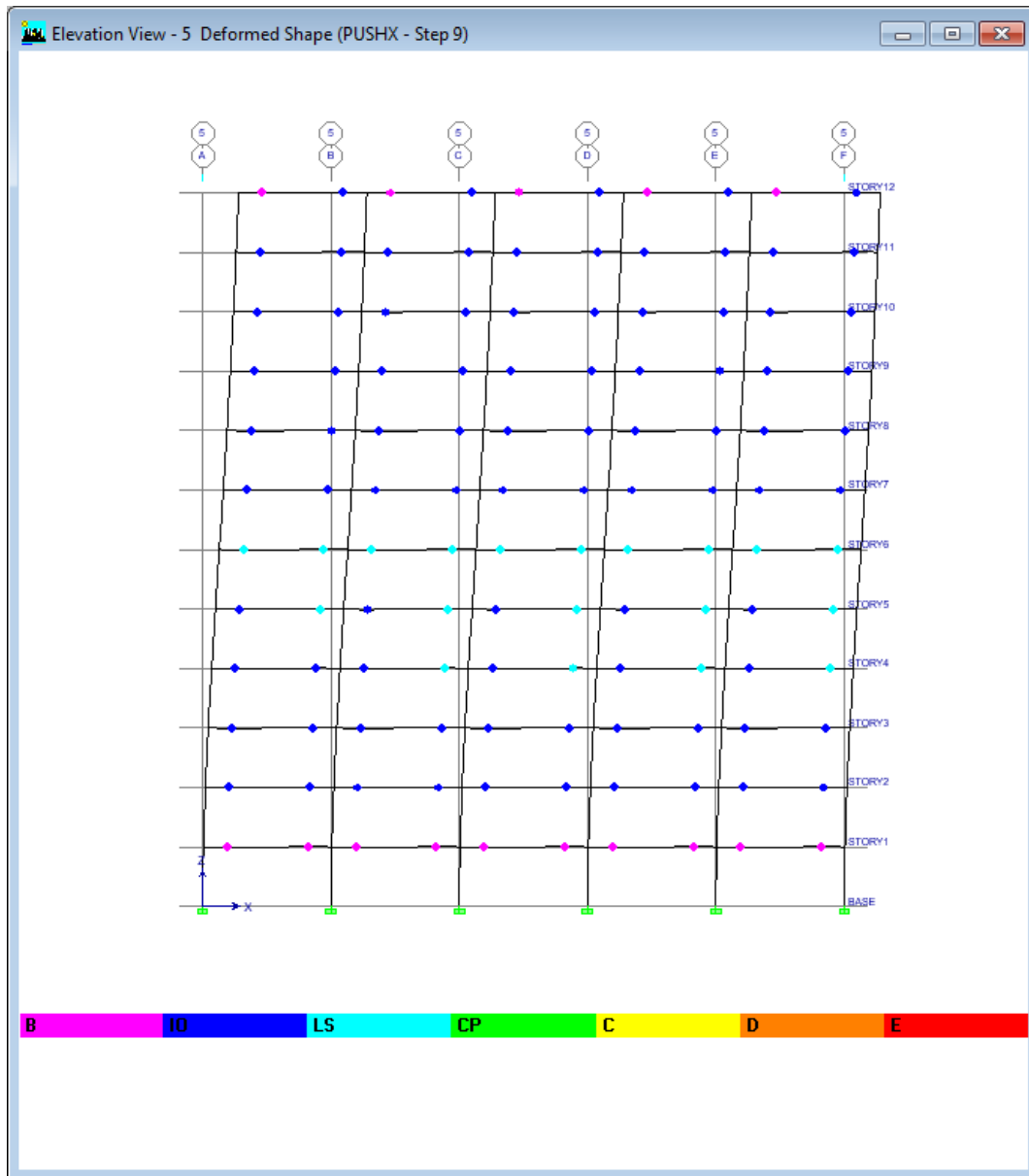


Figura 6- 24 Desempeño rótulas paso 9.

Se puede observar en el pórtico del eje 5, el cual es el más crítico de las solicitaciones en las direcciones “x” y “y”, la mayoría de las rótulas plásticas que se han formado en los pisos 4 al 6, únicamente en vigas, trabajan en el rango de desempeño de ocupación inmediata, de igual manera se observa un número significativo de rótulas en vigas trabajando dentro del nivel de desempeño de seguridad de vida. Superando el requerimiento del colapso que se esperaba para el sismo BSE 2 de 2% de probabilidad de ocurrencia en 50 años.

### 6.2.1. Interpretación de los resultados obtenidos.

Del análisis realizado se puede observar una gran ventaja de la utilización de acero estructural en los pórticos especiales resistentes a momento ya que sin ser necesaria ninguna modificación en los elementos de la estructura esta presentó un desempeño adecuado bajo las solicitaciones del objetivo básico de seguridad establecido por la norma FEMA 273. Cabe mencionar que en el diseño lineal de la estructura en acero soldado fue el control de las derivas el cual impuso los tamaños de las secciones de las columnas, generando que, al estar sobredimensionadas por resistencia para las combinaciones de carga del análisis lineal, la estructura tenga un desempeño adecuado para las condiciones del análisis estático no lineal.

### 6.3. Análisis estático no lineal pushover de la estructura modelada en hormigón simple y acero estructural.

Se procede a realizar el análisis estático no lineal (PUSHOVER) de la estructura de acero soldado siguiendo el procedimiento indicado, en el programa ETABS. Se obtienen los siguientes resultados siguiendo el procedimiento detallado al inicio del capítulo.

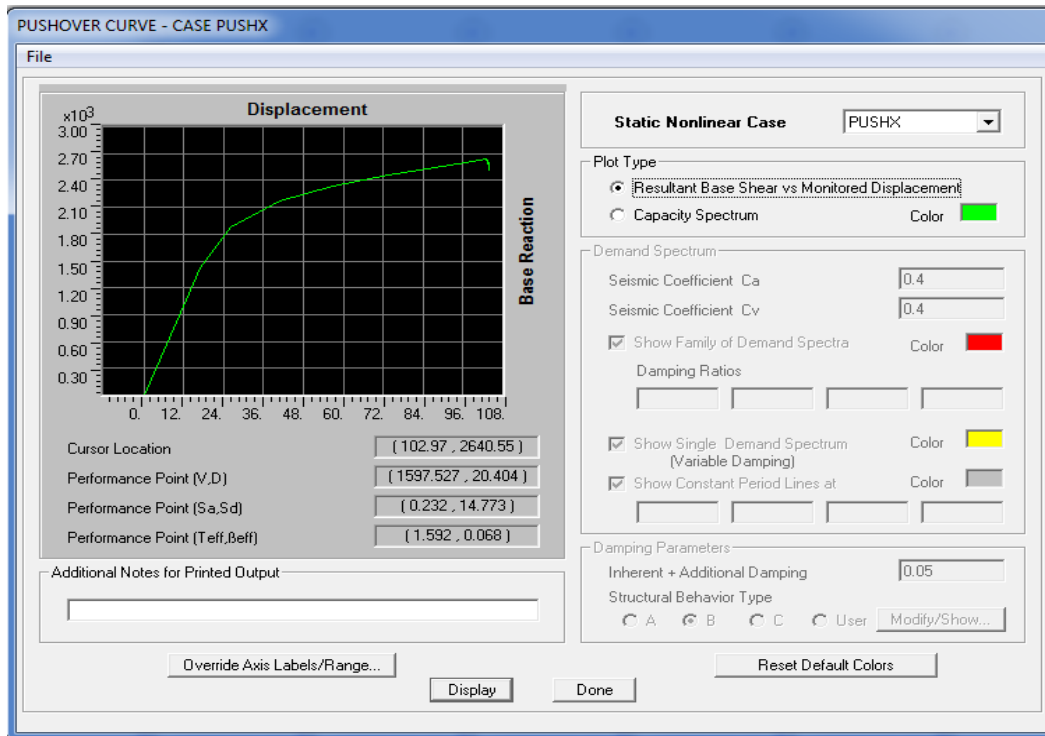


Figura 6- 25 Curva capacidad edificio mixto.

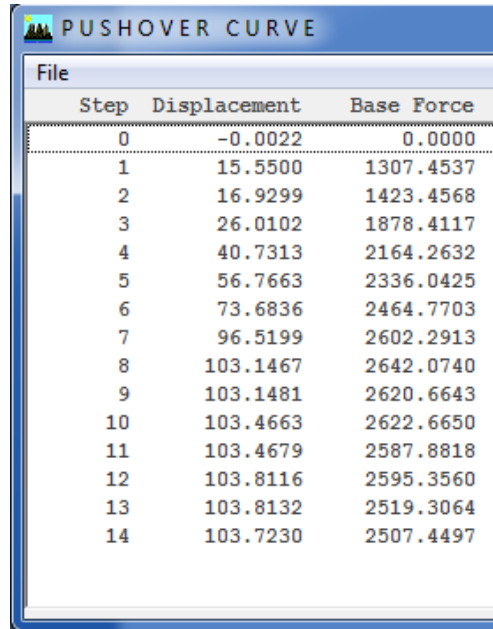
La curva de capacidad muestra el punto de desempeño de la estructura. De esta curva se obtienen los datos con los cuales se procede a calcular el desplazamiento requerido por el nudo de control de acuerdo al procedimiento explicado al inicio del capítulo.

Tabla 6- 8 Análisis de desempeño de edificio mixto.

<b>DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS PUNTO CONTROL FEMA 273</b>	
W ESTRUCTURA=	8252.5 t.
T ESTRUCTURA=	1.55 s.
T e=	1.607 s.
<b>PUNTO DESEMPEÑO</b>	
Vy=	1597.5 t.
Dy=	20.404 cm.
m=ke=	78.29
<b>PUNTO RANGO ELASTICO</b>	
V=	649.77 t.
D=	7.72 cm.
m= ki=	84.17
<b>PUNTO FIN RANGO PLASTICO</b>	
V=	2640.6 t.
D=	102.97 cm.
m= $\alpha$ Ke=	12.63
$\alpha$ =	0.1613
<b>CALCULO R</b>	
Cm=	1
NEC11	R= 1.901
NEC11	C3= 1.0859
	Co= 1.5
	C1= 1
	C2= 1
<b>SISMO DE 10% EN 50 AÑOS</b>	
NEC 11	Sa= 0.552 g
NEC 11	$\delta t$ = 0.577 m.
<b>SISMO DE 2% EN 50 AÑOS</b>	
NEC 11	Sa= 0.828 g
NEC 11	$\delta t$ = 0.86 m.

Se observa que de acuerdo a las características del edificio el punto de control se debe desplazar una distancia de 57.7 cm para el sismo BSE 1 y una distancia de 86 cm para el sismo BSE 2. Se

obtiene la tabla del programa ETABS para observar en que paso de análisis el edificio se encuentra con un desplazamiento del punto de control cercano al requerido y se analiza en cada pórtico el desempeño de los nudos, presentando el pórtico en condiciones de mas exigencia.



Step	Displacement	Base Force
0	-0.0022	0.0000
1	15.5500	1307.4537
2	16.9299	1423.4568
3	26.0102	1878.4117
4	40.7313	2164.2632
5	56.7663	2336.0425
6	73.6836	2464.7703
7	96.5199	2602.2913
8	103.1467	2642.0740
9	103.1481	2620.6643
10	103.4663	2622.6650
11	103.4679	2587.8818
12	103.8116	2595.3560
13	103.8132	2519.3064
14	103.7230	2507.4497

Figura 6- 26 Corte basal – desplazamiento estructura mixta.

Se puede observar que en el paso de análisis número 6 la estructura debe cumplir los requerimientos de desempeño de seguridad de vida y en el paso número 7 los requerimientos de prevención del colapso. Se presentan los pórticos más críticos para los pasos mencionados.

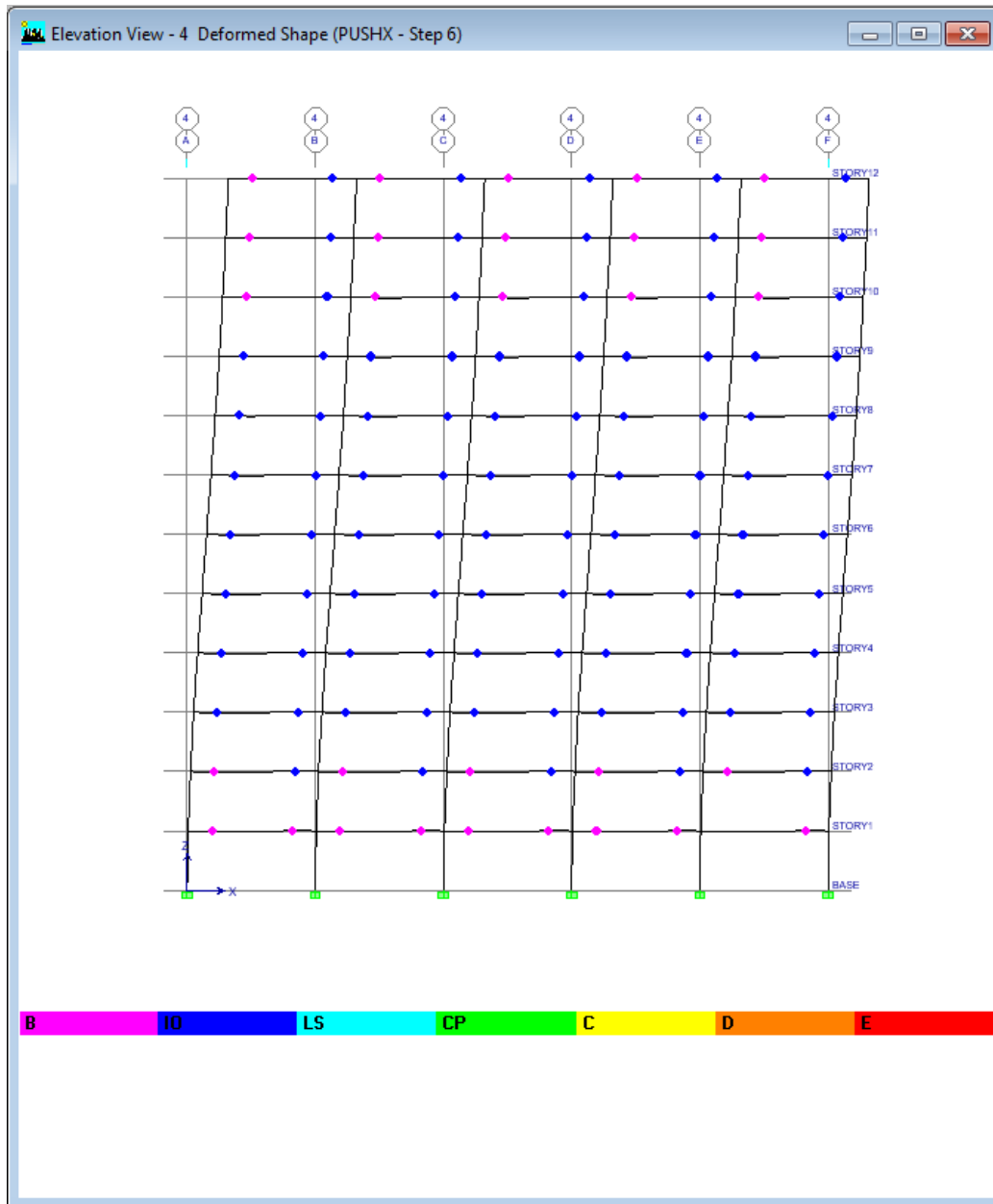


Figura 6- 27 Desempeño rótulas paso 6.

Como se puede observar en el pórtico del eje 4, el cual es el más crítico de las solicitaciones en las direcciones “x” y “y”, la mayoría de las rótulas plásticas que se han formado en los pisos 2 al 12, únicamente en vigas, trabajan en el rango de desempeño de ocupación inmediata. Superando el requerimiento de seguridad de vida que se esperaba para el sismo BSE 1 de 10% de probabilidad de ocurrencia en 50 años.

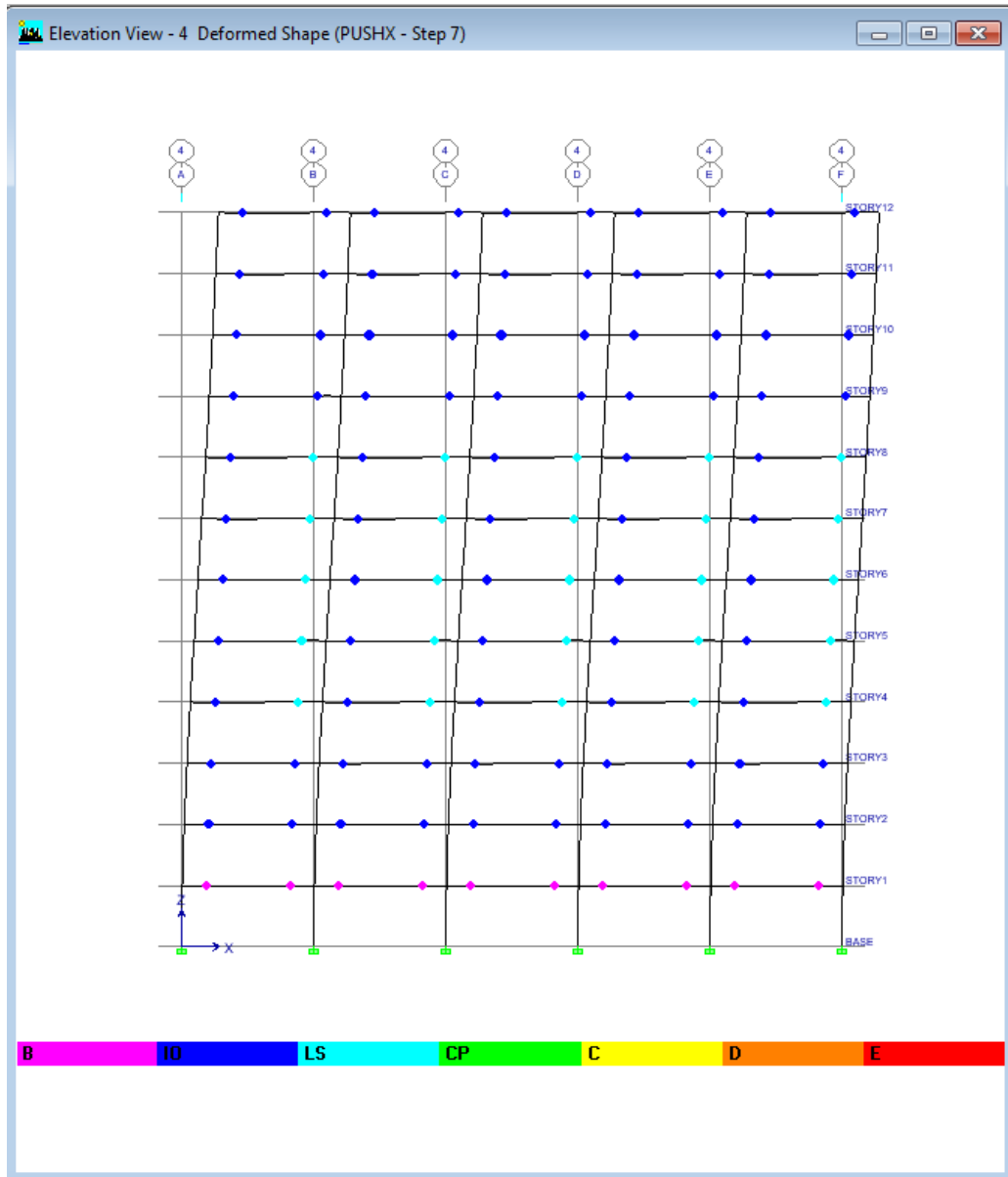


Figura 6- 28 Desempeño rótulas paso 7.

Se puede observar en el pórtico del eje 5, el cual es el más crítico de las solicitaciones en las direcciones “x” y “y”, la mayoría de las rótulas plásticas que se han formado en los pisos 4 al 8, únicamente en vigas, trabajan en el rango de desempeño de ocupación inmediata, de igual manera se observa un número significativo de rótulas en vigas trabajando dentro del nivel de desempeño de seguridad de vida. Superando el requerimiento del colapso que se esperaba para el sismo BSE 2 de 2% de probabilidad de ocurrencia en 50 años.

### **6.3.1. Interpretación de los resultados obtenidos.**

Del análisis realizado se puede observar una gran ventaja de la utilización de acero estructural combinado con hormigón simple para el relleno de columnas en los pórticos especiales resistentes a momento ya que sin ser necesaria ninguna modificación en los elementos de la estructura esta presentó un desempeño adecuado bajo las solicitaciones del objetivo básico de seguridad establecido por la norma FEMA 273. Cabe mencionar que en el diseño lineal de la estructura fue el control de las derivas el cual impuso los tamaños de las columnas, generando que, al estar sobredimensionadas por resistencia para las combinaciones de carga del análisis lineal, la estructura tenga un desempeño adecuado para las condiciones del análisis estático no lineal.



Tabla 7- 2 APU hormigon en columnas

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
<b>RUBRO:</b>	HORMIGON f'c=210 kg/cm2 EN COLUMNAS					<b>UNIDAD:</b>	M3
<b>ITEM</b>	176					<b>RENDIMIENTO:</b>	3.70
<b>CODIGO</b>	502320 - E13						
<b>DETALLE</b>							
<b>EQUIPOS Y MAQUINARIA</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>C - HORA</b>	<b>REND.</b>	<b>COSTO</b>	
	1 HERRAMIENTA MENOR	5.00	0.063	0.315	2.162	0.68	
	3 CONCRETERA 1 SACO	0.50	2.570	1.285	2.162	2.78	
	4 VIBRADOR A COMBUSTIBLE	0.50	2.000	1.000	2.162	2.16	
	10 EQUIPO DE PROTECCION INDUSTRIAL	5.00	0.100	0.500	2.162	1.08	
						<b>SUBTOTAL M</b>	6.70
<b>MANO DE OBRA</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION (CATEG)</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>JORNAL/HR</b>	<b>C - HORA</b>	<b>REND.</b>	<b>COSTO</b>	
	1 PEON - E2	10.00	2.812	28.120	2.162	60.80	
	3 ALBAÑIL - D2	5.00	2.848	14.240	2.162	30.79	
	22 INSPECTOR DE OBRA - B3	1.00	3.063	3.063	2.162	6.62	
						<b>SUBTOTAL N</b>	98.21
<b>MATERIALES</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>C. UNIT.</b>	<b>COSTO</b>		
	3 CLAVOS 2 A 4 "	KG	0.35	1.500	0.53		
	4 ALAMBRE GALVANIZADO # 18	KG	0.15	2.010	0.30		
	8 CEMENTO	SC	7.21	7.020	50.61		
	10 ARENA	M3	0.55	9.000	4.95		
	11 AGUA POTABLE	M3	0.32	0.440	0.14		
	142 TRIPLEX 15 MM TIPO B	M2	2.85	10.950	31.21		
	215 ALFAJIA EUCALIPTO 7 * 7 CM RUSTICA	U	4.50	3.630	16.34		
	322 RIPIO	M3	0.95	9.000	8.55		
						<b>SUBTOTAL O</b>	112.630
<b>TRANSPORTE</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO</b>		
						<b>SUBTOTAL P</b>	-
					<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>	\$ 217.54	
					<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES</b>	0.00% \$ -	
					<b>OTROS INDIRECTOS</b>	0.00% \$ -	
					<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>	\$ 217.54	
					<b>VALOR OFERTADO</b>	\$ 217.54	
FIRMA OFERENTE							

Tabla 7- 3 APU hormigón en vigas

<b>ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS</b>							
<b>RUBRO:</b>	HORMIGON f'c=210 kg/cm2 EN VIGAS DE ENTREPISO					<b>UNIDAD:</b>	M3
<b>ITEM</b>	178					<b>RENDIMIENTO:</b>	4.30
<b>CODIGO</b>	502322 - E15						
<b>DETALLE</b>							
<b>EQUIPOS Y MAQUINARIA</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>C - HORA</b>	<b>REND.</b>	<b>COSTO</b>	
	1 HERRAMIENTA MENOR	5.00	0.063	0.315	1.860	0.59	
	3 CONCRETERA 1 SACO	0.50	2.570	1.285	1.860	2.39	
	4 VIBRADOR A COMBUSTIBLE	0.50	2.000	1.000	1.860	1.86	
	10 EQUIPO DE PROTECCION INDUSTRIAL	5.00	0.100	0.500	1.860	0.93	
						<b>SUBTOTAL M</b>	5.77
<b>MANO DE OBRA</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION (CATEG)</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>JORNAL/HR</b>	<b>C - HORA</b>	<b>REND.</b>	<b>COSTO</b>	
	1 PEON - E2	10.00	2.812	28.120	1.860	52.30	
	3 ALBAÑIL - D2	5.00	2.848	14.240	1.860	26.49	
	22 INSPECTOR DE OBRA - B3	1.00	3.063	3.063	1.860	5.70	
						<b>SUBTOTAL N</b>	84.49
<b>MATERIALES</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>C. UNIT.</b>	<b>COSTO</b>		
	3 CLAVOS 2 A 4 "	KG	0.45	1.500	0.68		
	4 ALAMBRE GALVANIZADO # 18	KG	0.35	2.010	0.70		
	8 CEMENTO	SC	7.21	7.020	50.61		
	10 ARENA	M3	0.55	9.000	4.95		
	11 AGUA POTABLE	M3	0.32	0.440	0.14		
	142 TRIPLEX 15 MM TIPO B	M2	2.95	10.950	32.30		
	169 PINGO EUCALIPTO D= 10 CM	M	3.85	0.900	3.47		
	215 ALFAJIA EUCALIPTO 7 * 7 CM RUSTICA	U	4.25	3.630	15.43		
	322 RIPIO	M3	0.95	9.000	8.55		
						<b>SUBTOTAL O</b>	116.830
<b>TRANSPORTE</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO</b>		
						<b>SUBTOTAL P</b>	-
					<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>	\$ 207.09	
					<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES</b>	0.00%	\$ -
					<b>OTROS INDIRECTOS</b>	0.00%	\$ -
					<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>	\$ 207.09	
					<b>VALOR OFERTADO</b>	\$ 207.09	
FIRMA OFERENTE							

Tabla 7- 4 APU hormigón en losa alivianada

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
RUBRO:	HORMIGON f'c=210 kg/cm2 EN LOSAS ALIVIANADAS					UNIDAD:	M3
ITEM	180					RENDIMIENTO:	5.00
CODIGO	502324 - E17						
DETALLE							
<b>EQUIPOS Y MAQUINARIA</b>							
COD	DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C - HORA	REND.	COSTO	
	1 HERRAMIENTA MENOR	5.00	0.063	0.315	1.600	0.50	
	3 CONCRETERA 1 SACO	0.50	2.570	1.285	1.600	2.06	
	4 VIBRADOR A COMBUSTIBLE	0.50	2.000	1.000	1.600	1.60	
	10 EQUIPO DE PROTECCION INDUSTRIAL	5.00	0.100	0.500	1.600	0.80	
						<b>SUBTOTAL M</b>	4.96
<b>MANO DE OBRA</b>							
COD	DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	C - HORA	REND.	COSTO	
	1 PEON - E2	10.00	2.812	28.120	1.600	44.99	
	3 ALBAÑIL - D2	5.00	2.848	14.240	1.600	22.78	
	22 INSPECTOR DE OBRA - B3	1.00	3.063	3.063	1.600	4.90	
						<b>SUBTOTAL N</b>	72.67
<b>MATERIALES</b>							
COD	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	C. UNIT.	COSTO		
	3 CLAVOS 2 A 4 *	KG	0.20	1.500	0.30		
	8 CEMENTO	SC	7.21	7.020	50.61		
	10 ARENA	M3	0.55	9.000	4.95		
	11 AGUA POTABLE	M3	0.32	0.440	0.14		
	142 TRIPLEX 15 MM TIPO B	M2	2.15	10.950	23.54		
	159 TABLA DE MONTE 20 CM	U	1.55	1.800	2.79		
	169 PINGO EUCALIPTO D= 10 CM	M	12.00	0.900	10.80		
	196 RIEL DE EUCALIPTO (L=2,40M 3*12CM)	U	3.50	1.600	5.60		
	322 RIPIO	M3	0.95	9.000	8.55		
						<b>SUBTOTAL O</b>	107.280
<b>TRANSPORTE</b>							
COD	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
						<b>SUBTOTAL P</b>	-
					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	\$	184.91
					INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.00%	\$ -
					OTROS INDIRECTOS	0.00%	\$ -
					COSTO TOTAL DEL RUBRO	\$	184.91
					VALOR OFERTADO	\$	184.91
FIRMA OFERENTE							

Tabla 7- 5 APU bloque alivianado

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
<b>RUBRO:</b>	BLOQUE ALIVIANADO DE 15 PARA LOSA					<b>UNIDAD:</b>	U
<b>ITEM</b>	183					<b>RENDIMIENTO:</b>	150.00
<b>CODIGO</b>	502283 - E20						
<b>DETALLE</b>							
<b>EQUIPOS Y MAQUINARIA</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>C - HORA</b>	<b>REND.</b>	<b>COSTO</b>	
	1 HERRAMIENTA MENOR	1.00	0.063	0.063	0.053	-	
	10 EQUIPO DE PROTECCION INDUSTRIAL	1.00	0.100	0.100	0.053	0.01	
						<b>SUBTOTAL M</b>	0.01
<b>MANO DE OBRA</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION (CATEG)</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>JORNAL/HR</b>	<b>C - HORA</b>	<b>REND.</b>	<b>COSTO</b>	
	1 PEON - E2	2.00	2.812	5.624	0.053	0.30	
	3 ALBAÑIL - D2	1.50	2.848	4.272	0.053	0.23	
	22 INSPECTOR DE OBRA - B3	0.10	3.063	0.306	0.053	0.02	
						<b>SUBTOTAL N</b>	0.55
<b>MATERIALES</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>C. UNIT.</b>	<b>COSTO</b>		
	921 BLOQUE VIBRADO 0.15 M	U	1.10	0.320	0.35		
						<b>SUBTOTAL O</b>	0.350
<b>TRANSPORTE</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO</b>		
						<b>SUBTOTAL P</b>	-
					<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>	<b>\$</b>	0.91
					<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES</b>	0.00%	\$ -
					<b>OTROS INDIRECTOS</b>	0.00%	\$ -
					<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>	<b>\$</b>	0.91
					<b>VALOR OFERTADO</b>	<b>\$</b>	0.91
FIRMA OFERENTE							

## 7.1.2 Cálculo de volúmenes y presupuesto

**Tabla 7- 6** Presupuesto Edificio de Hormigón

<b>LOSA ALIVIANADA ESPESOR 20CM</b>					
<b>LARGO</b>	<b>ANCHO</b>	<b>AREA TOTAL DE LOSAS M<sup>2</sup></b>	<b>VOLUMEN DE HORMIGON</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>PRECIO FINAL</b>
35	28	11760	1117.2	184.91	206581.45
			SUBTOTAL 1		206581.45
<b>CANTIDAD DE BLOQUES</b>					
		<b>AREA TOTAL DE LOSAS M<sup>2</sup></b>	<b>TOTAL UNIDADES</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>PRECIO FINAL</b>
		11760	103488	0.91	94174.08
			SUBTOTAL 2		94174.08
<b>ACERO EN LOSA</b>					
	<b>DIAMETRO</b>	<b>KG/M<sup>2</sup></b>	<b>TOTAL (KG)</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>PRECIO FINAL</b>
	φ12	5.03	59211.13	1.61	95329.92
			SUBTOTAL 3		95329.92

<b>ACERO EN COLUMNAS</b>						
<b>PISOS</b>		<b>DIAMETRO</b>	<b>ML</b>	<b>TOTAL (KG)</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>PRECIO FINAL</b>
1 AL 6		φ32	16329.60	103088.76	1.61	165972.91
7 al 12		φ25	11664.00	44906.40	1.61	72299.30
	ESTRIBOS	φ12	43416.00	38553.41	1.61	62070.99
				SUBTOTAL 4		300343.20
<b>HORMIGON EN COLUMNAS</b>						
<b>PISOS</b>	<b>COLUMNA</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>VOLUMEN DE HORMIGON</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>		<b>PRECIO FINAL</b>
1 AL 6	105x105	3,24	642.98	217.54		139873.43
7 AL 9	95x95	3,24	526.34	217.54		114499.57
				SUBTOTAL 5		254373.00
<b>ACERO EN VIGAS</b>						
<b>PISOS</b>	<b>VIGA</b>	<b>DIAMETRO</b>	<b>ML</b>	<b>TOTAL (KG)</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>PRECIO FINAL</b>
1 AL 3	45x75	20φ25	41160.00	158466.00	1.61	255130.26
1 AL 3	ESTRIBOS	φ10	25725.00	15872.33	1.61	25554.44
7 AL 9	40x65	16φ25	16464.00	63386.40	1.61	102052.10
7 AL 9	ESTRIBOS	φ10	12862.50	7936.16	1.61	12777.22
10 AL 12	40X65	10φ25	10290.00	39616.50	1.61	63782.57
10 AL 12	ESTRIBOS	φ10	12862.50	7936.16	1.61	12777.22
				Vigas Secundarias		
1 AL 6	40x65	6φ22	5040	15039.36	1.61	24213.37
1 AL 6	ESTRIBOS	φ10	2520.00	1554.84	1.61	2503.29
7 AL 12	40x60	7φ22	5880	17545.92	1.61	28248.93
7 AL 12	ESTRIBOS	φ10	2520.00	1554.84	1.61	2503.29
				SUBTOTAL 6		529542.70
<b>HORMIGON EN VIGAS</b>						
<b>PISOS</b>	<b>VIGA</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>VOLUMEN DE HORMIGON</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>		<b>PRECIO FINAL</b>
1 AL 3	45x75	1029	347.29	217.54		75548.92
4 AL 6	45X70	1029	324.14	217.54		70512.33
7 AL 9	40X65	1029	267.54	217.54		58200.65
10 AL 12	40X65	1029	267.54	217.54		58200.65
1 AL 6	40X65	840	218.40	217.54		47510.74
7 AL 12	40X60	840	201.60	217.54		43856.06
				SUBTOTAL 7		353829.35
<b>COSTO TOTAL DEL EDIFICIO</b>						<b>\$ 1,834,173.71</b>

## 7.2 Análisis económico de la estructura en acero estructural.

### 7.2.1 Análisis de precios unitarios

Tabla 7- 7 APU Estructura de Acero estructural

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
RUBRO:	ESTRUCTURA DE ACERO A36 (COLUMNAS, VIGAS, REFUERZOS)					UNIDAD:	KG
ITEM	165					RENDIMIENTO:	70.00
CODIGO	500905 - E02						
DETALLE							
<b>EQUIPOS Y MAQUINARIA</b>							
COD	DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C - HORA	REND.	COSTO	
1	HERRAMIENTA MENOR	2.00	0.063	0.126	0.114	0.01	
2	ANDAMIOS METALICOS	2.00	0.120	0.240	0.114	0.03	
6	SOLDADORA ELECTRICA 300	0.30	1.000	0.300	0.114	0.03	
10	EQUIPO DE PROTECCION INDUSTRIAL	2.00	0.100	0.200	0.114	0.02	
24	EQUIPO DE TRABAJOS EN ALTURA	2.00	0.078	0.156	0.114	0.02	
37	AMOLADORA	0.50	1.100	0.550	0.114	0.06	
<b>SUBTOTAL M</b>						0.17	
<b>MANO DE OBRA</b>							
COD	DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	C - HORA	REND.	COSTO	
2	AYUDANTE - E2	2.00	2.812	5.624	0.020	0.11	
19	MAESTRO SOLDADOR ESPECIALIZADO - C1	1.00	3.049	3.049	0.020	0.06	
22	INSPECTOR DE OBRA - B3	0.10	3.063	0.306	0.020	0.01	
<b>SUBTOTAL N</b>						0.18	
<b>MATERIALES</b>							
COD	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	C. UNIT.	COSTO		
65	ANTICORROSIVO	GAL	0.02	15.760	0.24		
67	THINNER	GAL	0.02	7.900	0.12		
352	ELECTRODOS 60:11 ( 28 UNIDADES)	KG	0.02	2.700	0.04		
381	PERFIL METALICO (C/G)	KG	1.01	1.200	1.21		
<b>SUBTOTAL O</b>						1.610	
<b>TRANSPORTE</b>							
COD	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
<b>SUBTOTAL P</b>						-	
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>						\$ 1.96	
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES</b>						0.00% \$ -	
<b>OTROS INDIRECTOS</b>						0.00% \$ -	
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>						\$ 1.96	
<b>VALOR OFERTADO</b>						\$ 1.96	
FIRMA OFERENTE							

Tabla 7- 8 APU malla electrosoldada

<b>ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS</b>							
<b>RUBRO:</b>	MALLA ELECTROSOLDADA 6x15x15				<b>UNIDAD:</b>	M2	
<b>ITEM</b>	169				<b>RENDIMIENTO:</b>	90.00	
<b>CODIGO</b>	502285 - E06						
<b>DETALLE</b>							
<b>EQUIPOS Y MAQUINARIA</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>C - HORA</b>	<b>REND.</b>	<b>COSTO</b>	
1	HERRAMIENTA MENOR	2.00	0.063	0.126	0.089	0.01	
10	EQUIPO DE PROTECCION INDUSTRIAL	1.00	0.100	0.100	0.089	0.01	
						<b>SUBTOTAL M</b>	0.02
<b>MANO DE OBRA</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION (CATEG)</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>JORNAL/HR</b>	<b>C - HORA</b>	<b>REND.</b>	<b>COSTO</b>	
2	AYUDANTE - E2	1.00	2.812	2.812	0.089	0.25	
3	ALBAÑIL - D2	1.00	2.848	2.848	0.089	0.25	
22	INSPECTOR DE OBRA - B3	0.10	3.063	0.306	0.089	0.03	
						<b>SUBTOTAL N</b>	0.53
<b>MATERIALES</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION</b>		<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>C. UNIT.</b>	<b>COSTO</b>	
4	ALAMBRE GALVANIZADO # 18		KG	0.05	2.010	0.10	
310	MALLA ELECTROSOLDADA 6:15		M2	1.10	3.730	4.10	
						<b>SUBTOTAL O</b>	4.200
<b>TRANSPORTE</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION</b>		<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO</b>	
						<b>SUBTOTAL P</b>	-
						<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>	\$ 4.75
						<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES</b>	0.00% \$ -
						<b>OTROS INDIRECTOS</b>	0.00% \$ -
						<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>	\$ 4.75
						<b>VALOR OFERTADO</b>	\$ 4.75
<b>FIRMA OFERENTE</b>							

Tabla 7- 9 APU deck metálico

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
<b>RUBRO:</b>	PLACA COLABORANTE DE ACERO e=0.65 MM				<b>UNIDAD:</b>	M2	
<b>ITEM</b>	170				<b>RENDIMIENTO:</b>	25.00	
<b>CODIGO</b>	500960 - E07						
<b>DETALLE</b>							
<b>EQUIPOS Y MAQUINARIA</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>C - HORA</b>	<b>REND.</b>	<b>COSTO</b>	
	1 HERRAMIENTA MENOR	1.00	0.063	0.063	0.320	0.02	
	2 ANDAMIOS METALICOS	1.00	0.120	0.120	0.320	0.04	
	37 AMOLADORA	0.40	1.100	0.440	0.320	0.14	
	10 EQUIPO DE PROTECCION INDUSTRIAL	1.00	0.100	0.100	0.320	0.03	
						<b>SUBTOTAL M</b>	0.23
<b>MANO DE OBRA</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION (CATEG)</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>JORNAL/HR</b>	<b>C - HORA</b>	<b>REND.</b>	<b>COSTO</b>	
	2 AYUDANTE - E2	2.00	2.812	5.624	0.320	1.80	
	21 MAESTRO DEMAS RAMAS - C1	1.00	3.049	3.049	0.320	0.98	
	22 INSPECTOR DE OBRA - B3	0.10	3.063	0.306	0.320	0.10	
						<b>SUBTOTAL N</b>	2.88
<b>MATERIALES</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>C. UNIT.</b>	<b>COSTO</b>		
	159 TABLA DE MONTE 20 CM	U	0.08	1.800	0.14		
	225 PINGOS D= 8 CM	M	0.38	0.900	0.34		
	1156 PLACA H.G. TIPO NOVALOSA 0.65 MM INC. ACCESORIOS	M2	1.05	11.380	11.95		
						<b>SUBTOTAL O</b>	12.430
<b>TRANSPORTE</b>							
<b>COD</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO</b>		
						<b>SUBTOTAL P</b>	-
					<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>	\$ 15.54	
					<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES</b>	0.00% \$ -	
					<b>OTROS INDIRECTOS</b>	0.00% \$ -	
					<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>	\$ 15.54	
					<b>VALOR OFERTADO</b>	\$ 15.54	
FIRMA OFERENTE							

Tabla 7- 10 APU hormigón en losa sobre deck

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
RUBRO:	HORMIGON f'c=210 kg/cm2 EN LOSAS SOBRE DECK					UNIDAD:	M3
ITEM	179					RENDIMIENTO:	5.20
CODIGO	502323 - E16						
DETALLE							
<b>EQUIPOS Y MAQUINARIA</b>							
COD	DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C - HORA	REND.	COSTO	
1	HERRAMIENTA MENOR	5.00	0.063	0.315	1.538	0.48	
3	CONCRETERA 1 SACO	0.50	2.570	1.285	1.538	1.98	
4	VIBRADOR A COMBUSTIBLE	0.50	2.000	1.000	1.538	1.54	
10	EQUIPO DE PROTECCION INDUSTRIAL	5.00	0.100	0.500	1.538	0.77	
						<b>SUBTOTAL M</b>	<b>4.77</b>
<b>MANO DE OBRA</b>							
COD	DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HR	C - HORA	REND.	COSTO	
1	PEON - E2	10.00	2.812	28.120	1.538	43.25	
3	ALBAÑIL - D2	5.00	2.848	14.240	1.538	21.90	
22	INSPECTOR DE OBRA - B3	1.00	3.063	3.063	1.538	4.71	
						<b>SUBTOTAL N</b>	<b>69.86</b>
<b>MATERIALES</b>							
COD	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	C. UNIT.	COSTO		
3	CLAVOS 2 A 4 "	KG	0.20	1.500	0.30		
8	CEMENTO	SC	7.21	7.020	50.61		
10	ARENA	M3	0.55	9.000	4.95		
11	AGUA POTABLE	M3	0.32	0.440	0.14		
142	TRIPLEX 15 MM TIPO B	M2	2.15	10.950	23.54		
159	TABLA DE MONTE 20 CM	U	1.55	1.800	2.79		
169	PINGO EUCALIPTO D= 10 CM	M	12.00	0.900	10.80		
196	RIEL DE EUCALIPTO (L=2,40M 3*12CM)	U	3.50	1.600	5.60		
322	RIPIO	M3	0.95	9.000	8.55		
						<b>SUBTOTAL O</b>	<b>107.280</b>
<b>TRANSPORTE</b>							
COD	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
						<b>SUBTOTAL P</b>	<b>-</b>
					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	\$	181.91
					INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.00%	\$ -
					OTROS INDIRECTOS	0.00%	\$ -
					COSTO TOTAL DEL RUBRO	\$	181.91
					VALOR OFERTADO	\$	181.91
FIRMA OFERENTE							

## 7.2.2 Cálculo de volúmenes y presupuesto análisis lineal y análisis estático no lineal.

Tabla 7- 11 Presupuesto edificio Acero estructural

<b>COSTO VIGAS PRINCIPALES DE ACERO ESTRUCTURAL</b>							
PISOS	SECCION	PESO ACERO KG/M <sup>3</sup>	VOLUMEN /M	METROS LINEALES	PESO TOTAL KG	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1 AL 3	550/300/8/20	7850	0.0104	1029	84007.56	1.96	\$ 164,654.82
4 AL 6	550/300/8/18	7850	0.0098	1029	79160.97	1.96	\$ 155,155.50
7 AL 9	500/250/8/18	7850	0.0085	1029	68660.03	1.96	\$ 134,573.65
10 AL 12	450/250/6/16	7850	0.0067	1029	54120.26	1.96	\$ 106,075.70
SUBTOTAL 1							\$ 560,459.67
<b>COSTO COLUMNAS ACERO ESTRUCTURAL</b>							
PISOS	SECCION	PESO ACERO KG/M <sup>3</sup>	VOLUMEN /M	METROS LINEALES	PESO TOTAL KG	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1 AL 3	650/750/38	7850	0.0751	291.6	171990.81	1.96	\$ 337,101.99
4 AL 6	650/750/38	7850	0.0751	291.6	171990.81	1.96	\$ 337,101.99
7 AL 9	650/750/38	7850	0.0751	291.6	171990.81	1.96	\$ 337,101.99
10 AL 12	650/750/38	7850	0.0751	291.6	171990.81	1.96	\$ 337,101.99
SUBTOTAL 2							\$ 1,348,407.97
<b>COSTO VIGAS SECUNDARIAS DE ACERO ESTRUCTURAL</b>							
PISOS	SECCION	PESO ACERO KG/M <sup>3</sup>	VOLUMEN /M	METROS LINEALES	PESO TOTAL KG	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1 AL 3	300/120/10/6	7850	0.0037	2184	63777.17	1.96	\$ 125,003.25
SUBTOTAL 3							\$ 125,003.25
<b>COSTO CONECTORES DE CORTANTE</b>							
PISOS	LONGITUD (m)	PESO ACERO KG/M <sup>3</sup>	VOLUMEN /M	CANTIDAD	PESO TOTAL KG	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1 AL 12	0.13	7850	0.0003	10080	24858.85	1.61	\$ 40,022.75
SUBTOTAL 4							\$ 40,022.75
<b>HORMIGÓN EN DECK METÁLICO, MALLA ELECTROSOLDADA</b>							
PISOS	METROS CUADRADOS	METROS CUBICOS	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	OBSERVACIONES		
1 AL 12	11760	823.2	181.91	\$ 149,748.31	LOSA SOBRE DECK		
1 AL 12	11760	-	15.54	\$ 182,750.40	DECK METÁLICO		
1 AL 12	11760	-	4.75	\$ 55,860.00	MALLA ELECTROSOLDADA		
SUBTOTAL 5				\$ 388,358.71			
<b>COSTO TOTAL DEL EDIFICIO</b>					<b>\$ 2,462,252.35</b>		

### **7.3 Análisis económico de la estructura en hormigón simple y acero estructural.**

#### **7.3.1 Análisis de precios unitarios**

Los APUs utilizados en el presente sub capítulo son los mismos que se han presentado con anterioridad, se toma en consideración que el hormigón en las columnas que se ocupara en el edificio mixto tendrá el costo presentado en hormigón  $f'c=280$  kg/cm<sup>2</sup> en losas sobre deck ya que el mismo no requiere de encofrado para su fundición.

### 7.3.2 Cálculo de volúmenes y presupuesto diseño lineal y análisis estático no lineal

Tabla 7- 12 Presupuesto edificio mixto

<b>COSTO VIGAS PRINCIPALES DE ACERO ESTRUCTURAL</b>							
PISOS	SECCION	PESO ACERO KG/M <sup>3</sup>	VOLUMEN /M	METROS LINEALES	PESO TOTAL KG	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1 AL 3	550/300/10/20	7850	0.0115	1029	92892.98	1.96	\$ 182,070.23
4 AL 6	550/300/8/18	7850	0.0098	1029	79160.97	1.96	\$ 155,155.50
7 AL 9	500/250/8/18	7850	0.0085	1029	68660.03	1.96	\$ 134,573.65
10 AL 12	450/250/6/16	7850	0.0067	1029	54120.26	1.96	\$ 106,075.70
SUBTOTAL 1							\$ 577,875.08
<b>COSTO COLUMNAS ACERO ESTRUCTURAL</b>							
PISOS	SECCION	PESO ACERO KG/M <sup>3</sup>	VOLUMEN /M	METROS LINEALES	PESO TOTAL KG	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1 AL 3	750/850/20	7850	0.0624	291.6	142837.34	1.96	\$ 279,961.19
4 AL 6	750/850/20	7850	0.0624	291.6	142837.34	1.96	\$ 279,961.19
7 AL 9	750/850/20	7850	0.0624	291.6	142837.34	1.96	\$ 279,961.19
10 AL 12	750/850/20	7850	0.0624	291.6	142837.34	1.96	\$ 279,961.19
SUBTOTAL 2							\$ 1,119,844.78
<b>HORMIGON EN COLUMNAS</b>							
COLUMNA	LONGITUD	VOLUMEN DE HORMIGON	PRECIO UNITARIO		PRECIO FINAL		
75x85	3,24	177.15	181.91		32224.81		
75x85	3,24	177.15	181.91		32224.81		
75x85	3,24	177.15	181.91		32224.81		
75x85	3,24	177.15	181.91		32224.81		
SUBTOTAL 3					128899.24		
<b>COSTO VIGAS SECUNDARIAS DE ACERO ESTRUCTURAL</b>							
PISOS	SECCION	PESO ACERO KG/M <sup>3</sup>	VOLUMEN /M	METROS LINEALES	PESO TOTAL KG	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1 AL 3	300/120/10/6	7850	0.0037	2184	63777.17	1.96	\$ 125,003.25
SUBTOTAL 4							\$ 125,003.25
<b>COSTO CONECTORES DE CORTANTE</b>							
PISOS	LONGITUD (m)	PESO ACERO KG/M <sup>3</sup>	VOLUMEN /M	CANTIDAD	PESO TOTAL KG	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1 AL 12	0.13	7850	0.0003	10080	24858.85	1.61	\$ 40,022.75
SUBTOTAL 5							\$ 40,022.75
<b>HORMIGÓN EN DECK METÁLICO, MALLA ELECTROSOLDADA</b>							
PISOS	METROS CUADRADOS	METROS CUBICOS	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	OBSERVACIONES		
1 AL 12	11760	823.2	181.91	\$ 149,748.31	LOSA SOBRE DECK		
1 AL 12	11760	-	15.54	\$ 182,750.40	DECK METÁLICO		
1 AL 12	11760	-	4.75	\$ 55,860.00	MALLA ELECTROSOLDADA		
SUBTOTAL 6				\$ 388,358.71			
<b>COSTO TOTAL DEL EDIFICIO</b>					<b>\$ 2,380,003.81</b>		

## **CAPITULO 8: ANÁLISIS COMPARATIVO.**

### **8.1 Comparación del desempeño.**

Es importante en primera instancia mencionar las diferencias entre los diseños lineales y los análisis estáticos no lineales. Para el primer edificio analizado, es decir, para el edificio compuesto de secciones de hormigón armado se encontró que a pesar de que el edificio cumplió con los requerimientos del análisis estático lineal, no se encuentra en capacidad de resistir las fuerzas laterales que generarían un desplazamiento igual al requerido por la norma FEMA 273. Como ya se mencionó anteriormente el desempeño de estructuras de pórticos especiales resistentes a momento en hormigón armado parece estar limitado por la relación de aspecto de la estructura, así como la redundancia de los elementos estructurales los cuales resisten las cargas laterales sísmicas.

En el edificio de acero soldado se presentó un caso diferente al analizado anteriormente, al ser una estructura bastante flexible, el control de las derivas de piso fue el que determinó las secciones finales de las columnas de la estructura. Dando como resultado que las secciones se encuentren ligeramente sobre dimensionadas para las condiciones de carga propias del análisis estático lineal. Es justamente esta condición, junto con la ductilidad del acero y las secciones elegidas que no presentan pandeo local en su fluencia, las que permiten que la estructura pueda cumplir con las condiciones establecidas por la norma FEMA 273 para alcanzar los niveles de desempeño de seguridad de vida y de prevención de colapso para los sismo BSE1 y BSE2 respectivamente.

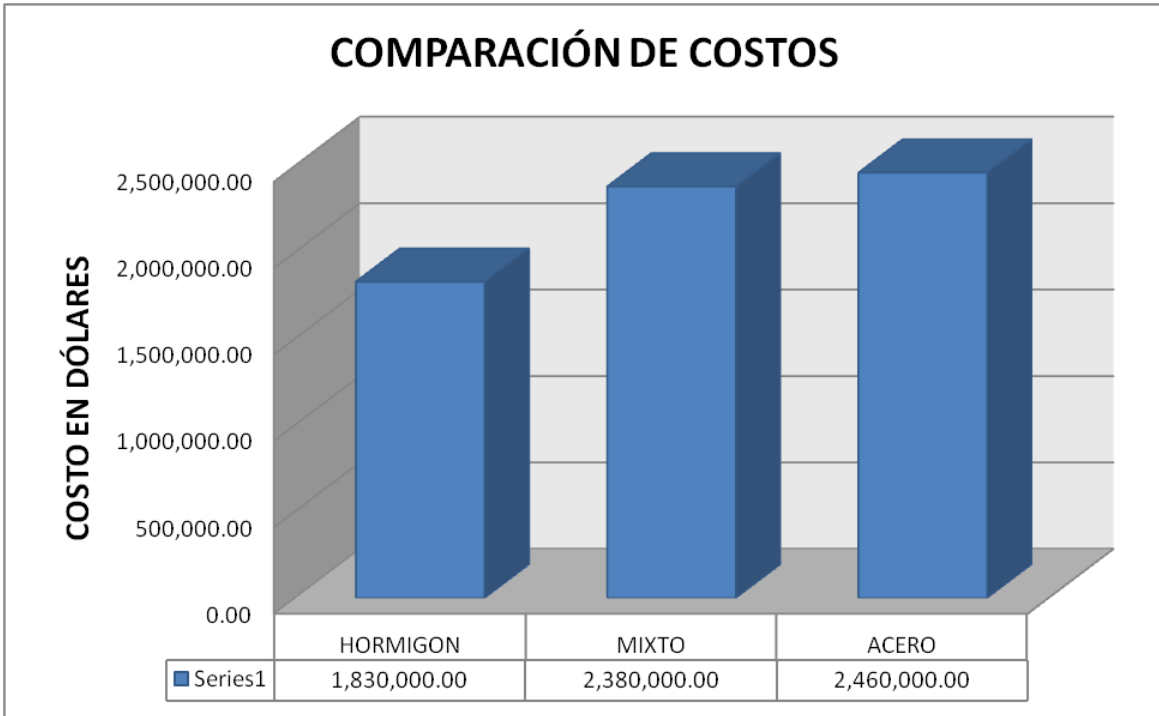
En el edificio de estructura mixta, de acero soldado y hormigón simple, se presentó un caso bastante similar al del edificio de acero, ya que al ser una estructura bastante flexible, el control de las derivas de piso fue el que determinó secciones finales de las columnas de la estructura. Con la diferencia que la rigidez introducida en la estructura debido al relleno de hormigón simple en las columnas permitió que todas las secciones de la estructura se reduzcan, de manera que estas no resultaron mayormente sobredimensionadas como el caso anterior, brindando el mismo nivel de desempeño descrito anteriormente.

Comparando los desempeños entre las tres edificaciones se puede determinar que los puntos de desempeño de las estructuras, es decir el punto en el cual se considera que la estructura empieza a fluir, se encuentran cercanos entre sí para los dos edificios de acero. Teniendo los valores de  $V_y= 1478.76$  t y  $D_y= 20.75$  cm para el edificio de acero estructural. Para el edificio mixto se obtuvo valores de  $V_y= 1597.5$  t y  $D_y= 20.40$  cm. Por otro lado el edificio de hormigón fue el que más corte basal pudo soportar antes de comenzar a fluir aun que con un desplazamiento más bajo con valores de  $V_y= 2033.26$  t y  $D_y= 13.91$  cm. Se puede observar la mayor flexibilidad de las estructuras de acero al poder desplazarse una distancia mayor antes de empezar a fluir y finalmente conseguir un nivel de desempeño adecuado una vez que se llega a los valores deseados para los sismos correspondientes al nivel básico de seguridad.

## **8.2 Comparación económica.**

Se tomará como base para la comparación económica el presupuesto del edificio de hormigón armado, conociendo que, aunque no cumple con los requerimientos del análisis estático no lineal, es una de las configuraciones estructurales más utilizadas en el medio. Por lo tanto la diferencia entre el edificio de acero soldado es aproximadamente un 34% más costoso que el de hormigón armado debido al sobredimensionamiento descrito anteriormente.

Por otra parte, el edificio de configuración mixta, excede en un 30 % al costo del edificio de hormigón armado. Tomando en cuenta que esta diferencia de costos representa un mayor nivel de seguridad.

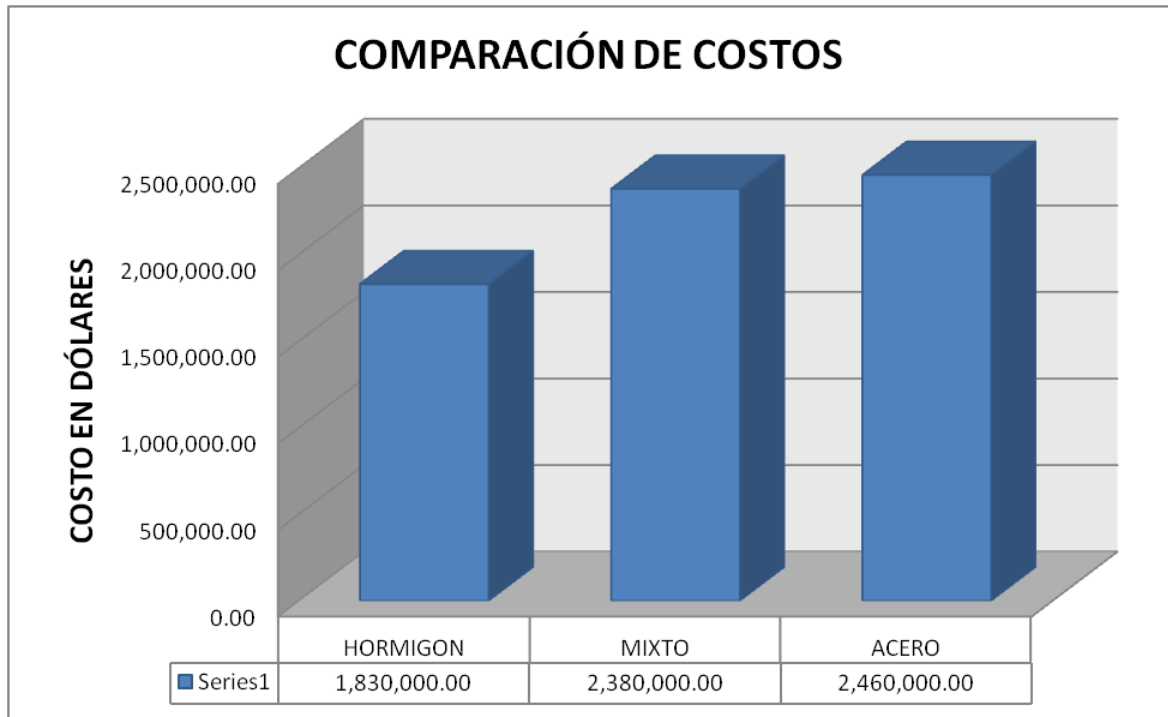


**Figura 8- 1 Comparación económica de los edificios.**

## **CAPITULO 9: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

- El edificio de acero, para el sismo con probabilidad de ocurrencia del 10% en 50 años, supera ampliamente el desempeño requerido por el objetivo básico de seguridad. Al presentar un desempeño de ocupación inmediata, el riesgo para la vida de los ocupantes es muy bajo, y aunque algunas reparaciones menores son apropiadas estas no son obligatoriamente necesarias para la ocupación inmediata de la edificación.
- El edificio de acero sobrepasa el nivel básico de seguridad trabajando en el rango de seguridad de vida para el sismo de probabilidad de ocurrencia del 2% en 50 años. Esto permite la rehabilitación de la estructura después de revisar la factibilidad económica de la misma; en este caso la rehabilitación es posible al presentarse fallas únicamente en vigas.
- El edificio de hormigón armado no cumplió con los requerimientos de desplazamiento del nudo de control establecidos por la norma FEMA 273, para el nivel de seguridad básico, debido a su relación de aspecto.
- Se pudo determinar que la redundancia de elementos estructurales que soportan las cargas laterales afecta directamente al punto de desempeño de la estructura. Siendo este capaz de resistir una mayor fuerza lateral a medida que el número de elementos resistentes aumenta.
- El edificio mixto, presenta las mismas características que el edificio de acero al presentar niveles de desempeño de ocupación inmediata para el sismo de probabilidad de ocurrencia del 10% en 50 años, y de seguridad de vida para el sismo de probabilidad de ocurrencia del 2% en 50 años.
- La estructura de acero tiene un costo 30% mayor a la de hormigón armado, lo que equivaldría a un incremento de aproximadamente un 10% del presupuesto total de una edificación de estas características.
- La estructura mixta tiene un costo 34% mayor a la de hormigón armado, lo que equivaldría a un incremento de aproximadamente un 9% del presupuesto total de una edificación de estas características.

- El edificio mixto es el que presenta una mejor relación costo - desempeño. Se puede observar que aunque existe una mayor inversión con respecto al edificio de hormigón armado, se garantiza un nivel de seguridad incluso mayor al establecido por la norma FEMA 273.



**Figura 9- 1 Comparación económica de los edificios.**

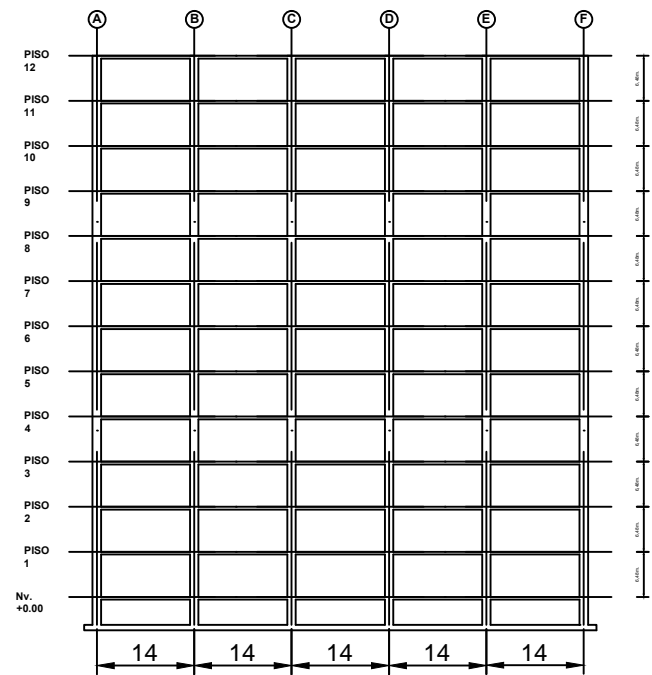
- Se recomienda la implementación de muros de corte en edificios de hormigón armado que no cumplan con los requerimientos de la norma FEMA 273, de manera que se incremente el punto de desempeño del edificio, y a la vez mejore el periodo de la estructura.
- Se recomiendo realizar un análisis pushover para este tipo de estructuras, el cual nos permite obtener el nivel de desempeño de la estructura, dándonos una idea clara de las mejoras necesarias para llegar al nivel de seguridad deseado.
- Se recomienda tomar en cuenta los niveles de desempeño no estructurales, los cuales pueden generar daños y afectar a las personas que se encuentran dentro de la estructura.

- Los periodos de las estructuras muestran la mayor rigidez del edificio de hormigón y la flexibilidad al utilizar elementos de acero. Las dos estructuras de acero poseen periodos prácticamente iguales ya que los requerimientos de secciones resultaron parecidos.
- La estructura mixta y la de acero presentaron comportamientos prácticamente iguales, esto se debe a que el incremento del hormigón en las columnas no representa un incremento sustancial de rigidez, esto se ve reflejado en las columnas de mayor tamaño en el edificio mixto, la única ventaja resulta en el uso de secciones más delgadas en columnas debido a que el hormigón limita el pandeo, lo cual genera que el presupuesto del edificio mixto sea menor al de acero estructural.
- El edificio de hormigón armado fue diseñado para resistir un corte basal de 2061.68 t mediante el análisis estático lineal, la falla presentada en el análisis Pushover corresponde a un corte basal de 2200.14 t. un valor superior en 7%. Comprobando que el criterio usado para el diseño de las secciones de hormigón, en el cual el acero se encuentra fluyendo y el concreto está a punto de fallar, genera que la estructura no sea capaz de soportar mayores esfuerzos una vez alcanzado el valor de diseño.
- Por otro lado, las estructuras de acero y mixtas, fueron diseñadas para resistir un corte basal de 982.68 t y 990.3 t respectivamente. La falla registrada en el análisis estático Pushover ocurre con valores de 2516.06 t y 2507.45 t para los dos edificios respectivamente. Lo cual representa un incremento del 156 % para el edificio de acero y 153% para el edificio mixto con respecto a los valores de diseño. Comprobando que el sobredimensionamiento de las columnas para poder cumplir con el requisito de derivas presentado por el NEC-11, así como los grandes factores de seguridad para diseño en acero y los requerimientos sísmicos de las estructuras aportan en sobre manera para que estas sean capaces de desempeñarse de manera segura ante los efectos de un sismo.

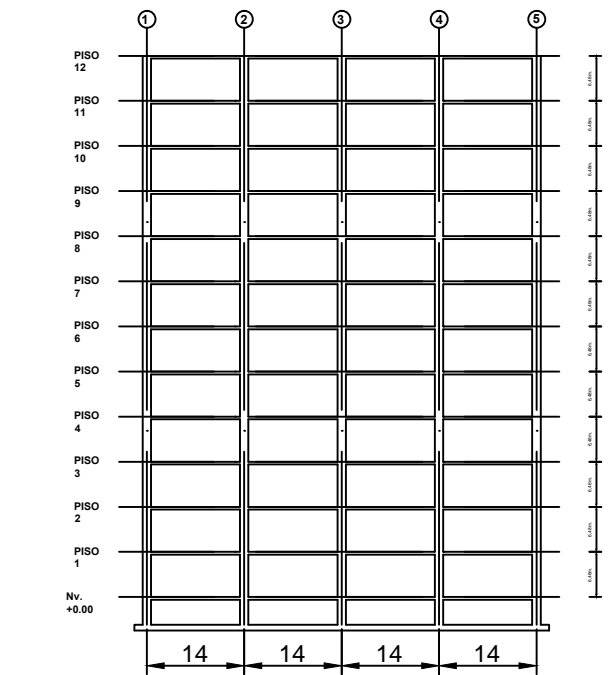
## CAPITULO 10: BIBLIOGRAFÍA.

- I. Seguí, W., Diseño de estructuras de acero con LRFD, Universidad de Memphis, Segunda Edición, 1999.
- II. Specification for Structural Steel Buildings (AISC), with commentary 2005, American institute of steel construction, 2005.
- III. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members (AISI S100-07 W/S2-10), with supplement 2 2007, American Iron and Steel Institute, 2007.
- IV. Uniform Building Code (UBC), California - U.S.A: Ed. International Conference of Building Officials, International Conference of Building officials, 1997.
- V. American Concrete Institute (ACI), with commentary 2008, Building Requirements for structural Concrete, 2008.
- VI. Computers and Structures, INC. (1995) University Ave. Berkeley, CA, Structural Analysis Program 15.0.0 (ETABS), Copyright 1976 – 2008.
- VII. Guerra, M. y Chacón, D., Manual para el diseño sismorresistente de Edificios utilizando el programa ETABS, Quito, 2010.
- VIII. Krawinkeler, H., Bertero, V., y Popov, E. Shear Behavior of Steel Frame Joints, Journal of Structural Division, 1975, Vol. 101: 2317-2338.
- IX. Aguiar, R., Análisis sísmico de edificios, CEINCI, Quito, 2008.
- X. Nehrt Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA publication 273), Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., 1997.
- XI. Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-11 Capítulo 2 Diseño Sísmico y Requisitos de Diseño Sísmico Resistente, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Convenio MIDUVI- Cámara de la Construcción de Quito, 2011.
- XII. Design of Structural Reinforced Concrete Elements in Accordance with the Strength Design Method of AC1 318-95, American Concrete Institute (ACI), Michigan, Sexta edición, 2001.
- XIII. Steel Construction Manual, American Institute of Steel Construction , Inc., Tercera edición, 2005.
- XIV. ALEMAN L, NARANJO L, Diseño por desempeño de Elementos estructurales de Hormigón armado mediante códigos FEMA, utilizando ETABS, Tesis Inédita, Sangolquí.2012

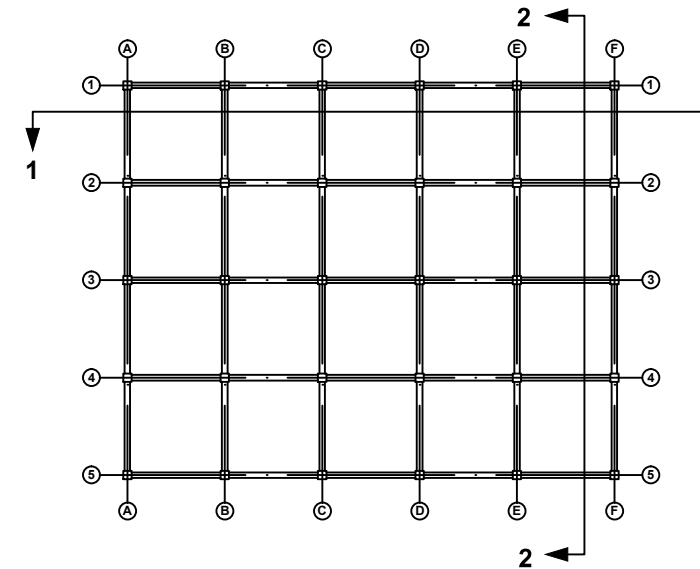
# ANEXOS



CORTE 1-1  
ESC..... 1:50

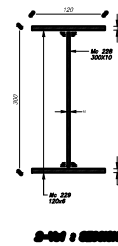
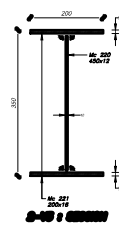
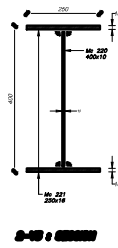
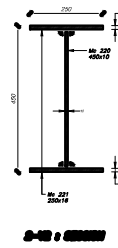
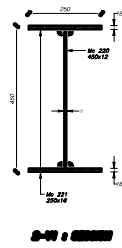
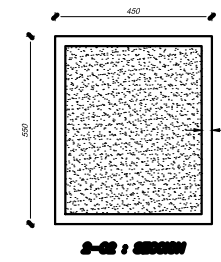
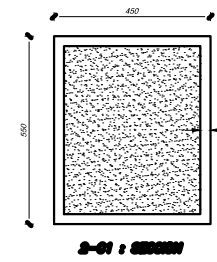
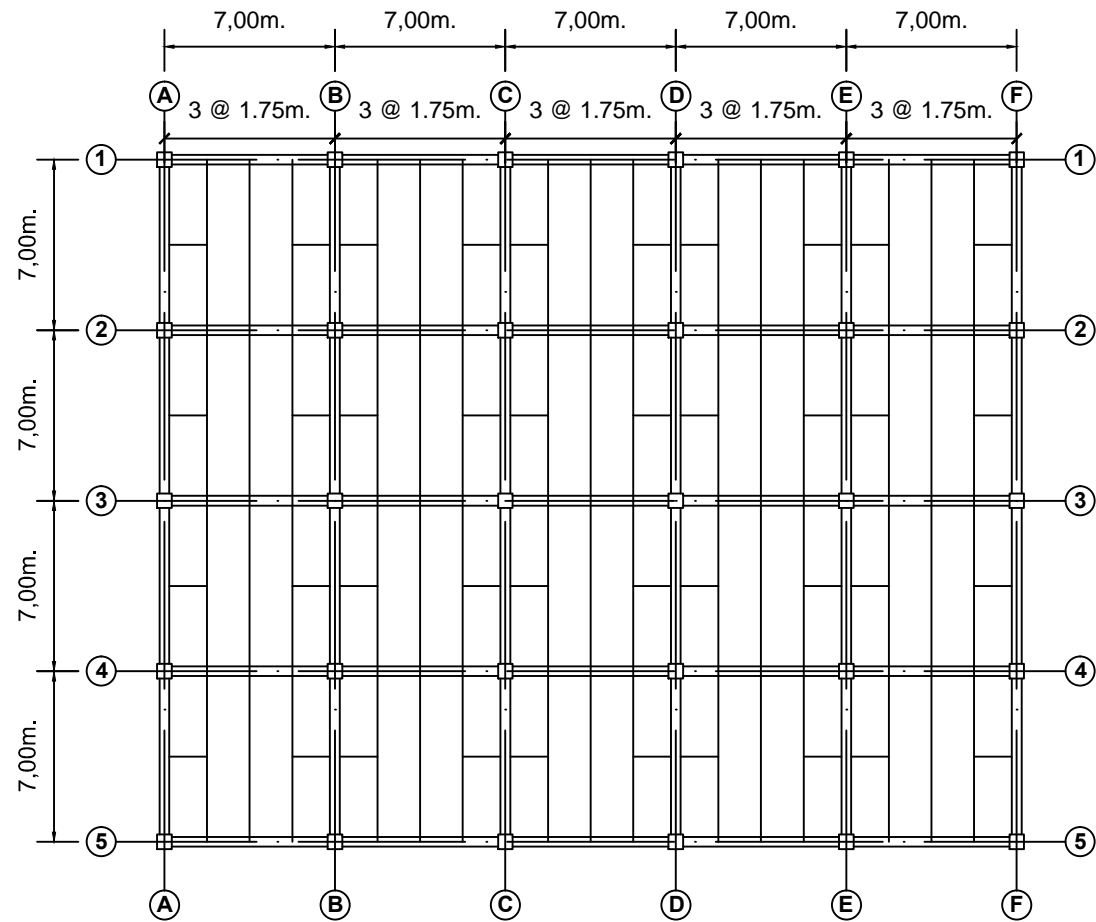


CORTE 2-2  
ESC..... 1:50

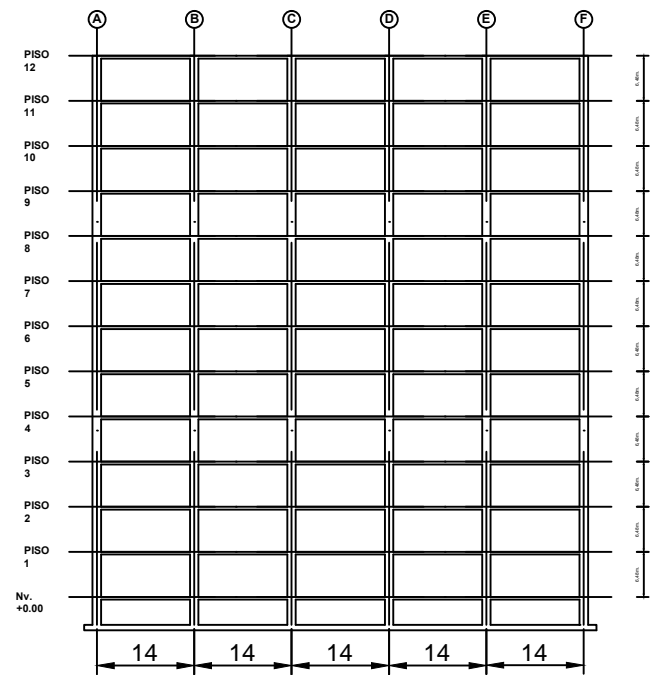


PLANTA TIPO  
ESC..... 1:50

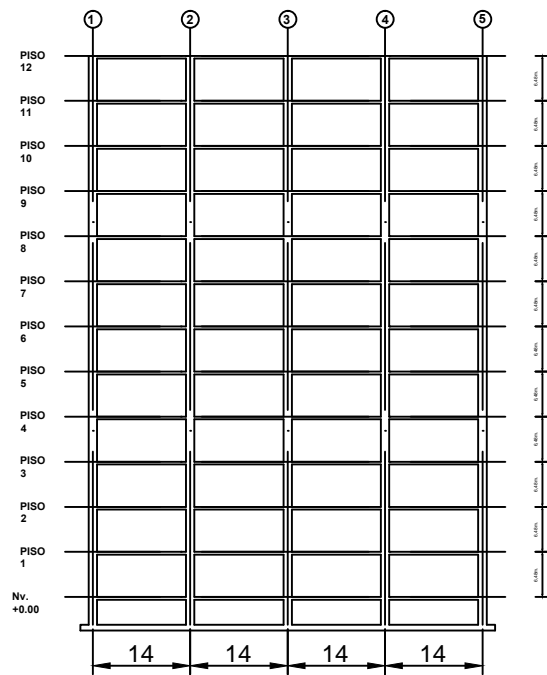
<b>PROYECTO</b>		EDIFICIO MIXTO QUITO - PICHINCHA	
<b>ESCALAS</b>		LAS INDICADAS	
<b>REVISIONES</b>	<b>DISEÑO</b>		
	<b>DIBUJO</b>		Javier Alvear, José Ruales [LAM No. 01]
	<b>ARCHIVO</b>		
	<b>REVISO</b>		
<b>CALCULO</b>		Javier Alvear José Ruales	
<b>CONTIENE</b>		- PLANTA TIPO - CORTES EN ELEVACION	
<b>FECHA</b>		NOVIEMBRE - 2013	
<b>LAMINA</b>		2 DE 2	



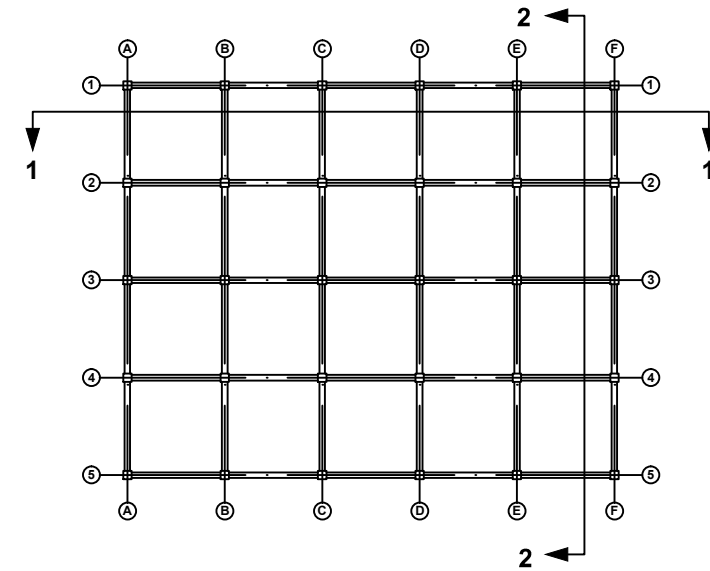
PROYECTO	EDIFICIO MIXTO QUITO - PICHINCHA	
ESCALAS	LAS INDICADAS	
REVISIONES	DISEÑO	
	DIBUJO	Javier Alvear, José Ruales [LAM No. 01]
	ARCHIVO	
	REVISO	
	CALCULO	Javier Alvear José Ruales
CONTIENE	<ul style="list-style-type: none"> <li>- DETALLES COLUMNAS</li> <li>- DETALLES VIGAS</li> <li>- ONFIGURACION EN PLANTA</li> </ul>	
	FECHA	NOVIEMBRE - 2013
	LAMINA	1 DE 2



CORTE 1-1  
ESC..... 1:50

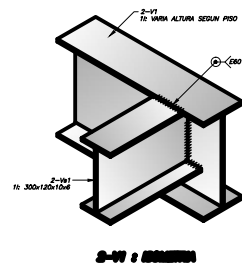
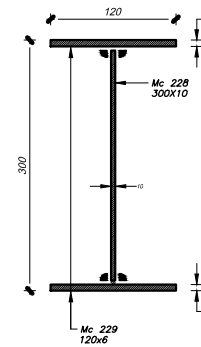
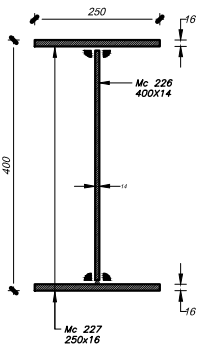
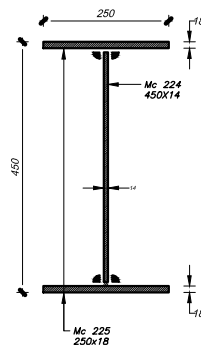
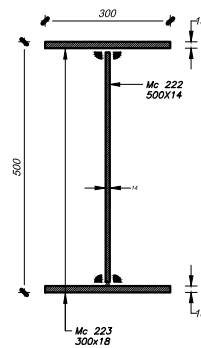
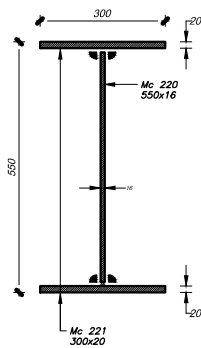
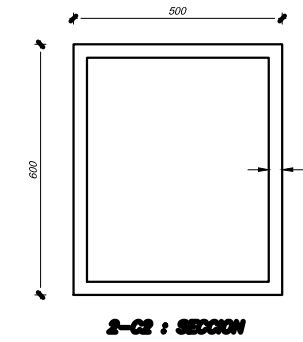
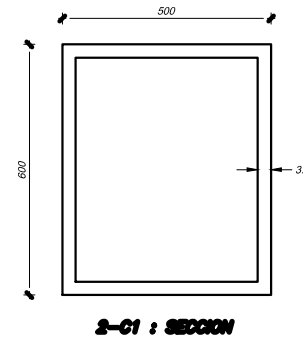
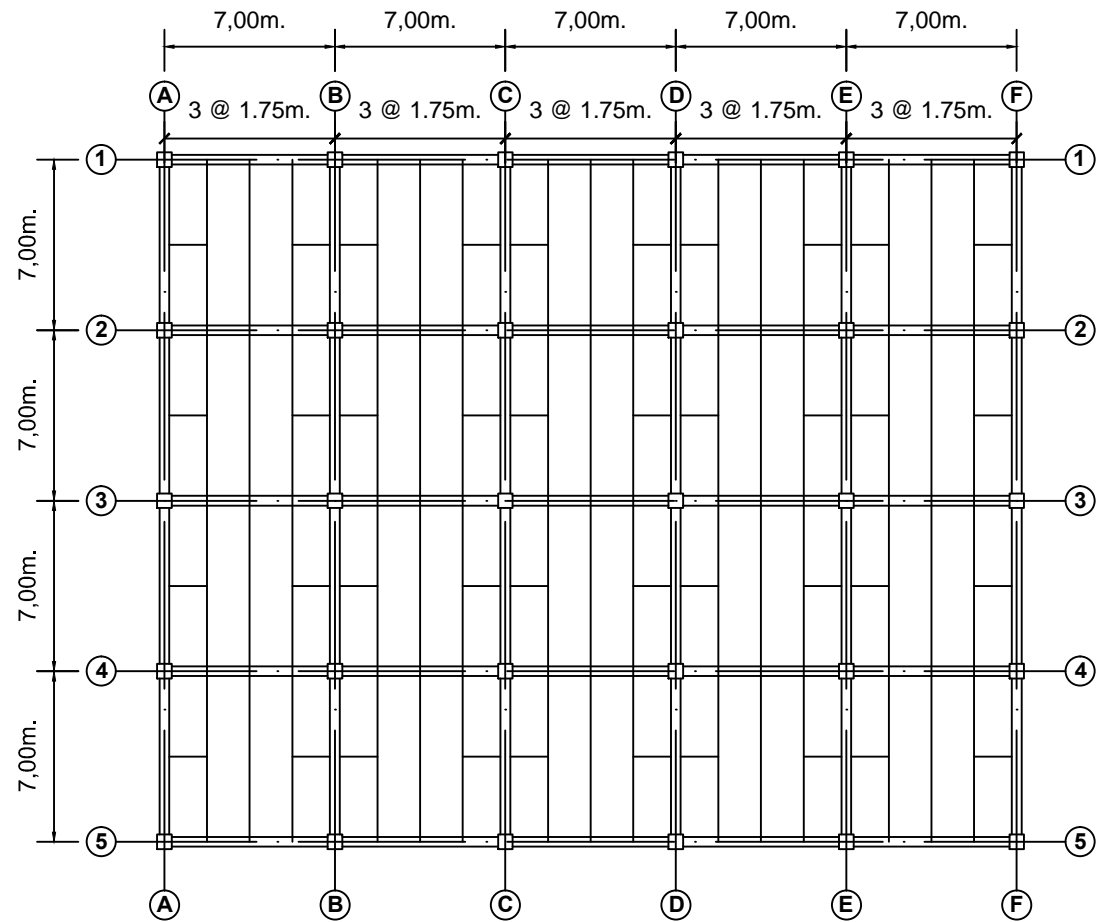


CORTE 2-2  
ESC..... 1:50

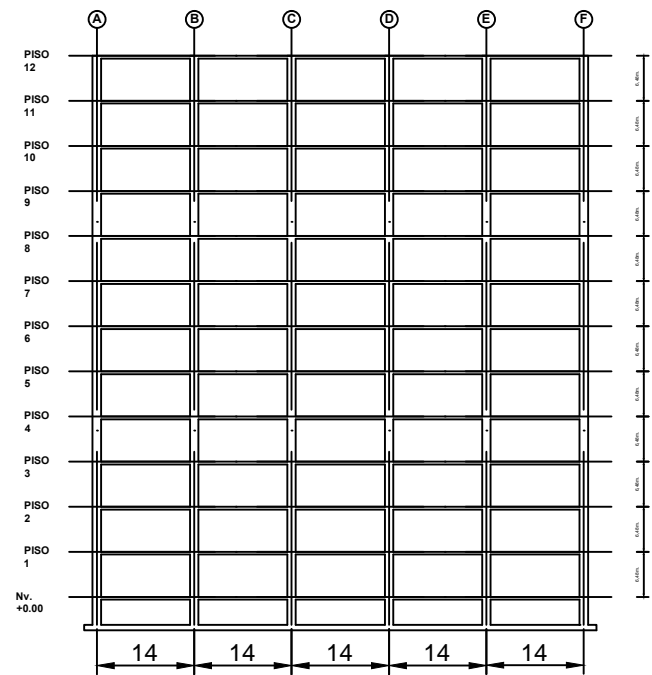


PLANTA TIPO  
ESC..... 1:50

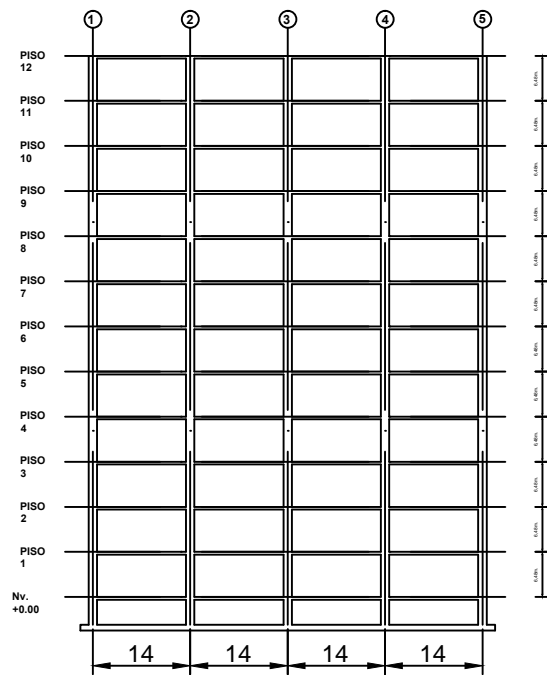
<b>PROYECTO</b>		EDIFICIO ACERO ESTRUCTURAL <small>QUITO - PICHINCHA</small>	
<b>ESCALAS</b>		LAS INDICADAS	
<b>REVISIONES</b>	<b>DISEÑO</b>	Javier Alvear, José Ruales <small>[LAM No. 01]</small>	
	<b>DIBUJO</b>	Javier Alvear, José Ruales	
	<b>ARCHIVO</b>		
	<b>REVISO</b>		
<b>CALCULO</b>		Javier Alvear José Ruales	
<b>CONTIENE</b>		- PLANTA TIPO - CORTES EN ELEVACION	
<b>FECHA</b>		NOVIEMBRE - 2013	
<b>LAMINA</b>		2 DE 2	



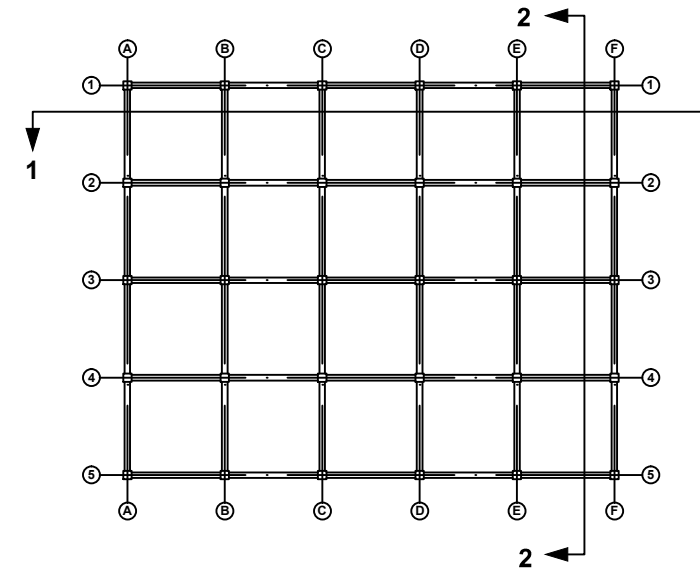
<b>PROYECTO</b>		EDIFICIO ACERO ESTRUCTURAL QUITO - PICHINCHA	
<b>ESCALAS</b>		LAS INDICADAS	
<b>REVISIONES</b>		<b>DISEÑO</b>	
		DIBUJO Javier Alvear, José Ruales [LAM No. 01]	
		ARCHIVO	
		REVISO	
		CALCULO	
		Javier Alvear José Ruales	
<b>CONTIENE</b>		<b>FECHA</b>	
- DETALLES COLUMNAS - DETALLES VIGAS - ONFIGURACION EN PLANTA		NOVIEMBRE - 2013	
		<b>LAMINA</b>	
		1 DE 2	



CORTE 1-1  
ESC..... 1:50

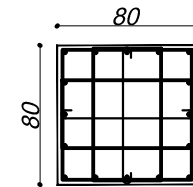
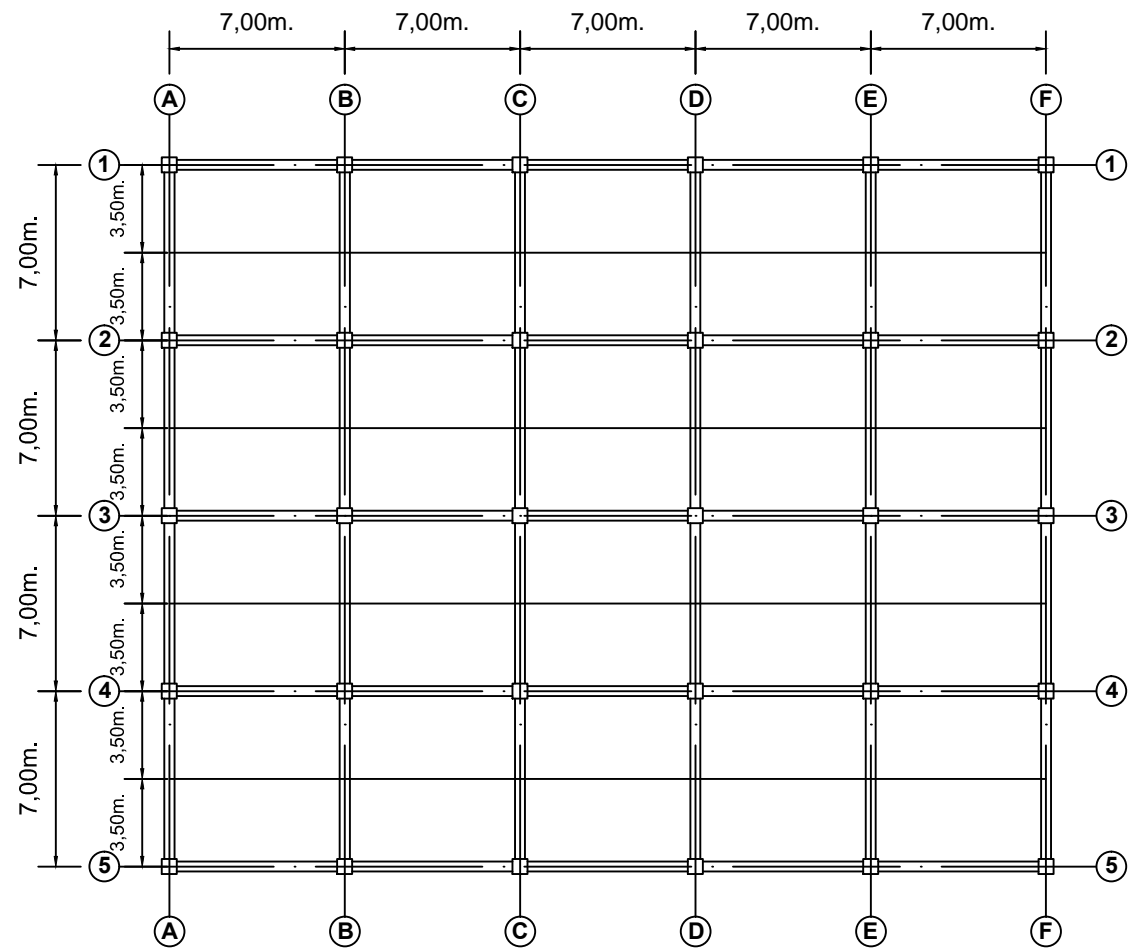


CORTE 2-2  
ESC..... 1:50

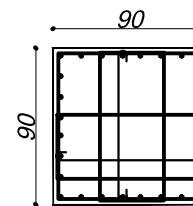


PLANTA TIPO  
ESC..... 1:50

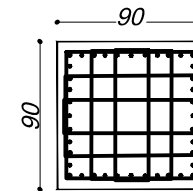
<b>PROYECTO</b>		EDIFICIO HORMIGON ARMADO <small>QUITO - PICHINCHA</small>	
<b>ESCALAS</b>		LAS INDICADAS	
<b>REVISIONES</b>	<b>DISENO</b>		
	<b>DIBUJO</b>		Javier Alvear, José Ruales <small>[LAM No. 01]</small>
	<b>ARCHIVO</b>		
	<b>REVISO</b>		
<b>CALCULO</b>		Javier Alvear José Ruales	
<b>CONTIENE</b>		- PLANTA TIPO - CORTES EN ELEVACION	
<b>FECHA</b>		NOVIEMBRE - 2013	
<b>LAMINA</b>		2 DE 2	



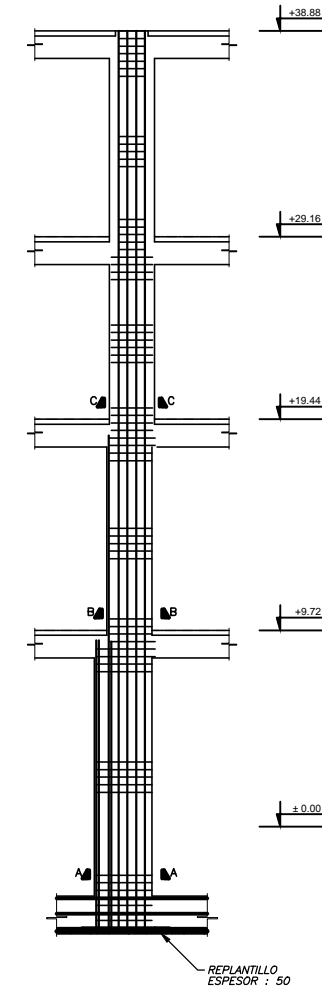
● 16 #25 Mc 156  
 1 EST. #12 Mc 157  
 CADA 100  
 2 EST. #12 Mc 158  
 CADA 100  
 2 GANCHOS #12 Mc 159  
 CADA 100



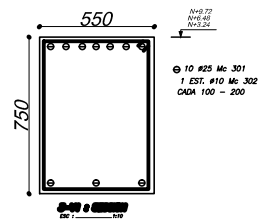
● 28 #25 Mc 152  
 1 EST. #12 Mc 153  
 CADA 100  
 2 EST. #12 Mc 154  
 CADA 100  
 2 GANCHO #12 Mc 155  
 CADA 100



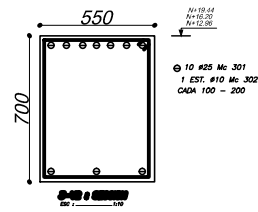
● 40 #32 Mc 150  
 1 EST. #12 Mc 151  
 CADA 100  
 2 EST. #12 Mc 150  
 CADA 100  
 2 EST. #12 Mc 149  
 CADA 100



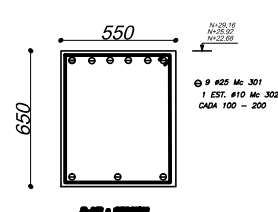
**1-K7 : ELEVACION [2]**  
 ESC : 1:100



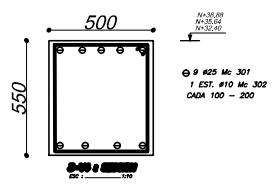
● 10 #25 Mc 301  
 1 EST. #10 Mc 302  
 CADA 100 - 200



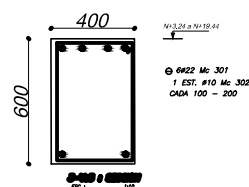
● 10 #25 Mc 301  
 1 EST. #10 Mc 302  
 CADA 100 - 200



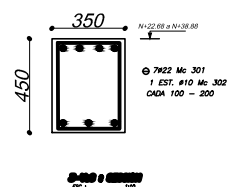
● 9 #25 Mc 301  
 1 EST. #10 Mc 302  
 CADA 100 - 200



● 9 #25 Mc 301  
 1 EST. #10 Mc 302  
 CADA 100 - 200



● 6#22 Mc 301  
 1 EST. #10 Mc 302  
 CADA 100 - 200



● 7#22 Mc 301  
 1 EST. #10 Mc 302  
 CADA 100 - 200

<b>PROYECTO</b>		EDIFICIO HORMIGON ARMADO QUITO - PICHINCHA	
<b>ESCALAS</b>		LAS INDICADAS	
<b>REVISIONES</b>		<b>DISEÑO</b> DIBUJO Javier Alvear, José Ruales [LAM No. 01] ARCHIVO REVISO CALCULO  Javier Alvear José Ruales	
<b>CONTIENE</b>		<b>FECHA</b>	
- DETALLES COLUMNAS - DETALLES VIGAS - ONFIGURACION EN PLANTA		NOVIEMBRE - 2013	
		<b>LAMINA</b>	
		1 DE 2	