

**INFLUENCIA DEL MODELO DE HOUSNER EN EL NIVEL DE DESEMPEÑO SISMICO
DE EDIFICIOS APORTICADOS EXISTENTES EN LA CIUDAD DE BUCARAMANGA**

**ALEJANDRO DAVID CARREÑO BUSTOS
FRANCISCO JAVIER TORRES HIGUERA**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECÁNICAS**



BUCARAMANGA

2005

**INFLUENCIA DEL MODELO DE HOUSNER EN EL NIVEL DE DESEMPEÑO SISMICO
DE EDIFICIOS APORTICADOS EXISTENTES EN LA CIUDAD DE BUCARAMANGA**

**ALEJANDRO DAVID CARREÑO BUSTOS
FRANCISCO JAVIER TORRES HIGUERA**

Tesis de grado en la modalidad de investigación

Para optar al título de:

Ingeniero Civil

Director:

GUSTAVO CHIO CHO

Ingeniero Civil-Ms.c-Ph.D



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECAÑICAS**



BUCARAMANGA

2005

A la memoria de mi padre Isafas,
A mi madre por su Luz y Amparo a lo largo de mi vida;
A mi hermana y abuelo por sus palabras y apoyo; gracias por
Ayudarme a ser quien soy.

Alejandro David Carreño Bustos.

A quienes me apoyan, creen, confían y tienen todas sus esperanzas puestas en mí...

Mis Padres

Y a todos a aquellos que no me creyeron capaz, por ser la principal razón para lograrlo

Francisco Javier Torres Higuera.

CONTENIDO

INTRODUCCION	1
OBJETIVO GENERAL	3
OBJETIVOS ESPECIFICOS	3
ALCANCE DE LA INVESTIGACION	4
FACTORES EXTRÍNSECOS A LA ESTRUCTURA Y EL TANQUE	6
1. CONCEPTOS DE INGENIERIA SISMICA Y MATERIALES ESTRUCTURALES.	8
1.1. CONCEPTOS BASICOS	8
1.2. SISMOS	9
1.2.1. SISMO DE DISEÑO	11
1.2.2. INSTRUMENTOS SISMICOS	13
1.3. ACELEROGRAMAS DE DISEÑO	13
1.3.1. USO DE ACELEROGRAMAS DE DISEÑO PARA ANÁLISIS ESTRUCTURAL:	17
1.4. ESTRUCTURAS DE MULTIPLES GRADOS DE LIBERTAD	17
1.5. ANALISIS MODAL	18
1.5.1. CONSIDERACIONES ANALISIS MODAL	20
1.6. EVOLUCIÓN DEL DISEÑO Y ANÁLISIS SÍSMICO	21
1.7. MATERIALES ESTRUCTURALES	23
1.7.1. INTRODUCCION	23
1.7.1. CONCRETO	23
1.7.2. ACERO	27
1.7.3. COMPORTAMIENTO BAJO CARGAS CÍCLICAS Y DINÁMICAS	31
1.8. METODOLOGIA DE ANALISIS NO LINEAL	34
1.8.1. INTRODUCCION	34
1.8.2. ANALISIS ESTATICO NO LINEAL “PUSHOVER”	34
1.8.3. OBSERVACIONES ACERCA DE LA METODOLOGÍA	35

CAPITULO DOS	37
2. TANQUES ELEVADOS EN EDIFICIOS	37
2.1. INTRODUCCION	37
2.2. DEFINICIÓN	38
2.2.1. DESCRIPCION GENERAL	38
2.3. TIPOLOGIA DE TANQUES	39
2.4. INTERACCIÓN TANQUE-ESTRUCTURA	40
2.4.1. FENOMENO DE SLOSHING	41
2.5. MODELO MECÁNICO G.W. HOUSNER	42
2.5.1. MARCO TEORICO	42
2.5.1.1. ANALISIS HIDRODINÁMICO	42
2.5.1.2. ANALISIS HIDROSTÁTICO	45
2.5.2. MODELO MECANICO PARA TANQUES	45
2.6. MODOS DE VIBRACIÓN DEL LÍQUIDO EN EL TANQUE	47
2.7. MODELO MATEMÁTICO TANQUES RECTANGULARES	48
2.8. INTEGRACIÓN DEL TANQUE AL MODELO	50
CAPITULO TRES	52
3. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL	52
3.1. INTRODUCCION	52
3.2. METODOS DE MODELIZACION DINAMICA	53
3.3. DESCRIPCION GENERAL DE LA MUESTRA	55
3.3.1. DESCRIPCION DETALLADA DE LAS EDIFICACIONES	56
MODELO N° 1. EDIFICIO COOPMAGISTERIO X	57
MODELO N° 2. EDIFICIO COOPMAGISTERIO XI (FAVUIS)	60
MODELO N° 3. EDIFICIO EL PUENTE	63
MODELO N° 4. EDIFICIO FUENCARRALL	66
MODELO N° 5. EDIFICIO PRISMA	69
MODELO N° 6. EDIFICIO CASANDRA	72
MODELO N° 7. EDIFICIO POZUELO DE ALARCON	75
MODELO N° 8. EDIFICIO TORREON DE LA SIERRA	78
MODELO N° 9. EDIFICIO CHIRANUE	81
MODELO N° 10. EDIFICIO TERRAZAS	84

3.4. DEFINICION DE LAS CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES ESTRUCTURALES PARA LOS MODELOS COMPUTACIONALES	90
3.5. INTEGRACION DEL TANQUE AL MODELO COMPUTACIONAL.....	98
3.5.1. <i>METODO DE MASAS CONCENTRADAS:</i>	98
3.5.2. <i>METODO PROPUESTO POR HOUSNER:</i>	99
3.6. DEFINICION DE LA AMENAZA SISMICA	103
CAPITULO CUATRO.....	111
4. RESULTADOS ANALISIS Y CONCLUSIONES.....	111
4.1. INTRODUCCION:	111
4.2. COMPORTAMIENTO DEL PERIODO FUNDAMENTAL	113
4.2.1. <i>COMPORTAMIENTO DEL PERIODO EN LA DIRECCIÓN X</i>	114
4.2.2. <i>COMPORTAMIENTO DEL PERIODO EN LA DIRECCIÓN Y</i>	116
4.3. COMPORTAMIENTO DE LA RIGIDEZ EFECTIVA DE CADA ESTRUCTURA.....	118
4.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL MODELAMIENTO DE LOS EDIFICIOS EN EL SOFTWARE SAP 2000.....	121
4.4.1. <i>MODELO Nº 1. EDIFICIO COOPMAGISTERIO X</i>	122
4.4.2. <i>MODELO Nº 2. EDIFICIO FAVUIS</i>	128
4.4.3. <i>MODELO Nº 3. EDIFICIO EL PUENTE</i>	134
4.4.4. <i>MODELO Nº 4. EDIFICIO FUENCARRAL</i>	140
4.4.5. <i>MODELO Nº 5. EDIFICIO PRISMA</i>	141
4.4.6. <i>MODELO Nº 6. EDIFICIO CASANDRA</i>	147
4.4.7. <i>MODELO Nº 7. EDIFICIO POZUELO DE ALARCON</i>	153
4.4.8. <i>MODELO Nº 8. EDIFICIO TORREON DE LA SIERRA</i>	159
4.4.9. <i>MODELO Nº 9. EDIFICIO CHIRANUE</i>	159
4.4.10. <i>MODELO Nº 10. EDIFICIO TERRAZAS</i>	160
4.6. VARIACION DEL NIVEL DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.....	167
4.7. VARIACION DEL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO	169
BIBLIOGRAFÍA	174
ANEXOS	177
ANEXO A: METODOLOGIA DE ANALISIS NO LINEAL.....	177
ANEXO B: MODELOS EN SAP 2000	235
ANEXO C: TERMINOLOGIA ATC	236

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura:(1.1). Foto que evidencia el daño causado por movimientos del suelo en estructuras con tanque de agua elevado.</i>	<i>11</i>
<i>Figura: (1.2): Acelerogramas de diseño compatibles con escenario sísmico falla Bucaramanga – Santa Marta. De izquierda a derecha y de arriba abajo se presentan los acelerogramas de Helena, Friuli, Mammoth, Coalinga, Whittier y Umbria.....</i>	<i>15</i>
<i>Figura (1.3): Acelerogramas de diseño compatibles con escenario sísmico falla Frontal. De izquierda a derecha y de arriba abajo se presentan los acelerogramas de Montenegro, Loma Prieta, Pretolia y Duzce.....</i>	<i>16</i>
<i>Figura (1.4): Modelos Dinámicos SDOF Y MDOF.....</i>	<i>18</i>
<i>Figura (1.5): Representación de la acción sísmica tradicional.....</i>	<i>21</i>
<i>Figura (1.7): Curva característica Esfuerzo-Deformación Concreto.....</i>	<i>24</i>
<i>Figura (1.8). Comportamiento del confinamiento en la curva esfuerzo-deformación del concreto.....</i>	<i>27</i>
<i>Figura (1.9). Esfuerzo-Deformación-Acero.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura (1.10): Curvas esfuerzo-deformación Acero con varias resistencias.....</i>	<i>29</i>
<i>Figura (1.11). Ciclos de histéresis del acero de refuerzo (Paulay y Pirestley, 1992).....</i>	<i>30</i>
<i>Figura. (1.12) Idealizaciones de la curva esfuerzo-deformación del acero.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura (1.13) Curvas de histéresis esfuerzo-deformación de una viga de hormigón doblemente reforzada con carga cíclica.....</i>	<i>32</i>
<i>Figura (1.14). Diagrama Momento-Curvatura para sección de viga.....</i>	<i>33</i>
<i>Figura (2.1). Modelo Equivalente para tanque Rectangular Rígido.....</i>	<i>46</i>
<i>Figura (2.2). Modelo Equivalente para tanque Flexible.....</i>	<i>46</i>
<i>Figura (2.3). Modos de Vibración del líquido.....</i>	<i>48</i>
<i>Figura (2.4). Modos de oscilación del líquido en un tanque rígido.....</i>	<i>50</i>

<i>Figura (3.1) Modelo 3D- Coopmagisterio X.....</i>	<i>58</i>
<i>Figura (3.2)Foto Edificio Coopmagisterio X.....</i>	<i>58</i>
<i>Figura (3.3) Foto Tanque Elevado Coopmagisterio</i>	<i>59</i>
<i>Figura (3.4). Modelo 3D Favuis.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura (3.5). Foto Edificio Favuis.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura (3.6). Foto Tanque Favuis.....</i>	<i>62</i>
<i>Figura (3.7). Modelo 3D El Puente</i>	<i>64</i>
<i>Figura (3.8). Foto Edificio El Puente.....</i>	<i>64</i>
<i>Figura (3.9). Foto Tanque EL Puente.....</i>	<i>65</i>
<i>Figura (3.10). Modelo 3D Fuencarrall.....</i>	<i>67</i>
<i>Figura (3.12). Foto Tanque Fuencarrall.....</i>	<i>68</i>
<i>Figura (3.13) Modelo 3D- Prisma</i>	<i>70</i>
<i>Figura (3.14). Foto Edificio Prisma</i>	<i>70</i>
<i>Figura (3.15). Foto Tanque Elevado Edificio Prisma.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura (3.16) Modelo 3D- Casandra.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura (3.17). Foto Edificio Casandra.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura (3.18). Foto Tanque Elevado Casandra.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura (3.19) Modelo 3D- Pozuelo</i>	<i>76</i>
<i>Figura (3.20) Foto Edificio Pozuelo de Alarcón.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura (3.21) Foto Tanque Elevado Pozuelo de Alarcón</i>	<i>77</i>
<i>Figura (3.22) Modelo 3D Torreón.....</i>	<i>79</i>
<i>Figura (3.24) Tanque Torreón de la Sierra.....</i>	<i>80</i>
<i>Figura (3.25) Modelo 3D - Chiranue.....</i>	<i>82</i>
<i>Figura (3.26) Foto Edificio Chiranue.....</i>	<i>82</i>
<i>Figura (3.27) Foto Tanque Elevado Chiranue.....</i>	<i>83</i>

<i>Figura (3.28) Modelo 3D Terrazas</i>	<i>85</i>
<i>Figura (3.29) Foto Edificio Terrazas</i>	<i>85</i>
<i>Figura (3.30) Foto Tanque Terrazas</i>	<i>86</i>
<i>Figura (3.31): Carga Vs Deformación.....</i>	<i>95</i>
<i>Figura (3.32): Espectro de respuesta elástico.....</i>	<i>97</i>
<i>Figura (3.33): Modelo final de la integración en SAP 2000 Tanque-Estructura, propuesto por Housner, Edificio Pozuelo de Alarcón.....</i>	<i>101</i>
<i>Figura (3.34) Mapa de zonificación sismogeotécnica indicativa AMB.....</i>	<i>105</i>
<i>Figura (3.35) Espectros de diseño propuestos para el Área Metropolitana de Bucaramanga.....</i>	<i>107</i>
<i>Figura (3.36). Construcción del espectro de diseño. Amortiguamiento del 5%.....</i>	<i>109</i>
<i>Figura (4.1) Variación del Periodo (Seg) en dirección x.....</i>	<i>115</i>
<i>Figura (4.2) Variación del Periodo (Seg) en dirección x.....</i>	<i>117</i>
<i>Figura (4.3) Variación de la Rigidez en la dirección X.....</i>	<i>120</i>
<i>Figura (4.4) Variación de la Rigidez en la dirección X.....</i>	<i>120</i>
<i>Figura (4.5) Curvas de Capacidad Coopmagisterio Modelo Masa Concentrada.....</i>	<i>122</i>
<i>Figura (4.6) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Coopmagisterio Modelo Masa Concentrada.....</i>	<i>122</i>
<i>Figura (4.7) Intercepción Curva de Capacidad Coopmagisterio Modelo Masa Concentrada en X con el curva de demanda.....</i>	<i>123</i>
<i>Figura (4.8) Intercepción Curva de Capacidad Coopmagisterio Modelo Masa Concentrada en Y con el curva de demanda.....</i>	<i>123</i>
<i>Figura (4.9) Curvas de Capacidad Coopmagisterio Modelo Housner en X.....</i>	<i>124</i>
<i>Figura (4.10) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Coopmagisterio Modelo Housner en X.....</i>	<i>124</i>
<i>Figura (4.11) Intercepción Curva de Capacidad Coopmagisterio Modelo Housner en X con la curva de demanda en X.....</i>	<i>125</i>
<i>Figura (4.12) Intercepción Curva de Capacidad Coopmagisterio Modelo Housner en X con la curva de demanda en Y.....</i>	<i>125</i>

<i>Figura (4.13) Curvas de Capacidad Coopmagisterio Modelo Housner en Y.</i>	<i>126</i>
<i>Figura (4.14) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Coopmagisterio Modelo Housner en Y.</i>	<i>126</i>
<i>Figura (4.15) Intercepción Curva de Capacidad Coopmagisterio Modelo Housner en Y con la curva de demanda en X.</i>	<i>127</i>
<i>Figura (4.16) Intercepción Curva de Capacidad Coopmagisterio Modelo Housner en Y con la curva de demanda en Y.</i>	<i>127</i>
<i>Figura (4.17) Curvas de Capacidad Favuis Modelo Masa Concentrada.....</i>	<i>128</i>
<i>Figura (4.18) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Favuis Modelo Masa Concentrada.....</i>	<i>128</i>
<i>Figura (4.19) Intercepción Curva de Capacidad Favuis Modelo Masa Concentrada en X con el curva de demanda.</i>	<i>129</i>
<i>Figura (4.20) Intercepción Curva de Capacidad Favuis Modelo Masa Concentrada en Y con el curva de demanda.</i>	<i>129</i>
<i>Figura (4.21) Curvas de Capacidad Favuis Modelo Housner en X.</i>	<i>130</i>
<i>Figura (4.22) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Favuis Modelo Housner en X.</i>	<i>130</i>
<i>Figura (4.23) Intercepción Curva de Capacidad Favuis Modelo Housner en X con la curva de demanda en X.</i>	<i>131</i>
<i>Figura (4.24) Intercepción Curva de Capacidad Favuis Modelo Housner en X con la curva de demanda en Y.</i>	<i>131</i>
<i>Figura (4.25) Curvas de Capacidad Favuis Modelo Housner en Y.</i>	<i>132</i>
<i>Figura (4.26) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Favuis Modelo Housner en Y.</i>	<i>132</i>
<i>Figura (4.27) Intercepción Curva de Capacidad Favuis Modelo Housner en Y con la curva de demanda en X.</i>	<i>133</i>
<i>Figura (4.28) Intercepción Curva de Capacidad Favuis Modelo Housner en Y con la curva de demanda en Y.</i>	<i>133</i>
<i>Figura (4.29) Curvas de Capacidad El Puente Modelo Masa Concentrada.....</i>	<i>134</i>
<i>Figura (4.30) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño El Puente Modelo Masa Concentrada.....</i>	<i>134</i>

<i>Figura (4.31) Intercepción Curva de Capacidad El Puente Modelo Masa Concentrada en X con el curva de demanda.</i>	135
<i>Figura (4.32) Intercepción Curva de Capacidad El Puente Modelo Masa Concentrada en Y con el curva de demanda.</i>	135
<i>Figura (4.33) Curvas de Capacidad El Puente Modelo Housner en X.</i>	136
<i>Figura (4.34) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño El Puente Modelo Housner en X.</i>	136
<i>Figura (4.35) Intercepción Curva de Capacidad El Puente Modelo Housner en X con la curva de demanda en X.</i>	137
<i>Figura (4.36) Intercepción Curva de Capacidad El Puente Modelo Housner en X con la curva de demanda en Y.</i>	137
<i>Figura (4.37) Curvas de Capacidad El Puente Modelo Housner en Y.</i>	138
<i>Figura (4.38) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño El Puente Modelo Housner en Y.</i>	138
<i>Figura (4.39) Intercepción Curva de Capacidad El Puente Modelo Housner en Y con la curva de demanda en X.</i>	139
<i>Figura (4.40) Intercepción Curva de Capacidad El Puente Modelo Housner en Y con la curva de demanda en Y.</i>	139
<i>Figura (4.41) Curvas de Capacidad Prisma Modelo Masa Concentrada.</i>	141
<i>Figura (4.42) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Prisma Modelo Masa Concentrada.</i>	141
<i>Figura (4.43) Intercepción Curva de Capacidad Prisma Modelo Masa Concentrada en X con el curva de demanda.</i>	142
<i>Figura (4.44) Intercepción Curva de Capacidad Prisma Modelo Masa Concentrada en Y con el curva de demanda.</i>	142
<i>Figura (4.45) Curvas de Capacidad Prisma Modelo Housner en X.</i>	143
<i>Figura (4.46) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Prisma Modelo Housner en X.</i>	143
<i>Figura (4.47) Intercepción Curva de Capacidad Prisma Modelo Housner en X con la curva de demanda en X.</i>	144
<i>Figura (4.48) Intercepción Curva de Capacidad Prisma Modelo Housner en X con la curva de demanda en Y.</i>	144

<i>Figura (4.49) Curvas de Capacidad Prisma Modelo Housner en Y.</i>	<i>145</i>
<i>Figura (4.50) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Prisma Modelo Housner en Y.</i>	<i>145</i>
<i>Figura (4.51) Intercepción Curva de Capacidad Prisma Modelo Housner en Y con la curva de demanda en X.</i>	<i>146</i>
<i>Figura (4.52) Intercepción Curva de Capacidad Prisma Modelo Housner en Y con la curva de demanda en Y.</i>	<i>146</i>
<i>Figura (4.53) Curvas de Capacidad Casandra Modelo Masa Concentrada.....</i>	<i>147</i>
<i>Figura (4.54) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Casandra Modelo Masa Concentrada.....</i>	<i>147</i>
<i>Figura (4.55) Intercepción Curva de Capacidad Casandra Modelo Masa Concentrada en X con el curva de demanda.</i>	<i>148</i>
<i>Figura (4.56) Intercepción Curva de Capacidad Casandra Modelo Masa Concentrada en Y con el curva de demanda.</i>	<i>148</i>
<i>Figura (4.57) Curvas de Capacidad Casandra Modelo Housner en X.</i>	<i>149</i>
<i>Figura (4.58) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Casandra Modelo Housner en X.</i>	<i>149</i>
<i>Figura (4.59) Intercepción Curva de Capacidad Casandra Modelo Housner en X con la curva de demanda en X.</i>	<i>150</i>
<i>Figura (4.60) Intercepción Curva de Capacidad Casandra Modelo Housner en X con la curva de demanda en Y.</i>	<i>150</i>
<i>Figura (4.61) Curvas de Capacidad Casandra Modelo Housner en Y.</i>	<i>151</i>
<i>Figura (4.62) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Casandra Modelo Housner en Y.</i>	<i>151</i>
<i>Figura (4.63) Intercepción Curva de Capacidad Casandra Modelo Housner en Y con la curva de demanda en X.</i>	<i>152</i>
<i>Figura (4.64) Intercepción Curva de Capacidad Casandra Modelo Housner en Y con la curva de demanda en Y.</i>	<i>152</i>
<i>Figura (4.65) Curvas de Capacidad Pozuelo Casandra Modelo Masa Concentrada.....</i>	<i>153</i>
<i>Figura (4.66) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Pozuelo Modelo Masa Concentrada.....</i>	<i>153</i>

<i>Figura (4.67) Intercepción Curva de Capacidad Pozuelo Modelo Masa Concentrada en X con el curva de demanda.</i>	154
<i>Figura (4.68) Intercepción Curva de Capacidad Pozuelo Modelo Masa Concentrada en Y con el curva de demanda.</i>	154
<i>Figura (4.69) Curvas de Capacidad Pozuelo Modelo Housner en X.</i>	155
<i>Figura (4.70) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Pozuelo Modelo Housner en X.</i>	155
<i>Figura (4.71) Intercepción Curva de Capacidad Pozuelo Modelo Housner en X con la curva de demanda en X.</i>	156
<i>Figura (4.72) Intercepción Curva de Capacidad Pozuelo Modelo Housner en X con la curva de demanda en Y.</i>	156
<i>Figura (4.73) Curvas de Capacidad Pozuelo Modelo Housner en Y.</i>	157
<i>Figura (4.74) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Pozuelo Modelo Housner en Y.</i>	157
<i>Figura (4.75) Intercepción Curva de Capacidad Pozuelo Modelo Housner en Y con la curva de demanda en X.</i>	158
<i>Figura (4.76) Intercepción Curva de Capacidad Pozuelo Modelo Housner en Y con la curva de demanda en Y.</i>	158
<i>Figura (4.77) Variación del Nivel de Desempeño Estructural en X.</i>	167
<i>Figura (4.78) Variación Nivel de Desempeño Estructural en X a lo largo del tiempo.</i>	167
<i>Figura (4.79) Variación del Nivel de Desempeño Estructural en Y.</i>	168
<i>Figura (4.80) Variación del desempeño en Y a lo largo del tiempo.</i>	168
<i>Figura (4.81) Variación del amortiguamiento efectivo en X.</i>	169
<i>Figura (4.82) Variación del amortiguamiento efectivo en Y.</i>	169

LISTA DE TABLAS

<i>Tabla (2.1). Tipología de tanques.....</i>	<i>39</i>
<i>Tabla (3.1). Datos geométricos en planta de cada edificio.</i>	<i>87</i>
<i>Tabla (3.2). Propiedades dinámicas y factores de carga incluidos en el análisis modal no lineal de cada edificio.</i>	<i>89</i>
<i>Tabla (3.3): Valores del Modulo de Elasticidad para concreto de peso Normal.....</i>	<i>91</i>
<i>Tabla (3.4) Geometría de los Tanques.....</i>	<i>102</i>
<i>Tabla (3.5) consideraciones para el modelamiento del tanque.....</i>	<i>102</i>
<i>Tabla (3.6) consideraciones para el modelamiento del tanque modelo en Y.....</i>	<i>103</i>
<i>Tabla (3.7):Parámetros de control para la construcción de espectros de diseño propuestos para el Área Metropolitana de Bucaramanga.....</i>	<i>108</i>
<i>Tabla (4.1): Identificación de los edificios de la muestra.....</i>	<i>112</i>
<i>Tabla (4.2). Factores de participación de masa en las edificaciones.....</i>	<i>113</i>
<i>Tabla (4.3) Variación de los Periodos (seg) en la dirección X.....</i>	<i>114</i>
<i>Tabla (4.4) Variación de los Periodos (Seg) en la dirección Y.....</i>	<i>116</i>
<i>Tabla (4.5) Variación de la rigidez de cada modelo.</i>	<i>119</i>
<i>Tabla (4.6) Niveles de Desempeño obtenidos en las Edificaciones.....</i>	<i>170</i>

RESUMEN

TITULO:

INFLUENCIA DEL MODELO DE HOUSNER EN EL DESEMPEÑO SISMICO DE EDIFICIOS APORTICADOS EXISTENTES EN LA CIUDAD DE BUCARAMANGA.*

AUTORES:

ALEJANDRO DAVID CARREÑO BUSTOS**
FRANCISCO JAVIER TORRES HIGUERA

PALABRAS CLAVE:

Análisis estático no lineal
Demanda sísmica
Curva de capacidad
Niveles de desempeño
Modelo de housner para tanques

DESCRIPCIÓN:

El estudio sobre la vulnerabilidad sísmica de una ciudad implica una serie de investigaciones que permitan conocer el comportamiento inelástico de sus edificaciones.

Bucaramanga posee un estudio de microzonificación el cual define tres zonas donde el suelo tiene una respuesta ante la acción de los sismos. Puntualmente las edificaciones en estudio, están ubicadas en la zona 2 para suelos rígidos y son edificaciones que tienen tanque de agua elevado, un sistema de resistencia sísmica tipo pórtico y poseen más de 8 pisos. Cada modelo de la estructura en estudio es analizado considerando el tanque como masa concentrada, y con el modelo mecánico propuesto por G.W. Housner.

La información desarrollada para el estudio de investigación fue obtenida de las oficinas de planeación urbana, donde se proporcionaron los planos estructurales de cada edificación.

A cada modelo se le aplica un análisis estático no lineal, basándose en la metodología propuesta por el documento ATC-40; donde la curva pushover o capacidad resistente de la estructura permite conocer el comportamiento inelástico de esta; y así poder hallar un punto de desempeño estructural ante la demanda impuesta del espectro de la zona 2.

Como resultado del análisis aplicado a cada modelo se pueden obtener los diferentes niveles de desempeño estructural y observar la influencia que el modelo de Housner tiene en la capacidad resistente de la edificación.

* Tesis de Grado

** Facultad de ingenierías físico mecánicas. Ingeniería Civil. Msc. PHd. Gustavo Chio Cho

SUMMARY

TITLE:

INFLUENCE OF HOUSNER'S MODEL IN EXISTENT BUILDING SEISMIC PERFORMANCE LEVEL AT BUCARAMNAGA CITY*.

AUTHORS:

ALEJANDRO DAVID CARREÑO BUSTOS**
FRANCISCO JAVIER TORRES HIGUERA

KEY WORDS

NON LINEAR STATIC ANALYSIS
SEISMIC DEMAND
PUSHOVER CURVE
PERFORMANCE LEVELS
HOUSNER MODEL FOR TANKS

DESCRIPTION

Studies about seismic vulnerability of a city may has a series of investigations that allows to understand inelastic behavior of its buildings.

Bucaramanga city owns a seismic microzonification study that defines design spectra suggested for three zones where soil has its own response at seismic action. Punctually, studied buildings are located in zone 2 for rigid soils and are buildings that possesses elevated water tank, lateral force resisting system as column-beam frames and more than 8 stories. Each model of the studied structure is analyzed, considering the water tank as a punctual mass and with the mechanic model proposed by G.W Houser.

The information developed for the research study was obtained from the urban planning office, where structural planes were given.

A nonlinear static analysis is performed for each model where ATC-40 methodology was applied, and where pushover curve or resisting capacity of the structure allows to know its inelastic behavior and can find a performance point under seismic demand imposed for zone 2.

As a result of applied analysis for each model, it is possible to obtain different structural performance levels, and find Housner's influence in resisting capacity of the structure.

* Degree Thesis

** Faculty of Mechanical Physical Engineerings. Civil Engineering. Msc. PHd. Gustavo Chio Cho.

INTRODUCCION

Hace algunos años el ingeniero civil no estaba en la capacidad de predecir los efectos que se pueden presentar en una estructura debido al movimiento del terreno; sin embargo la mezcla de la teoría y tecnología actuales permiten al ingeniero realizar un estudio más real del comportamiento estructural.

Actualmente los conceptos de desempeño sísmico y vulnerabilidad gobiernan el enfoque que los ingenieros aplican en el diseño y análisis de estructuras; conceptos que muestran una mejor comprensión del comportamiento no lineal que tienen las edificaciones y como estas reflejan la capacidad de soportar un sismo. La naturaleza del análisis inelástico requiere de un buen entendimiento de los principios de dinámica estructural y resistencia de materiales, los cuales con el criterio del ingeniero proporcionan las herramientas para describir como los materiales y como las estructuras trabajan en el rango no lineal de esfuerzos.

Este estudio forma parte de una amplia línea de investigación sobre la vulnerabilidad en la ciudad de Bucaramanga donde se requiere conocer el nivel de comportamiento sísmico que tienen sus edificaciones. El trabajo se basa en la obtención, modelamiento y análisis en el rango no lineal de edificaciones existentes en el área metropolitana ubicadas en la zona 2 definida por el estudio de microzonificación de la misma como una primera parte; y por otro lado a partir de este modelamiento conocer la influencia que tiene el tanque de agua elevado en las edificaciones utilizando el modelo mecánico para tanques propuesto por G.W Housner.

Los documentos ATC-40 (1) y FEMA 273 y 274 (9, 10) muestran las metodologías para la evaluación del comportamiento o desempeño basándose en el análisis pushover, es decir, que con esta propuesta el ingeniero civil posee la herramienta para conocer el comportamiento inelástico tomando como base la curva de capacidad resistente de la estructura y observar el nivel de desplazamiento al que esta se somete bajo la acción de una demanda sísmica específica; situación que se conoce como punto de desempeño

estructural. Luego de terminada esta fase; e incorporar el modelo mecánico para tanques propuesto al modelo computacional en el software SAP2000 se puede tener una estimación sobre la influencia en la respuesta estructural que el tanque de agua elevado aporta. Para poder realizar tal comparación es necesaria la creación de dos modelos que idealicen el tanque de agua elevado en las edificaciones; estos son el modelo de masas concentradas y el modelo de Housner para evaluar en las dos direcciones ortogonales. De esta manera es posible obtener la diferencia en el análisis y en el nivel de comportamiento estructural encontrado, mostrando cual de estos proporciona una acción más crítica a la edificación.

El presente estudio de investigación se divide en cuatro capítulos. El primer capítulo presenta los conceptos básicos de ingeniería sísmica y el comportamiento de los materiales estructurales utilizados en las edificaciones.

El segundo capítulo describe el marco teórico del modelo mecánico propuesto por Housner, y su aplicación para tanques rígidos, como los de concreto reforzado.

El tercer capítulo proporciona la muestra de edificaciones con tanque elevado de agua con más de 8 pisos, que están ubicadas en la Zona 2; además de describir el modelamiento estructural utilizado para realizar el análisis no lineal.

Por último en el capítulo cuatro se muestran los análisis realizados con los modelos de masa concentrada y modelo de Housner en las direcciones X y Y con los resultados pertinentes y las conclusiones sobre la influencia que tiene este modelo en la respuesta ante una acción sísmica, además de la ubicación dentro de los niveles de desempeño estructural propuestos por el documento ATC-40.

OBJETIVO GENERAL

Comparar el nivel de comportamiento no lineal del modelo de Housner y del modelo de masas concentradas al modelar el tanque elevado de agua de edificios aporticados de concreto reforzado más de 8 pisos construidos en la zona 2 del área metropolitana de la ciudad de Bucaramanga.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

Objetivos de la investigación:

- Establecer una muestra representativa de 10 edificios aporticados de concreto reforzado, de más de 8 pisos de altura con un tanque de agua elevado construidos en la zona 2 del área metropolitana de la ciudad de Bucaramanga.
- Determinar las especificaciones de diseño, dimensiones y despiece de los edificios de la muestra.
- Modelar los edificios de la muestra utilizando el modelo propuesto por G.W. Housner y el modelo de las masas concentradas para modelar el tanque de agua.
- Realizar un análisis estático no lineal que utilice los procedimientos propuestos por los documentos ATC-40 y FEMA.
- Establecer comparaciones entre los dos modelos analizados para las características dinámicas, nivel de rotulación de la estructura y nivel de desempeño de la estructura.

ALCANCE DE LA INVESTIGACION

Para la realización del presente proyecto de investigación, el cual se basa en el análisis estructural de edificios altos de más de 8 pisos con tanque de agua elevado, se deben tener claramente identificados todos los factores o variables a manejar y a controlar que de una u otra manera influirán en los resultados esperados, para así llegar a encontrar el nivel de desempeño sísmico del edificio; y la interacción estructura-tanque en el rango no-lineal, mediante la implementación de nuevas técnicas de modelamiento, cuyo objetivo es encontrar una representación en tres dimensiones, con características dinámicas que cada vez se aproximen mejor a las condiciones reales a las que se encuentran sometidas cada una de las estructuras pertenecientes a la muestra.

El análisis se limitará a 10 edificios en concreto reforzado existentes en el área metropolitana de Bucaramanga, los elementos de la muestra fueron escogidos previa y aleatoriamente para la realización de este estudio, y a partir del uso del software SAP-2000 encontrar los niveles de daño para su posterior análisis y comparación, siguiendo la metodología propuesta por el ATC-40 (1).

Los factores que afectan el desempeño sísmico de dicha interacción son muy variados, algunos complejos en teoría, otros de menor complejidad, luego se vio la necesidad de clasificarlos y sobretodo de puntualizarlos según su origen e influencia en el análisis estructural, para simplificar el numero de variables a desarrollar y concentrar todos los esfuerzos en determinar una posible uniformidad entre los elementos de la muestra para la obtención de un análisis comparativo de resultados mucho mas confiables, acerca de la influencia del tanque elevado de agua sobre la estructura y su incidencia en el nivel de desempeño de la misma.

La clasificación de los factores de influencia, según el origen de estos, se hizo dependiendo de la naturaleza de los mismos y de sí son, o no propios a la configuración

geométrica y estructural del edificio; estos se clasificaron en factores intrínsecos y extrínsecos así:

Factores intrínsecos a la estructura y el tanque

1. Propiedades Dinámicas de la Estructura:

Estas son únicas de cada estructura, calculadas de acuerdo a la información disponible en planos tanto estructurales como arquitectónicos de donde también se tomaron las especificaciones de los materiales utilizados para la construcción.

En esta categoría encontramos:

- Masa
- Rigidez
- Periodo

2. Sistema de resistencia sísmica de la estructura

Para lograr una comparación entre los resultados obtenidos en igualdad de condiciones para todas las estructuras, se tenía que optar por un parámetro que sirviera como punto de partida para determinar una uniformidad entre ellas y establecerlo como filtro, de otra manera sería ilógico llegar a concluir sobre dichas comparaciones. Dando como resultado establecer un sistema de resistencia sísmica tipo pórtico para la los elementos de la muestra.

3. Clasificación del tanque

Este es el factor sobre el que se tiene menor control a la hora de establecer uniformidad entre los elementos de la muestra, luego se optó por modelar las características del tanque propio de cada edificio a la altura de rebose, para llegar a una respuesta aproximada a la que realmente tendría ante una excitación sísmica establecida, interactuando con el edificio. No se modelarán piscinas de los edificios para el modelo mecánico.

Los factores que se tomaron en cuenta en esta clasificación fueron:

- Geometría del tanque
- Posición en planta
- Sistema de apoyo propio
- Nivel de rebose del agua en el tanque
- Nivel de elevación del tanque
- Material de construcción

Factores extrínsecos a la estructura y el tanque

1. Tipo de demanda sísmica:

El tipo de demanda para el presente estudio se estableció de acuerdo a los datos que arrojó el estudio de microzonificación sísmica que realizó el INGEOMINAS para la ciudad de Bucaramanga, de acuerdo a la zona en la cual se encuentran los edificios pertenecientes a la muestra. Se determinó un espectro de diseño para zona 2 según la localización en la se encuentran cada uno de los edificios.

2. Modelo matemático para tanques de almacenamiento de líquidos:

Según los resultados obtenidos en estudios comparativos entre los modelos matemáticos para tanques, propuestos por diferentes autores se concluyó que el de mejor desempeño a la hora de tener en cuenta el efecto de oleaje “**sloshing**” fue el modelo propuesto por G.W. HOUSNER (20), entre los propuestos por MALHOTRA, VELETTSOS, HAROUM (22) y el mismo HOUSNER.(20)

Este será el modelo a llevar a cabo para comparar el nivel de desempeño hallado, con los resultados obtenidos aplicando la misma metodología, pero bajo la influencia del modelo tradicional de masas concentradas.

3. Metodología de evaluación sísmica:

La metodología a seguir es la establecida por el documento de Evaluación Sísmica de Edificios de Concreto ATC-40 (1), para procedimientos de análisis estático No Lineal de estructuras, curva de capacidad y método del espectro de capacidad y los lineamientos propuestos en los documentos FEMA 273 y 274(9,10).

CAPITULO UNO

1. CONCEPTOS DE INGENIERIA SISMICA Y MATERIALES ESTRUCTURALES.

1.1. CONCEPTOS BASICOS

La Ingeniería Sísmica en estos últimos años se ha venido desarrollando fuertemente debido a una clara tendencia mundial por construir cada día edificaciones mucho más altas y menos vulnerables a los movimientos del terreno.

Esto ha llevado a los diferentes grupos de investigación de la evaluación sísmica del mundo, a desarrollar nuevas metodologías de diseño y análisis estructural que incluyan la acción de la demanda sísmica, en cada uno de los casos en estudio y un análisis en el rango No-Lineal; para así determinar un punto de desempeño estructural mas aproximado a los niveles de comportamiento reales de la edificación.

Un análisis estructural basado en un modelo inelástico se diferencia de un modelo elástico, en que la ductilidad cobra gran importancia al tomar el lugar de la resistencia; la cual es el único parámetro en consideración para contrarrestar los efectos dinámicos externos a los que se ven sometidas las estructuras en un rango elástico; a su vez un modelo inelástico involucra el concepto de disipación de energía de un sistema estructural cuando es sometido a solicitaciones sísmicas, siendo este la capacidad que tiene un material de trabajar en este rango sin tener una pérdida apreciable de su resistencia, mediante el coeficiente de disipación R . Esto para códigos actuales que manejan un rango simplificado del comportamiento no lineal.

Se entiende por ductilidad la capacidad que tiene un material de soportar grandes deformaciones, más allá del límite elástico, es decir, más allá del límite donde los esfuerzos son linealmente proporcionales a las deformaciones, pero sin llevar el material hasta la rotura o falla.

Un análisis estructural dinámico se diferencia de un análisis estático en que la respuesta estructural del primero varia para cada instante de tiempo en el que se desarrolle este análisis y en el segundo la respuesta estructural es una sola, independiente del instante de tiempo en que se realice el análisis y se calcule la deformación por equilibrio estático, mientras que en el primero, las deformaciones producen aceleraciones y estas inducen fuerzas inerciales que se oponen al movimiento, estas fuerzas dependen a su vez de la flexibilidad y de la masa de la estructura.

Las estructuras sometidas a cargas dinámicas, como lo son los sismos, adoptan un movimiento oscilante alrededor del punto de equilibrio, estas oscilaciones son conocidas como *vibraciones armónicas*, similares a las del movimiento armónico de un péndulo, o a la de una masa atada al extremo de un resorte (3).

En el análisis para determinar los efectos producidos por un sismo, se realiza a partir de la utilización de las tres Leyes de Newton las cuales rigen el estudio de la estática y la dinámica tanto para cuerpos rígidos como para cuerpos flexibles, para la determinación de estos efectos se deben tener en cuenta las propiedades dinámicas fundamentales de la edificación en estudio.

1.2. SISMOS

Los sismos son considerados un fenómeno de acción dinámica sobre el suelo al cual le produce un movimiento ondular o mas bien una vibración en la corteza terrestre a la cual se le ha calculado un espesor medio de unos 32 Km., en ella algunos movimientos pueden ocasionar otros movimientos menores o mayores, y estos llegan a afectar de manera directa en la respuesta de las edificaciones ante la excitación sísmica (8).

De todos los estudios que se han llevado acabo acerca de este tema, sobre las causas y localización de los sismos se ha llegado a la conclusión que la tierra tiembla más en las zonas montañosas, en los litorales escarpados, donde es mas inclinada la estratificación de las rocas y en los lugares en donde existe mayor concentración de volcanes.

Otros estudios han demostrado que a pesar de que el suelo, ante una excitación sísmica se mueve en todas las direcciones, los podemos descomponer en horizontales y verticales, identificando que los que producen un mayor daño son aquellos movimientos paralelos a la superficie del suelo (horizontales) por transmitirse mejor que los verticales, aquellos movimientos verticales provocan la llamada trepidación (3).

A través de los años se ha evidenciado que sismos que causan mayor daño a las estructuras son aquellos sismos que ocurren relativamente al nivel de la superficie.

Transmisión del movimiento:

El movimiento sísmico se propaga en todas las direcciones por medio de ondas que atraviesan la corteza del terreno y de acuerdo con la estratificación del suelo las ondas van siendo modificadas al ser refractadas (alteradas en su dirección) o reflejadas, y con la distancia van perdiendo su energía. Al propagarse las ondas, los movimientos que estas provocan se van haciendo menos fuertes y más lentos, y el temblor menos intenso, pero más duradero.

Efectos de los sismos en las construcciones:

En las ciudades con actividad sísmica del mundo las construcciones han sufrido mucho durante los temblores, las edificaciones construidas sobre pilotes apoyados directamente sobre las capas semifirmes del subsuelo han sido sometidas a grandes movimientos y a fuertes repercusiones, mientras que las edificaciones cimentadas en plataforma o pilotes de fricción se han comportado mejor.

Al moverse en cualquier dirección el suelo bajo un edificio, este por inercia, trata de conservarse en su sitio y como esta ligado al terreno aunque sea solo por adherencia, tiende a deformarse, evidenciándose una fuerza F que ejerce el suelo y una reacción E , igual y en sentido contrario que se opone al movimiento. Lo mismo sucede si el movimiento del suelo es vertical, en este caso, a la fuerza F' se opondrá una reacción P' , que también esta en sentido vertical y en sentido contrario al movimiento.

Figura:(1.1). Foto que evidencia el daño causado por movimientos del suelo en estructuras con tanque de agua elevado.



Fuente: www.disaster.com. Libro OMS.

1.2.1. SISMO DE DISEÑO

En el diseño de obras civiles muy importantes en donde un mal desempeño de estas ante una amenaza sísmica, puede llevar a resultados devastadores, se hace necesario alcanzar un nivel consistente de protección en el diseño de estas, porque además de soportar las cargas gravitacionales previstas, también deben resistir los efectos de aquellas combinaciones de acciones cuya probabilidad de ocurrencia sea remota, las diferentes acciones sísmicas se caracterizan por la aceleración máxima de la componente horizontal y son establecidas a partir de un estudio generalizado del lugar, o en algunos casos, de un estudio de microzonificación de la amenaza sísmica del sitio en donde se va a construir; es así como se hace necesario la inclusión del concepto de periodo de retorno con una probabilidad de excedencia determinada durante la vida útil de la estructura, en donde este se puede expresar como:

$$T = 1/(1 - P)^{1/2} \text{ (Ec.1)}$$

Donde:

T: periodo de retorno.

P: probabilidad de excedencia.

Para diferentes periodos de retorno se tienen diferentes niveles de daño, según también el tipo de estructura que se este diseñando o analizando, y el tipo de metodología que se este desarrollando. En la literatura se encuentran diferentes clasificaciones en donde el periodo de retorno permite clasificar el sismo de diseño.

Tabla (1.1): Niveles de clasificación estructural para diferentes periodos de retorno.

PERIODO DE RETORNO (años)	ESTRUCTURAS DE VIVIENDA	ESTRUCTURAS INDUSTRIALES
200	<i>D. leve (Operación y ocupación inmediata)</i>	<i>D. nulo</i>
500	<i>D. medio (seguridad de la vida)</i>	<i>D. leve (Operación y ocupación inmediata)</i>
1000	<i>D. severo sin colapso (prevención del colapso)</i>	<i>D. medio (seguridad de la vida)</i>
2000		<i>D. severo sin colapso (prevención del colapso)</i>

Fuente Comité Visión 2000

Tabla (1.2). Parámetros de los sismos de análisis

SISMO	VIDA ÚTIL	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA	PERÍODO DE RETORNO
<i>Frecuente</i>	<i>30 años</i>	<i>50%</i>	<i>43 años</i>
<i>Ocasional</i>	<i>50 años</i>	<i>50%</i>	<i>72 años</i>
<i>Raro</i>	<i>50 años</i>	<i>10%</i>	<i>475 años</i>
<i>Muy Raro</i>	<i>100 años</i>	<i>10%</i>	<i>970 años</i>

Fuente Comité Visión 2000

En el diseño de edificaciones que puedan quedar sometidas a acciones sísmicas, es fundamental entender su comportamiento probable: como se va a deformar, cuales son sus elementos críticos, y sobre todo, evitar fallas prematuras que limiten la conservación de la resistencia de la estructura.

En aquellos casos donde sea previsible que la estructura entre en el rango inelástico, debe garantizarse un comportamiento dúctil.

1.2.2. INSTRUMENTOS SISMICOS

Con el avance del desarrollo tecnológico y científico hoy en día se cuenta con una gran variedad de instrumentación y equipos para registrar datos relacionados con los movimientos del terreno, como lo son los sismos y uno de los mas empleados en sismología son precisamente los sismógrafos, estos son instrumentos diseñados para medir valores de aceleración, velocidad y desplazamiento producidos en la superficie del terreno por la propagación sísmica (3)

1.3. ACELEROGRAMAS DE DISEÑO

Para la mayoría de las aplicaciones de Ingeniería Sísmica (ej. Diseño estructural) las cargas por acción de terremotos son representadas por espectros de respuesta, los cuales se obtienen mediante la determinación probabilística de la amenaza sísmica. Sin embargo, existen situaciones en donde se requiere representar la acción sísmica como función de aceleración en el tiempo (ej. Cálculo de la respuesta sísmica local), lo cual necesita la definición de registros acelerográficos correspondientes a escenarios sísmicos compatibles con el estudio de amenaza.

Los acelerogramas pueden ser generados sintéticamente para ser compatibles con espectros de respuesta de diseño, pero esta práctica en general resulta con registros que no reflejan adecuadamente el movimiento del terreno en términos de duración, energía, contenido frecuencial y de fases. Para generar acelerogramas más realistas, o seleccionar registros apropiados de una base de datos real de movimiento fuerte, es necesario definir escenario(s) sísmico(s), compatibles con la amenaza como función de la(s) magnitud(es) de la(s) fuente(s) y su(s) distancia(s) al sitio bajo estudio.

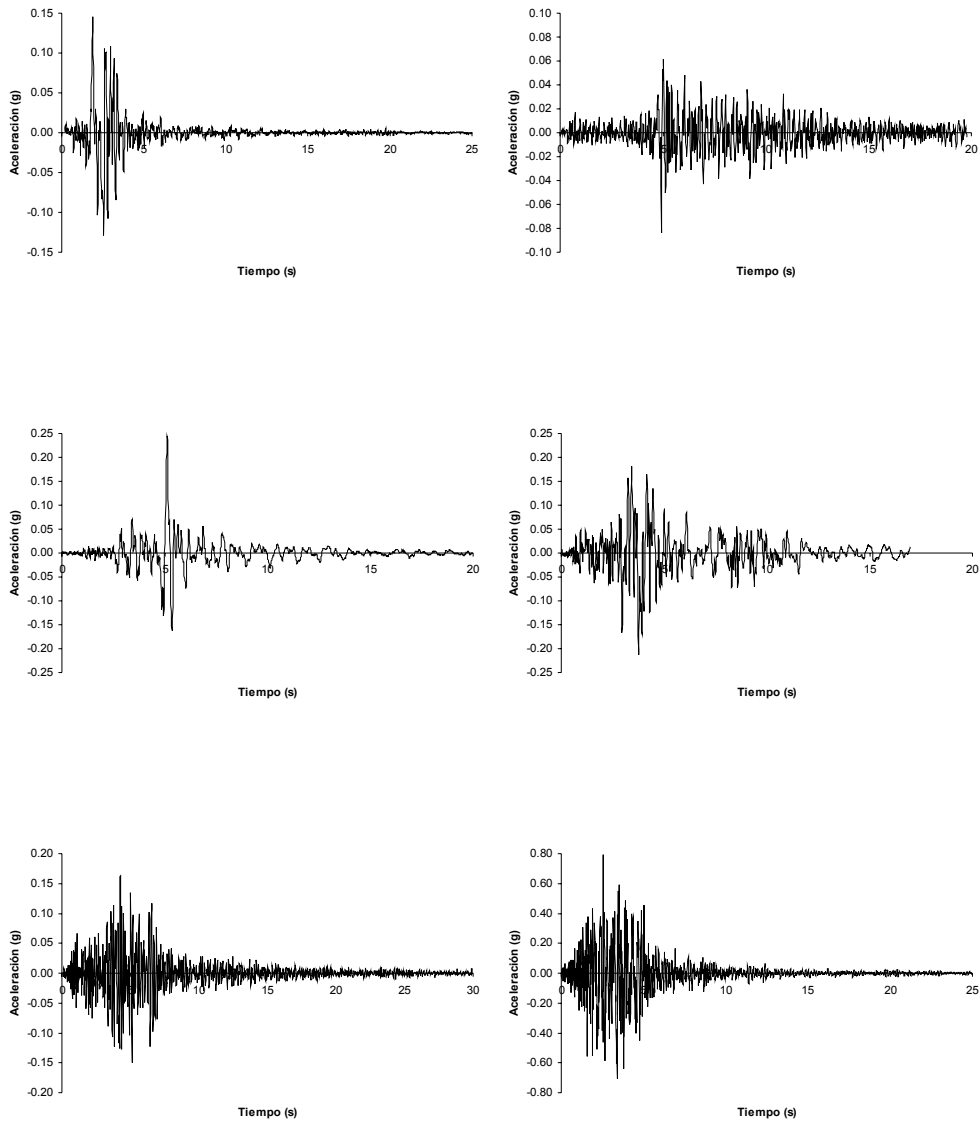
Tradicionalmente los estudios de microzonificación sismogeotécnica adelantados en Colombia representan de manera muy simplificada los registros de aceleración para ser tenidos en cuenta en posteriores análisis estructurales y de respuesta sísmica local del suelo (Popayán, Bogotá, Medellín, Armenia, y Pereira-Dos Quebradas). Generalmente, se escogen acelerogramas reales escalados para representar fuentes sismogeotécnicas cercanas, intermedias y lejanas. Dichos registros son simplemente escalados en amplitud de acuerdo con las condiciones de amenaza representativas de los escenarios antes planteados. El resultado final de esta práctica es la obtención de registros de movimiento fuerte que no necesariamente corresponden a escenarios sísmicos físicamente posibles o que representen de forma confiable otras variables de movimiento fuerte como lo son contenido frecuencial y duración (5).

Existen varios métodos en la literatura para definir sismos de diseño compatibles con el nivel de amenaza, dentro de los cuales cabe resaltar el método de McGuire (1977, 1995), el método de McGuire & Shedlock (1981), el método de Ishikawa & Kameda (1988, 1991, 1994), el método propuesto por Chapman (1995), y los de Bazzurro & Cornell (1998) y Bommer *et al.* (1998,2000).

Todos estos son métodos matemáticos que permiten obtener un sismo de diseño a partir de unos acelerogramas de diseño compatibles con el escenario de riesgo o falla sísmica del sitio que este analizando.

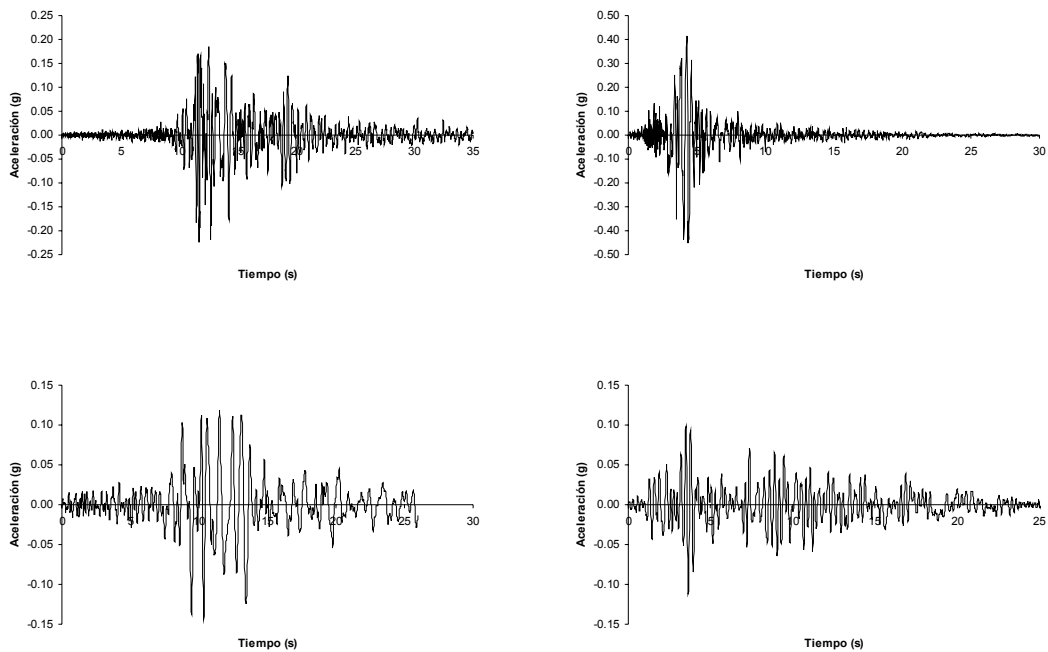
En la siguiente figura se muestran los Acelerogramas de diseño obtenidos en diferentes lugares del mundo, que se han considerado compatibles con la demanda sísmica presente en la falla Bucaramanga – Santa Marta.

Figura: (1.2): Acelerogramas de diseño compatibles con escenario sísmico falla Bucaramanga – Santa Marta. De izquierda a derecha y de arriba abajo se presentan los acelerogramas de Helena, Friuli, Mammoth, Coalinga, Whittier y Umbria.



En la siguiente figura se muestran otros Acelerogramas de diseño, que son considerados compatibles con la demanda sísmica presente en la falla Bucaramanga – Santa Marta.

Figura (1.3): Acelerogramas de diseño compatibles con escenario sísmico falla Frontal. De izquierda a derecha y de arriba abajo se presentan los acelerogramas de Montenegro, Loma Prieta, Pretolia y Duzce.



Los acelerogramas compatibles con la Falla de Bucaramanga son escalados a una aceleración de 0.16g y de igual forma los acelerogramas que simulan un evento de la Falla Frontal de los Llanos Orientales son escalados a 0.21g. (5) Cabe anotar que el escalamiento de los acelerogramas en amplitud resulta adecuado bajo estas circunstancias, siempre y cuando que los registros sean compatibles con el contenido frecuencial, duración y energía de eventos producidos por estas fallas.

1.3.1. USO DE ACELEROGRAMAS DE DISEÑO PARA ANÁLISIS ESTRUCTURAL:

La Norma NSR-98 (2), cuando hace alusión al cumplimiento con el objeto establecido en el Artículo de la ley 400 de 1997, especifica que:

“...Una edificación diseñada siguiendo los requisitos de este Reglamento, debe ser capaz de resistir, además de las fuerzas que le impone su uso, temblores de poca intensidad sin daño, temblores moderados sin daño estructural , pero posiblemente con algún daño a los elementos no estructurales y un temblor fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso.”

Lo anterior visto en términos Sismológicos y de Ingeniería Sísmica es lo que se conoce como el diseño estructural por capacidad. En este caso específico se están sugiriendo tres escenarios sísmicos posibles (i.e. temblor de poca intensidad, moderados y temblor fuerte) y tres posibles niveles de daño estructural (i.e. no daño, sin daño estructural, pero con algún daño a los elementos no estructurales, y daños a elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso). (2)

1.4. ESTRUCTURAS DE MULTIPLES GRADOS DE LIBERTAD

Para la realización del análisis dinámico a cada una de las estructuras a analizar, es de vital importancia la definición del modelo estructural que mejor represente el comportamiento real, esto requiere simplificar la estructura a sistemas de múltiples grados de libertad y en algunos casos de ser posible a sistemas de un grado de libertad, dependiendo de los que se requieran para describir la respuesta estructural ante la acción sísmica. En general toda estructura se puede modelar a partir de infinitos grados de libertad pero una adecuada modelación permite reducirlos a un numero discreto de grados dependiendo de que tan conservador se quiera ser.

La representación de las estructuras con múltiples grados de libertad es una generalización de los sistemas de un grado de libertad, como se ilustra en la figura 1.4.

Figura (1.4): Modelos Dinámicos SDOF Y MDOF.



Modelo dinámico de un grado de libertad

Modelo dinámico de múltiples
Grados de libertad

1.5. ANALISIS MODAL

Cuando se realiza un estudio experimental del comportamiento dinámico de un sistema mecánico llámese edificio o tanque, normalmente es utilizado el análisis modal, el cual se puede considerar como una herramienta que permite obtener ciertos parámetros que caracterizan el sistema mecánico, y los parámetros modales.

Las hipótesis básicas necesarias que debe cumplir el sistema para una deducción válida de la teoría son las siguientes:

- El sistema permanece invariante en el tiempo.
- El sistema se supone lineal, es decir, verifica el principio de superposición.

Un sistema continuo presenta las propiedades de masa, amortiguamiento y rigidez distribuidas de forma continua por la estructura. Esto implica que el sistema presente infinitos grados de libertad, lo cual supone una importante restricción a la hora de modelar su comportamiento e implementarlo en un modelo computacional.

Por este motivo, es necesario discretizarlo o simplificarlo dividiendo el problema en un conjunto finito de masas puntuales unidas por una rigidez y un amortiguamiento.

Es importante realizar esta simplificación de la forma más eficiente posible, ya que esto supondrá una considerable optimización del tiempo de ejecución. El sistema continuo se

transforma en un sistema con n grados de libertad, dicho valor de n será tan grande como precisión se quiera a la hora de encontrar la solución (14).

El análisis modal de estructuras lineales está bien desarrollado, y constituye una herramienta dentro del análisis dinámico. Desafortunadamente, muchas de las estructuras institucionales, residenciales, comerciales e industriales, presentan comportamiento no lineal a nivel local en determinadas regiones o bien a nivel global.

La hipótesis de asumir en todos los casos comportamiento lineal es inapropiada cuando se analizan ciertos sistemas, por ejemplo, un tanque de agua elevado sobre una estructura en donde se evidencia que el periodo de vibración decrece considerablemente al aumentar la amplitud del movimiento (17).

La aplicación indiscriminada del análisis modal a sistemas que no poseen comportamiento lineal puede provocar errores en la predicción del comportamiento dinámico de la estructura.

En el análisis dinámico, la solución de los modelos se obtiene asumiendo que todos los parámetros necesarios son conocidos, sin embargo esto no ocurre en la práctica, especialmente en la obtención de los parámetros no lineales, los cuales son difíciles de determinar. A la hora de realizar el análisis modal de un sistema no lineal habrá que tener en cuenta las siguientes recomendaciones; resultado del análisis Modal experimental:

1.5.1. CONSIDERACIONES ANALISIS MODAL

- El análisis modal es una técnica estrictamente válida para materiales lineales.
- En ciertos casos en que la no linealidad no sea excesivamente fuerte, el análisis modal experimental será una técnica válida para la obtención de los parámetros dinámicos del sistema.
- En todo caso, el nivel de exactitud dependerá no sólo del grado de no linealidad, sino también de la técnica de excitación utilizada y del montaje realizado.
- En general, se puede considerar que todos los sistemas mecánicos son en una u otra medida sistemas no lineales.

Las implicaciones que estos aspectos sugieren acerca del análisis modal no lineal son las siguientes:

- La utilización del análisis modal lineal experimental como técnica de identificación de un sistema no lineal depende de la exactitud que se desee obtener, dejando a criterio del ingeniero la posibilidad de aplicarlo en virtud del grado de no linealidad y de la bondad de los resultados obtenidos.
- Para el caso en que la exactitud deba ser mayor se han desarrollado otros métodos de estimación de parámetros que se engloban dentro del análisis modal no lineal. El inconveniente de estos métodos es que es muy difícil encontrar un procedimiento general para abordar cualquier tipo de no linealidad, por tanto, surge la necesidad de desarrollar métodos particulares para cada tipo de no linealidad.
- Las necesidades de modelos computacionales son cada vez mayores, y requeridas a la hora de abordar un problema no lineal, lo que limita un poco más la aplicación de estos métodos.

1.6. EVOLUCIÓN DEL DISEÑO Y ANÁLISIS SÍSMICO

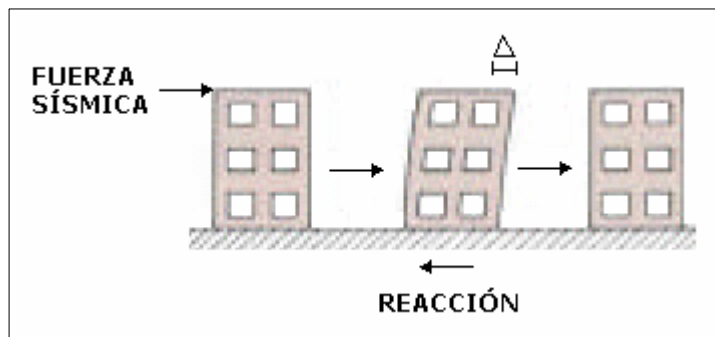
Durante los últimos años, ha habido un incremento considerable en el uso del análisis estático no lineal como una herramienta para la evaluación de la resistencia y seguridad en el campo de la ingeniería sísmica.

Este procedimiento, aunque tiene limitaciones se considera generalmente más realista para la estimación de la vulnerabilidad que los procedimientos lineales utilizados en los códigos. En síntesis cuando la estructura alcanza un nivel de desempeño, este se compara con los límites y se ubica dentro de una clasificación de daño. En la actualidad no existe una única relación entre un parámetro que represente la respuesta estructural para estados de daño o nivel de desempeño. Estudios como Hazus99 (12) de FEMA, ATC-40 (1) y comité VISIÓN 2000 (11), proponen ciertos límites. A continuación presentamos una descripción de cómo ha evolucionado el análisis y diseño estructural.

Aproximación Histórica:

- Se tenían fuerzas sísmicas proporcionales a la masa del edificio
 V de diseño = 5 al 10% de Wt .
- Diseño lineal usando factores de seguridad que tenían en cuenta la incertidumbre en la demanda del sismo y la capacidad de la estructura.

Figura (1.5): Representación de la acción sísmica tradicional.



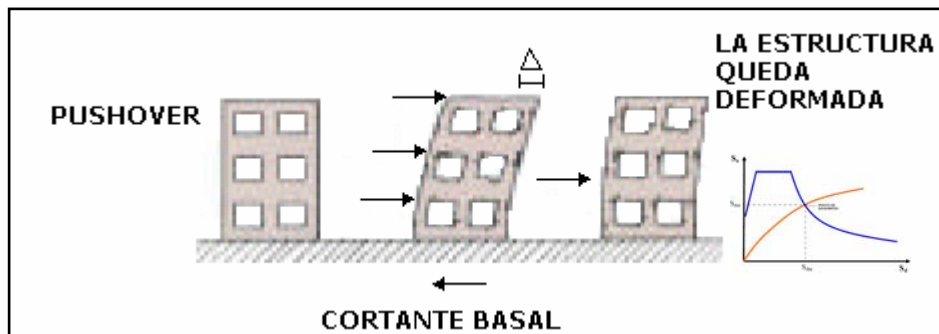
Base Tradicional en los Códigos:

- Fuerzas elásticas de diseño reducidas para el diseño lineal
 $V_{\text{diseño}} = V_{\text{máx}}/R$
- R varía basado en la respuesta inelástica de diferentes tipos estructurales
- La reducción es justificada, para una ductilidad esperada.

Actual Enfoque:

- La demanda inelástica del sismo es basada en la capacidad inelástica de los edificios.
- Resolución de la Demanda vs. Capacidad para generar el desempeño estructural.
- Diseño basado en desplazamientos Δ_{demanda} .
- Metodologías de análisis No-Lineal.

Figura (1.6): Representación de la acción sísmica actual.



1.7. MATERIALES ESTRUCTURALES

1.7.1. INTRODUCCION

En la ingeniería sísmica el comportamiento del concreto reforzado ha sido analizado e investigado mucho más que cualquier otro material debido al gran número de estructuras concebidas con este material y por otro lado; siempre se ha buscado que este posea cierta ductilidad y que permita un comportamiento adecuado ante las sollicitaciones que el sismo le impone. El concreto es un material compuesto de gran versatilidad y economía. Se pueden diseñar estructuras que posean tal rigidez con este material que presenten un buen desempeño ante sollicitaciones del sismo. Este estudio centra sus energías en las estructuras tipo pórtico; los cuales son sistemas de resistencia sísmica ampliamente utilizados; pero que en la actualidad están siendo reemplazados por sistemas que presentan una mayor rigidez en sus componentes; como sistemas tipo dual y sistema túnel. Desde que se instauró el concepto de ductilidad, se espera que las edificaciones sean menos vulnerables a los terremotos. La ingeniería ha evolucionado con el pasar de los años, en la mayoría de veces basándose en malas experiencias, y descifrando cada vez más el comportamiento y desempeño de una estructura ante cualquier acción sísmica incursionando en el rango no lineal.

En este capítulo se describen las propiedades mecánicas del hormigón y del acero; el diagrama esfuerzo-deformación; el diagrama momento curvatura y posteriormente el comportamiento cíclico, que describen el comportamiento en el rango inelástico.

1.7.1. CONCRETO

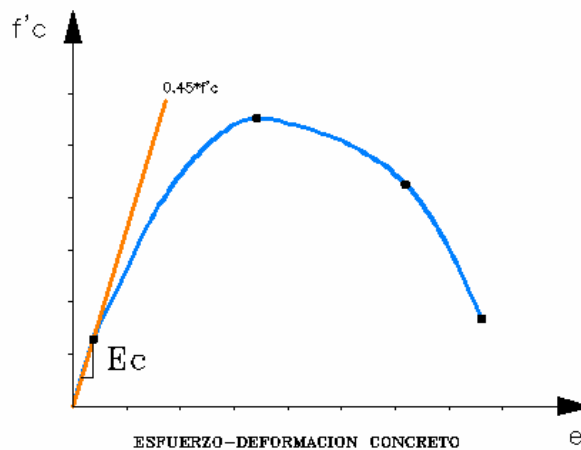
El concreto es el material más utilizado en las obras de ingeniería civil; básicamente es una mezcla de dos componentes; agregado y pasta. La pasta, compuesta de cemento Pórtland y agua, que une a los agregados (arena y grava), formándose así un material con una alta resistencia a la compresión pero muy baja resistencia a la tensión. Este material se asemeja a una roca, pues la pasta se endurece debido a la reacción química entre el agua y el cemento.

- *Resistencia a Compresión:*

La resistencia a la compresión se puede definir como la máxima resistencia medida de un espécimen de concreto o de mortero a carga axial. Generalmente se expresa en Kg/cm² a una edad de 28 días. El concreto de uso generalizado tiene una resistencia a la compresión entre 210 Kg/cm². La resistencia a la flexión del concreto se aproxima a menudo de 1.99 a 2.65 veces el valor de la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión. La resistencia al cortante del concreto puede variar desde el 35% al 80% de la resistencia a la compresión. La correlación existe entonces, entre la resistencia a la compresión y resistencia a flexión, tensión, torsión y cortante, de acuerdo a los componentes del concreto y al medio ambiente en que este se encuentre.

En las obras de ingeniería el módulo de elasticidad debe determinarse a partir de cilindros representativos de concreto y teniendo en cuenta en la relación esfuerzo-deformación la pendiente del tramo recto inicial en compresión que se puede estimar como $0.45 \cdot f'_c$. (2).

Figura (1.7): Curva característica Esfuerzo-Deformación Concreto.



Fuente Diseño de concreto reforzado McCormac:

En general en el diseño de las estructuras el concreto se utiliza para resistir cargas a compresión siendo importante analizar la curva esfuerzo-deformación unitaria; que si bien no es muy bien definida pues depende de la duración de la carga y de la calidad de los materiales.

En la norma sismorresistente NSR-98 (2) se establece la siguiente ecuación para determinar el valor medio del modulo de elasticidad en función de la resistencia a la compresión $f'c$ sin distinguir el tipo de agregado.

$$E_c = 3900 * \sqrt{f'c} \quad (\text{Ec.2})$$

Sin embargo cuando el concreto se le coloca refuerzo transversal y longitudinal se presenta una variación en la curva esfuerzo-deformación presentada anteriormente, el concreto se puede confinar mediante refuerzo transversal, ya sea en estribos circulares o rectangulares. A bajos niveles de solicitación el refuerzo transversal no trabaja; pero cuando se incrementa el esfuerzo, las deformaciones laterales aumentan debido al agrietamiento interno, lo que ocasiona que el refuerzo transversal trabaje y reaccione generándole un confinamiento al concreto y mejorando de esta manera la resistencia final. Esto es importante a la hora de presentarse demandas relativamente altas; y así, se le da a los elementos estructurales un mejor comportamiento sísmico.

- *Resistencia a la tracción:*

La resistencia a la tensión es aproximadamente de 8% a 15% de la resistencia a la compresión y a menudo se estima como 1.33 a 1.99 veces la raíz cuadrada de esta; por eso vemos que el concreto se agrieta bajo deformaciones unitarias de tensión tan pequeñas; además esta resistencia es muy difícil de medir bajo cargas axiales directas de tensión debido al problema de los especímenes de prueba que da lugar a concentraciones de esfuerzo y debido también al alineamiento de las cargas (6). La razón principal de la baja resistencia es que el concreto posee un gran número de grietas finas. Esta resistencia es importante al considerar grietas y deflexiones en vigas usándose durante mucho tiempo las resistencias del módulo de ruptura; y el módulo se mide al cargar una viga rectangular de dimensiones: 6"x6"x30", con apoyos simples a 24" entre centros. La carga es aplicada concentrándola en los tercios del claro e incrementándola hasta que ocurre la falla del elemento por agrietamiento en la cara de tracción (6).

f_r = Módulo de ruptura.

$$f_r = \frac{M * c}{I} = \frac{M * (h/2)}{\frac{1}{12} * b * h^3} \quad (\text{Ec.3})$$

$$f_r = \frac{6 * M}{b * h^2} \quad (\text{Ec.4})$$

El esfuerzo determinado por la ecuación anterior no es muy exacto; pues se supone que el concreto es perfectamente elástico y tiene esfuerzos proporcionales a sus distancias del eje neutro.

El código ACI recomienda después de cientos de pruebas un módulo de rotura igual a $f_r = 7.5 * \sqrt{f_c}$ para concretos de peso normal, valor que debe multiplicarse por 0.85 para concretos hechos con arenas livianas y por 0.75 para concretos con agregados livianos de cualquier tipo (7).

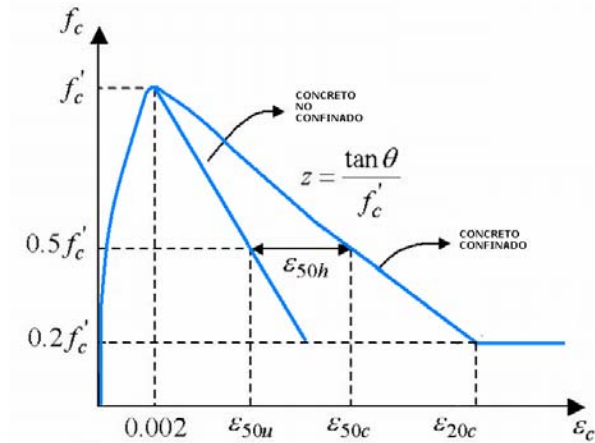
- *Concreto Confinado:*

El concreto en las edificaciones y estructuras en general se confina utilizando acero de refuerzo transversal que por lo general tiene forma de hélices o aros y espaciados una cierta distancia. El efecto de confinamiento de este refuerzo se activa para valores de esfuerzos que se aproximan a la resistencia uniaxial; por lo tanto las deformaciones transversales se hacen altas debido al agrietamiento interno. El concreto se apoya sobre el refuerzo transversal ejerciendo una reacción de confinamiento en él (13). En la ingeniería se aprende que el confinamiento del concreto mejora de manera considerable la resistencia y las características de la curva esfuerzo-deformación logrando un mejor comportamiento dúctil.

El refuerzo transversal de las estructuras analizadas varía considerablemente dependiendo del año de construcción en el espaciamiento de sus barras; en edificios modernos se espera que un mejor confinamiento se de; logrando hacer la estructura más dúctil. Las hélices por ejemplo en los elementos columna trabajan a tensión axial proporcionando una presión continua de confinamiento alrededor de la circunferencia.

En otros edificios estudiados se observó un confinamiento menor con barras cuadradas. A continuación se presenta el comportamiento del confinamiento y como afecta la curva de esfuerzo-deformación.

Figura (1.8). Comportamiento del confinamiento en la curva esfuerzo-deformación del concreto



Fuente: Diseño de estructuras de concreto. Nilson

1.7.2. ACERO

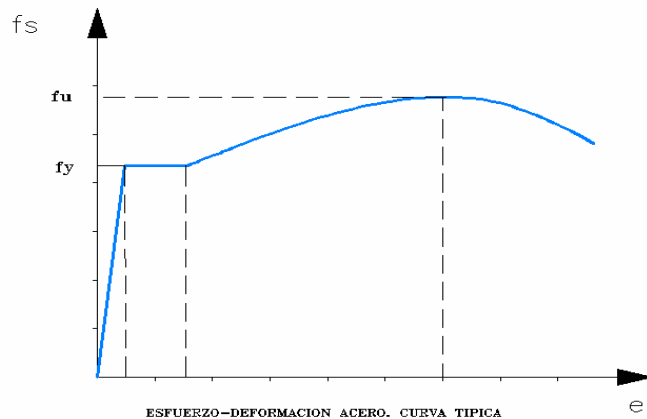
El acero de refuerzo es el acompañante del concreto por excelencia en las estructuras, este material por una parte debe actuar elásticamente para evitar la degradación del conjunto concreto-acero a fin de resistir efectivamente cargas sísmicas y gravitacionales; y por otra debe actuar inelásticamente para disipar la energía transmitida a la estructura por la acción sísmica. Ambas funciones son indispensables para lograr la sismoresistencia.

En el diseño convencional sismorresistente de edificios de concreto reforzado se admite la posibilidad que ante un evento sísmico fuerte exista cierto grado de comportamiento inelástico en las vigas, no en las columnas y de esta forma evitar el colapso; pero este comportamiento implica cierto grado de daño en los elementos estructurales.

- *Propiedades del Acero:*

La característica más importante del acero es la ductilidad entendida como la capacidad para sobrellevar deformación inelástica, una característica que esta muy ligada a la propiedad conocida como elongación. Esta debe ser alta y acompañada de cierto endurecimiento por deformación. El acero en las estructuras se utiliza en forma de barras o de malla soldada de alambre; las barras pueden ser lisas o corrugadas y estas últimas con protuberancias laminadas que aumentan la adherencia con el concreto utilizadas en casi todos los casos. Los aceros pueden ser catalogados según su composición química, de la cual se establecen las propiedades de resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión; así dependiendo del grado de carbono, manganeso, silicio entre otras se tiene más o menos de estas propiedades. La prueba típica para el acero es la del ensayo de tracción directa, y de este se obtiene la curva esfuerzo-deformación. Esta gráfica varía según el tipo de acero que se ensaye en el laboratorio pero siempre presenta una zona elástica hasta donde se produce el esfuerzo de fluencia y a partir de este punto el nivel de esfuerzo permanece constante aunque la deformación siga aumentando; posteriormente el esfuerzo se vuelve a incrementar dándose el endurecimiento por deformación; esta empieza con una relación diferente a la inicial y va disminuyendo hasta llegar al máximo esfuerzo; a partir de este punto la curva decae hasta que se presenta la fractura.

Figura (1.9). Esfuerzo-Deformación-Acero

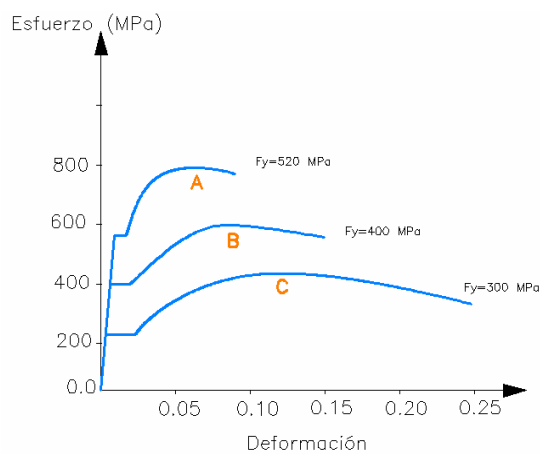


Fuente: Diseño de concreto reforzado. McCormac.

Entre las características más destacadas del acero como material estructural está su módulo de elasticidad E_s , cuyos valores más utilizados son el de f_y de 420 MPa para la fluencia, y el módulo de elasticidad E_s de 200000 MPa. (6)

Una de las principales fuentes de ductilidad en las estructuras de hormigón reforzado reside en la capacidad del acero para resistir ciclos repetitivos de cargas; sin una disminución significativa de su resistencia aun encontrándose en niveles altos de deformación.

Figura (1.10): Curvas esfuerzo-deformación Acero con varias resistencias.



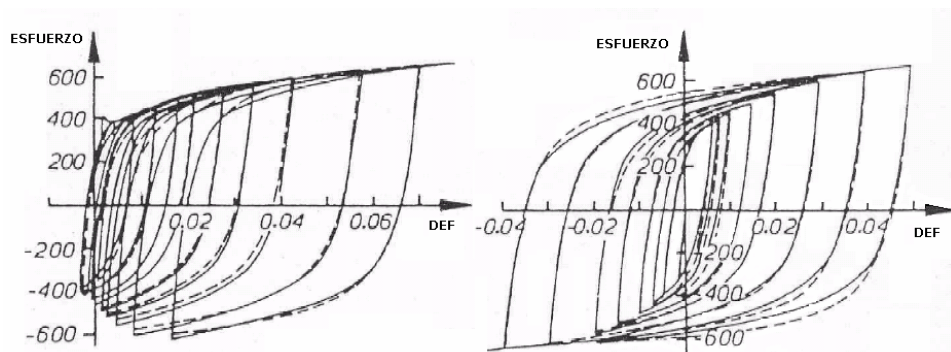
Fuente: Diseño de estructuras de concreto. Nilson

La figura anterior muestra tres curvas representativas de diferentes casos de cedencia del acero de refuerzo f_y , comúnmente utilizado para la construcción de estructuras de hormigón armado y mampostería reforzada; en ella se muestra que la deformación última y la parte en cedencia decrecen cuando se incrementa la resistencia. Por esta razón los aceros de alta resistencia (Curva A), son menos dúctiles que los aceros de resistencias más bajas (Curva B y C).

El método de fabricación también puede incidir en las propiedades del acero pues se ha observado que el acero trabajado en frío, puede producir un acortamiento de la plataforma de cedencia a un grado tal que el endurecimiento por deformación comienza inmediatamente después de iniciada la fluencia. (Park y Paulay 1994). Las características óptimas del acero de refuerzo en el diseño por capacidad sería uno en el cual la plataforma de cedencia sea larga y se siga un endurecimiento por deformación gradual manteniéndose un estado parecido al elastoplástico.

Durante la fluencia del material bajo cargas cíclicas, el acero muestra el comportamiento por tracción y compresión con ciclos de histéresis simétricos. La figura izquierda muestra el caso de histéresis típico del refuerzo en las rótulas plásticas de las vigas que experimentan grandes deformaciones inelásticas de compresión. El de la derecha muestra el comportamiento de respuesta cíclica en las columnas con niveles discretos de carga.

Figura (1.11). Ciclos de histéresis del acero de refuerzo (Paulay y Pirestley, 1992).



Para ambos casos se ha observado que la curva obtenida bajo cargas monotónicas resulta una envolvente de las curvas bajo cargas cíclicas. Por lo general, se supone que las curvas esfuerzo-deformación para el acero a tracción y compresión son idénticas. Las pruebas han demostrado que esta suposición es razonable. Siempre que se hacen diseños o análisis, es necesario idealizar el perfil de esta curva idealizándola con dos líneas rectas; el cual conocemos como modelo elastoplástico perfecto; en este caso se ignora por completo la resistencia superior a la fluencia y el aumento en los esfuerzos debido al endurecimiento por deformación. Para utilizar estos modelos es necesario definir los valores de los esfuerzos y deformaciones al principio de la fluencia ϵ_y , el endurecimiento por deformación, ϵ_{sh} y la rotura, ϵ_{su} del acero. (Ahmad y Shad 1985) proponen las siguientes ecuaciones para el cálculo de estas deformaciones y el esfuerzo para aceros con límites de fluencia mayores a 420 MPa. En las fórmulas f_y está dado en Ksi (1Ksi = 6.9 MPa).

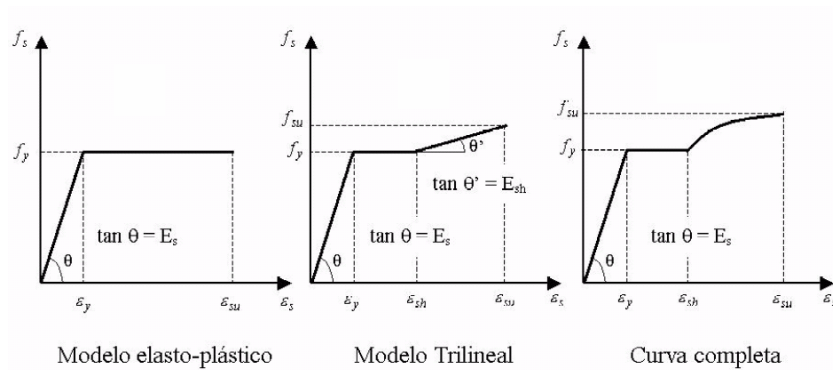
$$\varepsilon_{sh} = 0.0145 - 0.00009 * f_y \quad (\text{Ec.5})$$

$$\varepsilon_{su} = 0.0867 - 0.00023 * f_y \quad (\text{Ec.6})$$

$$f_{su} = 73.20 + 0.523 * f_y \quad (\text{Ec.7})$$

$$E_{sh} = E_s / 60 \text{ (Ksi)} \quad (\text{Ec.8})$$

Figura. (1.12) Idealizaciones de la curva esfuerzo-deformación del acero.

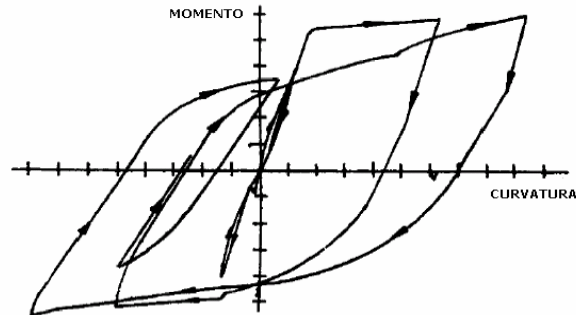


Fuente Internet:

1.7.3. COMPORTAMIENTO BAJO CARGAS CÍCLICAS Y DINÁMICAS

El desempeño sísmico de las estructuras aperticadas en concreto reforzado como ya se dijo depende de su ductilidad. El diseño que se le dio a estas estructuras, la configuración del refuerzo transversal y su confinamiento influyen en el comportamiento histerético. Los elementos viga muy bien confinados como los que se espera se diseñen en edificaciones modernas deben presentar un comportamiento dúctil sin pérdida de resistencia; por otro lado si la viga presenta poco confinamiento se presentará la degradación de la rigidez.

Figura (1.13) Curvas de histéresis esfuerzo-deformación de una viga de hormigón doblemente reforzada con carga cíclica.



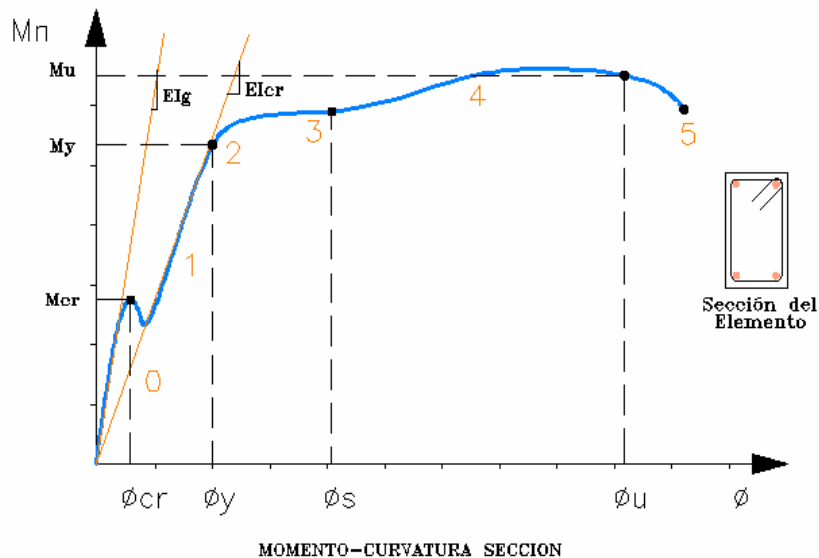
Fuente: Internet

- **Diagrama Momento-Curvatura**

El estudio de la relación momento-curvatura de una sección, es la base del análisis no lineal, ya que representa el estado de una sección ante cargas que van en aumento, y es fundamental para definir la rigidez a flexión EI y EI_{cr} . Esta relación entre el momento aplicado y la curvatura del elemento es básica para que en el intervalo de carga aplicada se pueda entender la formación de las rótulas plásticas, apreciar la ductilidad del elemento y poder tener en cuenta la redistribución de momentos elásticos que ocurren en una estructura antes del colapso.

Se puede definir la curvatura como el cambio de ángulo por unidad de longitud, en una ubicación dada cuando el elemento está bajo flexión (7), $\phi = 1/r$; donde ϕ es la curvatura unitaria y r el radio de giro. En el diseño estructural de edificios y en general de estructuras en concreto reforzado es importante conocer, al final la capacidad por flexión (M_u) que las secciones de los elementos estructurales resisten así como la ductilidad por curvatura $\mu\theta$ y comparar estos resultados con la demanda sísmica que se ha proporcionado en el diseño.

Figura (1.14). Diagrama Momento-Curvatura para sección de viga.



Fuente: Diseño de concreto reforzado. McCormac.

A continuación se explican todas las etapas por las cuales el momento y la curvatura varía para una sección de viga reforzada. Se aprecia de la figura que en la zona 0 los momentos aplicados son menores que el momento de agrietamiento y se dispone de toda la sección para resistir la carga; la sección es no fisurada y la rigidez es EI_g presentando un comportamiento elástico. La zona 1 describe cuando la sección parte del momento de agrietamiento M_{cr} hasta la fluencia del acero, en esta zona la pendiente es menos empinada debido a que la rigidez del elemento ha disminuido EI_{cr} y se requiere de una gran carga que produzca un gran momento para que el acero llegue a la fluencia. Dentro de este rango se encuentran las cargas de servicio. La zona 2 el acero empieza a fluir aunque el concreto aún está subesforzado garantizando la resistencia por el comportamiento del acero y que no existan fallas por compresión en el concreto. La zona 3 describe que la sección soporta muy poco momento y sí se presentan incrementos de la curvatura apreciables en un estado de endurecimiento por deformación del acero, presentándose la curvatura por endurecimiento ϕ_s .

Como la viga tiene muy poca capacidad por momento, (6) en esta zona 4 con pendiente plana se llega a la máxima resistencia de la sección o M_u , y el acero llega a la falla por tensión; aquí también se presenta la curvatura máxima dándose una disminución del momento, ahora la pendiente es muy plana debido a la poca rigidez que ha adquirido la sección de la viga.

1.8. METODOLOGIA DE ANALISIS NO LINEAL

1.8.1. INTRODUCCION

Dos conceptos claves deben ser tenidos en cuenta para aplicar un procedimiento que de a conocer el desempeño o comportamiento de una edificación. Estos son: Demanda y Capacidad. El uso de los procedimientos inelásticos para el diseño y evaluación estructural son una gran ayuda para los ingenieros de entender mejor las estructuras y como estas se comportarán ante la excitación sísmica. Se asume que la capacidad elástica de los materiales y en general de la estructura es excedida; resolviendo la incertidumbre asociada a los procedimientos elásticos propuestos en los códigos de diseño. El estudio del análisis estático no lineal involucra las propiedades del acero y el concreto, las relaciones momento curvatura y su aplicación para estimar el comportamiento de los materiales cuando ingresan en el rango no lineal de esfuerzos. La NSR-98 (2) exige que la estructura tenga un buen comportamiento inelástico ante un sismo severo, definido mediante estudios de amenaza sísmica deseando que esta disipe energía y no colapse; optando siempre por la seguridad de sus ocupantes.

Una descripción detallada del método utilizado en la presente tesis se hace en el anexo A y en las referencias (1), (9,10), (12).

1.8.2. ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER"

El foco central del procedimiento de análisis no lineal simplificado es el desarrollo de la curva de capacidad o curva "**pushover**". Esta curva representa el desplazamiento lateral como función de la fuerza aplicada a la estructura. Este procedimiento utiliza análisis elásticos secuenciales, superpuestos para aproximar el diagrama de fuerza-desplazamiento. El modelo matemático de la estructura se modifica para contar con los elementos y componentes que llegan a la plastificación y reducen su resistencia. Proceso que continuará hasta que la estructura se vuelva inestable o hasta que un límite determinado es alcanzado. Gracias a la tecnología actual, los modelos computacionales pueden ser desarrollados y modelar el comportamiento no lineal creando esta curva.

La curva de capacidad es generalmente construida para representar el primer modo de respuesta de la estructura basado en la suposición de que el periodo fundamental es el que predomina y generalmente válido en edificios con periodos fundamentales alrededor del segundo. Es el analista quien debe considerar el efecto de los otros modos.

Existen diversos métodos de análisis estático no lineal para evaluar las edificaciones existentes del presente estudio de investigación; que evalúan la capacidad de la edificación con la demanda sísmica a la cual es sometida. Se entiende por Capacidad la habilidad de la estructura de resistir la demanda del sismo; y la demanda como ya se ha mencionado es la representación del movimiento del suelo debido al sismo.

1.8.3. OBSERVACIONES ACERCA DE LA METODOLOGÍA

El Método del espectro de capacidad con el uso de la curva **pushover** constituye una herramienta bastante práctica que permite diferenciar:

- La respuesta máxima del sistema estructural.
- Calificar el desempeño sísmico que experimentará la edificación durante un movimiento sísmico específico; lo cual requiere la definición de los rangos de desplazamiento espectral asociado al nivel de desempeño estructural (1)
- Modificación del periodo efectivo de vibración durante el sismo respecto al obtenido en el rango elástico, para bajos niveles de deformación.
- Evaluar la eficiencia de un esquema de rehabilitación para la estructura al observar el daño.
- Es importante destacar que esta metodología descrita representa un enfoque aproximado para determinar la respuesta no lineal de la edificación cuando se somete a un sismo y que no se debe interpretar la solución como exacta.
- El método permite obtener sin embargo buenas estimaciones de la respuesta estructural en términos de desplazamiento máximo promedio.

Para la evaluación del desempeño sísmico de edificaciones existen hoy en día una gran cantidad de metodologías, algunas basadas en el comportamiento elástico-lineal y otras en el comportamiento no-lineal. Con estos se puede cuantificar la Capacidad del edificio y reconocer su carácter inelástico en la respuesta. Se pueden evaluar los niveles de daño

en función de la demanda impuesta y de esta forma tomar decisiones para una posible rehabilitación o intervención estructural. Todo esto tiene el único fin de poder desarrollar estudios que reduzcan la vulnerabilidad para determinada comunidad que tenga una amenaza sísmica alta; como lo es el caso de Bucaramanga (2,5).

El presente trabajo de investigación ha sido enfocado hacia un estudio tipológico en el cual se caracterizan las estructuras y se realiza un análisis tipo para sentar las bases de una amplia línea de estudio de la vulnerabilidad sísmica en la ciudad de Bucaramanga.

La vulnerabilidad es la predisposición a sufrir daños; con las condiciones actuales del sistema, por su concepción inicial y por su vida útil. En el estudio completo de la vulnerabilidad se deben tener los registros de eventos pasados; es decir la historia sísmica del sitio donde se encuentra la estructura además de conocer la investigación desarrollada en el pasado. Conocer los códigos de diseño sísmico actuales y tener en cuenta que estos se realizan en función del estado del conocimiento del momento. Mientras sea posible hacer investigación y hacer análisis experimentales previos; y por último observar y controlar el proceso constructivo de las edificaciones.

CAPITULO DOS

2. TANQUES ELEVADOS EN EDIFICIOS

2.1. INTRODUCCION

La acción sísmica puede inducir, en un determinado instante de tiempo, grandes fuerzas horizontales, las que a su vez inducen grandes momentos de volcamiento en los edificios existentes sometidos a este tipo de excitación, por esta razón se hace necesario desarrollar un análisis sismorresistente en el diseño de este tipo de estructuras, y aunque el análisis del presente estudio se base solo en edificios aperticados que contienen dentro de su sistema estructural tanques elevados para almacenamiento de agua, se deben tener en cuenta en el análisis los efectos que aporta el tanque e incluirlos en el modelo de análisis modal de la estructura.

En este capítulo se hace una presentación general de tanques, desde una descripción global de este tipo de estructuras hasta su clasificación de acuerdo con los parámetros de mayor importancia, tales como: la forma, presión, elevación y material.

A través de los años se han desarrollado teorías para el modelamiento y en análisis de este tipo de estructuras, G.W Housner en 1963 (15), propuso un modelo mecánico para el modelo de tanques en el cual separo el efecto del agua en dos, considerando el efecto de oleaje y las presiones hidrodinámicas presentes en el sistema, otros como Anestides Velettsos, Malhotra (15) han desarrollado teorías para considerar los efectos del suelo en la interacción suelo-estructura para el caso de tanques enterrados.

El planteamiento final de este capítulo es presentar el modelo mecánico de G.W. Housner como una herramienta en el modelamiento de la interacción tanque estructura y la influencia de este en el nivel de desempeño sísmico de la edificación.

2.2. DEFINICIÓN

Los tanques son estructuras especiales que se construyen con el propósito de almacenar alguna sustancia o material, como líquidos, gases, hidrocarburos, granos etc. Existen los tanques que son indispensables considerados de vital importancia para las sociedades como los de almacenamiento de agua cuyo funcionamiento, mantenimiento y seguridad afectan las personas que se suplen de este servicio.

2.2.1. DESCRIPCION GENERAL

Para el almacenamiento de líquidos, el uso de tanques es el sistema más empleado alrededor del mundo. Para el diseño de estas estructuras por lo general se emplean métodos simplificados, bien sea mediante el uso de tablas con coeficientes de esfuerzo según las relaciones geométricas; o mediante la realización de modelos computacionales simplificados que permitan conocer de manera aproximada la realidad de los esfuerzos actuantes en los límites del tanque. El diseño sismorresistente a nivel global se realiza mediante el empleo de ecuaciones simples obtenidas de experiencias pasadas y del desempeño observado en los tanques afectados. Institutos alrededor del mundo y organismos internacionales como al API (Instituto Americano del Petróleo) y AWWA (Asociación Americana de Trabajos en Agua) y UBC proponen diseños en normas como el API650 y AWWA D100, basados en el trabajo propuesto por el ingeniero G.W Housner realizado en 1954-1963. Estas normas consideran entonces un estudio donde se toman más parámetros del tanque necesarios para la evaluación de fuerzas y momentos.

Para estas normas el efecto en las paredes se realiza con base a relaciones de espesor y otros parámetros de la geometría del tanque los cuales son comparados con relaciones que funcionaron en eventos sísmicos anteriores. La normativa Colombiana de diseño y construcción sismorresistente (2) sugiere el cumplimiento de la seguridad estructural y de la calidad del concreto utilizado, contando con un diseño que controle el agrietamiento, la fisuración, la impermeabilización, contaminación y resistencia; y cumpla con los requisitos de sanidad mínimos. La finalidad del diseño estructural es aportar y garantizar la seguridad y funcionalidad de las estructuras al mismo tiempo que se tienen en cuenta los efectos económicos buscando un equilibrio.

Otros ingenieros más recientes como Anestides Velettsos, Malhotra han permitido considerar otros efectos en los tanques, como la interacción suelo-estructura, para estructuras enterradas. Sólo hasta hace pocos años se ha podido involucrar dichos estudios a modelos computacionales y evaluar los efectos generados de una manera más detallada y precisa (19). Es importante anotar que estos estudios desarrollados son de carácter lineal y que evalúan las características dinámicas del fluido contenido; y la inelasticidad se tiene en cuenta usando coeficientes de reducción de carga R, relacionados con la capacidad de disipar energía.

2.3. TIPOLOGIA DE TANQUES

Se habla de tanques de almacenamiento como silos, tanques que contienen químicos; o los tanques de acueducto que hacen parte de la red de agua potable para consumo; o sistema contra incendios. A continuación se presenta una breve descripción de la tipología existente para tanques. En resumen se puede decir que un evento sísmico que comprometa la estabilidad y el funcionamiento integral de estas estructuras, debe verse como un problema y un gran riesgo para la sociedad.

Tabla (2.1). Tipología de tanques.

CLASIFICACIÓN	TANQUE
FORMA	RECTANGULAR
	CUADRADA
	CILINDRICA
PRESION	ATMOSFÉRICO
	DE BAJA PRESIÓN
	DE ALTA PRESIÓN
ELEVACIÓN	ENTERRADOS
	SUPERFICIALES
	ELEVADOS
MATERIAL	CONCRETO REFORZADO
	ACERO
	ALUMINIO

Existe una clasificación de tanques cerrados y abiertos; clasificados de acuerdo a la forma de la cubierta y al material utilizado respectivamente; basándose en la relación costo-beneficio, resistencia a la corrosión y la empatía con el material que contienen.

Una gran parte de la mayoría de los edificios en el área metropolitana de Bucaramanga poseen tanques elevados de agua en concreto reforzado, y estudios en la parte sísmica se han aplicado en el rango lineal (17) y la continuación de estudios sobre la vulnerabilidad de estas estructuras son necesarios debido a la alta actividad sísmica donde se encuentra la ciudad (2). De los tanques en concreto reforzado en la ciudad de Bucaramanga se encuentran tanques de sedimentación, manejo de desperdicios y tanques elevados para edificios; y las diferentes fallas que se pueden presentar en los tanques de almacenamiento tienen grandes implicaciones; tanto económicas como sociales, y así no se llegue a la pérdida total de la estructura, el daño en los sistemas de construcción puede dejar la instalación fuera de funcionamiento; y de esta manera dejar sin abastecer la demanda de la población en el momento que más lo requiere, tanto para consumo, como para el manejo de emergencias asociadas al traumatismo que deja el paso de un sismo.

2.4. INTERACCIÓN TANQUE-ESTRUCTURA

Cuando se produce el sismo y esta excitación llega al edificio y esta a su vez le trasmite una vibración al tanque, la vibración produce sobre el tanque fuerzas laterales y estas a su vez un momento de vuelco, el cual unido a las fuerzas longitudinales de compresión a lo largo de las paredes del tanque, generan grandes presiones en la base de este. Esta acumulación de esfuerzos en las zonas inferiores varía desarrollando fuerzas en el apoyo del mismo; por ejemplo en un tanque circular la presión se distribuye uniformemente y en tanques rectangulares los esfuerzos son más críticos en las esquinas inferiores.

Los tanques de acero o aluminio enterrados generan un abultamiento exterior conocido como “pata de elefante”, o hacia el interior conocido como “forma de diamante”. Cabe anotar que juega un papel importante el sistema en el que se apoyan este tipo de estructuras, pues al no estar empotradas, tienen problemas de estabilidad debidos a los desplazamientos verticales y horizontales que se generan al llegar el sismo.

2.4.1. FENOMENO DE SLOSHING

Otro factor importante a tener en cuenta; y que hace parte de este estudio de investigación, es el oleaje del líquido contenido en los tanques de agua elevados en los edificios de la muestra.

El fenómeno del oleaje conocido como “**sloshing**”, puede ocasionar pandeo en la cubierta, o en la parte superior de las paredes y llevar a la falla las columnas de soporte del sistema. En los tanques enterrados el fenómeno de **sloshing** puede causar asentamientos diferenciales y llevar el problema a un nivel más complejo. También el suelo puede fallar por licuefacción, sobreesfuerzos por redistribución de cargas y lavado del material de soporte por ruptura de las tuberías propias del tanque.

En la interacción tanque-líquido la excitación sísmica provoca oleaje en el líquido; para el caso en estudio, el agua disipa una porción muy pequeña de energía debido al grado de amortiguamiento de este fluido. Las presiones sobre las paredes en un tanque dadas por el efecto dinámico tienen dos componentes: una componente de compresión que es despreciable y otra el efecto del oleaje que cuenta por su vibración. La componente de oleaje sólo es despreciable cuando el tanque tiene su nivel hasta el tope, entonces el sistema tanque-líquido adquiere el comportamiento de una sola masa que vibra al unísono. De estudios recientes sobre el análisis sísmico de tanques en la ciudad de Bucaramanga (17) se comprobó que el comportamiento dinámico del tanque se relaciona con su nivel de agua de la siguiente forma:

- Si h_t (altura del agua) $< 25\%$ de la $h_{t\text{máx}}$ (altura máxima de almacenamiento en el tanque); el efecto dinámico en el tanque es irrelevante y es comparable a la situación de tanque vacío.
- Cuando el nivel h_t en el tanque disminuía, el periodo fundamental de la estructura aumentaba.

Esta consideración no afectó las respuestas de desplazamiento lateral, fuerzas cortantes y momento de volcamiento, sólo reflejaban el efecto de la vibración.

2.5. MODELO MECÁNICO G.W. HOUSNER

2.5.1. MARCO TEORICO

2.5.1.1. ANALISIS HIDRODINÁMICO

Por los años de 1963 el ingeniero G.W. Housner (15), formuló una de las idealizaciones más conocidas en la ingeniería, que modelan y estiman la respuesta de tanques de almacenamiento de líquidos de forma rectangular o cilíndrica. Haroum alumno de Housner en 1985 presentó un modelo más completo del sistema para masas con **sloshing** y la masa impulsiva en el cual la flexibilidad y masa de la estructura tanque estaban bajo la consideración de agregar una masa y otro resorte al modelo mecánico. Además incluyó la excitación rotacional en la base para el modelo. En todos los modelos sólo el primer modo para **sloshing** fue considerado. Este modelo simplificado ha sido utilizado en los diferentes códigos “AWWA”, “API” y “UBC” con la masa individual o con el modelo de dos masas de Housner. El código AWWA ha proporcionado el modelo de masa individual para calcular el cortante basal y el modelo de masas de Housner para el cálculo del momento de volcamiento. El código API utiliza las mismas metodologías que “AWWA” con algunos pequeños cambios y el código UBC determina el cortante basal con un factor multiplicador para la masa de agua y de tanque.

El modelo matemático en el que se sustentan estos códigos basado en la teoría de Housner es el siguiente: (20)

Basados en las siguientes consideraciones fundamentales de la hidrodinámica:

- El fluido es incompresible
- Los desplazamientos en la superficie del agua son pequeños
- Los tanques elevados son cilíndricos de radio “R”, con paredes rígidas y base columnas (torre flexible).
- La excitación en la base solamente es horizontal.
- Los materiales son lineales y la interacción suelo-cimentación es ignorada.
- Los efectos P- Δ y los grados de libertad rotacionales alrededor de los ejes $\theta=0$ son ignorados.

La ecuación predominante en el medio fluido es:

$$\nabla^2 \phi = 0 \quad (\text{Ec.9})$$

Las condiciones de borde en este caso son:

$$\frac{\partial \phi}{\partial Z} = 0 \quad \text{En el fondo.} \quad (\text{Ec.10})$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial r} = 0 \quad \text{En las paredes} \quad (\text{Ec.11})$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial r^2} + g \frac{\partial \phi}{\partial z} + r \cdot \cos \alpha(t) = 0 \quad \text{En la superficie del agua.} \quad (\text{Ec.12})$$

En la cual los parámetros (r, z, θ) representan las dimensiones cilíndricas, y a(t) la aceleración horizontal en la base, y t el tiempo.

Si λ_n es la n-ésima raíz de derivación de la función de Bessel y con los límites mencionados y por el método de separación de los parámetros tenemos:

$$\phi(r, \theta, z, t) = \cos \theta \sum_{n=1}^{\infty} F_n(t) \frac{j_1\left(\lambda_n \frac{r}{R}\right) \cdot \cosh\left(\frac{\lambda_n z}{R}\right)}{j_1(\lambda_n) \cdot \cosh\left(\frac{\lambda_n H}{R}\right)} \quad (\text{Ec.13})$$

Por (4) y (5) la frecuencia de sloshing en el n-ésimo modo será:

$$\beta_n = \sqrt{\frac{g \cdot \lambda_n}{R} \cdot \tanh\left(\lambda_n \frac{H}{R}\right)} \quad (\text{Ec.14})$$

Y porque

$$P_d(r, \theta, z, t) = -\rho \left[\frac{\partial \phi}{\partial t} + r \cdot \cos \theta \cdot a(t) \right] \quad (\text{Ec.15})$$

En donde Pd es la presión dinámica, entonces:

$$P_d(r, \theta, z, t) = -\rho \left[\cos \theta \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2R}{1-\lambda_n^2} \left(a(t) - \beta_n \int_0^t a(t) \cdot \sin(\beta_n(t-r)) \right) \frac{j_1\left(\lambda_n \frac{r}{R}\right) \cdot \cosh\left(\lambda_n \frac{z}{R}\right)}{j_1(\lambda_n) \cosh\left(\lambda_n \frac{H}{R}\right)} + r \cdot \cos \theta \cdot a(t) \right] \quad (\text{Ec.16})$$

Y las ecuaciones para la masa impulsiva, altura impulsiva, masa sloshing y altura de sloshing son:

$$m_{sw} = \bar{M} \left(1 + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{C_n(1-\lambda_n^2)} \tanh(C_n) \right) \quad (\text{Ec.17})$$

$$h_{sw} = H \left[\frac{1}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{C_n(1-\lambda_n^2)} \left(\tanh(C_n) - \frac{1}{C_n} + \frac{2}{C_n \cosh(C_n)} \right) + \frac{1}{4\left(\frac{H}{R}\right)^2} \right] \quad (\text{Ec.18})$$

$$m_n = \frac{k_n}{\beta_n^2} \bar{M} \left[\frac{2}{C_n(1-\lambda_n^2)} \tanh(C_n) \right] \quad (\text{Ec.19})$$

$$h_n = H \left[1 - \frac{1}{C_n \tanh(C_n)} + \frac{2}{C_n \sinh(C_n)} \right] \quad (\text{Ec.20})$$

En la hidrodinámica de tanques se consideran dos efectos:

El primer efecto conocido como *impulsivo*, el cual corresponde a un movimiento inercial del líquido que está confinado en la parte inferior.

El segundo efecto se conoce como *convectivo*, y corresponde al primer modo de vibración de la masa en la parte superior del tanque (**sloshing**). Por lo tanto al utilizar el modelo mecánico propuesto se deben valorar las masa equivalentes; masa impulsiva (mi), y masa Convectiva (mc); y las alturas respectivas a estas masas; altura impulsiva (zi) y altura convectiva (zc). (20)

2.5.1.2. ANALISIS HIDROSTÁTICO

Para el análisis de los efectos hidrostáticos sobre las paredes del tanque, los ingenieros cuentan con varias herramientas; las cuales según la forma de este difieren en su complejidad. Para un tanque cilíndrico se tienen pequeñas ecuaciones que permiten obtener en relación entre diámetro y la altura del líquido almacenado, la presión actuante, o el espesor requerido.

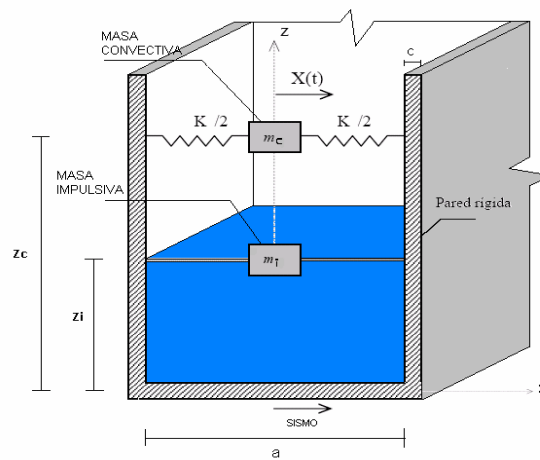
Para un tanque rectangular; dada la complejidad de las fuerzas internas en las zonas inferiores y esquinas, se tienen tablas que en función de los lados y la altura del líquido que dan como resultado unos coeficientes que permiten suponer de una manera tradicional los esfuerzos actuantes. Ahora la tecnología permite aproximarse a la solución mediante el uso de modelos computacionales que implementan elementos finitos y adecuarlos para tal fin, discretizando más el problema.

En cualquier caso de análisis que se tome, se deben tener presente ciertos valores mínimos y valores límite que exigen las normas internacionales para el diseño y análisis de tanques.

2.5.2. MODELO MECANICO PARA TANQUES

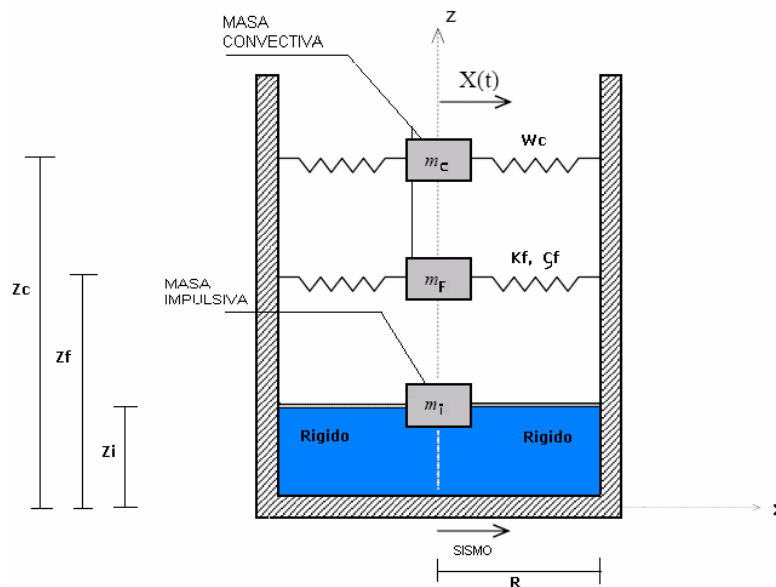
El análisis presentado por Housner G.W. y Haroum, M.A (21,22) tiene en cuenta el comportamiento rígido o flexible de la pared del tanque. A continuación presentamos el modelo equivalente para tanques rígidos y flexibles:

Figura (2.1). Modelo Equivalente para tanque Rectangular Rígido



Fuente: Agredo, Hernán. Estudio comparativo de análisis dinámico para tanques de almacenamiento.

Figura (2.2). Modelo Equivalente para tanque Flexible.



Fuente: Agredo, Hernán. Estudio comparativo de análisis dinámico para tanques de almacenamiento.

Los tanques elevados en los edificios de la muestra difieren en su sistema de apoyo, pero para efectos de análisis se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Tanques de Superficie abierta
- Líquido homogéneo
- Líquido incompresible
- Amplitudes pequeñas en la dirección X
- Sistema de la estructura tanque ortogonal
- Líquido No Viscoso
- Sistema tanque empotrado en la base para cada edificio.

Un tanque se puede modelar con “n” masas, debido al principio de superposición como se realiza en los tanques de pared flexible. En un programa de computador que maneje elementos finitos se puede modelar la interacción tanque-líquido, donde se tienen en cuenta las masas y se calculen las fuerzas asociadas con el movimiento en la base del tanque ya sea enterrado o elevado, la deformación de las paredes y el efecto de **sloshing**.

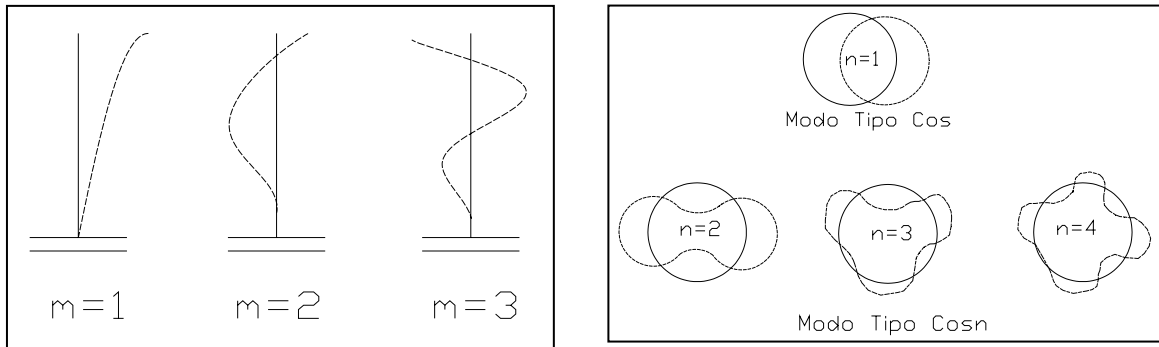
Este estudio no toma en cuenta esta interacción, pero si la interacción edificio-tanque y basándonos en el modelo mecánico para tanques rectangulares rígidos observar la influencia que tienen este tipo de estructuras en el nivel de desempeño sísmico de la estructura en conjunto.

2.6. MODOS DE VIBRACIÓN DEL LÍQUIDO EN EL TANQUE

Para un tanque cilíndrico el modo natural a la vibración libre lateral puede ser clasificado como del modo tipo $\cos \theta$ para la cual existe una onda coseno que tiende a ocasionar la deflexión en la dirección circunferencial, y un modo tipo $\sin \theta$ para la cual la deflexión del cilindro relaciona a varias ondas de trayectoria circunferencial y vertical a lo largo del tanque. Para un tanque alto ($L > R$) el modo tipo $\cos \theta$ puede ser representado como una viga tipo debido a que el tanque tiene un comportamiento asimilable a una viga en

voladizo. Adicionalmente el modo vibracional del líquido en tanques cilíndricos de pared delgada tiene un modo de frecuencia de oscilación baja.

Figura (2.3). Modos de Vibración del líquido.



(a) Modelo Nodal Vertical

(b) Vibración en planta tanque flexible

Para un estudio sobre la influencia del modelo de Housner en estructuras aporricadas con tanque elevado en concreto se debe tener un modelo dinámico simplificado, el cual permita una formulación matemática adecuada y de fácil entendimiento y de esta manera poder obtener una respuesta.

2.7. MODELO MATEMÁTICO TANQUES RECTANGULARES

Housner diferenció la formulación entre tanques rígidos y flexibles. La presión hidrodinámica del fluido ejercida en las paredes del tanque esta dada por la superposición del movimiento del fluido convectivo causado por la oscilación del líquido en la parte superior y la presión del líquido impulsivo que se acelera con la estructura. La formulación matemática para tanques rectangulares de pared rígida se muestra a continuación:

- **Masa total del líquido contenido (M):**

$$M = W / g , \text{ donde } g = 9.81m / s^2 \quad (\text{Ec.21})$$

- **Peso del líquido contenido (W):**

$$W = Vol * \rho , \text{ donde } \rho = 1Ton / m^3 \quad (\text{Ec.22})$$

- **Masa Impulsiva (Mi):**

$$M_i = \frac{\tanh(0.85 \times a / H)}{0.85 \times a / H} \times M \quad (\text{Ec.23})$$

- **Masa Convectiva (Mc):**

$$M_c = \frac{0.83 \times \tanh(3.2 \times H / a)}{3.2 \times H / a} \times M \quad (\text{Ec.24})$$

- **Altura Impulsiva (Zi):**

$$Z_i = 0.375 \times H \left[1 + \alpha \left(\frac{M}{M_i} - 1 \right) \right] \quad (\text{Ec.25})$$

- **Altura Convectiva (Zc):**

$$Z_c = H \left[1 - 0.0825 \frac{M}{M_c} \left(\frac{a}{H} \right)^2 + 0.315 \beta \times \frac{a}{H} \sqrt{0.07 \left(\frac{M \times a}{M_c \times H} \right)^2 - 1} \right] \quad (\text{Ec.26})$$

- **Rigidez del Resorte asimilada al líquido (K):**

$$K = \frac{12 * g * M_c^2 * H}{M * a^2} \quad (19)$$

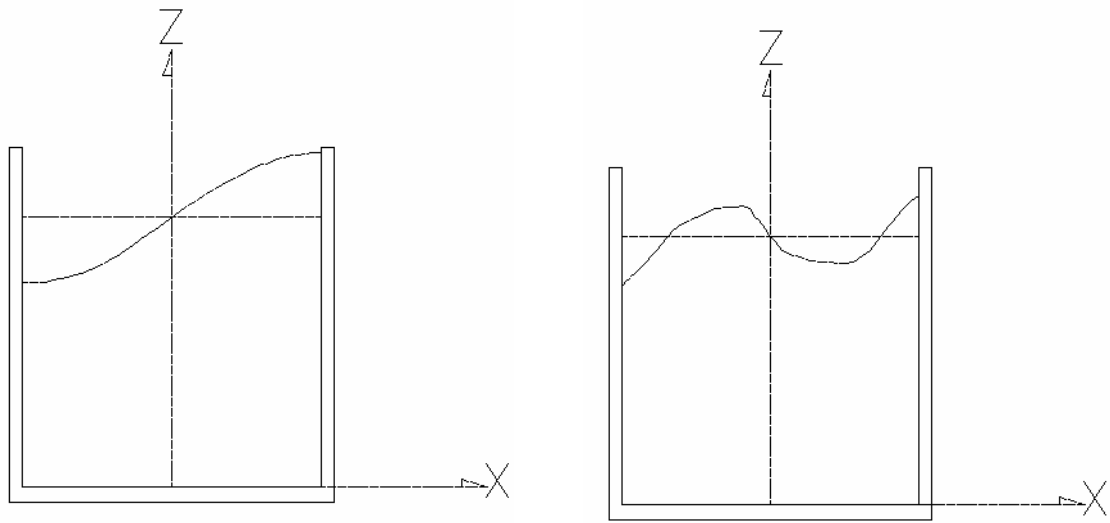
- **Periodo Fundamental de Oscilación del Fluido (T):**

$$T_s = 0.625 * a / \sqrt{H} , \text{ Para valores pequeños de } H/L \quad (\text{Ec.27})$$

- **Parámetros que tienen en cuenta el momento hidrodinámico sobre el fondo.**

$$\alpha = 1.33 \text{ Y } \beta = 2.00$$

Figura (2.4). Modos de oscilación del líquido en un tanque rígido



(a) Modo Fundamental

(b) Segundo Modo

Fuente: Haroum M.A; Housner G.W. Seismic Design of Liquid Storage Tanks

2.8. INTEGRACIÓN DEL TANQUE AL MODELO

Como ya se ha mencionado la interacción tanque-líquido se puede modelar dinámicamente utilizando un software, ahora; implementar un modelo mecánico equivalente para tanques rectangulares sobre una estructura pórtico y realizar un análisis estático no lineal de la estructura en conjunto, es aconsejable tomar el método de las masas concentradas, debido a la naturaleza mecánica del modelo equivalente propuesto por *G.W Housner*.

El método de las masas concentradas supone que toda la masa de la estructura se concentra en el centroide geométrico de la placa (3), para la configuración estructural tipo pórtico de los edificios estudiados, los movimientos que presentan las masas concentradas son giros y desplazamientos, y durante la excitación sísmica las masas simulan el efecto de las fuerzas inerciales reales.

El pórtico espacial es simplificado, despreciando la deformación axial de las columnas y asumiendo que la planta de entrepiso tiene una rigidez tal, que todos los desplazamientos de un mismo piso son iguales. (3)

En el modelo en SAP2000 esta propiedad se tiene en cuenta asignando un “**constraint**” para todos los nodos de la planta y de esta manera se simula el diafragma rígido; y para el nivel del tanque se tienen dos masas adicionales, una convectiva y otra impulsiva, la simplificación de estos cálculos y la idealización del modelo equivalente para el tanque se explican en el desarrollo del siguiente capítulo.

CAPITULO TRES

3. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

3.1. INTRODUCCION

Un modelo es una representación simplificada o idealizada de la realidad con el único objetivo de estudiarla, simularla, conocerla, interpretarla e intervenirla.

Un modelo busca desarrollar una lectura simplificada de la realidad, modelando el comportamiento de cualquier fenómeno, cuya complejidad varia de acuerdo con la proximidad con la que se requiera modelar el problema, con dicha lectura se busca identificar y controlar cierto numero de variables o en algunos casos el mayor número de variables posibles que intervengan en dicho comportamiento.

Existen diferentes formas de clasificar un modelo según su origen y finalidad, para la realización del presente estudio los modelos desarrollados son abstractos, gobernados bajo un comportamiento matemático en los cuales según las variables involucradas son modelos estáticos y que por su misma solución matemática son modelos analíticos. En el análisis de estructuras existen dos grandes categorías de modelamiento, de acuerdo con el rango de comportamiento estructural; modelos elásticos, en donde no hay ductilidad, solo aparece el concepto de resistencia para contrarrestar los efectos externos a los cuales se vea sometida la estructura, y los modelos inelásticos, en donde la ductilidad toma el lugar de la resistencia y aparece un valor de R , representando de manera sencilla la capacidad de la estructura de disipar energía. Cabe también agregar que de acuerdo con la naturaleza de la demanda sísmica se pueden dar dos tipos de análisis estructural; análisis espectral, si la base del comportamiento estructural esta sujeta a un espectro de demanda, y un análisis de registro histórico, en donde a partir del registro captado de una señal sísmica a lo largo del tiempo se procede a realizar el análisis estructural.

Para llevar a cabo el desarrollo del presente estudio se procederá a realizar un análisis estructural modal espectral al modelo estático, en el rango de comportamiento no lineal, conocido en al ATC-40 como (NSP) Procedimiento Estático No-Lineal. (1)

3.2. METODOS DE MODELIZACION DINAMICA

Para llegar a desarrollar un modelo que represente, lo más cercano posible, el comportamiento real de una estructura, es preciso utilizar una metodología en la modelización dinámica, la cual va a permitir simplificar sus características permitiendo una adecuada reducción en la formulación del modelo matemático y en la reproducción de errores que se generarían al pretender definir un modelo exacto, lo cual sería bastante impracticable por la misma complejidad de sus elementos y de los diferentes materiales, todo esto con el único objetivo de permitir encontrar el cálculo de una respuesta, tal como lo es el nivel de comportamiento de la estructura o punto de desempeño según la metodología aplicada.

Los siguientes son algunos de los métodos, ampliamente desarrollados, de modelización dinámica de estructuras propuestos por Barbat y Cannet (1994), y que pueden emplearse para simplificar las propiedades de la estructura: (3)

1. *Método de las masas concentradas*

Este método supone que la masa estructural se encuentra concentrada en algún punto, previamente seleccionado, esto va de la mano con el número de grados de libertad que se le asignen a cada uno de esos nodos (puntos), es decir el número total de desplazamientos independientes de vibración.

El método propone concentrar la masa en los grados de libertad y considera que durante la vibración esas masas están simulando el efecto de las fuerzas inerciales, luego la masa estructural puede concentrarse en igual proporción en la dirección de los posibles desplazamientos, de acuerdo a los grados de libertad disponibles para el modelo; además se puede ser aun más conservador con este método despreciando la deformación axial de los elementos verticales y asumiendo que la rigidez en las plantas es tal que los desplazamientos de los nodos de un mismo piso son iguales, disminuyendo así el número de grados de libertad de la estructura.

La aplicación de este método requiere de una buena conceptualización y entendimiento del comportamiento dinámico y su eficiencia depende de una buena identificación de los posibles grados de libertad que se tomen.

2. Método de los desplazamientos generalizados

Este método es el más apropiado solo cuando la masa estructural se encuentra uniformemente distribuida a largo de toda la estructura.

En este método los desplazamientos pueden definirse como sigue:

$$U(y,t) = \sum_{i=1}^n \psi_i(y) * \beta_i(t) \quad (\text{Ec.28})$$

Siendo: $U(y,t)$: Los desplazamientos dinámicos

$\psi_i(y)$: Las funciones de forma elementales

$\beta_i(t)$: Las amplitudes dependientes del tiempo

3. Método de los elementos finitos

Este es un método de gran aceptación por ser uno de los métodos que mejor discretización hace de cualquier tipo de estructuras, este ofrece una alternativa más adecuada para modelar sistemas con una geometría irregular, con condiciones de frontera no usuales o de composición heterogénea, la técnica consiste en dividir el dominio de la solución en regiones con formas sencillas, o “elementos”, tomando así a la estructura como un continuo que se sustituirá por un número finito de subdominios interconectados entre sí, por medio de un número de puntos que se denominan nodos (18).

La solución total se genera “ensamblando” las soluciones individuales, teniendo cuidado de asegurar la continuidad de las fronteras entre los elementos.

La función solución que se obtiene se define en valores numéricos solo en los nodos y para obtener la función solución en cualquier otro punto del continuo se hace a través de las funciones de interpolación.

La exactitud de la solución en la aplicación de este método depende del número de elementos utilizados en la discretización del continuo, así como el tipo de funciones de interpolación utilizadas (3)

En la presentación de este estudio, se desarrolla la modelización discreta de una muestra de 10 estructuras empleando el método de las masas concentradas por considerarse un método relativamente sencillo y confiable para llevar a cabo un análisis modal espectral y de esta manera obtener los resultados requeridos; además de ser el método que mejor se acopla con la herramienta disponible para utilizar en el análisis Estático no Lineal, para este caso el Software SAP 2000. Estas estructuras fueron previamente seleccionadas para llevar a cabo este trabajo de modelamiento, las cuales fueron escogidas según una serie de parámetros previamente establecidos como filtro para el proceso de selección y de esta manera llegar al cumplimiento de los objetivos planteados para la realización de este estudio.

Los parámetros que determinaron si un edificio era apto para este estudio o no, fueron parámetros tales como: su localización dentro de la zona 2, según el estudio sismo geotécnico hecho en la ciudad de Bucaramanga por el Ingeominas (5); edificaciones con un número de niveles superior a ocho pisos, construidas bajo la influencia de un sistema de resistencia sísmica tipo pórtico en concreto reforzado, también por ser consideradas edificaciones representativas en la ciudad debido a su configuración estructural y geométrica, además de poseer estructuras de almacenamiento de agua en la parte superior, las cuales serán modeladas mediante la metodología propuesta por G.W. Housner al igual que se modelaran por el método de las masas concentradas, para tener una base y poder concluir sobre la influencia del modelo de Housner en el nivel de desempeño sísmico de cada edificio, el cual es el objetivo del presente estudio.

3.3. DESCRIPCION GENERAL DE LA MUESTRA

En esta sección se presenta la información de una forma general la cual fue recogida a lo largo del desarrollo de este trabajo y la cual se considera es la información necesaria para hacer una adecuada definición de cada uno de los edificios que hacen parte de la muestra, esta información de la cual se obtuvo la configuración geométrica en planta y en altura, se encuentra disponible en planos de detalle en el centro de información del Grupo de Investigación de Materiales y Estructuras, de la Escuela de Ingeniería Civil (INME), además del despiece estructural detallado para cada elemento en los planos estructurales; se hace referencia en otras características que son menos relevantes para

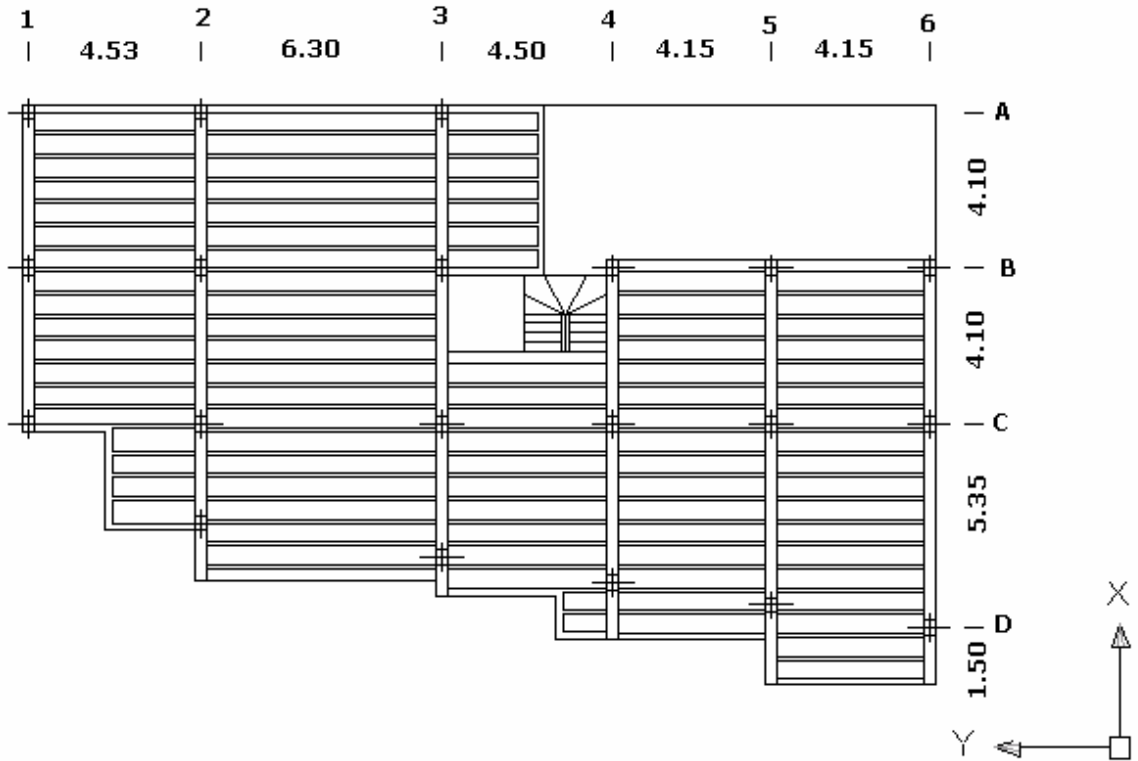
cada edificación, pero que también fueron tenidas en cuenta en el desarrollo de los modelos computacionales y otros datos de información general que describen y caracterizan a cada una de las estructuras con tanque de agua elevado. Además se obtuvo un registro fotográfico de cada edificación, para lograr de esta forma desarrollar en el lector una clara diferenciación con cada uno de los modelos y de esa misma manera llevarlo a una posterior comparación de los resultados esperados en el nivel de desempeño estructural.

3.3.1. DESCRIPCION DETALLADA DE LAS EDIFICACIONES

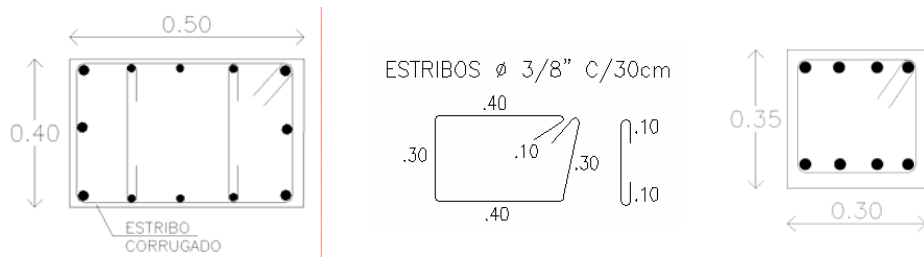
La siguiente información fue obtenida directamente de los planos estructurales y arquitectónicos de cada proyecto, siendo seleccionados por satisfacer los requerimientos exigidos del presente proyecto de investigación y por ser considerados representativos del Area Metropolitana de Bucaramanga, para el desarrollo y cumplimiento de este objetivo se consultaron diferentes centros que en la ciudad poseen este tipo de información, centros tales como las Curadurías Urbanas, la oficina de Planeación de la Alcaldía de la Ciudad y en otros casos como obras en proceso de construcción donde la información la suministró el ingeniero residente.

MODELO N° 1. EDIFICIO COOPMAGISTERIO X
CONFIGURACION GEOMETRICA Y ESTRUCTURAL

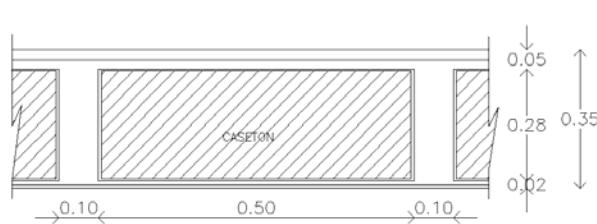
• **PLANTA ESTRUCTURAL**



• **COLUMNAS Y VIGAS TIPO**



• **CORTE DE LA PLACA**



INFORMACION GENERAL

EDIFICIO COOPMAGISTERIO X

Dirección: Calle 36#21-15 Centro

Número de Pisos: 10

Pisos Locales y oficinas: 2

Altura Entrepiso: 2.8 mts

Periodo Fundamental: 2.084 seg.

Coefficiente de Importancia (I): 1.00

Perfil de Suelo: Zona 2



Figura (3.2) Foto Edificio Coopmagisterio X

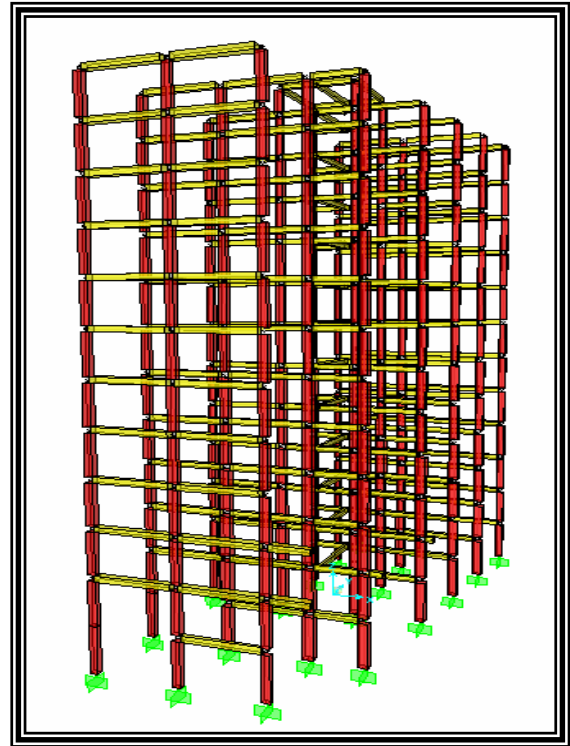


Figura (3.1) Modelo 3D- Coopmagisterio X

Año de Construcción: 1976

Fuente: Planeación Alcaldía-B/ga.

Especificación de los Materiales:

$f'c$: 21 MPa

$f'y$: 420 MPa

Área Construida: 280 m²

Placa: Aligerada, Armada en una dirección.

Sistema de Resistencia Sísmica:
Pórticos Transversales en una dirección.

Tipo de Uso: Vivienda y oficinas

**DESCRIPCION GEOMETRICA Y DINAMICA DEL TANQUE
EDIFICIO COOPMAGISTERIO X**

MODELO MECANICO HOUSNER:

Masa Impulsiva (m_i): 8.32 Ton

Masa Convectiva (m_c): 11.798 Ton

Altura Impulsiva (Z_i): 1.96 m

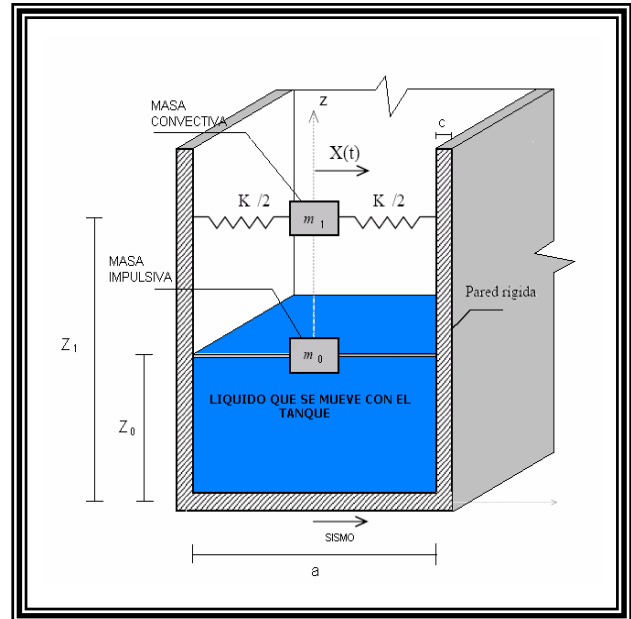
Altura Convectiva (Z_c): 2.20 m

Nivel base del tanque: 35.40 m

Dirección del Movimiento: X

Parámetros: $\alpha = 1.33 \quad \beta = 2$

Rigidez del Resorte (k): 12.11 Ton/m



Modelo Mecánico G.W. Housner



Figura (3.3) Foto Tanque Elevado Coopmagisterio

**DIMENSIONES TANQUE DE AGUA
ELEVADO:**

Dimensión X: 5.00 m

Dimensión Y: 2.25 m

Altura de agua (h_t): 1.80 m

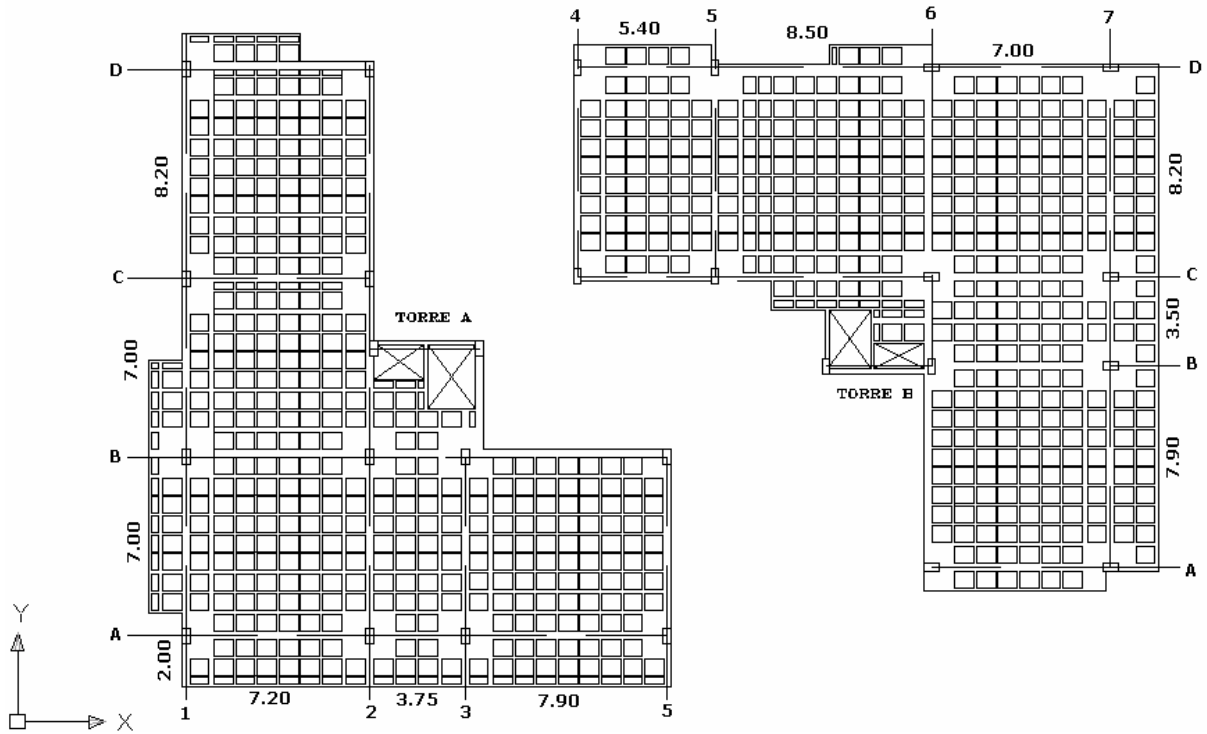
Volumen: 20 m³

Espesor Paredes (c): 0.20 m.

**Sistema de Apoyo:
Columnas y Vigas.**

MODELO N° 2. EDIFICIO COOPMAGISTERIO XI (FAVUIS)
CONFIGURACION GEOMETRICA Y ESTRUCTURAL

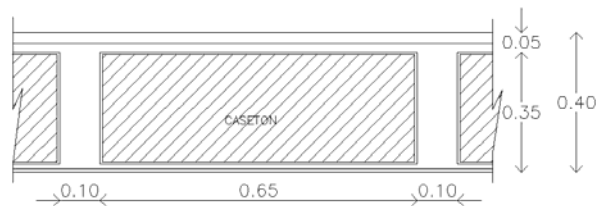
• **PLANTA ESTRUCTURAL**



• **COLUMNAS Y VIGAS TIPO**



• **CORTE DE LA PLACA**



INFORMACION GENERAL

EDIFICIO COOPMAGISTERIO XI (FAVUIS)

Dirección: Cra 24#36-63 Centro

Número de Pisos:

Torre A: 11

Torre B: 13-15

Semisótanos: 1

Altura Entrepiso: 2.8 mts

Periodo Fundamental: 3.59 seg.

Coefficiente de Importancia (I): 1.00

Perfil de Suelo: Zona 2



Figura (3.4). Modelo 3D Favuis



Figura (3.5). Foto Edificio Favuis

Año de Construcción: 1978

Fuente: Planeación Urbana

Especificación de los Materiales:

f'_c : 21 MPa

f'_y : 420 MPa

Área Construida: 752.64 m²

Placa: Aligerada, Armada en dos direcciones.

Sistema de Resistencia Sísmica:

Columnas con Vigas Capitel.

Tipo de Uso: Vivienda y locales

**DESCRIPCION GEOMETRICA Y DINAMICA DEL TANQUE
EDIFICIO COOPMAGISTERIO XI (FAVUIS):**

MODELO MECANICO HOUSNER:

Masa Impulsiva (m_i): 2.71 Ton.

Masa Convectiva (m_c): 0.86 Ton.

Altura Impulsiva (Z_i): 1.12 m

Altura Convectiva (Z_c): 1.84 m

Nivel base del tanque:

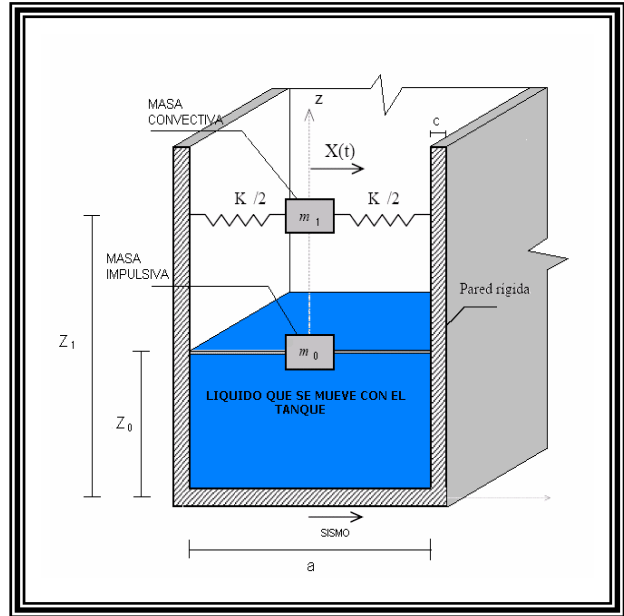
Torre A: 33.6 m

Torre B: 44.80 m

Dirección del movimiento: X

Parámetros: $\alpha = 1.33$ $\beta = 2$

Rigidez Resorte (k): 23.23Ton/m



Modelo Mecánico G.W. Housner



Figura (3.6). Foto Tanque Favuis.

DIMENSIONES TANQUE DE AGUA ELEVADO:

Dimensión X: 4.15 m

Dimensión Y: 3.5 m

Altura de agua (h_t): 2.25 m

Volumen: 32.68 m³

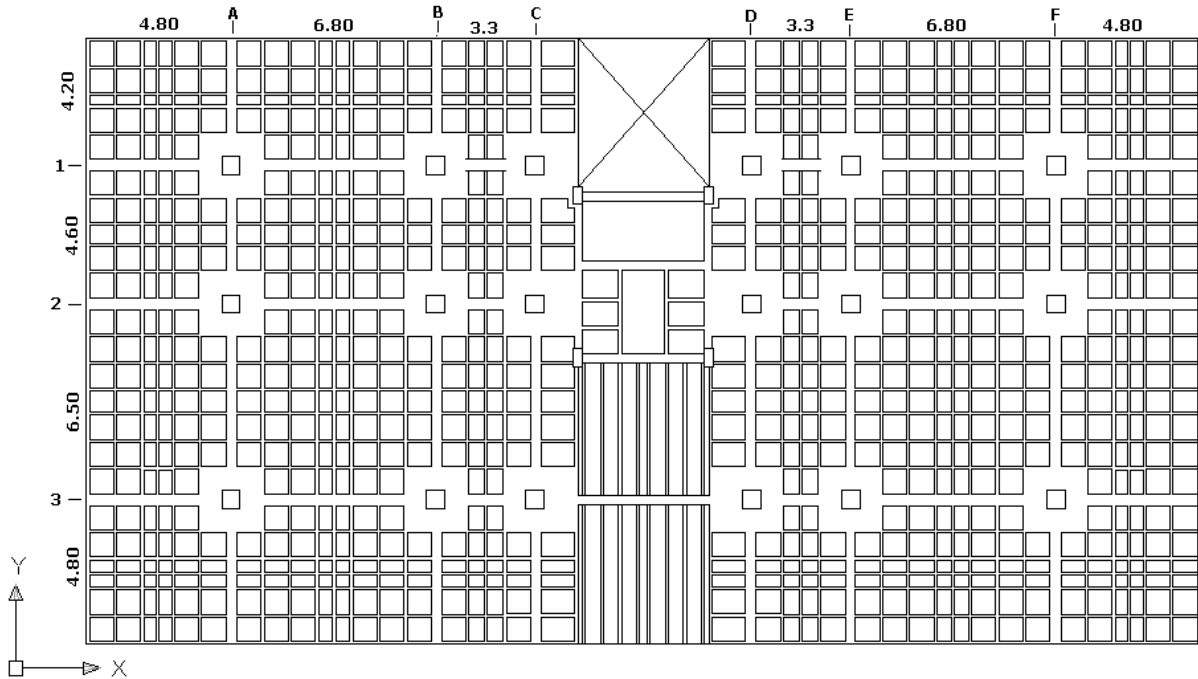
Espesor Paredes (c): 0.20 m

Sistema de Apoyo: Columnas y Vigas.

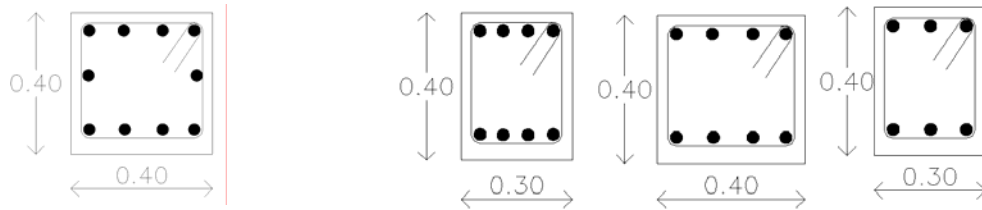
MODELO N° 3. EDIFICIO EL PUENTE

CONFIGURACION GEOMETRICA Y ESTRUCTURAL

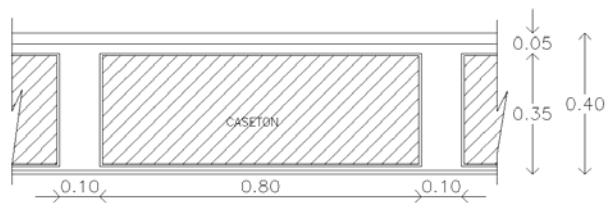
- PLANTA ESTRUCTURAL



- COLUMNAS Y VIGAS TIPO



- CORTE DE LA PLACA



INFORMACION GENERAL

EDIFICIO EL PUENTE

Dirección: Cra 28#48-21 Sotomayor.

Número de Pisos: 10

Semisótanos: 1

Altura Entrepiso: 2.8 mts

Periodo Fundamental: 2.42 seg.

Coefficiente de Importancia (I): 1.00

Perfil de Suelo: Zona 2

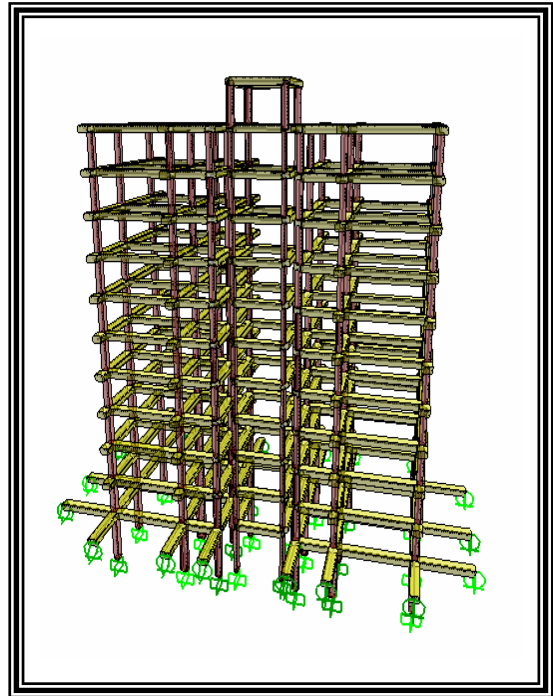


Figura (3.7). Modelo 3D El Puente



Figura (3.8). Foto Edificio El Puente

Año de Construcción: 1984

Fuente: Planeación Urbana

Especificación de los Materiales:

f'_c : 21 MPa

f'_y : 420 MPa

Área Construida: 722.715 m²

Placa: Aligerada, Armada en dos direcciones.

Sistema de Resistencia Sísmica: Columnas con Vigas Capitel.

Tipo de Uso: Vivienda

**DESCRIPCION GEOMETRICA Y DINAMICA DEL TANQUE
EDIFICIO EL PUENTE**

MODELO MECANICO HOUSNER:

Masa Impulsiva (m_i): 6.605 Ton

Masa Convectiva (m_c): 8.318 Ton

Altura Impulsiva (Z_i): 1.6 m

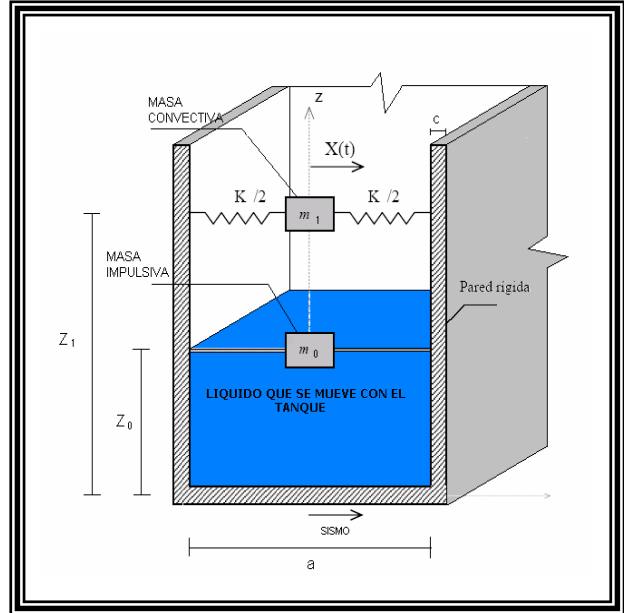
Altura Convectiva (Z_c): 1.789 m

Nivel base del tanque: 30.80 m

Dirección del movimiento: X

Parámetros: $\alpha = 1.33$ $\beta = 2$

Rigidez Resorte (k): 10.76 Ton/m



Modelo Mecánico G.W Housner



Figura (3.9). Foto Tanque EL Puente.

**DIMENSIONES TANQUE DE AGUA
ELEVADO:**

Dimensión X: 4.10 m

Dimensión Y: 2.25 m

Altura de agua (h_t): 1.60 m

Volumen: 14.76 m³

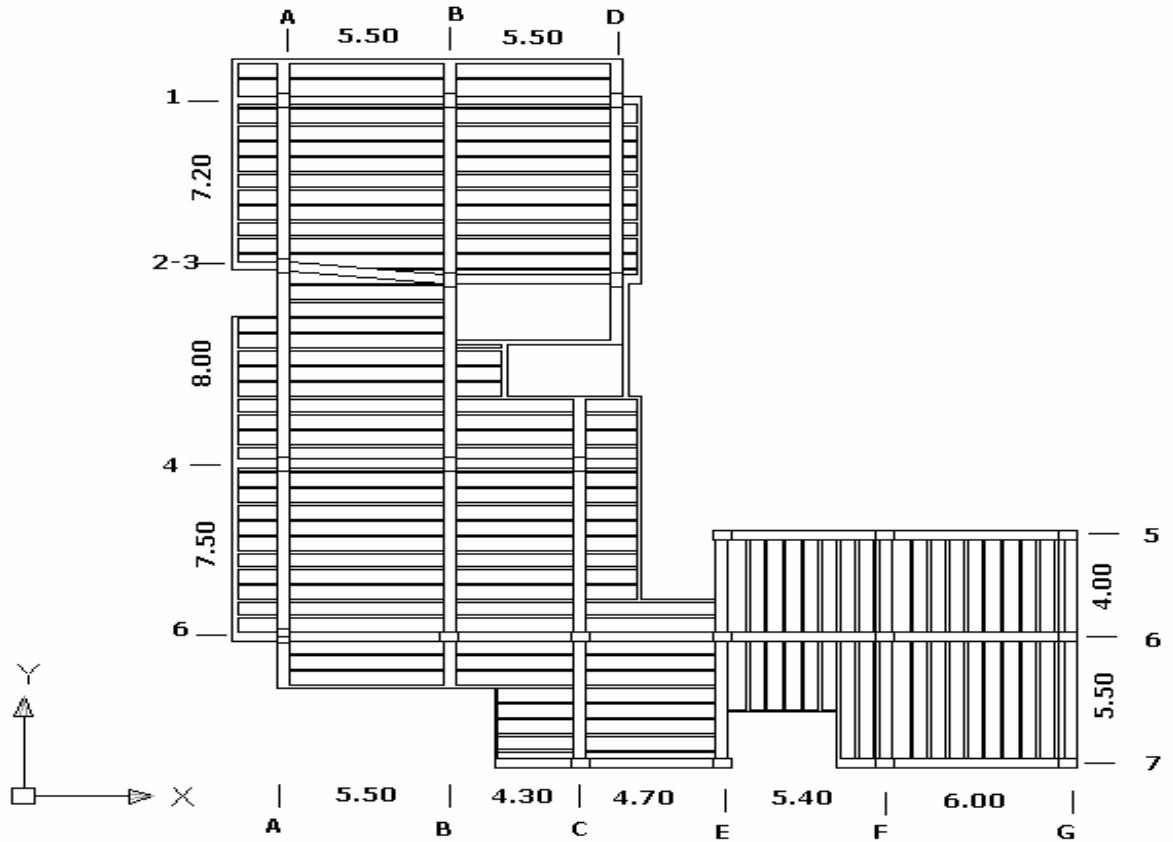
Espesor Paredes (c): 0.25 m

Sistema de Apoyo: Columnas y Vigas.

MODELO N° 4. EDIFICIO FUENCARRALL

CONFIGURACION GEOMETRICA Y ESTRUCTURAL

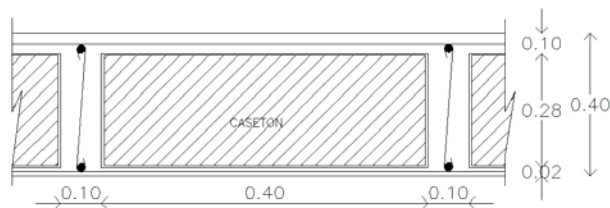
- PLANTA ESTRUCTURAL



- COLUMNAS Y VIGAS TIPO



- CORTE DE LA PLACA



INFORMACION GENERAL
EDIFICIO FUENCARRALL

Dirección: Cra 28#47-77 Sotomayor.

Número de Pisos: 10

Semisótanos: 2

Altura Entrepiso: 2.9 mts

Periodo Fundamental: 3.95 seg.

Coefficiente de Importancia (I): 1.00

Perfil de Suelo: Zona 2

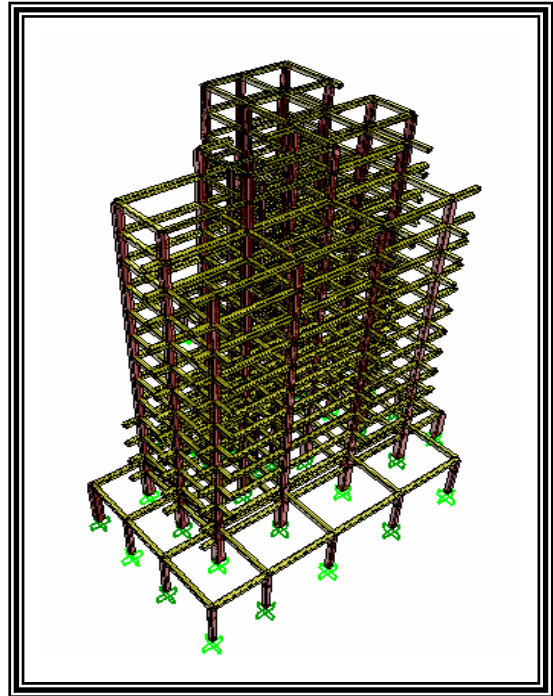


Figura (3.10). Modelo 3D Fuencarrall



Figura (3.11) Foto Edificio Fuencarrall

Año de Construcción: 1986

Fuente: Planeación Urbana

Especificación de los Materiales:

$f'c$: 21 MPa

$f'y$: 420 MPa

Área Construida: 555.34 m²

Placa: Aligerada, Armada en una dirección.

Sistema de Resistencia Sísmica:
Pórtico Resistente a momentos

Tipo de Uso: Vivienda

**DESCRIPCION GEOMETRICA Y DINAMICA DEL TANQUE
EDIFICIO FUENCARRALL**

MODELO MECANICO HOUSNER:

Masa Impulsiva (m_i): 16.65 Ton

Masa Convectiva (m_c): 15.16 Ton

Altura Impulsiva (Z_i): 1.304 m

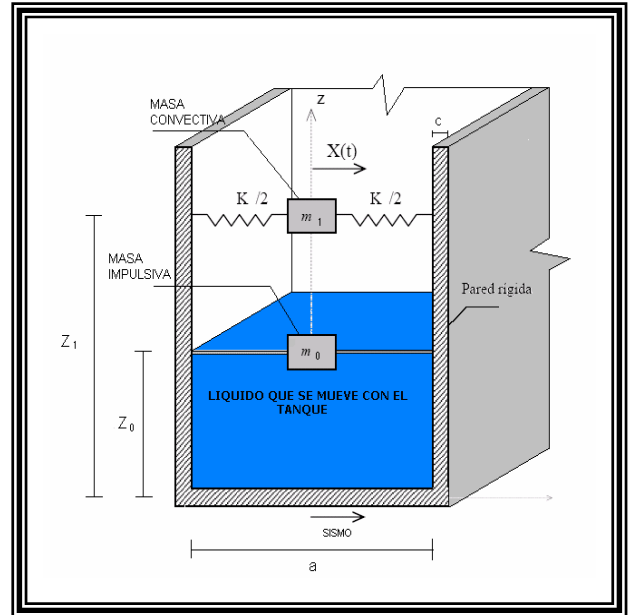
Altura Convectiva (Z_c): 1.4815 m

Nivel base del tanque: 40.15 m

Dirección del movimiento: X

Parámetros: $\alpha = 1.33$ $\beta = 2$

Rigidez Resorte (k): 26.63 Ton/m



Modelo Mecánico G.W Housner



Figura (3.12). Foto Tanque Fuencarrall.

**DIMENSIONES TANQUE DE AGUA
ELEVADO:**

Dimensión X: 3.30 m

Dimensión Y: 6.00 m

Altura de agua (h_t): 1.60 m

Volumen: 31 m³

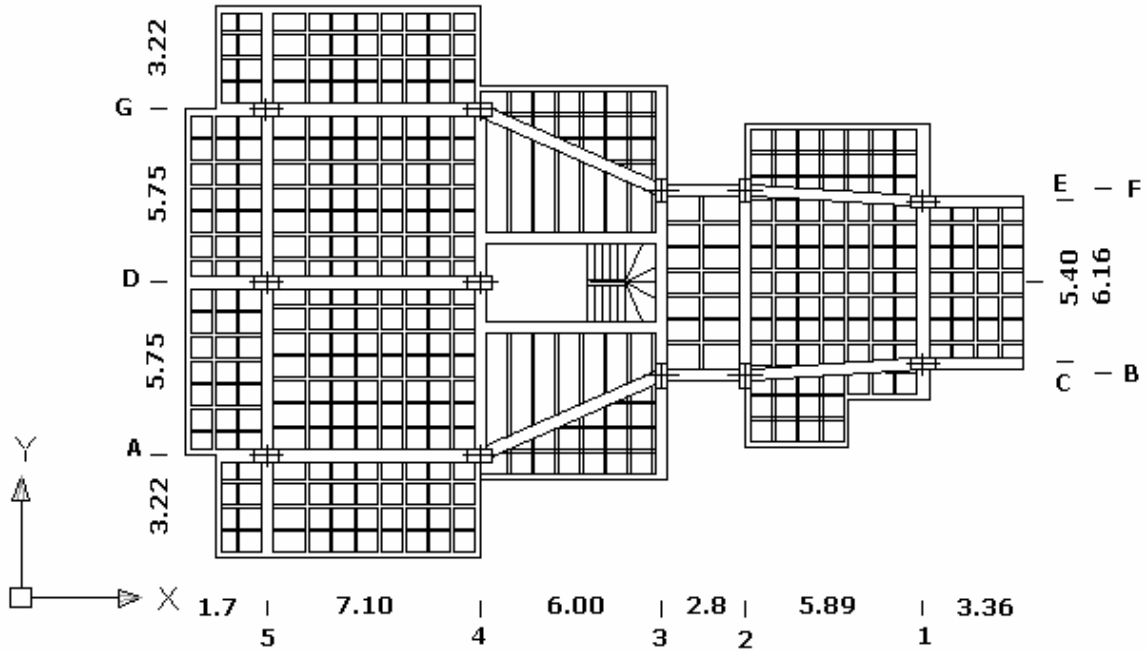
Espesor Paredes (c): 0.20 m

Sistema de Apoyo: Columnas y Vigas.

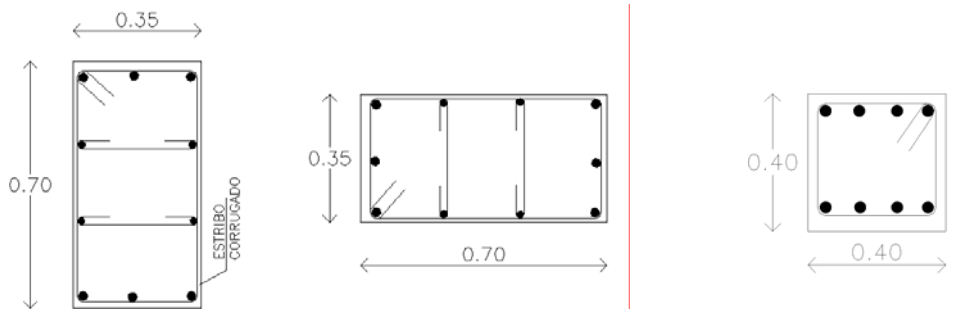
MODELO N° 5. EDIFICIO PRISMA

CONFIGURACION GEOMETRICA Y ESTRUCTURAL

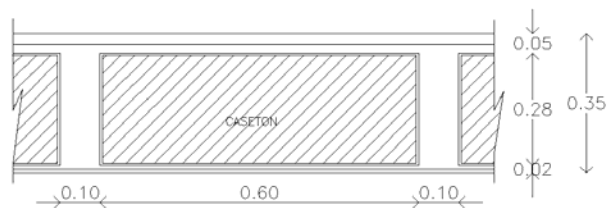
- PLANTA ESTRUCTURAL



- COLUMNAS Y VIGAS TIPO



- CORTE DE LA PLACA



INFORMACION GENERAL

EDIFICIO PRISMA

Dirección: Cra. 28 N° 54-28

Número de Pisos: 14

Semisótanos: 4

Altura Entrepiso: 2.8 mts

Periodo Fundamental: 4.88 seg.

Coeficiente de Importancia (I): 1.00

Perfil de Suelo: Zona 2

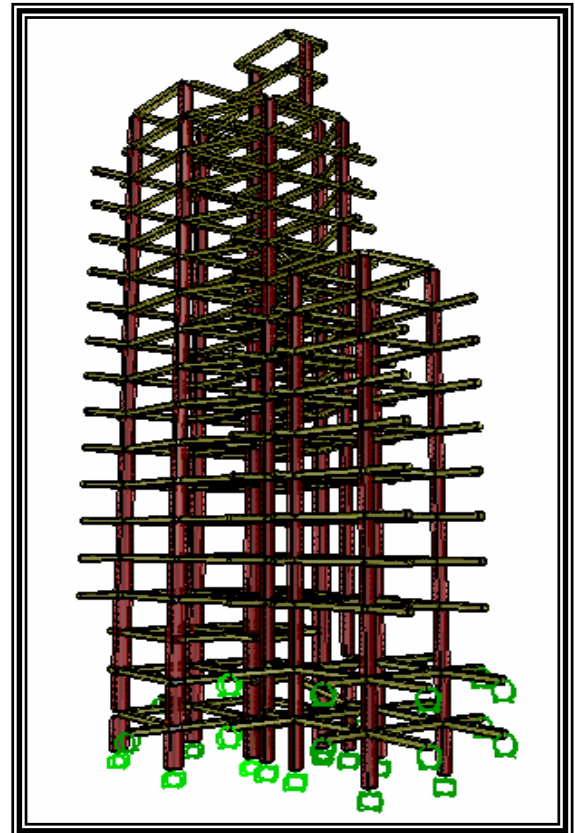


Figura (3.13) Modelo 3D- Prisma



Figura (3.14). Foto Edificio Prisma

Año de Construcción: 1991

Fuente: Planeación – Alcaldía-B/ga.

Especificación de los Materiales:

f'c: 21 MPa Vigas

f'c: 28 MPa Columnas

f'y: 420 MPa

Área Construida: 380 m²

Placa: Aligerada, Armada en dos dirección.

Sistema de Resistencia Sísmica:
Pórtico Resistente a momentos

DESCRIPCION GEOMETRICA Y DINAMICA DEL TANQUE

EDIFICIO PRISMA

MODELO MECANICO HOUSNER:

Masa Impulsiva (m_i): 11.216 Ton

Masa Convectiva (m_c): 20.591 Ton

Altura Impulsiva (Z_i): 2.3697 Ton

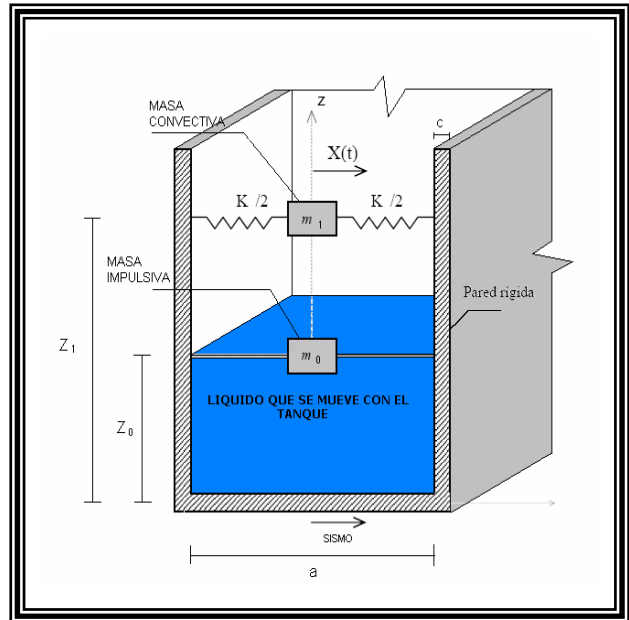
Altura Convectiva (Z_c): 2.778 Ton

Nivel base del tanque: 42 m

Dirección del Movimiento: X

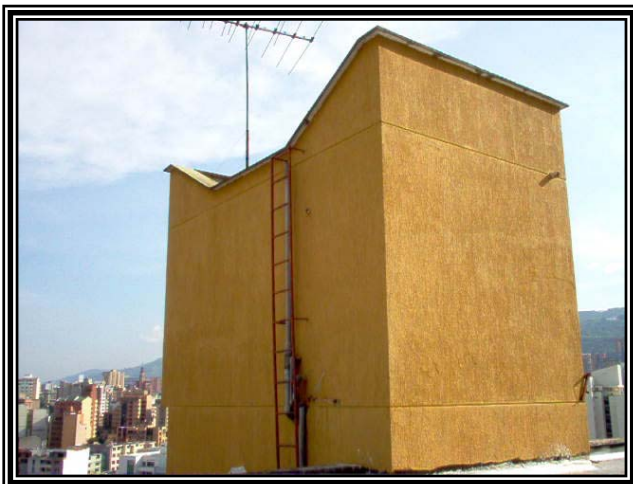
Parámetros: $\alpha = 1.33$ $\beta = 2$

Rigidez del Resorte (k): 16.16 Ton/m



Modelo Mecánico G.W. Housner

DIMENSIONES TANQUE DE AGUA ELEVADO:



Dimensión X: 6.00 m

Dimensión Y: 3.00 m

Altura de agua (h_t): 1.80 m

Volumen: 32 m³

Espesor Paredes (c): 0.20 m.

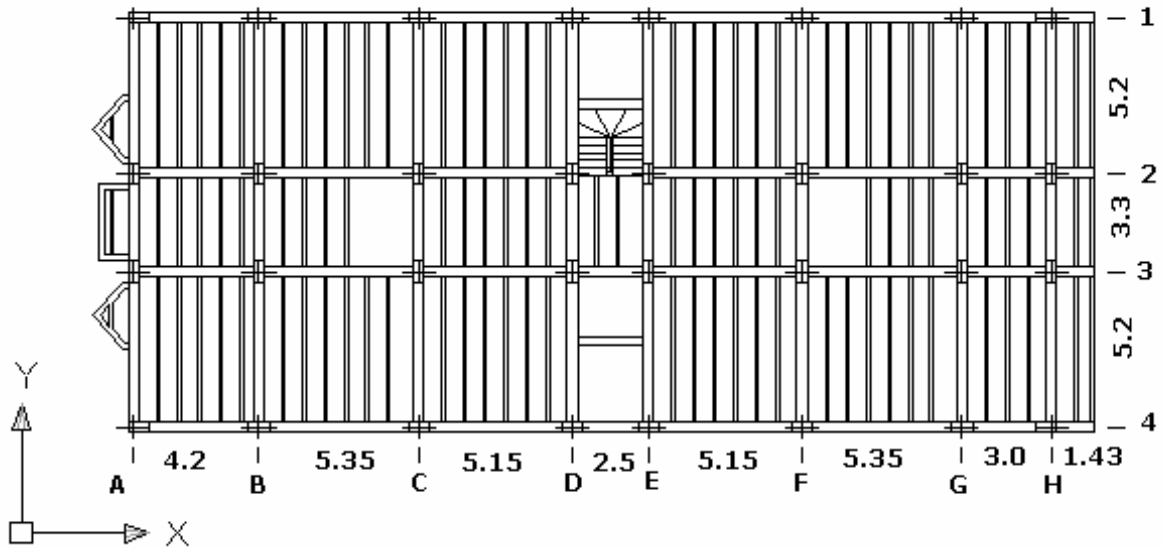
Sistema de Apoyo: Columnas y Vigas.

Figura (3.15). Foto Tanque Elevado Edificio Prisma

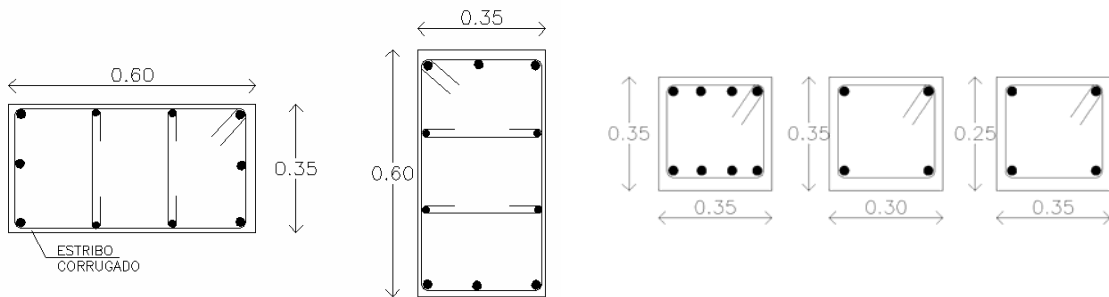
MODELO N° 6. EDIFICIO CASANDRA

CONFIGURACION GEOMETRICA Y ESTRUCTURAL

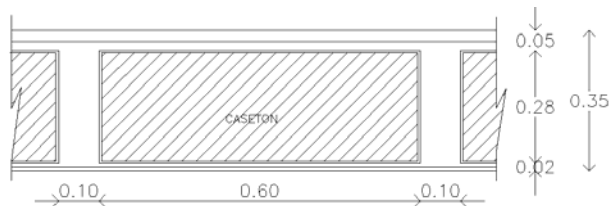
- PLANTA ESTRUCTURAL



- COLUMNAS Y VIGAS TIPO



- CORTE DE LA PLACA



INFORMACION GENERAL
UNIDAD RESIDENCIAL CASANDRA

Dirección: Calle 35 N° 28-56

Número de Pisos: 10

Semisótanos: 1

Altura Entrepiso: 2.8 mts

Periodo Fundamental: 2.24 seg.

Coefficiente de Importancia (I): 1.00

Perfil de Suelo: Zona 2

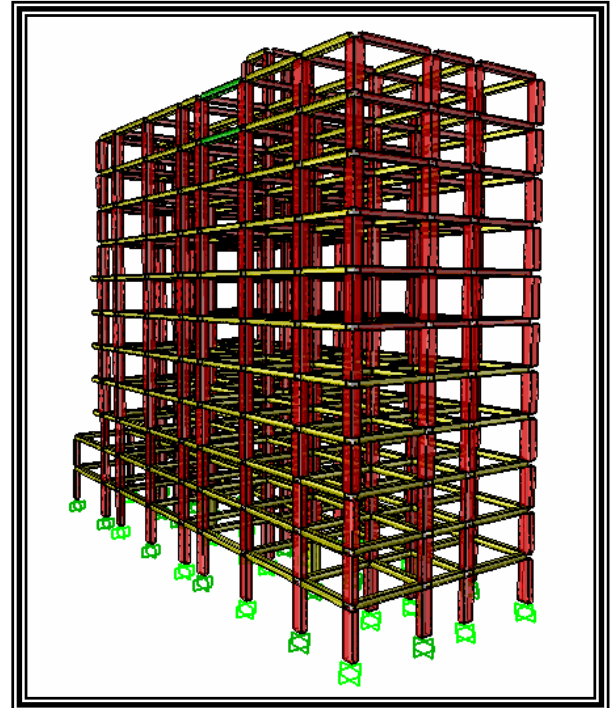


Figura (3.16) Modelo 3D- Casandra

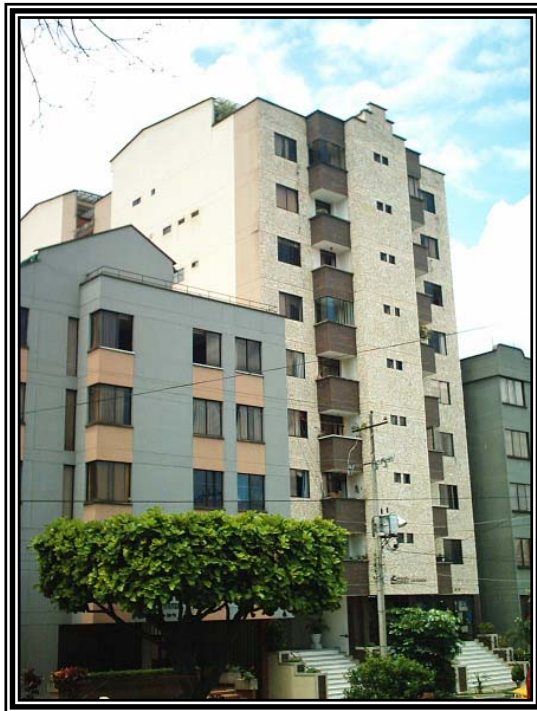


Figura (3.17). Foto Edificio Casandra

Año de Construcción: 1996

Fuente: Curaduría Urbana N° 1.

Especificación de los Materiales:

f'c: 21 MPa Vigas

f'y: 420 MPa

Área Construida: 510 m²

Placa: Aligerada, Armada en dos dirección.

Sistema de Resistencia Sísmica:
Pórtico Resistente a momentos

Tipo de Uso: Vivienda

DESCRIPCION GEOMETRICA Y DINAMICA DEL TANQUE EDIFICIO CASANDRA

MODELO MECANICO HOUSNER:

Masa Impulsiva (m_i): 10.234 Ton

Masa Convectiva (m_c): 5.53 Ton

Altura Impulsiva (Z_0): 1.0768 m

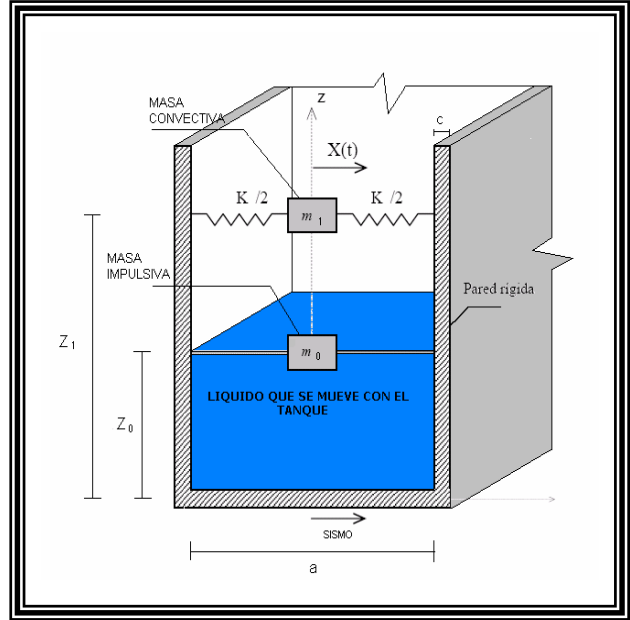
Altura Convectiva (Z_1): 1.4092 m

Nivel base del tanque: 34.60 m

Dirección del Movimiento: X

Parámetros: $\alpha = 1.33$ $\beta = 2$

Rigidez del Resorte (K): 12.96 Ton/m



Modelo Mecánico G.W Housner

DIMENSIONES TANQUE DE AGUA ELEVADO:



Figura (3.18). Foto Tanque Elevado Casandra.

Dimensión X: 2.55 m

Dimensión Y: 3.30 m

Altura de agua (ht): 1.75 m

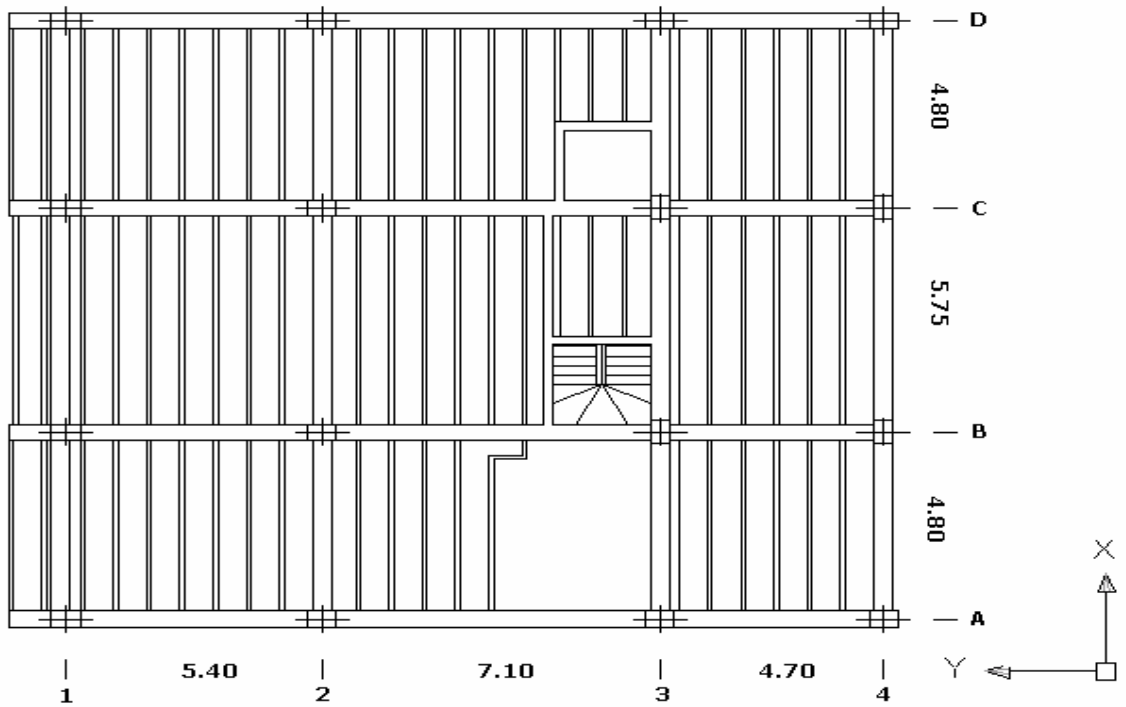
Volumen: 15 m³

Espesor Paredes (c): 0.15 m

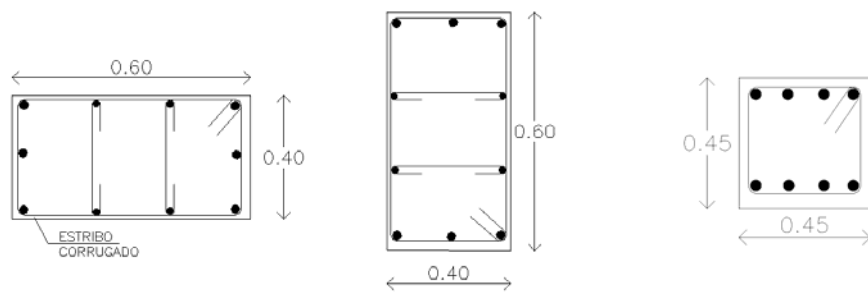
Sistema de Apoyo: Columnas y Vigas.

MODELO N° 7. EDIFICIO POZUELO DE ALARCON
CONFIGURACION GEOMETRICA Y ESTRUCTURAL

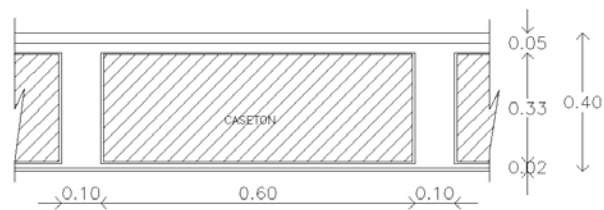
• **PLANTA ESTRUCTURAL**



• **COLUMNAS Y VIGAS TIPO**



• **CORTE DE LA PLACA**



INFORMACION GENERAL

POZUELO DE ALARCON

Dirección: Calle 53#22-21 B. Sotomayor

Número de Pisos: 8

Semisótanos: 1

Altura Entrepiso: 2.8 mts.

Periodo Fundamental: 2.10 seg.

Coefficiente de Importancia (I): 1.00

Perfil de Suelo: Zona 2

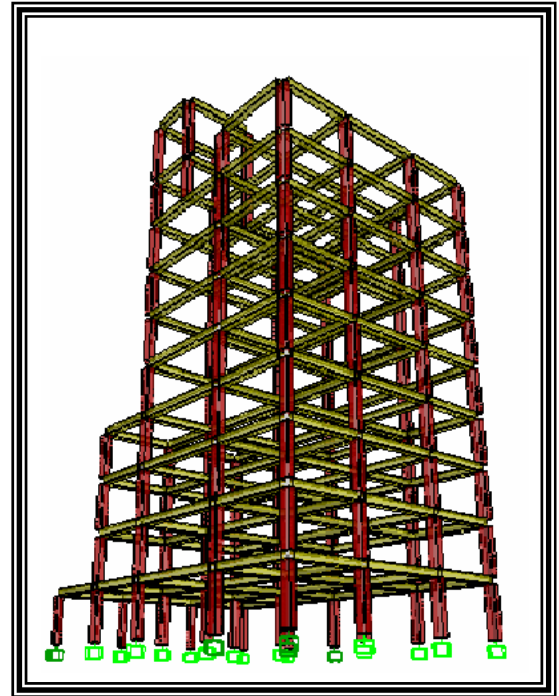


Figura (3.19) Modelo 3D- Pozuelo



Figura (3.20) Foto Edificio Pozuelo de Alarcón

Año de Construcción: 2003

Fuente: Curaduría Urbana N° 1.

Especificación de los Materiales:

f'_c : 21 MPa

f_y : 420 MPa

Área Construida: 398 m²

Placa: Aligerada, Armada en una dirección.

Sistema de Resistencia Sísmica: Pórtico Resistente a momentos

Tipo de Uso: Vivienda

**DESCRIPCION GEOMETRICA Y DINAMICA DEL TANQUE
EDIFICIO POZUELO DE ALARCON**

MODELO MECANICO HOUSNER:

Masa Impulsiva (m_i): 13.77 Ton

Masa Convectiva (m_c): 13.69 Ton

Altura Impulsiva (Z_i): 1.38 m

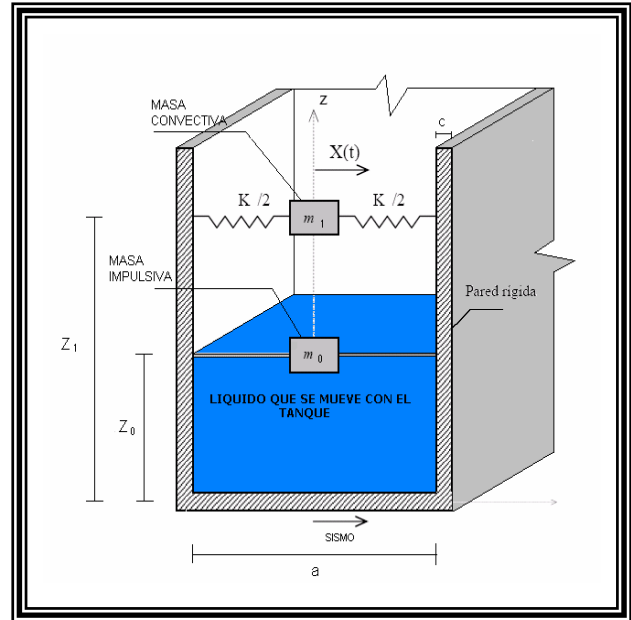
Altura Convectiva (Z_c): 1.55 m

Nivel base del tanque: 31.00 m

Dirección del Movimiento: X

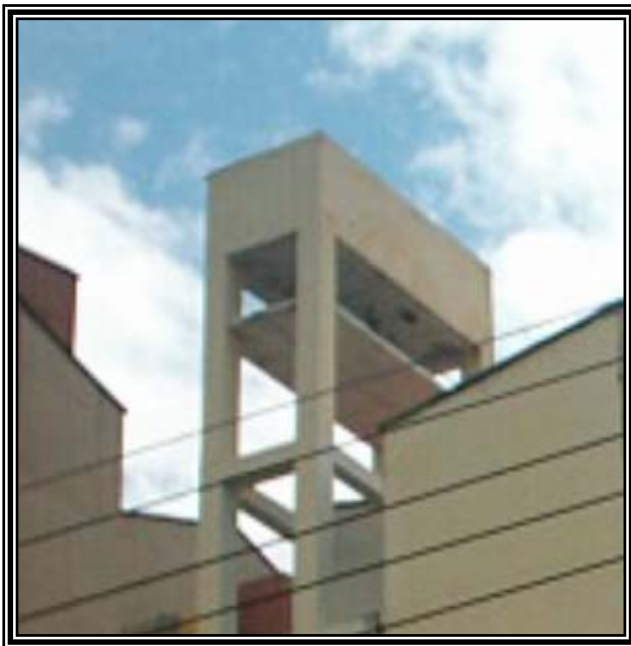
Parámetros: $\alpha = 1.33$ $\beta = 2$

Rigidez del Resorte (k): 21.90 Ton/m



Modelo Mecánico G.W. Housner

DIMENSIONES TANQUE DE AGUA ELEVADO:



Dimensión X: 3.50 m

Dimensión Y: 4.80 m

Altura de agua (h_t): 1.60 m

Volumen: 26.88 m³

Espesor Paredes (c): 0.15 m.

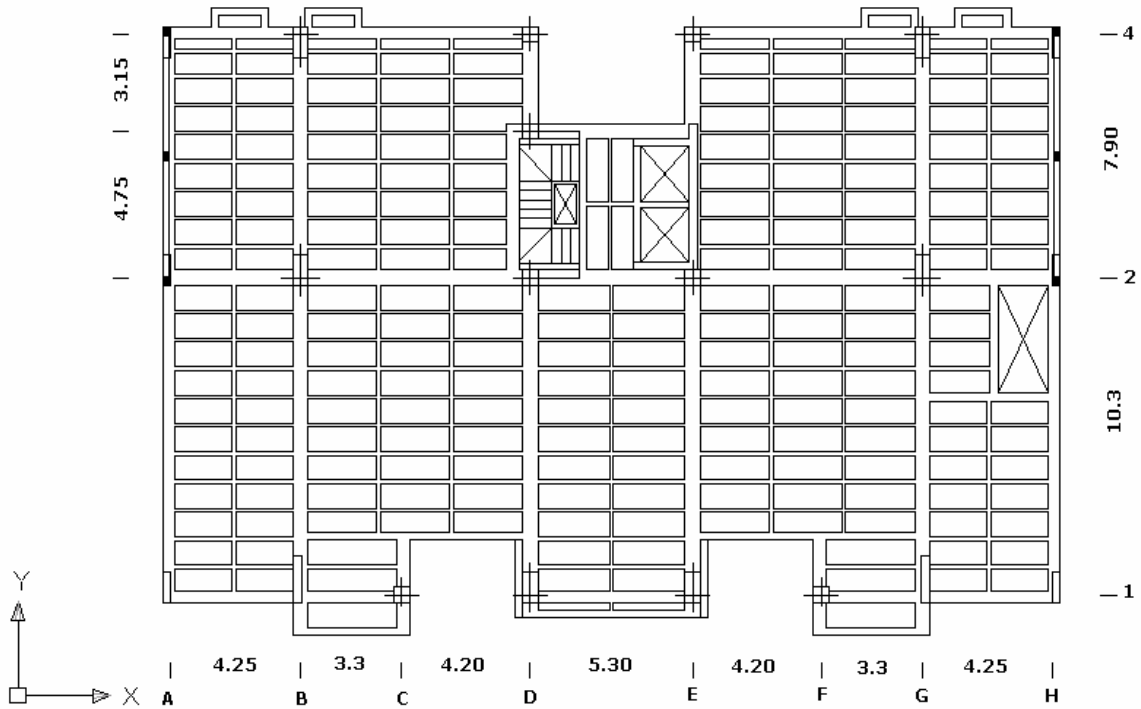
Sistema de Apoyo: Columnas y Vigas.

Figura (3.21) Foto Tanque Elevado Pozuelo de Alarcón

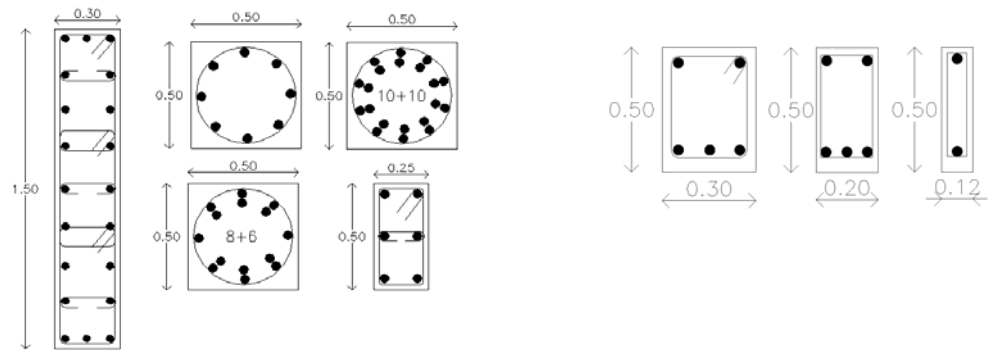
MODELO N° 8. EDIFICIO TORREON DE LA SIERRA

CONFIGURACION GEOMETRICA Y ESTRUCTURAL

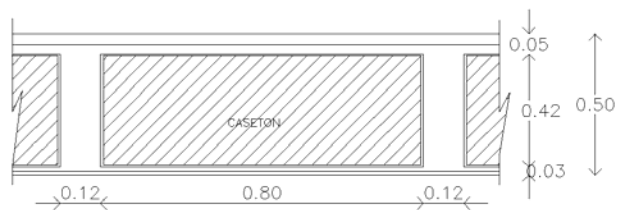
- PLANTA ESTRUCTURAL



- COLUMNAS Y VIGAS TIPO



- CORTE DE LA PLACA



INFORMACION GENERAL
EDIFICIO TORREON DE LA SIERRA

Dirección: Cra 38#46-64

Número de Pisos: 12

Semisótanos: 5

Altura Entrepiso: 2.9 mts.

Periodo Fundamental: 4.21 seg.

Coefficiente de Importancia (I): 1.0

Perfil de Suelo: Zona 2

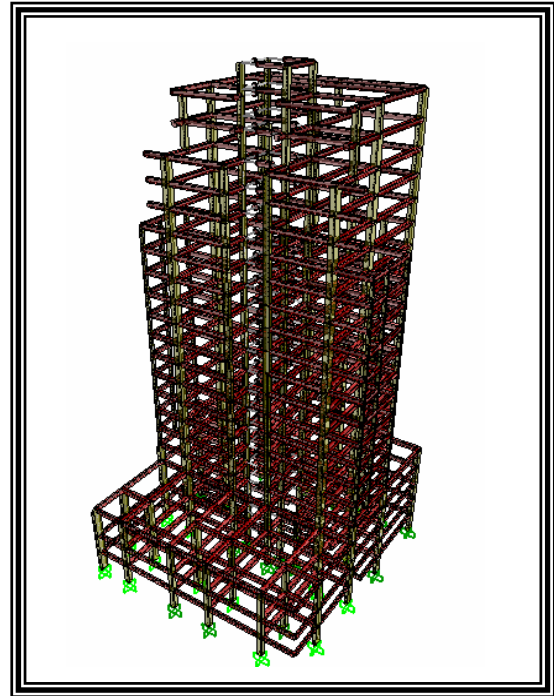


Figura (3.22) Modelo 3D Torreón



Figura (3.23) Foto Edificio Torreón

Año de Construcción: 2005

Fuente: Ingeniero Residente.

Especificación de Los Materiales:

f'_c : 21 MPa y 28 MPa Columnas y placas

f_y : 420 MPa.

Área Construida: 871.36 m²

Placa: Aligerada, armada en una dirección.

Sistema de Resistencia Sísmica:
Pórtico Resistente a momentos

**DESCRIPCION GEOMETRICA Y DINAMICA DEL TANQUE
EDIFICIO TORREON DE LA SIERRA.**

MODELO MECANICO HOUSNER:

Masa Impulsiva (m_i): 5.58 Ton

Masa Convectiva (m_c): 18.68 Ton

Altura Impulsiva (Z_i): 2.152 m

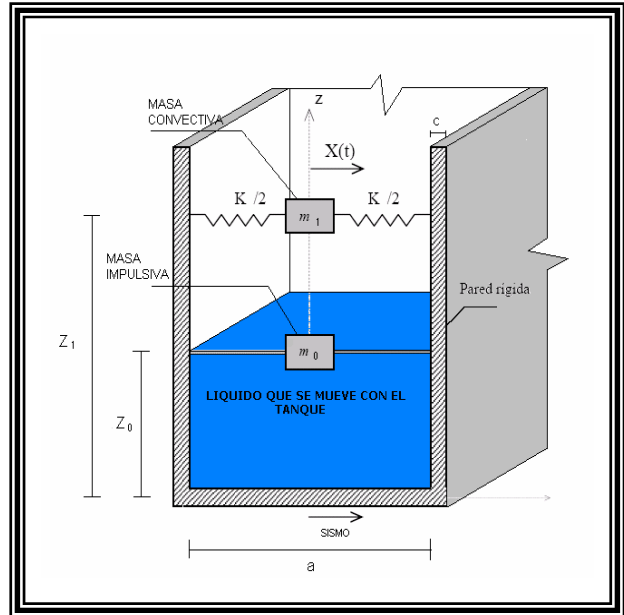
Altura Convectiva (Z_c): 3.231 m

Nivel base del tanque: 67.80 m

Dirección del movimiento: X

Parámetros: $\alpha = 1.33$ $\beta = 2$

Rigidez Resorte (k): 11.83 Ton/m



Modelo Mecánico G.W Housner



Figura (3.24) Tanque Torreón de la Sierra.

**DIMENSIONES TANQUE DE AGUA
ELEVADO:**

Dimensión X: 5.30 m

Dimensión Y: 4.75 m

Altura de agua (ht): 1.00 m

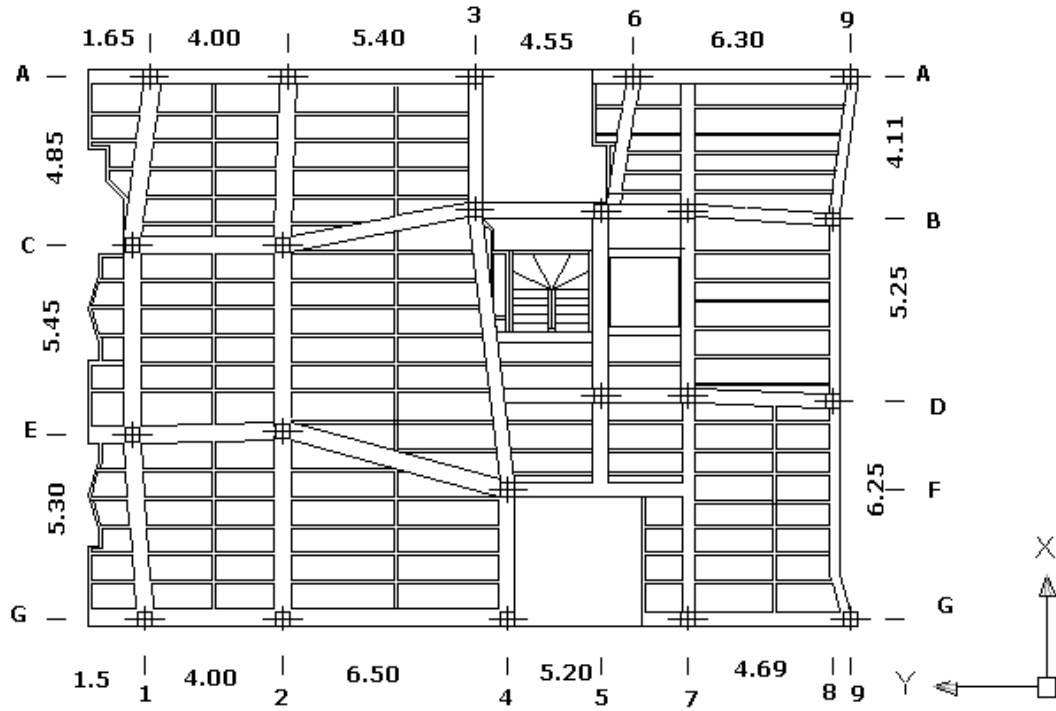
Volumen: 25.18 m³

Espesor Paredes (c): 0.20 m

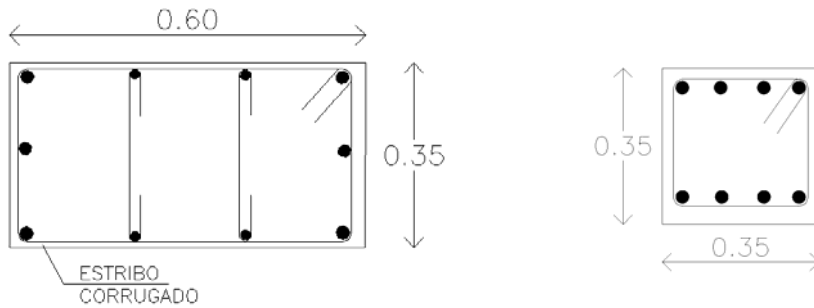
Sistema de Apoyo: Columnas y Vigas y pantallas Zona Rígida.

MODELO N° 9. EDIFICIO CHIRANUE
CONFIGURACION GEOMETRICA Y ESTRUCTURAL

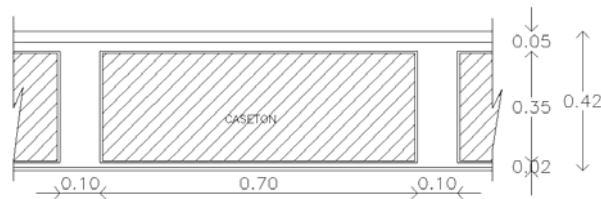
• **PLANTA ESTRUCTURAL**



• **COLUMNAS Y VIGAS TIPO**



• **CORTE DE LA PLACA**



INFORMACION GENERAL
EDIFICIO CHIRANUE

Dirección: Cra. 48#28-20

Número de Pisos: 12

Semisótanos: 5

Altura Entrepiso: 2.7 mts

Periodo Fundamental: 2.057 seg.

Coeficiente de Importancia (I): 1.00

Perfil de Suelo: Zona 2

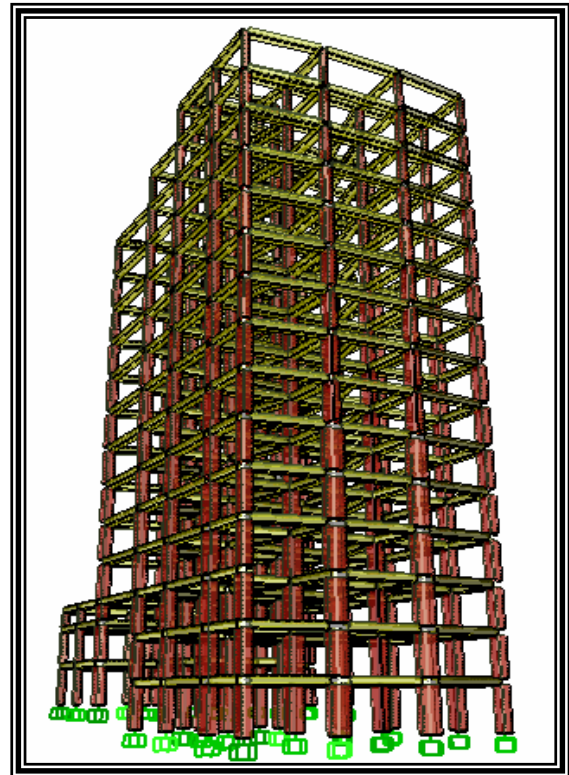


Figura (3.25) Modelo 3D - Chiranue



Figura (3.26) Foto Edificio Chiranue

Año de Construcción: 2005

Fuente: Arquitecto Residente.

Especificación de los Materiales:

$f'c$: 21 MPa

$f'y$: 420 MPa

Área Construida: 445 m²

Placa: Aligerada, Armada en una dirección.

Sistema de Resistencia Sísmica:

Pórtico Resistente a momentos

Tipo de Uso: Vivienda

DESCRIPCION GEOMETRICA Y DINAMICA DEL TANQUE EDIFICIO CHIRANUE

MODELO MECANICO HOUSNER:

Masa Impulsiva (m_i): 12.22 Ton

Masa Convectiva (m_c): 8.55 Ton

Altura Impulsiva (Z_0): 1.05 m

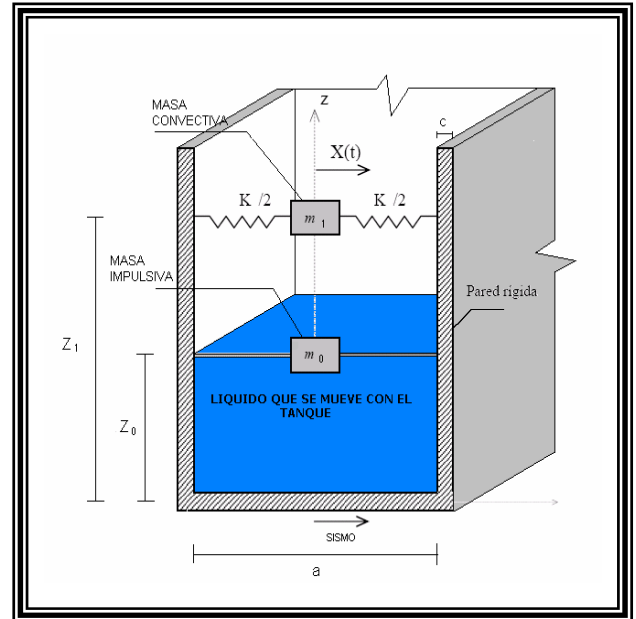
Altura Convectiva (Z_1): 1.264 m

Nivel base del tanque: 39.15 m

Dirección del Movimiento: X

Parámetros: $\alpha = 1.33$ $\beta = 2$

Rigidez del Resorte (k): 20.07 Ton/m



Modelo Mecánico G.W. Housner

DIMENSIONES TANQUE DE AGUA ELEVADO:



Dimensión X: 2.6 m

Dimensión Y: 5.3 m

Altura de agua (h_t): 1.50 m

Volumen: 20 m³

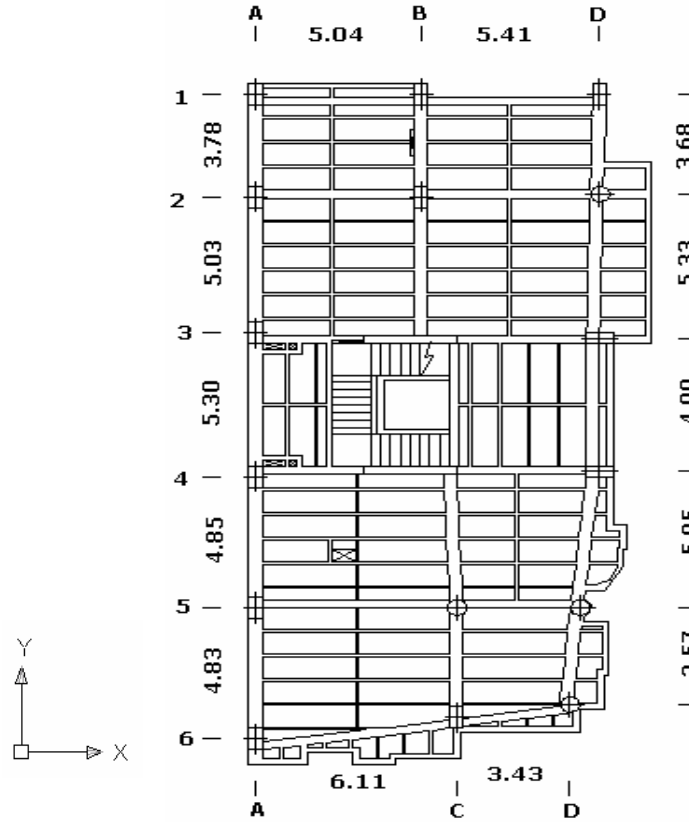
Espesor Paredes (c): 0.15 m.

Sistema de Apoyo: Columnas y Vigas.

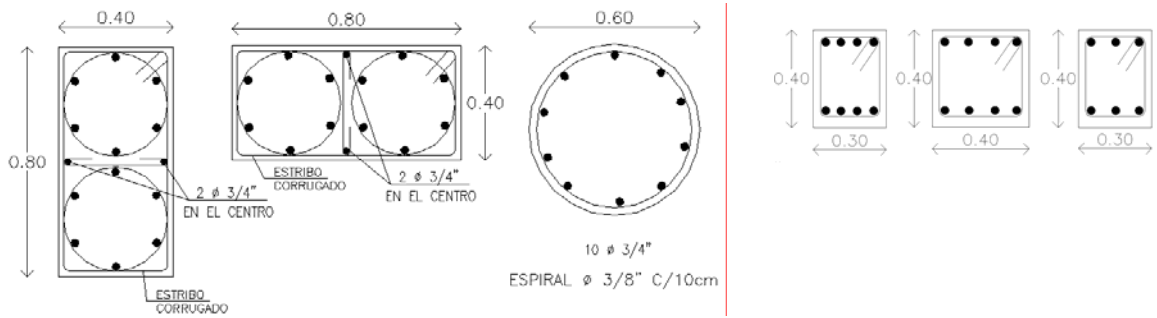
Figura (3.27) Foto Tanque Elevado Chiranue.

MODELO N° 10. EDIFICIO TERRAZAS
CONFIGURACION GEOMETRICA Y ESTRUCTURAL

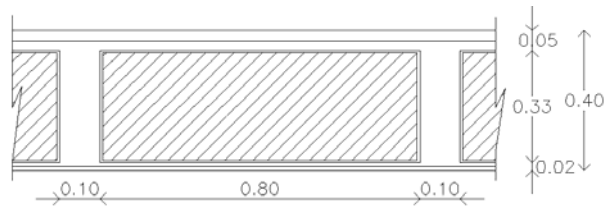
• **PLANTA ESTRUCTURAL**



• **COLUMNAS Y VIGAS TIPO**



• **CORTE DE LA PLACA**



INFORMACION GENERAL
EDIFICIO TERRAZAS

Dirección: Cra 47#52-64. Terrazas.

Número de Pisos: 14

Semisótanos: 6

Altura Entrepiso: 2.8 mts

Periodo Fundamental: 1.823 seg.

Coeficiente de Importancia (I): 1.00

Perfil de Suelo: Zona 2

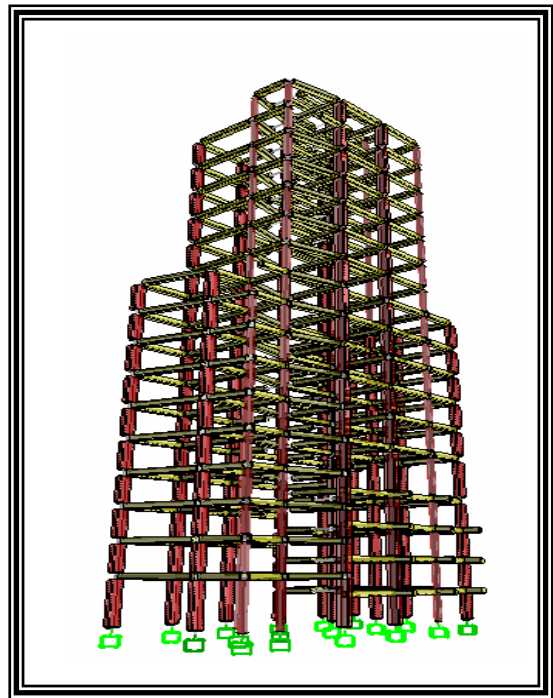


Figura (3.28) Modelo 3D Terrazas



Figura (3.29) Foto Edificio Terrazas.

Año de Construcción: 2005

Fuente: Arquitecto del Proyecto

Especificación de los Materiales:

f'_c : 21 MPa, Placas y Columnas 28 MPa.

f_y : 420 MPa

Área Construida: 234.29 m²

Placa: Aligerada, Armada en una dirección.

Sistema de Resistencia Sísmica: Pórtico Resistente a momentos

Tipo de Uso: Vivienda

**DESCRIPCION GEOMETRICA Y DINAMICA DEL TANQUE
EDIFICIO TERRAZAS**

MODELO MECANICO HOUSNER:

Masa Impulsiva (m_0): 11.087 Ton

Masa Convectiva (m_1): 10.587

Altura Impulsiva (Z_i): 1.3013 m

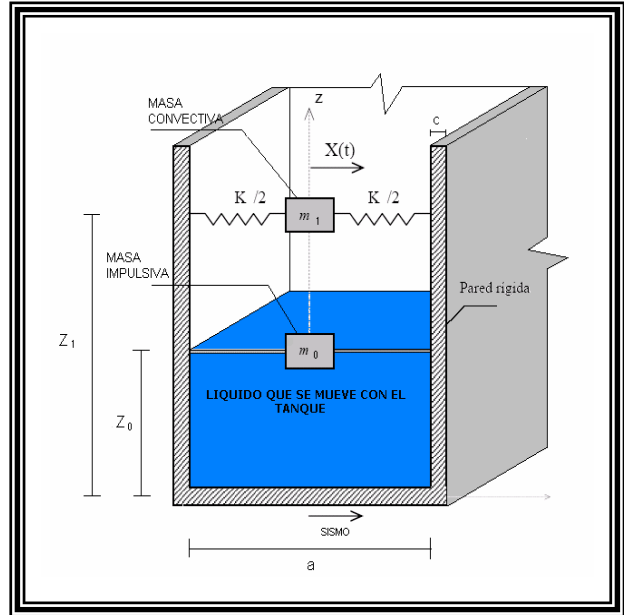
Altura Convectiva (Z_c): 1.468 m

Nivel base del tanque: 51.40 m

Dirección del movimiento: X

Parámetros: $\alpha = 1.33$ $\beta = 2$

Rigidez Resorte (k): 19.36 Ton/m



Modelo Mecánico G.W Housner

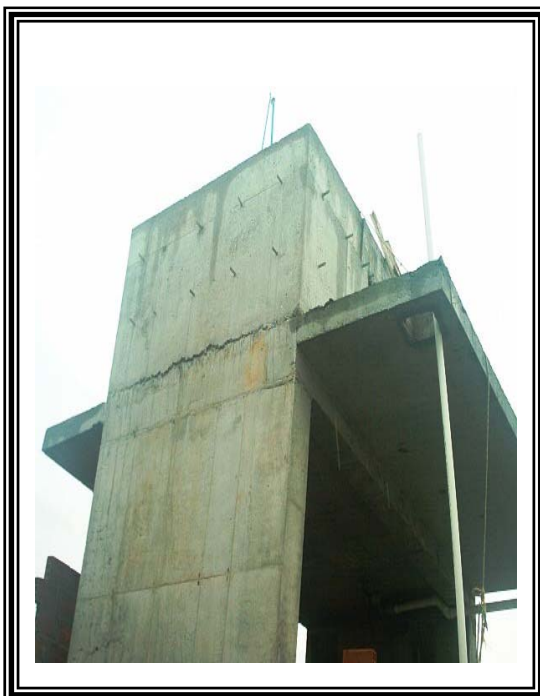


Figura (3.30) Foto Tanque Terrazas

**DIMENSIONES TANQUE DE AGUA
ELEVADO:**

Dimensión X: 2.90 m

Dimensión Y: 4.70 m

Altura de agua (h_t): 1.55 m

Volumen: 21.17 m³

Espesor Paredes (c): 0.20 m

Sistema de Apoyo: Pantalla Zona Rígida.

A continuación se tabulan los principales datos geométricos tales como centroides, inercias y áreas; calculados para cada una de las plantas por piso de cada uno de los edificios, la información desarrollada presente en la siguiente tabla es utilizada en posteriores cálculos para determinar algunas de las propiedades dinámicas necesarias para la definición de cada modelo tales como: las masas traslacionales y rotacionales para el análisis modal definido dentro del modelo.

Esta información podrá ser corroborada con los planos estructurales de cada edificio los cuales hacen parte del archivo del grupo de investigación INME.

Tabla (3.1). Datos geométricos en planta de cada edificio.

<i>MOD.</i>	<i>EDIFICIO</i>	<i>NIVEL</i>	<i>AREA (m²)</i>	<i>X</i>	<i>Y</i>	<i>Ixx</i>	<i>Iyy</i>	<i>Jo</i>
1	COOPMAGISTERIO	PISO LOCALES	190.13	1.41	-0.52	1561.40	8488.05	10049.45
		PISO OFICINAS	231.38	0.29	-1.35	2050.40	13212.89	15263.29
		PISO 1	261.16	0.91	-2.15	2541.99	14943.83	17485.82
		PISO 2-CUB	247.97	1.14	-1.34	2541.99	14943.83	17485.82
2	FAVUIS	PISO 1 TORRE A	328.62	7.61	10.23	6389.30	14754.27	21143.57
		PISO 1 TORRE B	424.02	11.18	11.79	12560.86	18083.89	30644.75
		PISO TIPO TORRE A	296.72	7.26	9.36	5156.79	15774.84	20931.62
		PISO TIPO TORRE B	304.91	13.81	11.92	5614.52	15198.80	20813.33
3	EL PUENTE	PISO 1	722.72	18.74	9.72	23322.00	87847.40	111169.40
		PISO TIPO	335.78	13.68	6.40	4280.78	21761.39	26042.17
		CUBIERTA	114.00	4.74	6.84	754.68	1639.06	2393.74
4	FUENCARRALL	PISO 1	555.34	11.63	11.11	20072.56	54094.69	74167.25
		PISO TIPO	408.35	9.54	12.09	11049.09	40719.67	51768.76
		CUBIERTA	251.71	8.13	9.24	4982.22	19544.49	24526.71
5	PRISMA	SOTANO -4.59	197.30	11.83	0.00	1983.02	5667.61	7650.63
		SOTANO -3.06	163.84	-5.52	0.00	2033.31	2767.70	4801.01
		SOTANO -1.53	98.90	11.06	0.00	609.55	1089.96	1699.51
		PISO - 0.00	163.84	-5.52	0.00	2033.31	2767.70	4801.01
		PISO 2-9	317.47	5.17	0.00	5869.20	18478.52	24347.71
		PISO 10	287.60	6.52	0.00	5587.32	12667.66	18254.98
		PISO 11-13	226.02	9.21	0.00	4440.09	5040.84	9480.92
		PISO 14	191.52	9.38	0.00	4377.83	4660.62	9038.45
6	CASANDRA	CUBIERTA	110.40	11.56	0.00	847.87	1216.70	2064.57
		PISO 1	435.42	-0.86	0.00	6894.79	40093.29	46988.08
		PISO 2	484.23	1.96	0.00	7862.54	55295.54	63158.08
		PISO 3-7	404.50	-0.83	0.00	6462.85	39006.10	45468.95
		PISO 8-10	383.70	-1.66	0.00	6040.28	33845.11	39885.40
7	POZUELO	PISO 11	374.87	-1.92	0.00	6032.27	32781.10	38813.37
		ENTREPISO 1	289.73	0.21	0.00	5143.74	10963.91	16107.66
		ENTREPISO 2	254.42	4.01	0.00	4873.45	6436.99	11310.44
		ENTREPISO 3	237.92	4.16	0.00	4548.21	6342.80	10891.01
		ENTREPISO 4	224.88	4.28	0.00	4151.99	6245.30	10397.29
		ENTREPISO 5	152.73	7.42	0.00	1434.11	2738.01	4172.12

8	TORREON	S4	433.57	14.53	7.47	8059.23	30532.71	38591.95
		S3	433.57	14.53	7.47	8059.23	30532.71	38591.95
		S2	433.57	14.53	7.47	8059.23	30532.71	38591.95
		S1	433.57	14.53	7.47	8059.23	30532.71	38591.95
		PISO 1	810.48	14.89	13.97	50513.24	59542.50	110055.74
		PISO 2	452.60	14.40	9.09	12502.10	35833.54	48335.65
		PISO TIPO	409.00	14.65	9.99	10165.82	23343.49	33509.31
		PH 1-2	385.82	14.44	9.31	10597.30	17131.41	27728.71
		CUBIERTA	71.23	14.44	9.31	10597.30	17131.41	27728.71
9	CHIRANUE	SOTANO -3.8	208.52	8.43	0.39	3167.45	4147.77	7315.23
		SOTANO -2.45	164.60	-8.04	0.20	2274.19	2843.77	5117.96
		SOTANO -1.1	188.35	7.93	0.95	2350.94	3829.86	6180.80
		PISO 1 (1.6)	337.28	0.89	0.90	6642.37	23204.22	29846.59
		PISO 2 AL 4	293.22	5.50	0.59	5412.74	13992.98	19405.73
		PISO 5 AL 9	299.57	5.43	0.68	5621.30	14249.54	19870.84
		PISO 10	283.93	6.01	0.67	5445.52	12063.28	17508.81
		PISO 11	286.44	6.03	6.03	5528.88	12208.98	17737.86
		PISO 12	245.13	7.30	1.06	3952.47	9489.37	13441.84
CUBIERTAS	38.09	4.08	0.60	42.01	1207.04	1249.04		
10	TERRAZAS	PISO 2-7	234.29	5.04	12.51	2018.59	10234.89	12253.48
		S3=S2-A	105.42	4.88	6.33	787.21	1150.46	1937.67
		S3=S2-B	111.38	4.68	6.46	837.27	1279.09	2116.36
		S1-A	105.42	4.88	6.33	787.21	1150.46	1937.67
		PISO 1-A	106.40	5.56	6.28	799.77	1162.93	1962.70
		PISO 1-B	99.69	4.37	5.93	700.35	1034.23	1734.58
		S1-B	99.70	4.37	5.93	700.35	1034.23	1734.58

A continuación tabulamos las principales propiedades dinámicas obtenidas para cada una de las plantas por piso en cada edificación en estudio, la información desarrollada aquí es utilizada en la idealización de cada uno de los modelos computacionales, desarrollados y propuestos para este estudio, los cuales se definen en la siguiente sección haciendo una breve descripción de las consideraciones tenidas en cuenta para la definición de cada una de las características necesarias en este proceso de modelamiento.

Tabla (3.2). Propiedades dinámicas y factores de carga incluidos en el análisis modal no lineal de cada edificio.

MOD.	EDIFICIO	NIVEL	MASA TRASL MODELO (Ton)	MASA ROTAC MODELO (Ton)	F.C. MUERTA (KN/m²)	F.C VIVA (KN/m²)	ALTURA hp(m)
1	COOPMAGISTE RIO	PISO LOCALES	18.913	999.643	7.41	2.50	2.8
		PISO OFICINAS	22.412	1478.426	7.41	2.00	
		PISO 1	24.753	1657.356	7.41	1.80	
		PISO 2-CUB	24.753	1745.505	7.41	1.80	
2	FAVUIS	PISO 1 TORRE A	36.878	2372.749	7.80	1.80	2.8
		PISO 1 TORRE B	39.811	2877.218	7.80	1.80	
		PISO TIPO TORRE A	30.238	2133.090	7.80	1.80	
		PISO TIPO TORRE B	30.543	2084.917	7.80	1.80	
3	EL PUENTE	PISO 1	61.700	9490.812	7.50	1.80	2.8
		PISO TIPO	31.500	2443.053	7.50	1.80	
		CUBIERTA	7.540	158.323	7.50	1.80	
4	FUENCARRALL	PISO 1	69.027	9218.754	10.30	1.80	2.9
		PISO TIPO	52.900	6706.454	10.30	1.80	
		CUBIERTA	22.831	2224.661	10.30	1.80	
5	PRISMA	SOTANO -4.59	20.109	779.758	7.41	2.50	2.8
		SOTANO -3.06	15.573	456.337	7.41	2.50	
		SOTANO -1.53	12.676	217.821	7.41	2.50	
		PISO - 0.00	17.581	515.187	7.41	1.80	
		PISO 2-9	33.116	2539.795	7.41	1.80	
		PISO 10	30.479	1934.662	7.41	1.80	
		PISO 11-13	24.267	1017.925	7.41	1.80	
		PISO 14	21.661	1022.232	7.41	1.80	
PISO 15	13.773	257.558	7.41	1.80			
6	CASANDRA	PISO 1	43.780	4724.546	7.24	1.80	2.8
		PISO 2	48.580	6336.253	7.24	1.80	
		PISO 3-7	42.234	4747.431	7.24	1.80	
		PISO 8-10	41.127	4275.128	7.24	1.80	
		PISO 11	39.786	4119.344	7.24	1.80	
7	POZUELO	PISO 1	31.781	1766.887	7.59	2.50	2.8
		PISO 2	27.893	1240.011	7.59	1.80	
		PISO 3	26.615	1218.357	7.59	1.80	
		PISO 4	25.606	1183.890	7.59	1.80	
		PISO 5	18.109	494.684	7.59	1.80	
8	TORREON	S4	46.323	4123.238	9.40	2.50	2.9
		S3	46.323	4123.238	9.40	2.50	
		S2	46.323	4123.238	9.40	2.50	
		S1	46.323	4123.238	9.40	2.50	
		PISO 1	92.646	12580.476	9.40	1.80	
		PISO 2	62.528	6677.754	9.40	1.80	
		PISO TIPO	55.100	4514.367	9.40	1.80	
		PH 1-2	40.277	2894.690	9.40	1.80	
CUBIERTA	40.277	15679.196	9.40	1.80			

9	CHIRANUE	SOTANO -3.8	23.280	816.698	7.41	2.50	2.7
		SOTANO -2.45	19.348	601.591	7.41	2.50	
		SOTANO -1.1	21.848	716.968	7.41	2.50	
		PISO 1 (1.6)	39.761	3518.528	7.41	1.80	
		PISO 2 AL 4	32.659	2161.400	7.41	1.80	
		PISO 5 AL 9	33.143	2198.422	7.41	1.80	
		PISO 10	31.950	1970.254	7.41	1.80	
		PISO 11	32.142	1990.367	7.41	1.80	
		PISO 12	28.711	1574.411	7.41	1.80	
		CUBIERTAS	12.931	424.002	7.41	1.80	
10	TERRAZAS	PISO 2-7	23.080	1207.095	9.00	1.80	2.8
		S3=S2-A	8.268	151.970	9.00	2.50	
		S3=S2-B	8.268	157.103	9.00	2.50	
		S1-A	8.035	147.687	9.00	2.50	
		PISO 1-A	11.540	212.870	9.00	1.80	
		PISO 1-B	11.540	200.787	9.00	1.80	
		S1-B	8.035	139.793	9.00	2.50	

3.4. DEFINICION DE LAS CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES ESTRUCTURALES PARA LOS MODELOS COMPUTACIONALES

La fase mas crítica de un análisis estructural es crear un modelo en la computadora con un finito número de miembros con masas y un finito numero de desplazamientos nodales que simulen el real comportamiento de la estructura. Las masas pueden ser calculadas y las propiedades de rigidez también con adecuada aproximación. Pero las cargas dinámicas, la disipación de energía y las condiciones de borde son difíciles de estimar. Debido a lo complejo del análisis sísmico inelástico se requieren de simplificaciones para obtener un modelo matemático soluble con las computadoras disponibles.

Definición de las Unidades de Trabajo:

Cuando se inicia un proceso como este, para la realización de un trabajo de modelamiento estructural, sobre cualquier plataforma computacional disponible, se selecciona un paquete de Software como el SAP 2000. Es de vital importancia para la obtención de resultados coherentes y satisfactorios, el definir previamente las unidades de medida de trabajo, en la realización de los modelos computacionales. Se trabajaron los datos de entrada con KN-m-C, para una vez dejar listos los datos y casos de análisis a evaluar, para poder encontrar los resultados esperados.

Definición de la grilla del modelo:

Cuando se realiza un modelo computacional se deben tener clara la geometría tanto en planta como en altura, teniendo las dimensiones entre ejes y las alturas entrepiso de cada uno de los edificios; se crea la grilla en las direcciones X, Y, Z, definiendo claramente un sistema de coordenadas globales.

Definición del tipo de material:

Bajo las especificaciones de resistencia propias de cada edificación, consignadas en los planos estructurales se define un material estructural tipo concreto, diferente para vigas y columnas según sea el caso. Una consideración especial que se realizó fue no tomar en cuenta la masa de estos elementos; ya que esta se concentró en un “**master joint**” que contiene toda la masa del entrepiso, y el modulo de elasticidad para el concreto se determino a partir de la siguiente tabla:

Tabla (3.3): Valores del Modulo de Elasticidad para concreto de peso Normal.

<i>F_c (MPa)</i>	<i>E_c (MPa)</i>
<i>17</i>	<i>17450</i>
<i>21</i>	<i>21500</i>
<i>24</i>	<i>23000</i>
<i>28</i>	<i>24900</i>
<i>35</i>	<i>27800</i>
<i>42</i>	<i>30450</i>

Fuente: Diseño de concreto reforzado, Mc Cormac (2001)

Definición y asignación de las secciones de elementos estructurales tipo “FRAME”:

Para la construcción del modelo tridimensional aperticado se emplearon elementos tipo “**FRAME**” los cuales representan las principales características geométricas y estructurales de vigas y columnas. Teniendo un material definido se procede a definir en detalle las dimensiones y cuantías existentes de cada una de las secciones de viga y columna expuestas en los planos. Para las vigas se considera un recubrimiento mínimo y

se anotan las áreas de acero longitudinal consignadas en los planos de despiece a lado y lado de los ejes de apoyo. Para columnas se busca una cantidad par de barras de acero en los ejes 2 y 3 de la sección definidos en SAP2000 (4); sin olvidar seleccionar la opción de refuerzo a ser chequeado.

Definición del tipo de apoyo en la base de la estructura:

Para considerar la fundación de cada edificio, se procede a asignar un “**Restraint**” a cada nodo en la base de la estructura, que simulará el empotramiento según el plano de cimentación, se determinó una restricción de nodo completamente empotrado, para aquellos elementos tipo columna, apoyados directamente sobre las zapatas y un apoyo simple de rodillo, para los elementos tipo viga que se apoyan en los muros de contención de tierras, que algunos edificios de la muestra presentan dentro de su configuración estructural a nivel de sótanos, esto se determinó a partir de la observación en el sistema de anclaje y amarre entre las vigas y el muro.

Definición y asignación de masas al modelo:

Para la asignación de masas se evaluaron previamente las características geométricas, y los aportes de masas de cada uno de los elementos, las masas traslacionales se calcularon considerando como mínimo los aportes de los siguientes elementos y las densidades de los materiales de construcción, consignados en la NSR-98 (2):

- Placa entrepisos y cubierta
- Acabados de placa
- Vigas y Columnas
- Muros divisorios y de Fachada
- Escaleras
- Fosos zona de ascensores.
- Impermeabilización cubierta.

Una vez se obtiene el factor de masa (ver tabla 3.3), se procede a multiplicarlo por el área efectiva de entrepiso para obtener el valor de masa traslacional. Y a partir de la fórmula para el cálculo de masa rotacional, definida como (3):

$$m_r = m / A * J_0 \quad (\text{Ec.29})$$

Se definen las propiedades de masa del modelo, que se asocian con los dos grados de libertad horizontales y con uno rotacional.

Este valor de masa traslacional se asigna en el centro geométrico de la planta; empleando un “**master joint**”; con el 100% en las direcciones X, Y; y el valor de masa rotacional se asigna en la dirección rotacional Z. (ver tabla 3.2).

Definición de los “Constraint” (Diafragmas rígidos):

Para definir la losa de entrepiso idealizada como rígida, se define un “**Constraint**” tipo “**Diaph**” que se asigna a todos los nodos en cada planta geométrica, el cual simula la rigidez que aporta la placa a la estructura haciendo que los desplazamientos sean iguales en cada uno de los nodos del entrepiso.

Definición de la zona rígida y conectividad entre los elementos “Offsets”:

La definición de un “**Offset**” modela la rigidez de un nodo y de esta manera se garantiza la transmisión de momentos en la conexión columna-viga. En los elementos apoyados sobre las zonas rígidas de la estructura se considera un “**Offset**” superior al que por defecto asume el SAP2000 según las dimensiones del elemento “**FRAME**”; para así modelar dicha zona.

Factor de Zona Rígida: Este factor se usa para definir el porcentaje de zona rígida que se tiene a través del “**Offset**” tomado como completamente rígido. Si es 0, no tiene rigidez alguna, y 1 si la zona es completamente rígida. Se optó por el valor recomendado de 0.5 (16).

Definición de las cargas a las cuales esta sometida la estructura:

Carga muerta: Se procedió a calcular un factor de carga muerta teniendo en cuenta los valores del título B de la NSR-98 (2) para los diferentes materiales utilizados:

- Densidad del concreto reforzado: 24 KN/m³
- Densidad del concreto Simple: 23 KN/m³
- Factor de enchape granito: 0.17 KN/m²
- Fachada en ladrillo tolete: 3.0 KN/m²
- Ventanas: 0.45 KN/m²
- Muros divisorios: 3.00 KN/m²

Este factor se multiplica por la longitud aferente para cada pórtico según la dirección de armado de la placa. En los casos en que la placa está armada en dos direcciones el factor de carga se multiplica por el área aferente y se divide en la longitud del elemento viga.

Carga viva: Según el tipo de uso de la edificación se consideró el factor de carga viva para vivienda consignado en la NSR-98, de 1.8 KN/m², oficinas 2.0 KN/m² y para semisótanos y parqueaderos 2.5 KN/m².

Para los casos de carga, viva y muerta definidos anteriormente, se toma un factor de 1 para la carga muerta, el cual considera el peso propio de los elementos y 0 para los demás casos según lo estipulado por el SAP2000 (4).

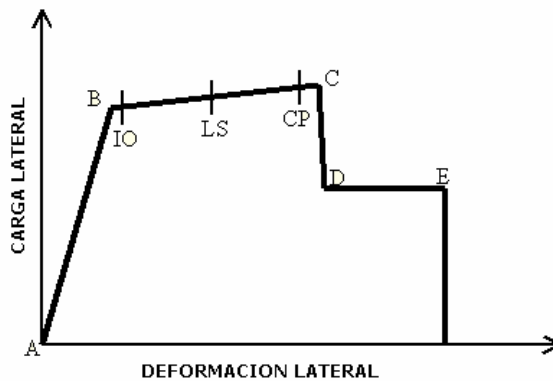
Definición de las Rótulas Plásticas (“Hinges Properties”):

Las rótulas en SAP2000 están definidas según las consideraciones de la FEMA (9,10) y el ATC-40 (1) y se generan automáticamente las propiedades de cada una. Estas propiedades definen el comportamiento plástico. El comportamiento elástico es definido por las propiedades inherentes del material en el elemento, debe quedar claro que la asignación de las rótulas no cambia el comportamiento lineal de la estructura, al ser asignadas al modelo.

Como se muestra en la figura 3.31, Carga lateral vs Deformación para la rótula; la porción de A a B es ignorada por el programa. Después de que la rótula se plastifica en el (M = 0) punto B, la deformación plástica es determinada por la curva B-C-D-E

Con toda la deformación plástica medida relativa a B'. La pendiente elástica de la rótula es dada por la rigidez elástica del elemento sobre el cual se asume la longitud a la que ocurre esta.

Figura (3.31): Carga Vs Deformación.



Fuente: SAP2000 Computer and Structures.

Definición del espectro de demanda sísmica:

“**Response Spectra**”. Además de las cargas gravitacionales a las que se encuentra sometida la estructura, el SAP2000 permite la inclusión de los valores de S_a Vs. Periodo, “**Spectrum from File**”, definidos en el estudio de microzonificación sísmica para la Zona 2 de Bucaramanga (5), indispensable para determinar la demanda estructural usando el Método del Espectro de Capacidad (1)

Definición de los casos de análisis:

- *Modal*: Se definen un mínimo de 12 modos de vibración de tipo Eigen-Vector, a partir de una condición inicial de cero esfuerzo.
- *Carga muerta*: Se define un análisis estático lineal con un factor de escala de 1.
- *Carga viva*: Se define un análisis estático lineal con un factor de escala de 1.
- *Sismo en la dirección X*: Considerando el caso de análisis del espectro de respuesta se tomó el 100% del valor de la gravedad y el 30% en la otra dirección.
- *Sismo en la dirección Y*: Considerando el caso de análisis del espectro de respuesta se tomó el 100% del valor de la gravedad y el 30% en la otra dirección. La combinación modal tomada fue CQC y la combinación direccional SRSS.

- *Análisis Pushover en la dirección de la gravedad, PUSHG:*
Para este análisis se considera un caso tipo estático No-Lineal con condición inicial cero, o condición de estado sin esfuerzos; teniendo en cuenta los factores de 1.1 en la combinación de cargas gravitacionales establecida por el documento FEMA 273. (9,10) además de otros parámetros como la aplicación total de la carga debido al carácter natural de esta; controlada en la dirección U1 en un punto seleccionado ubicado en la cubierta del edificio.
- *Análisis Pushover en la dirección X, PUSHX:*
En este análisis se define un caso estático No-Lineal que continúa desde la condición no lineal del PUSHG, con un tipo de carga de aceleración “**accel**” y un factor de escala de 9.81 siendo consistentes con las unidades en uso. (4) Se tiene en cuenta otros parámetros en la aplicación de la carga controlando el desplazamiento en un nodo en la cubierta “**displacement Control**”, y monitoreando dicho desplazamiento “**monitored displacement**” una cantidad requerida para desarrollar la curva de capacidad de la estructura en la dirección U1.
- *Análisis Pushover en la dirección Y, PUSHY:*
En este análisis se define un caso estático No-Lineal que también continúa desde la condición no lineal del PUSHG, y las mismas consideraciones definidas para el análisis pushover anterior pero monitoreando el desplazamiento de la estructura en la dirección U2.

La definición de casos pushover en el modelo permite la construcción de la curva de capacidad de la estructura, la cual es la relación del cortante basal contra desplazamiento en la cubierta. Esta metodología de análisis estático no-lineal será explicada con más detalle en el anexo A.

Determinación de los coeficientes sísmicos C_a y C_v :

Criterios primarios para la determinación del movimiento del terreno.

- Sitio geológico y características del suelo.
- Características sísmicas del suelo.
- Espectro de respuesta del sitio.

El ATC-40 (1), propone unas tablas para el calculo de estos coeficientes sísmicos, las cuales solo aplican para cálculos dentro del estado de California, pues fueron el resultado de un estudio de sitio realizado por el SEAOC, luego estudios de riesgo sísmico deben ser desarrollados para encontrar el perfil tipo del suelo donde se encuentre la edificación, estos estudios deben estimar respuestas de periodo largo y corto para cada nivel sísmico de interés.

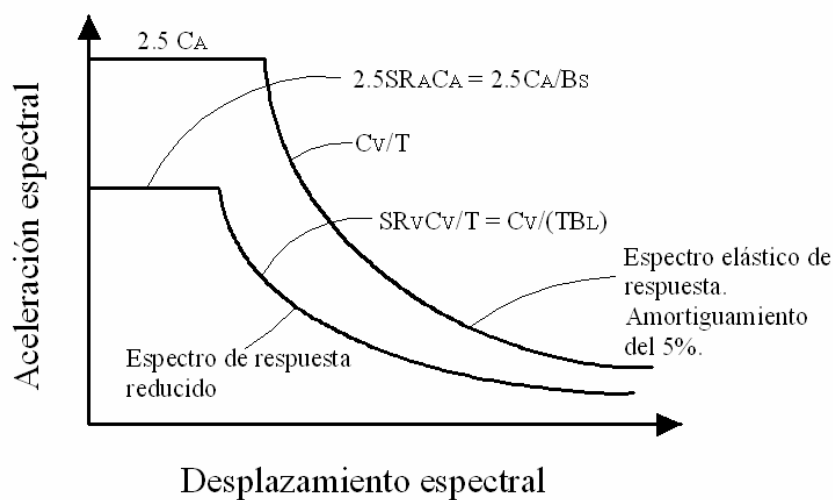
Construcción de un espectro de respuesta elástico:

Para determinar los coeficientes C_a y C_v , se hace uso de un espectro de respuesta elástico para cada nivel de riesgo sísmico, donde un factor de 2.5 veces C_a , representa el valor de respuesta promedio de la aceleración pico para un sistema amortiguado de corto periodo en el dominio de la aceleración, y el coeficiente sísmico C_v representa una respuesta amortiguada del 5 % para un sistema de un segundo y cuando se divide por el periodo se define la respuesta en el dominio de la velocidad, estos valores se calcularon a partir de las siguientes ecuaciones, expuestas en la figura 3.32, para la construcción del espectro elástico de respuesta.

$$S_a = 2.5 * C_a \quad (\text{Ec.30})$$

$$S_a = C_v / T \quad (\text{Ec. 31})$$

Figura (3.32): Espectro de respuesta elástico.



Fuente: ATC-40.

3.5. INTEGRACION DEL TANQUE AL MODELO COMPUTACIONAL.

A continuación se presentan las consideraciones tenidas en cuenta en la integración del tanque al modelo computacional de la estructura, para simular en SAP 2000 las características del modelo mecánico de Housner que se describen en resumen en el capítulo 2, para la construcción del modelo equivalente en el análisis de la interacción tanque estructura.

Para la creación del modelo estructura-tanque se debe tener primero una simplificación de toda la estructura hasta el último nivel, incluyendo los elementos del sistema de apoyo de la placa de fondo del tanque, que modele las características intrínsecas de la configuración de cada edificación.

Para implementar el modelo mecánico equivalente para tanques rectangulares sobre una estructura pórtico y realizar un análisis estático no lineal de la estructura en conjunto, es aconsejable tomar inicialmente el método de las masas concentradas, para crear una base de referencia como punto de comparación, debido a la naturaleza mecánica del modelo equivalente propuesto por G.W Housner.

3.5.1. METODO DE MASAS CONCENTRADAS:

La integración del tanque al modelo de la estructura por medio del método de las masas concentradas consiste en puntualizar toda la masa, con el 100% en ambas direcciones, ubicadas en el centroide de la placa rectangular de fondo del tanque, por medio de un “**joint**” al cual se le asigna un “**Constraint**” junto con los nodos del mismo nivel de placa, la única limitación de este método es la de no poder llegar a considerar los efectos causados por el movimiento de oscilación del agua.

Luego se procede a analizar los resultados obtenidos a partir de esta simplificación siguiendo los mismos casos de análisis propuestos para la estructura, definidos en la sección anterior.

Los movimientos que presentan las masas concentradas son giros y desplazamientos, y durante la excitación sísmica las masas simulan el efecto de las fuerzas inerciales reales.

3.5.2. METODO PROPUESTO POR HOUSNER:

La integración del tanque al modelo de la estructura por medio de este método consiste en incluir una serie de elementos no estructurales que representen la zona rígida y la zona elástica que maneja el modelo mecánico de Housner, como se explico en el capítulo dos, y también modificar algunas propiedades en la definición del “**Constraint**” asignado a todos los nodos de la placa de fondo del tanque. Este deberá presentar además de restricciones en X-Y-Z, la restricción de rotación en el eje Z, esto se logra con la inclusión de un nuevo “**Constraint**” de tipo “**Equal**” asignado de igual forma a todos los nodos del nivel de placa de fondo del tanque, pero sin considerar esta vez la definición y asignación de masa en el “**joint**” localizado en el centroide.

A partir de la Figura 2.1, del capítulo dos, donde se describen las características de los componentes del modelo propuesto por G.W. Housner y los cálculos de los parámetros geométricos y dinámicos para cada modelo de tanque, se propone el siguiente modelo a partir de la definición de elementos tipo “**Frame**” de sección rígida y elementos tipo “**Frame**” de sección resorte.

- *Definición de los elementos de sección Rígida:*

Para la definición de estos elementos se empezó por redefinir un nuevo material con masa y peso por unidad de volumen igual a cero, y módulo de elasticidad igual a uno, puesto que estas características ya han sido consideradas en el cálculo de las masas impulsivas y convectivas; para luego asignarlo a un elemento tipo “**Frame**”, de sección definida muy rígida y, esto se logra creando una sección general con un momento de inercia alrededor del eje tres lo suficientemente grande, por ejemplo de 10000, con el único objetivo de buscar que estos elementos no se deformen y logren transmitir los efectos de la oscilación del agua hasta la base del tanque (17).

- *Definición de los elementos de sección Resorte:*

Para la definición de estos elementos se trabaja con base en el mismo material creado para los elementos descritos anteriormente y este es asignado a los elementos tipo “**Frame**”, de sección rectangular, cuyas dimensiones son calculadas a partir de la reducción matemática de la ley de Hook; que sirve de base al método para calcular las fuerzas internas en los elementos de la estructura.

$$F = k * \varepsilon \quad (\text{Ec.32})$$

Donde: $k = A * E / L \quad (\text{Ec.33})$

$$\varepsilon = F * L / A * E \quad (\text{Ec.34})$$

Asumiendo algunas consideraciones para la simplificación de las ecuaciones, tales como:

- El modulo de elasticidad del material del elemento igual a 1.
- La longitud del elemento igual a 1

Puesto que lo que interesa es lograr determinar un valor de área para introducir una sección en el modelo en SAP, que simule el valor de rigidez en el resorte del modelo; Quedando la ecuación reducida a:

$$k = A \quad (\text{Ec.35})$$

A partir de esta simplificación se encuentra que la rigidez del resorte por medio del cual se conecta la masa convectiva a los elementos de la zona rígida del tanque, es igual al producto de las dimensiones para un elemento de sección rectangular.

$$k = l_1 * l_2 \quad (\text{Ec.36})$$

Para el cálculo de la rigidez del resorte que simula el líquido almacenado en el tanque, Housner propuso una ecuación que involucra la masa total, la masa convectiva y las dimensiones de altura y longitud del tanque,

$$k = (12 * g * m_c^2 * H) / (M * a^2) \quad (\text{Ec.37})$$

Una vez definidas las secciones, como los materiales de estos elementos especiales, se procede a la estructuración del modelo como tal, ya que este debe proporcionar uniformidad en los movimientos y en las rotaciones (17)

Para que todos los nodos tanto de la placa de fondo del tanque, como del modelo de Housner se muevan o roten igual, se define un “**Constraint**” del tipo “**Equal**” con restricciones en X-Y-Z y rotación en Z, exceptuando el “**joint**” en donde se asigno la masa

convectiva (M_c), pues es ella quien va a simular el movimiento oscilatorio del agua almacenada en el tanque, para este fin se define otro “**Constraint**” tipo “**Equal**” con restricciones en todos los sentidos excepto en la dirección de análisis.

Teniendo lo anteriormente descrito en esta sección se procede a elaborar el modelo tanque-estructura, propuesto (17); ya que este presenta las características mas apropiadas para garantizar la uniformidad del movimiento como la estabilidad tanto del tanque como de la estructura.

Para la creación del modelo se toman dos alturas a partir del centroide de la placa de fondo del tanque Z_i y Z_c , en las cuales se definen dos “**Joint**” para asignar las masas impulsivas y convectivas respectivamente, estos parámetros son calculados de acuerdo a la formulación propuesta por Housner, descrita en el capítulo dos del presente estudio.

La masa impulsiva es unida a los elementos de soporte del tanque por medio de elementos de sección rígida que convergen en este punto, y la masa convectiva es unida a los elementos de sección rígida por elementos de sección resorte.

La integración del modelo tanque-estructura final, que incluye los efectos de oscilación del agua en el tanque es fácilmente apreciable en la siguiente figura.

Figura (3.33): Modelo final de la integración en SAP 2000 Tanque-Estructura, propuesto por Housner, Edificio Pozuelo de Alarcón.

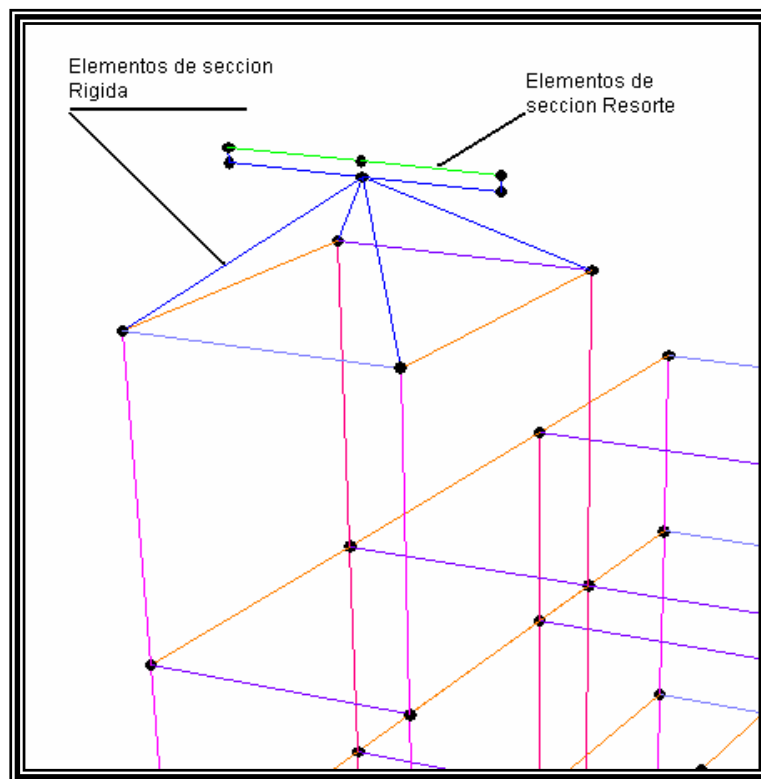


Tabla (3.4) Geometría de los Tanques

MODELO ESTRUCTURAL		Nivel de la base	Dimensión en X	Dimensión en Y	Altura de Rebose	Volumen de almacenamiento
Nº	EDIFICIO	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	Coopmagisterio	35.40	5.00	2.25	1.80	20.00
2	Favuis	33.60 - 44.80	4.15	3.50	2.25	32.68
3	El Puente	30.80	4.10	2.25	1.60	14.76
4	Fuencarrall	40.15	3.30	6.00	1.60	31.00
5	Prisma	42.00	6.00	3.00	1.80	32.00
6	Casandra	34.60	2.55	3.30	1.75	15.00
7	Pozuelo	31.00	3.50	4.80	1.60	26.88
8	Torreón	67.80	5.00	4.75	1.00	25.18
9	Chiranue	39.15	2.60	5.30	1.50	20.00
10	Terrazas	51.40	2.90	4.70	1.55	21.17

Tabla (3.5) consideraciones para el modelamiento del tanque

MODELO ESTRUCTURAL		CONSIDERACIONES PARA EL MODELAMIENTO DEL TANQUE DE AGUA ELEVADO							
MODELO ESTRUCTURAL		MODELO MASA CONCENTRADA		MODELO HOUSNER EN DIRECCION X					
Nº	EDIFICIO	ht	m_conc	mi	mc	Zi	Zc	K	t
1	Coopmagisterio	1.80	2.07	0.86	1.22	1.96	2.20	12.11	1.74
2	Favuis	2.25	3.33	1.95	1.72	1.97	2.20	18.66	2.16
3	El Puente	1.60	1.51	0.67	0.85	1.61	1.79	10.76	1.64
4	Fuencarrall	1.60	3.23	1.74	1.58	1.30	1.48	26.63	2.58
5	Prisma	1.80	3.31	1.16	2.13	2.37	2.78	16.16	2.01
6	Casandra	1.75	1.50	1.03	0.55	1.08	1.41	12.96	1.80
7	Pozuelo	1.60	2.74	1.41	1.40	1.38	1.55	21.90	2.34
8	Torreón	1.00	2.57	0.57	1.91	2.15	3.23	11.83	1.72
9	Chiranue	1.50	2.11	1.29	0.90	1.05	1.26	20.07	2.24
10	Terrazas	1.55	2.16	1.25	0.98	1.16	1.35	19.36	2.20

ht: Nivel de rebose máximo para cada tanque

m_conc Masa Concentrada en el centro geométrico de la placa del fondo del tanque

mi: Masa Impulsiva

mc: Masa convectiva

t Dimensión de la sección resorte en SAP2000

K: Rigidez efectiva

Tabla (3.6) consideraciones para el modelamiento del tanque modelo en Y

MODELO ESTRUCTURAL		MODELO MASA CONCENTRADA		MODELO HOUSNER EN DIRECCION Y					
Nº	EDIFICIO	ht	m_conc	mi	mc	Zi	Zc	K	t
1	Coopmagisterio	1.80	2.07	1.53	0.66	1.00	1.44	17.81	2.11
2	Favis	2.25	3.33	2.71	0.86	1.12	1.84	23.23	2.41
3	El Puente	1.60	1.51	1.05	0.54	0.96	1.28	14.29	1.89
4	Fuencarrall	1.60	3.23	1.01	2.18	2.39	2.93	15.37	1.96
5	Prisma	1.80	3.31	2.07	1.37	1.22	1.50	26.63	2.58
6	Casandra	1.75	1.50	0.86	0.69	1.32	1.53	11.83	1.72
7	Pozuelo	1.60	2.74	1.06	1.68	1.89	2.15	16.81	2.05
8	Torreón	1.00	2.57	0.64	1.86	1.92	2.68	13.99	1.87
9	Chiranue	1.50	2.11	0.70	1.39	2.10	2.52	11.56	1.70
10	Terrazas	1.55	2.16	0.83	1.33	1.85	2.11	13.54	1.84

3.6. DEFINICION DE LA AMENAZA SISMICA

En la definición de la amenaza sísmica empleada en la realización del presente estudio, se trabajará con el espectro de diseño desarrollado para la Zona 2 de Bucaramanga, propuesto por el estudio de Microzonificación Sismogeotécnica realizado por el Ingeominas en el año 2001, en el cual, a partir de características encontradas dentro de una cuidadosa exploración geomorfológica, en diferentes zonas del Área Metropolitana de Bucaramanga y con la ayuda de la realización de una serie de ensayos de resistencia a las muestras tomadas in situ, logró definir y homogenizar ciertas zonas en el comportamiento del suelo de Bucaramanga.

La metodología desarrollada por el Ingeominas en la elaboración de las características de microzonificación se expone brevemente a continuación por fases:

FASE 1: ASPECTOS GEOLÓGICOS DEL ABANICO ALUVIAL DE BUCARAMANGA

En esta fase el estudio de microzonificación hace una descripción detallada de los componentes geológicos y morfológicos para el entorno en el que se encuentra la meseta de Bucaramanga. Evidenciando características sismo-geotécnicas de comportamiento estructural típico para diferentes zonas, claramente identificables de características similares, está construida sobre un gran abanico aluvial originado principalmente por el

arrastre y depositación de materiales de los diferentes ríos de la zona. El ápice del abanico aluvial de Bucaramanga actualmente se encuentra desplazado hacia el sur de su punto de origen (río Suratá), debido a la acción del sistema de fallas Bucaramanga-Santa Marta indicando actividad tectónica reciente.

FASE 2: ADQUISICIÓN DE LOS DATOS SÍSMICOS

Aquí se seleccionaron 20 sitios dentro de Área Metropolitana de Bucaramanga, de acuerdo a las características geológicas y a las condiciones del terreno donde fuera factible realizar las líneas de refracción sísmica, teniendo en cuenta que las zonas seleccionadas debían tener aproximadamente 200 metros libres de cualquier infraestructura. La ubicación de las líneas sísmicas se muestra en el mapa geológico del área de estudio. (5).

La metodología utilizada en la adquisición de datos sísmicos, fue la de perfil contra perfil, para lo cual se uso un sismógrafo digital, con 24 geófonos verticales y 24 geófonos horizontales, con los cuales se midieron las ondas P y S respectivamente.

Se utilizaron cuatro tipos de separación entre geófonos, los cuales dependieron del área disponible en cada sitio, siendo las distancias utilizadas de 4, 5, 8 y 10 m, para una longitud de tendido de geófonos de 92 a 230 metros. La fuente de energía provino de un explosivo gelatinoso de alta potencia con detonador eléctrico.

La separación de la fuente de energía al primer geófono varió entre 20 y 50 m, dependiendo de la disposición del terreno, por consiguiente la longitud total del arreglo de refracción estuvo entre 150 y 290 metros.

Los receptores sísmicos son los geófonos que se utilizan para detectar las oscilaciones del terreno, estas oscilaciones se producen al regresar las ondas reflejadas, refractadas o de otro tipo que se forman en el subsuelo, a la superficie de la tierra.

El receptor sísmico transforma la energía mecánica de las oscilaciones del subsuelo en energía eléctrica.

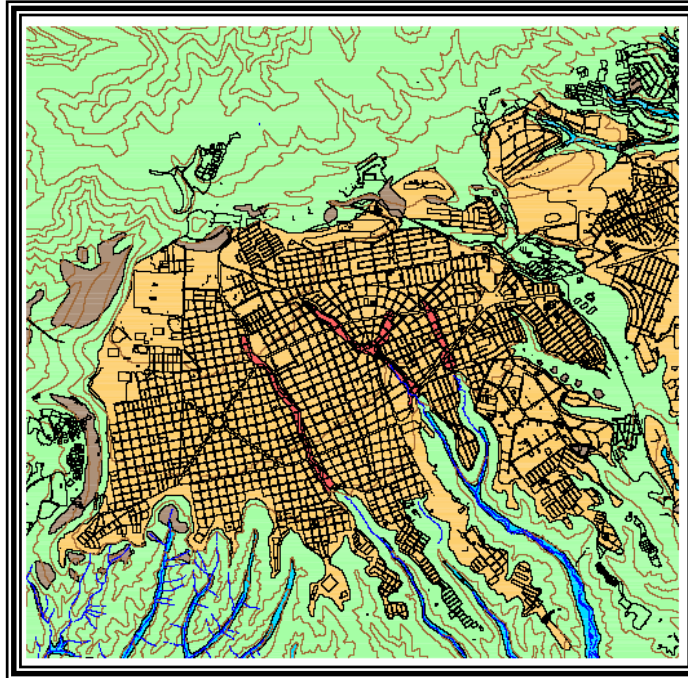
FASE 3: ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA PROPUESTA

La Zonificación Geotécnica de Bucaramanga, está basada en el mapa Geológico de la ciudad desarrollado por INGEOMINAS (5) en las fases 1 y 2, complementado con la información recolectada en los estudios de suelos, así como la información obtenida en las perforaciones profundas realizadas por el Instituto.

Otro fenómeno importante del que es objeto de este estudio, fue el análisis y observación de los rellenos, ya que muchas urbanizaciones se encuentran cimentadas sobre este tipo de material, que corresponde a depósitos de material suelto, que se caracteriza por ser muy compresible y amplificar la onda sísmica.

Teniendo en cuenta los estudios preliminares y los aspectos anteriormente mencionados, se realizó la zonificación Geotécnica mostrada en la Figura 3.34.

Figura (3.34) Mapa de zonificación sismogeotécnica indicativa AMB.



Fuente: Estudio de Microzonificación, Ingeominas 2001

FASE 4: RESPUESTA SÍSMICA DEL SUBSUELO

La zonificación sismo geotécnica indicativa consiste en establecer zonas preliminares de respuesta sísmica similar de tal forma que se puedan definir algunas recomendaciones iniciales para el diseño y construcción de edificaciones. Estas recomendaciones

dependen fundamentalmente de la respuesta de sitio, que a su vez está ligada con las características geotécnicas y topográficas del mismo.

Para llegar a estos resultados ha sido necesaria la determinación de las características geométricas, geológicas, geofísicas y geotécnicas de los suelos de la ciudad. De acuerdo con los perfiles estratigráficos y geotécnicos planteados, se realizan modelos para las diferentes zonas definidas, en los cuales se establece el comportamiento de la respuesta sísmica del subsuelo cuando este es recorrido por un tren de ondas definido.

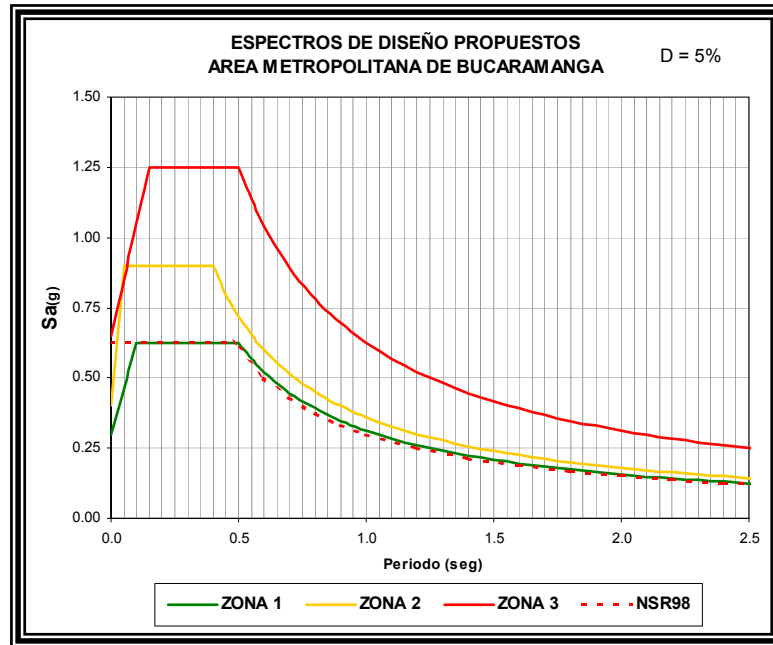
FASE 5: CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DEL SUBSUELO

Con base en los mapas de Geología y Zonificación Geotécnica, así como los resultados de los estudios de refracción sísmica, se definieron los perfiles del subsuelo típicos para cada una de las zonas geotécnicas, los cuales se presentan en detalle en el documento publicado por el Ingeominas sobre los resultados obtenidos del estudio de Micro zonificación Sismo geotécnica indicativa para el Área Metropolitana de Bucaramanga, siendo el punto de partida para la modelación de la respuesta dinámica local en el área de estudio.

FASE FINAL: ZONIFICACIÓN SISMOGEOTÉCNICA INDICATIVA

Como resultado final, el presente estudio propuso unos Espectros de diseño para el área metropolitana de Bucaramanga, teniendo en cuenta cada una de las características anteriormente mencionadas, para cada una de las zonas encontradas.

Figura (3.35) Espectros de diseño propuestos para el Área Metropolitana de Bucaramanga.



Fuente: Estudio de Microzonificación Sismogeotécnica, Ingeominas 2001.

En total fueron tres zonas de respuesta dinámica diferentes para las cuales se pueden resaltar las siguientes observaciones:

Zona 1 - Roca: Esta zona comprende los depósitos de roca correspondientes a la formación Girón (1G) y cualquier depósito que se pueda considerar como roca pura (R). Los depósitos considerados como roca blanda y/o suelos residuales competentes sobre manto rocoso, comprende las zonas identificadas como 1N, 3 y 7. Tienen una forma espectral y aceleraciones máximas similares a lo propuesto por la NSR-98 (2).

Zona 2 – Suelo Rígido: Donde se encuentra la mayor parte de la población del área metropolitana de Bucaramanga, y corresponde a depósitos de suelo rígido y reúne las zonas 2, 4 y 5. Presenta aceleraciones espectrales máximas considerablemente altas. Dicha forma espectral, así como los valores máximos están en concordancia con la propuesta de la norma UBC97 para sitios donde efectos de campo cercano son esperados; tal y como podría ser el caso del Área Metropolitana de Bucaramanga.

Zona 3 - Llenos: Corresponde a los llenos, que deben tener consideraciones especiales, dadas las aceleraciones espectrales tan altas obtenidas. Es pertinente mencionar que los datos geotécnicos para caracterizar estas zonas son muy pobres y como tal la incertidumbre de su respuesta dinámica es bastante elevada. Sin embargo, es de anotar que el espectro propuesto aquí ha sido reducido en su amplitud máxima. Es también importante aclarar que pueden existir llenos de menor tamaño que no han sido cartografiados.

Existen 2 zonas adicionales para las cuales no se derivó un espectro de respuesta debido a que se encuentran en zonas de áreas restringidas para su uso en edificación como son la zona de coluviones y las rondas de los ríos.

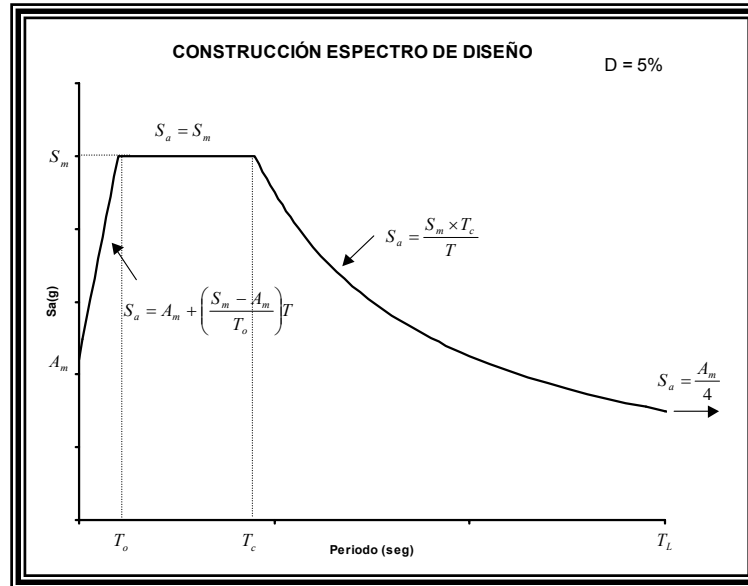
Cinco variables son necesarias para obtener los espectros, a saber: A_m corresponde al valor de máxima aceleración del terreno ($T=0s$), S_m es el valor máximo de aceleración espectral correspondiente a la parte plana del espectro, T_o y T_c son los períodos que definen el inicio y la terminación de la parte plana del espectro y T_L es el periodo después del cual las aceleraciones espectrales son constantes a un valor de $A_m/4$.

Tabla (3.7): Parámetros de control para la construcción de espectros de diseño propuestos para el Área Metropolitana de Bucaramanga.

	Zona 1 Roca	Zona 2 Suelo Rígido	Zona 3 Llenos
T_o (s)	0.10	0.05	0.15
T_c (s)	0.50	0.40	0.50
T_L (s)	4.00	3.60	4.00
A_m (g)	0.30	0.40	0.65
S_m (g)	0.63	0.90	1.25

La siguiente Figura muestra esquemáticamente la forma espectral de diseño definida para este estudio, junto con las ecuaciones que definen cada porción del espectro.

Figura (3.36). Construcción del espectro de diseño. Amortiguamiento del 5%.



Fuente: Estudio de Micro zonificación Sismo geotécnica, Ingeominas 2001.

En resumen el Estudio de Microzonificación encontró en total tres zonas de respuesta dinámica diferentes para las cuales se pueden hacer las siguientes observaciones (Ver mapa de Zonificación Sismogeotécnica Indicativa) (5):

Zona 1: Roca: Esta zona comprende los depósitos de roca correspondientes a la formación Girón (1G), cualquier depósito que se pueda considerar como roca pura (R), los depósitos considerados como roca blanda y/o suelos residuales competentes sobre manto rocoso, que comprende las zonas identificadas como 1N, 3 y 7. Teniendo una forma espectral y aceleraciones máximas similares a lo propuesto por la NSR-98 (2).

Zona 2: Suelo Rígido: Donde se encuentra la mayor parte de la población del área metropolitana de Bucaramanga, y corresponde a depósitos de suelo rígido y reúne las zonas geotécnicas. Presenta aceleraciones espectrales máximas considerablemente altas. Esta es la zona que el presente estudio de investigación utiliza y donde se encuentran las edificaciones de la muestra.

Zona 3: Llenos: Corresponde a los llenos que deben tener consideraciones especiales, dadas las aceleraciones espectrales muy altas obtenidas. Es pertinente mencionar que los datos geotécnicos para caracterizar estas zonas son muy pobres y como tal la incertidumbre de su respuesta dinámica es bastante elevada.

CAPITULO CUATRO

4. RESULTADOS ANALISIS Y CONCLUSIONES

4.1. INTRODUCCION:

Con la realización del modelamiento estructural y el análisis estático no lineal de una muestra de diez edificios seleccionados al azar, existentes en la ciudad de Bucaramanga, los cuales debieron ser construidos en diferentes años y escogidos según los requerimientos expuestos en el alcance de este estudio, con ellos se esperaba encontrar una tendencia en la variación de las características dinámicas; al observar el comportamiento de estas a lo largo del tiempo, se esperaban tendencias con decrecimientos suaves en los valores del periodo para las estructuras mas nuevas, o tal vez incrementos fuertes en los niveles de comportamiento, pero los resultados obtenidos fueron completamente alternos sin mostrar la tendencia de comportamiento esperada, lo cual llevó a la conclusión que cada edificio o modelo es único y como tal deben tratarse para la realización de cualquier tipo de análisis que se desee desarrollar a futuro, sin embargo puede que sea posible determinar una tendencia en estas características a un nivel mas general, contando tal vez con una muestra más grande y la cual estaría sometida a procedimientos probabilísticos y estadísticos mas complejos, y de esta forma llegar a cuantificar y cualificar el nivel de desempeño de todos los edificios de la ciudad.

Los edificios se modelaron a partir de sus características en configuración estructural siguiendo fielmente las cantidades de acero en cada sección, la geometría en planta y en altura consignadas en los planos, para que siguiendo la metodología expuesta por el ATC-40 (1) y la FEMA 273 (9,10), llegar a encontrar niveles de desempeño estructural, bajo condiciones de servicio y demanda, lo mas cerca de la realidad posible; es de ahí la importancia de contar con información confiable y utilizar un espectro de respuesta característico de la zona de influencia en donde se encuentran cimentados los edificios en estudio.

Esto con el único fin de llegar a una aproximación, o a un primer paso, para encontrar índices de daño y las posibles curvas de vulnerabilidad y/o fragilidad que presentan nuestras edificaciones, y proporcionar esta información a las autoridades competentes para el desarrollo de futuros planes de prevención y atención de desastres para la ciudad a la hora de ser sometidas a un movimiento brusco del suelo.

Para efectos de comparación, los edificios se ordenaron y se clasificaron según su fecha de construcción, del más viejo al más reciente, buscando hallar una diferenciación importante entre ellos.

Tabla (4.1): Identificación de los edificios de la muestra.

EDIFICIO	AÑO DE CONSTRUCCION	MODELO
<i>COOPMAGISTERIO</i>	<i>1976</i>	<i>1</i>
<i>FAVUIS</i>	<i>1978</i>	<i>2</i>
<i>EL PUENTE</i>	<i>1984</i>	<i>3</i>
<i>FUENCARRAL</i>	<i>1986</i>	<i>4</i>
<i>PRISMA</i>	<i>1991</i>	<i>5</i>
<i>CASANDRA</i>	<i>1996</i>	<i>6</i>
<i>POZUELO</i>	<i>2003</i>	<i>7</i>
<i>TORREON</i>	<i>2005</i>	<i>8</i>
<i>CHIRANUE</i>	<i>2005</i>	<i>9</i>
<i>TERRAZAS</i>	<i>2005</i>	<i>10</i>

A partir de una clara identificación del alcance de este estudio, es decir de lo que se quiere encontrar y la definición de la herramienta disponible, para este caso la herramienta de trabajo utilizada fue el software SAP-2000, con el cual se procedió a modelar y analizar las estructuras en estudio, sometidas a una demanda sísmica correspondiente a la zona 2 definida por el Ingeominas y finalmente ubicarlas en un nivel de desempeño, información útil a la hora de establecer estrategias de rehabilitación en los edificios mas vulnerables.

4.2. COMPORTAMIENTO DEL PERIODO FUNDAMENTAL

Para la determinación de los periodos fundamentales de cada modelo se realizó un análisis modal con masas concentradas como se definió en el capítulo tres, y se tuvieron en cuenta los Factores de Participación de Masa para cada modo de vibración en el modelo. A continuación se presenta una tabla con los periodos obtenidos y su correspondiente factor de participación:

Tabla (4.2). Factores de participación de masa en las edificaciones.

AÑO	EDIFICIO	MODELO	CASE MODAL			
			Tx (Seg)	FPM	Ty (Seg)	FPM
1976	COOPMAGISTERIO	MODELO MASA CONC.	1.928	0.599	7.209	0.502
		MODELO HOUSNER EN X	1.930	0.687	6.959	0.499
		MODELO HOUSNER EN Y	1.937	0.688	6.906	0.447
1978	FAVUIS	MODELO MASA CONC.	2.732	0.695	2.901	0.469
		MODELO HOUSNER EN X	2.695	0.648	2.800	0.512
		MODELO HOUSNER EN Y	2.713	0.642	2.808	0.496
1984	EL PUENTE	MODELO MASA CONC.	2.020	0.607	1.953	0.747
		MODELO HOUSNER EN X	1.972	0.691	1.941	0.691
		MODELO HOUSNER EN Y	1.975	0.695	1.938	0.733
1986	FUENCARRAL	MODELO MASA CONC.	3.302	0.651	3.422	0.597
		MODELO HOUSNER EN X	3.273	0.718	3.348	0.719
		MODELO HOUSNER EN Y	3.269	0.718	3.340	0.718
1991	PRISMA	MODELO MASA CONC.	4.770	0.816	4.884	0.562
		MODELO HOUSNER EN X	4.749	0.814	4.495	0.749
		MODELO HOUSNER EN Y	4.762	0.735	4.487	0.752
1996	CASANDRA	MODELO MASA CONC.	2.154	0.762	2.409	0.753
		MODELO HOUSNER EN X	2.145	0.762	2.401	0.750
		MODELO HOUSNER EN Y	2.206	0.760	2.452	0.705
2003	POZUELO	MODELO MASA CONC.	1.952	0.687	2.003	0.652
		MODELO HOUSNER EN X	1.995	0.390	1.977	0.393
		MODELO HOUSNER EN Y	1.927	0.656	1.939	0.647
2005	TORREON	MODELO MASA CONC.	4.216	0.398	4.300	0.365
		MODELO HOUSNER EN X	4.126	0.382	4.053	0.369
		MODELO HOUSNER EN Y	4.126	0.386	4.053	0.373
2005	CHIRANUE	MODELO MASA CONC.	2.057	0.640	2.340	0.700
		MODELO HOUSNER EN X	1.598	0.670	1.841	0.700
		MODELO HOUSNER EN Y	2.026	0.680	2.228	0.710
2005	TERRAZAS	MODELO MASA CONC.	1.823	0.307	1.944	0.806
		MODELO HOUSNER EN X	2.979	0.777	2.532	0.762
		MODELO HOUSNER EN Y	2.975	0.778	2.528	0.761

Para hacer un análisis comparativo entre los datos de la tabla anterior se hace por separado para cada dirección en las cuales se enfoca el presente estudio.

- *Modelo de Masas Concentradas*: modelo analizado en las dos direcciones X y Y.
- *Modelo Housner en X*: modelo con tanque armado en esta dirección, analizado en X y Y.
- *Modelo Housner en Y*: modelo con tanque armado en esta dirección, analizado en X y Y.

4.2.1. COMPORTAMIENTO DEL PERIODO EN LA DIRECCIÓN X

Tabla (4.3) Variación de los Periodos (seg.) en la dirección X.

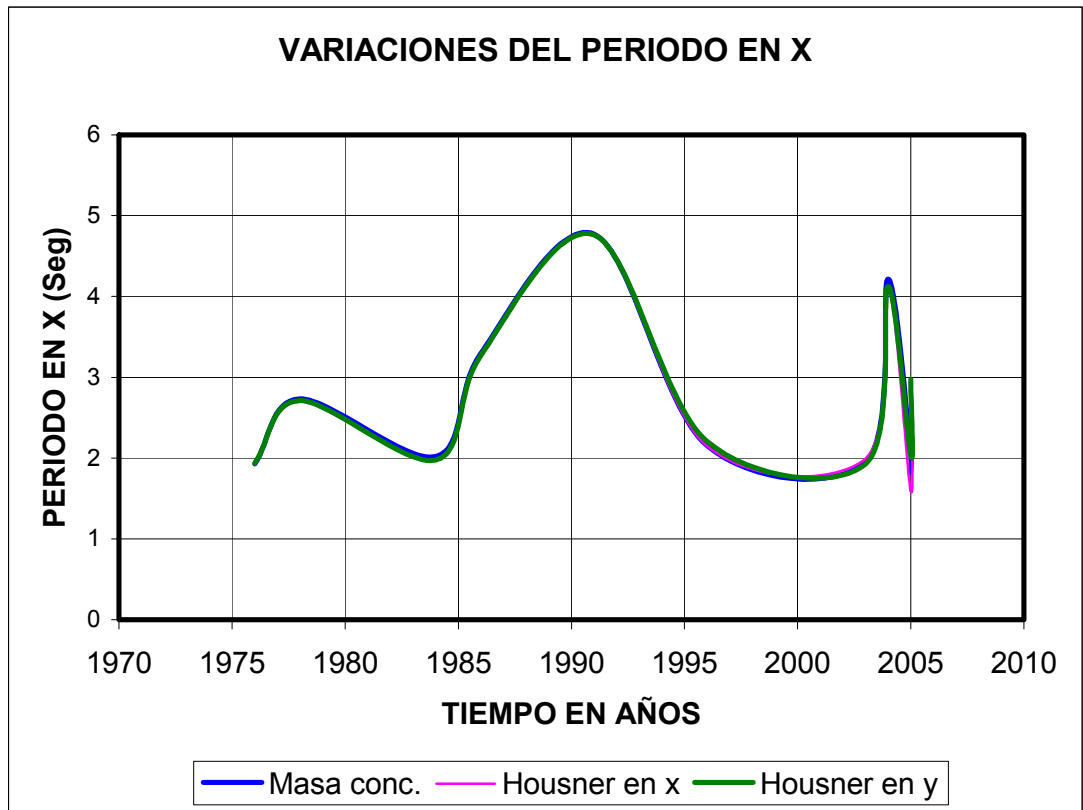
		Masa conc.	Housner en x	% de Var.	Housner en y	% de Var.
1976	COOPMAGISTERIO	1.928	1.930	0.06	1.937	0.45
1978	FAVUIS	2.732	2.695	1.34	2.713	0.70
1984	EL PUENTE	2.020	1.972	2.38	1.975	2.23
1986	FUENCARRALL	3.290	3.273	0.52	3.269	0.64
1991	PRISMA	4.770	4.749	0.44	4.762	0.17
1996	CASANDRA	2.154	2.145	0.42	2.206	2.40
2003	POZUELO	1.952	1.995	2.21	1.927	1.26
2004	TORREON	4.216	4.126	2.13	4.126	2.13
2005	CHIRANUE	2.057	1.598	22.33	2.026	1.51
2005	TERRAZAS	1.823	2.979	63.43	2.975	63.21

De la tabla anterior se observa una leve influencia entre los datos obtenidos para el tradicional modelo de masa concentrada y los modelos mecánicos propuestos por G.W. Housner, en donde se podría afirmar que este modelo no influye en el periodo fundamental de la estructura pues los valores de variación son muy pequeños, pero si se enfoca en resultado del ultimo modelo Terrazas, el incremento del periodo al

modelar el tanque como un conjunto de dos masas oscilantes a una altura Z_i y Z_c de la cubierta del edificio, se aprecia un aumento considerable que en ultimas repercute en el nivel de desempeño de la estructura al ser sometida a cargas sísmicas.

En la siguiente grafica se visualiza mejor esta variación a lo largo del tiempo en años para la dirección x:

Figura (4.1) Variación del Periodo (seg.) en dirección x.



Lo que se esperaba encontrar era una tendencia de datos que decrecieran en el tiempo, pues se tiene la concepción que las estructuras nuevas poseen mayor rigidez y por tanto periodos menores, contrario a lo que se obtuvo, la tendencia no fue uniforme y mucho menos decreciente ya que se observan estructuras del 70 y 80 con periodos bajos, y estructuras del 90 y 2000 con periodos altos, con lo cual es imposible entrar a generalizar sobre este aspecto.

4.2.2. COMPORTAMIENTO DEL PERIODO EN LA DIRECCIÓN Y

Tabla (4.4) Variación de los Periodos (seg.) en la dirección Y.

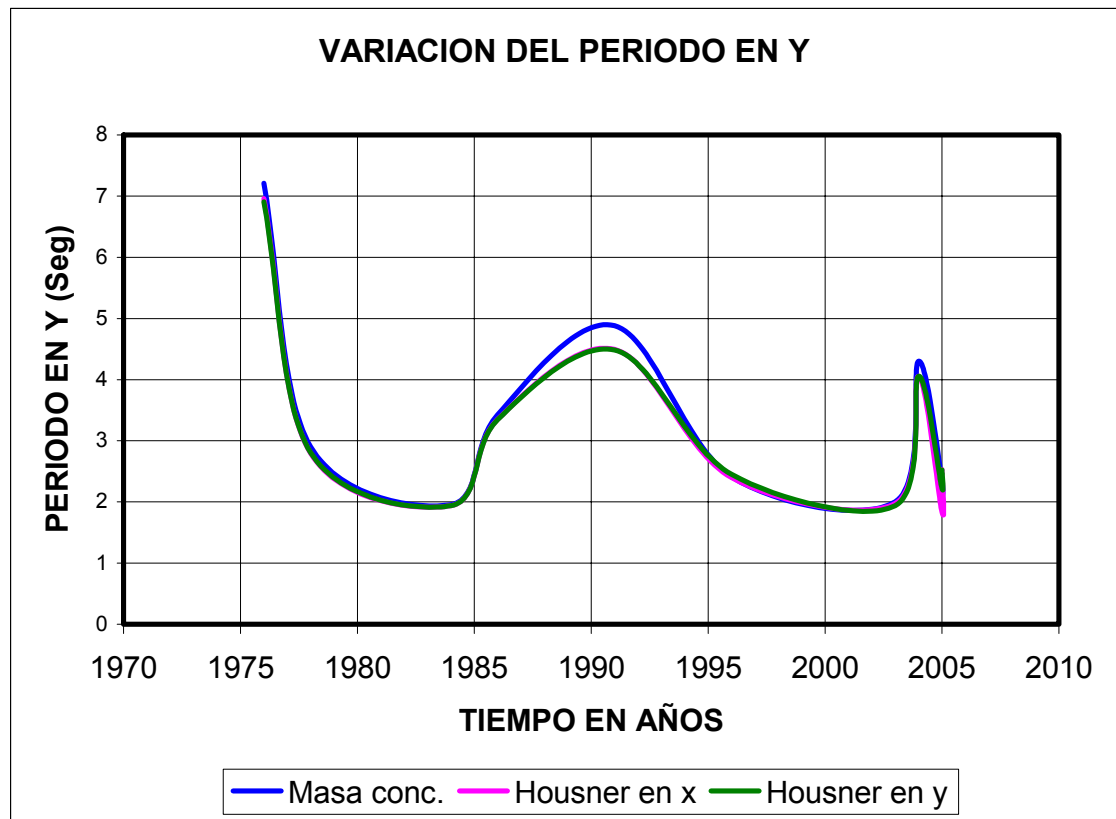
		Masa Conc.	Housner en X	% de Var.	Housner en Y	% de Var.
1976	COOPMAGISTERIO	7.209	6.959	3.47	6.906	4.20
1978	FAVUIS	2.901	2.800	3.48	2.808	3.19
1984	EL PUENTE	1.953	1.941	0.61	1.938	0.77
1986	FUENCARRALL	3.422	3.348	2.16	3.340	2.40
1991	PRISMA	4.884	4.495	7.96	4.487	8.13
1996	CASANDRA	2.409	2.401	0.35	2.452	1.76
2003	POZUELO	2.003	1.977	1.28	1.939	3.19
2004	TORREON	4.3	4.053	5.74	4.053	5.74
2005	CHIRANUE	2.340	1.841	21.36	2.228	4.82
2005	TERRAZAS	1.944	2.532	30.22	2.528	29.99

De la tabla anterior se observan valores significativos de variación entre los periodos obtenidos para los modelos de masa concentrada y para el propuesto por GW. Housner para la integración del tanque al modelo, existen modelos en donde es indiferente cual método se siga para considerar el efecto del agua en la estructura, hay otros como es el caso del edificio Terrazas en donde los porcentajes de variación se mantienen muy por encima.

Otro factor que se evidencia aquí es que la dirección de análisis influye en el método propuesto por Housner, y aquí tampoco se puede generalizar y decir que este desarrolla un incremento en el periodo, pues se observan casos en donde el periodo fundamental disminuye, luego es necesario desarrollar los dos tipos de consideración para tanques. Y para efectos de diseño o establecimiento de estrategias de rehabilitación, se debe considerar el efecto mas critico.

A continuación en la siguiente grafica se visualiza mejor esta variación a lo largo del tiempo en años para la dirección y:

Figura (4.2) Variación del Periodo (seg.) en dirección x.



Aquí también se esperaba encontrar una tendencia de decrecimiento pero se observan puntos intermedios de aumento en el periodo, además de encontrar incrementos en un poco más del 7 o 8% entre el modelos de masa concentrada y el de Housner.

La razón de este aumento aleatorio del periodo radica en la relación existente entre las variables masa (m), rigidez (k) y periodo (T) en donde se rigen por:

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (\text{Ec. 38})$$

La magnitud del periodo se afecta en la medida en que la estructura responde ante la llegada del sismo.

Para los periodos resultantes del análisis de los modelos, la localización de las estructuras en el espectro de respuesta están sobre la zona final de la curva, donde esta se vuelve una recta (demanda sísmica para periodos relativamente grandes). Lo anterior se ve reflejado en fuerzas sísmicas menores.

Es evidente a partir de los resultados que el periodo varia entre los modelos analizados y según la dirección de análisis. Tomando como punto de comparación los datos obtenidos con la integración del tanque al modelo por el método de masas concentradas.

Vale la pena analizar la razón de las variaciones en los periodos, evento ilustrado en las tablas anteriores. El mayor periodo pertenece al modelo del edificio Coopmagisterio, en dirección y, en donde no presenta pórticos de resistencia sísmica solo pórticos cargueros en dirección x, razón por la cual se le atribuye dicho incremento, otro caso especial es el modelo del edificio Terrazas en este modelo la masa es inferior a la masa de los demás modelos, y la rigidez k también es menor, sin embargo la razón m / k es mayor; luego el periodo también es mayor.

4.3. COMPORTAMIENTO DE LA RIGIDEZ EFECTIVA DE CADA ESTRUCTURA.

Para determinar los valores de rigidez de cada estructura se tuvieron en cuenta los aportes de cada una de las masas de entrepiso, y con los valores de periodo obtenidos del análisis modal se calculo la rigidez efectiva o equivalente para cada dirección en cada modelo, la siguiente tabla reúne estos valores:

Tabla (4.5) Variación de la rigidez de cada modelo.

AÑO	EDIFICIO	MODELO	MASA		Kx (KN/m)	Ky (KN/m)
			EDIFICIO	TANQUE		
1976	COOPMAGISTERIO	MODELO MASA CONC.	2790.81	20.7	29847.293	2135.744
		MODELO HOUSNER EN X			29810.181	2291.952
		MODELO HOUSNER EN Y			29579.791	2327.266
1978	FAVUIS	MODELO MASA CONC.	3358.84	32	17935.169	15907.478
		MODELO HOUSNER EN X			18426.915	17074.610
		MODELO HOUSNER EN Y			18187.260	16972.621
1984	EL PUENTE	MODELO MASA CONC.	3896.954	14.474	37843.575	40484.652
		MODELO HOUSNER EN X			39708.280	40986.782
		MODELO HOUSNER EN Y			39587.739	41113.775
1986	FUENCARRAL	MODELO MASA CONC.	5271.1	30.4	19190.944	17877.214
		MODELO HOUSNER EN X			19539.767	18671.853
		MODELO HOUSNER EN Y			19580.429	18761.406
1991	PRISMA	MODELO MASA CONC.	4673.1	33.1	8165.695	7788.945
		MODELO HOUSNER EN X			8238.419	9195.398
		MODELO HOUSNER EN Y			8194.187	9227.806
1996	CASANDRA	MODELO MASA CONC.	4998.885	15	42666.091	34108.320
		MODELO HOUSNER EN X			43024.896	34347.150
		MODELO HOUSNER EN Y			40685.629	32935.945
2003	POZUELO	MODELO MASA CONC.	2024.4156	27.4	21269.671	20192.001
		MODELO HOUSNER EN X			20358.356	20720.331
		MODELO HOUSNER EN Y			21813.957	21544.790
2005	TORREON	MODELO MASA CONC.	9708.1978	25.7	21617.423	20787.891
		MODELO HOUSNER EN X			22576.211	23399.161
		MODELO HOUSNER EN Y			22574.022	23396.852
2005	CHIRANUE	MODELO MASA CONC.	4801.1	2.11	44814.912	34618.716
		MODELO HOUSNER EN X			74294.220	55978.272
		MODELO HOUSNER EN Y			46196.838	38213.491
2005	TERRAZAS	MODELO MASA CONC.	2938.52	2.16	34940.207	30705.835
		MODELO HOUSNER EN X			13081.764	18108.393
		MODELO HOUSNER EN Y			13116.966	18171.494

A continuación se presenta un diagrama de barras para visualizar la variación de la rigidez en ambas direcciones, para cada edificio identificando los tres tipos de modelos analizados.

Figura (4.3) Variación de la Rigidez en la dirección X.

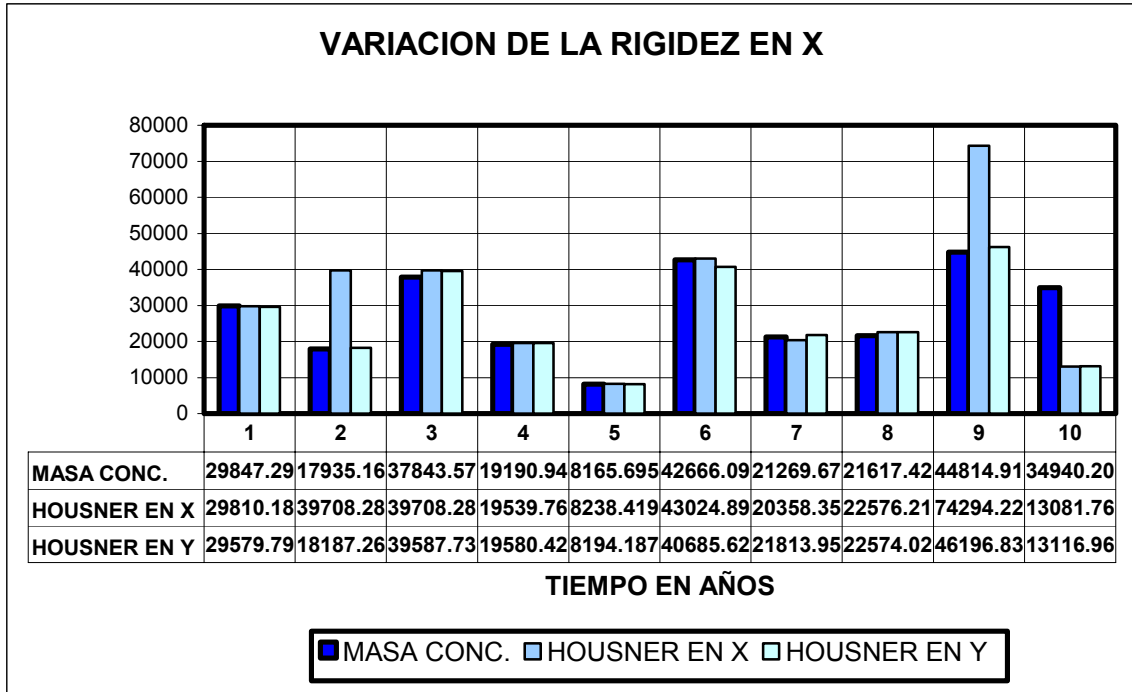
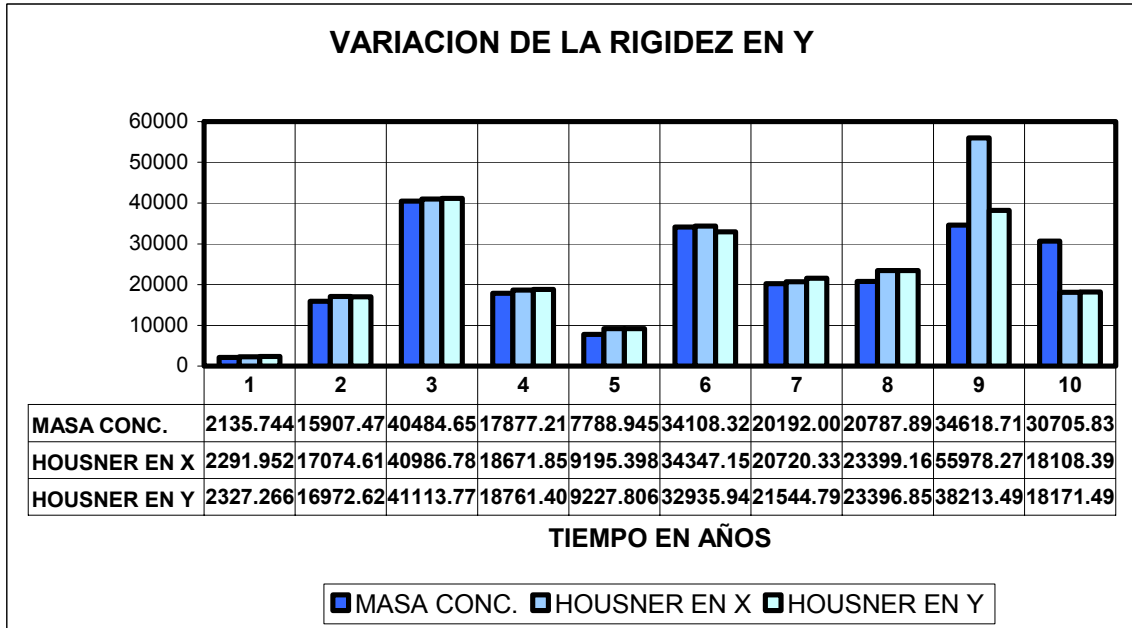


Figura (4.4) Variación de la Rigidez en la dirección Y.



4.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL MODELAMIENTO DE LOS EDIFICIOS EN EL SOFTWARE SAP 2000

Los resultados son mostrados siguiendo el orden planteado en el capítulo tres para la presentación de los edificios pertenecientes a la muestra, la cual es el objeto del presente estudio de investigación.

Los resultados se muestran en orden ascendente empezando por el modelo del edificio Coopmagisterio, iniciando con las curvas de capacidad para el modelo de masa concentrada tanto en dirección X como en Y, seguido de un diagrama de rotulación para el punto de desempeño en ambas direcciones, luego se muestra el punto de desempeño de manera gráfica con la intersección de la curva de capacidad y de la demanda en coordenadas espectrales, hallando el nivel de desempeño estructural sin tener en cuenta los niveles no estructurales.

4.4.1. MODELO N° 1. EDIFICIO COOPMAGISTERIO X

- **MODELO MASA CONCENTRADA**

Figura (4.5) Curvas de Capacidad Coopmagisterio Modelo Masa Concentrada.

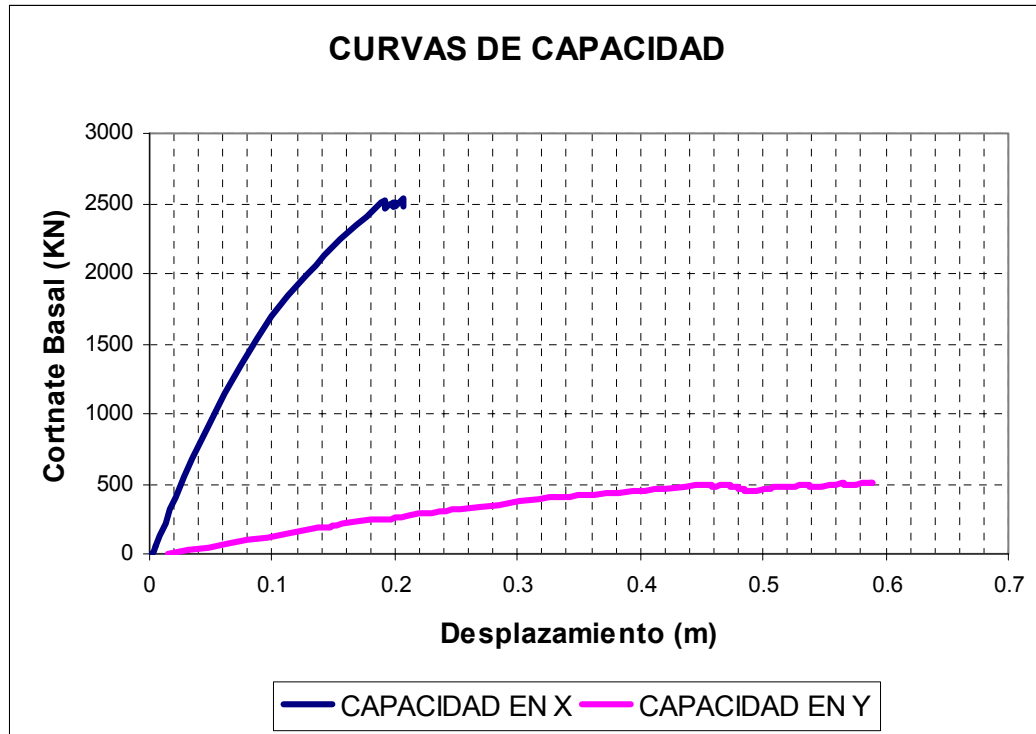


Figura (4.6) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Coopmagisterio Modelo Masa Concentrada.

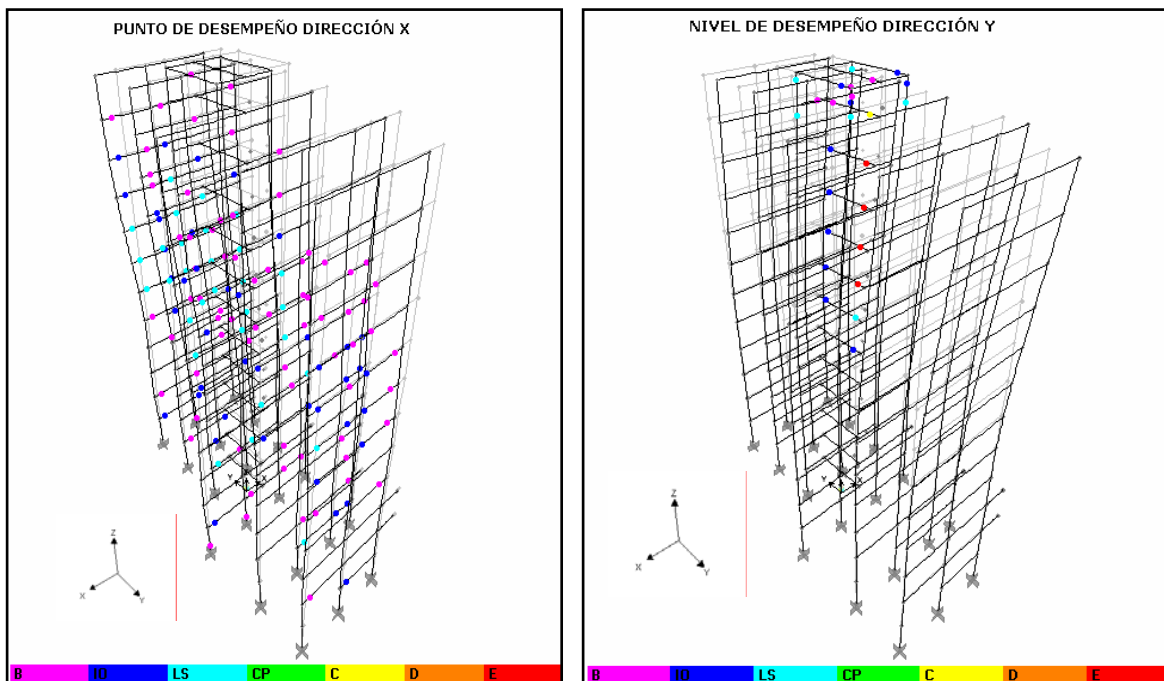


Figura (4.7) Intercepción Curva de Capacidad Coopmagisterio Modelo Masa Concentrada en X con el curva de demanda.

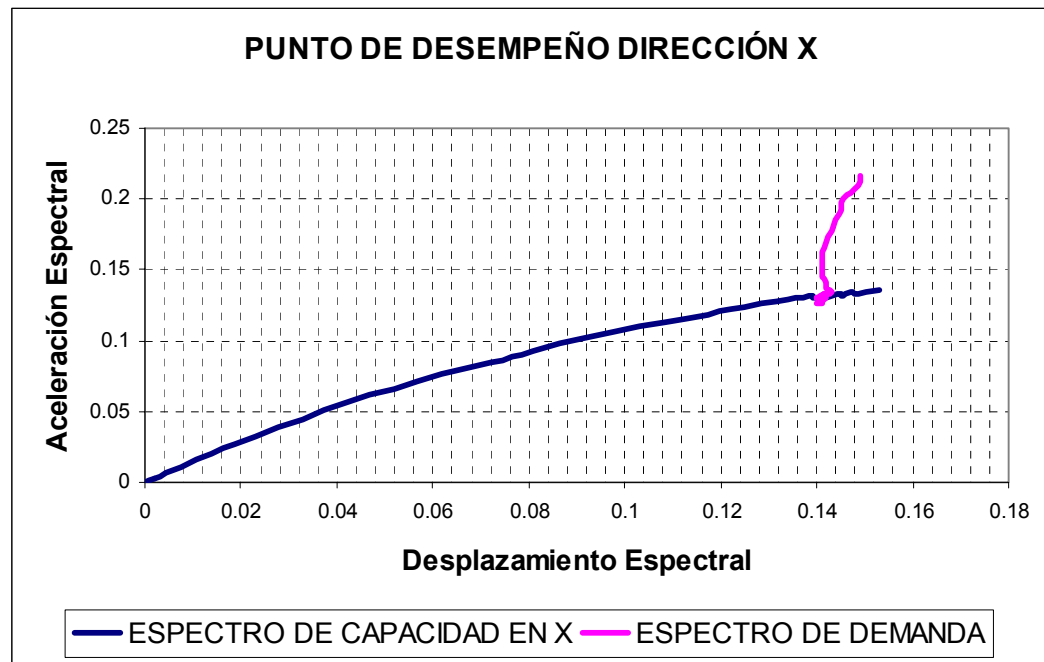
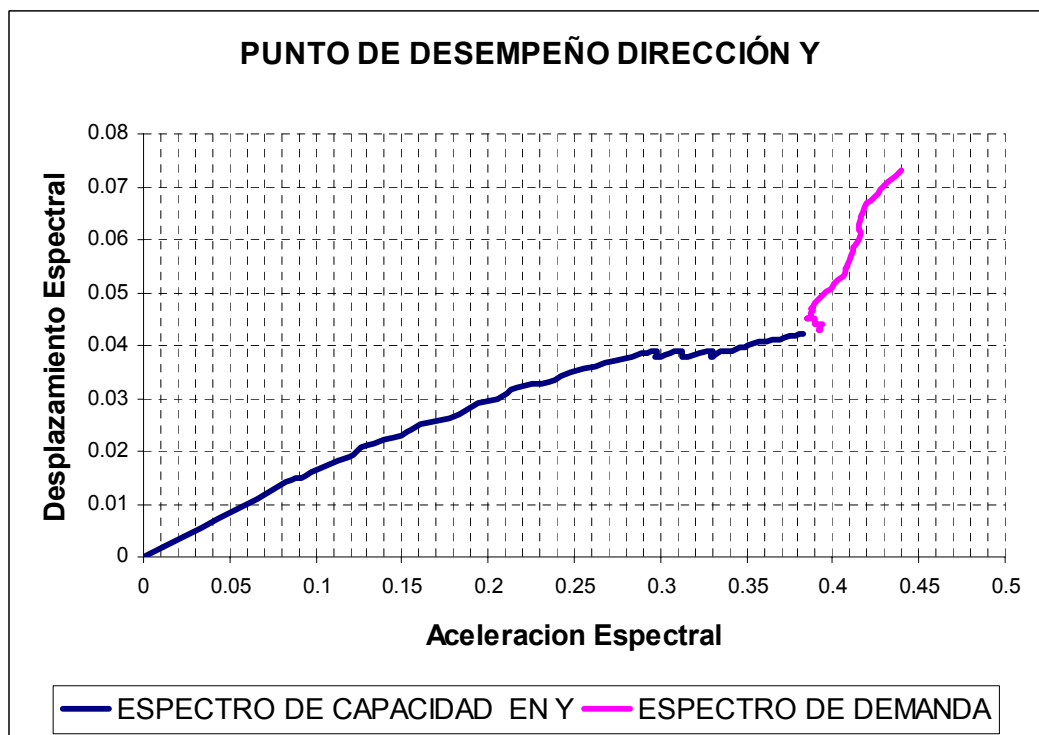


Figura (4.8) Intercepción Curva de Capacidad Coopmagisterio Modelo Masa Concentrada en Y con el curva de demanda.



- **MODELO HOUSNER EN X**

Figura (4.9) Curvas de Capacidad Coopmagisterio Modelo Housner en X.

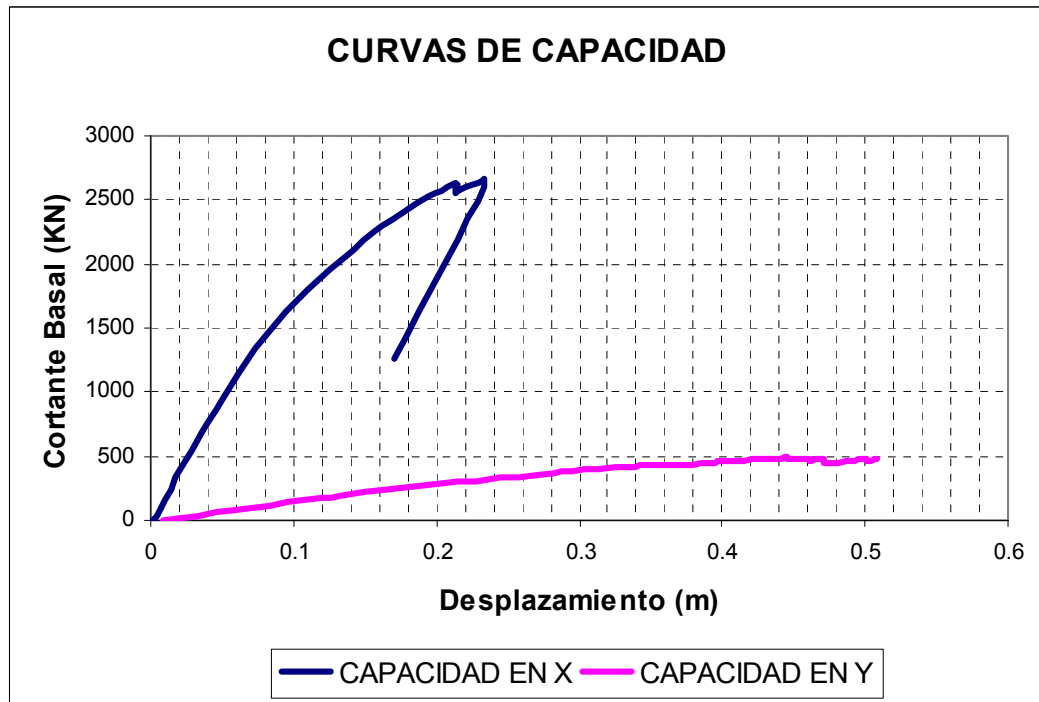


Figura (4.10) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Coopmagisterio Modelo Housner en X.

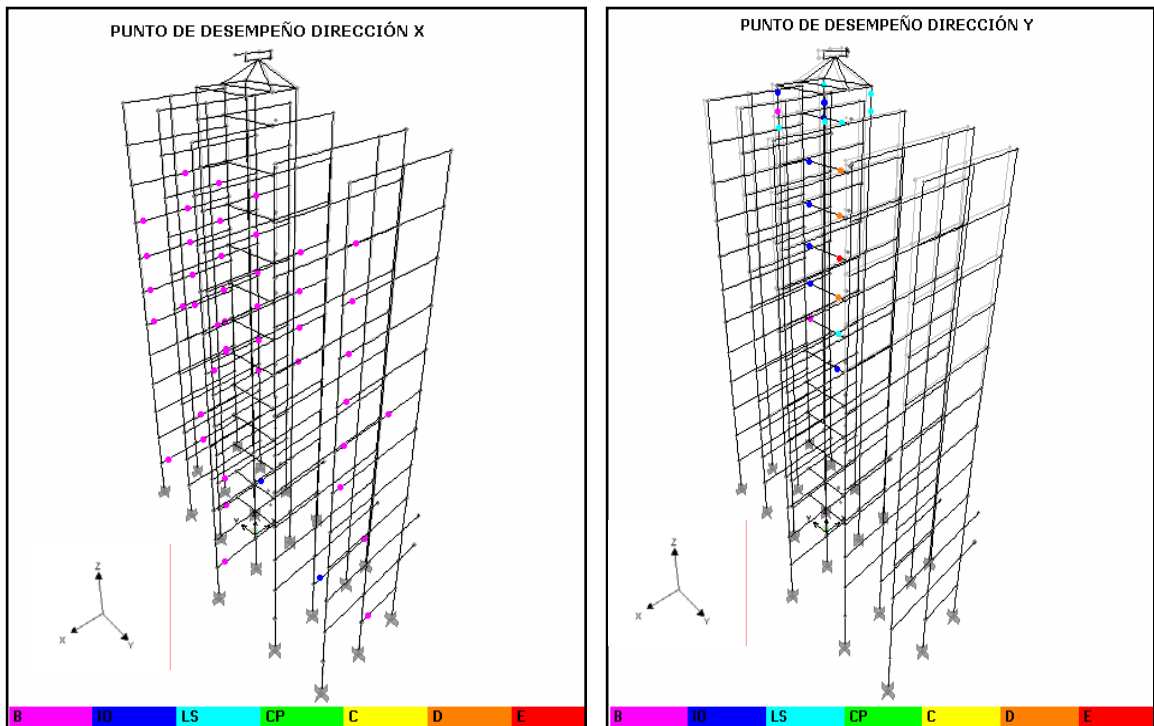


Figura (4.11) Intercepción Curva de Capacidad en X Coopmagisterio Modelo Housner en X con la curva de demanda.

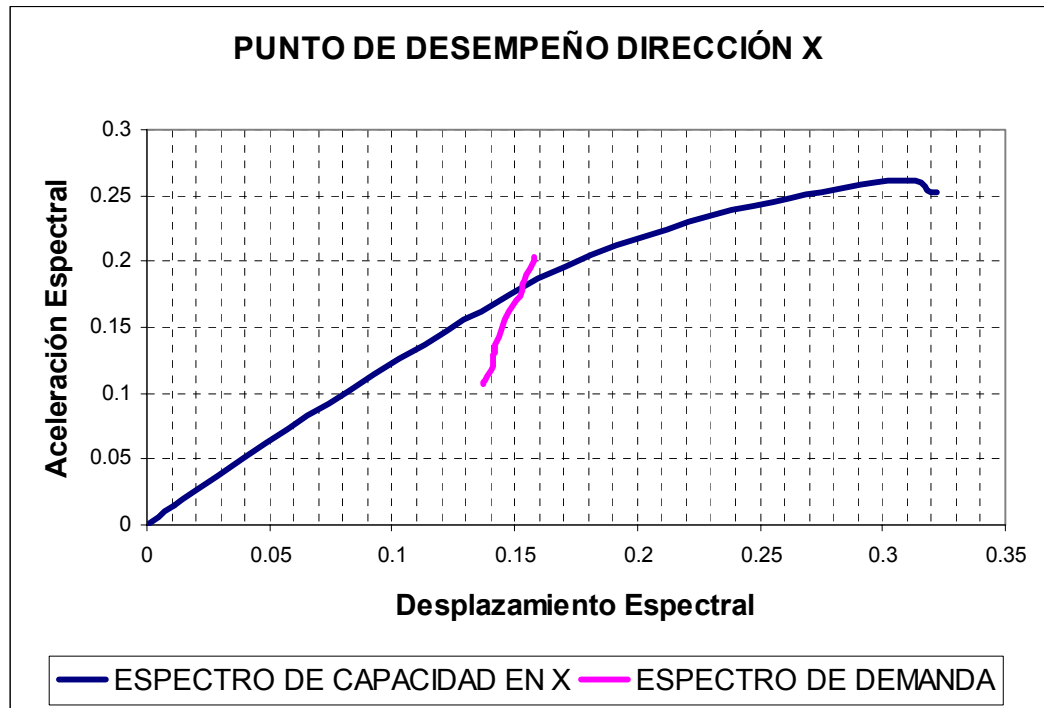
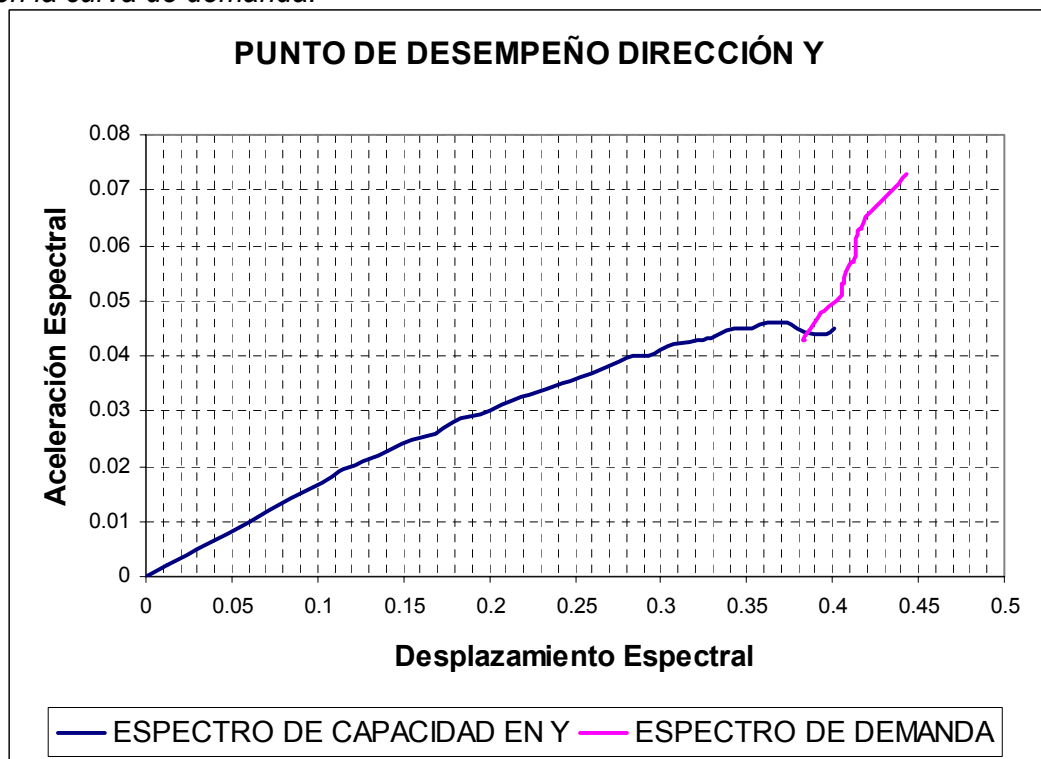


Figura (4.12) Intercepción Curva de Capacidad en Y Coopmagisterio Modelo Housner en X con la curva de demanda.



- **MODELO HOUSNER DIRECCIÓN Y**

Figura (4.13) Curvas de Capacidad Coopmagisterio Modelo Housner en Y.

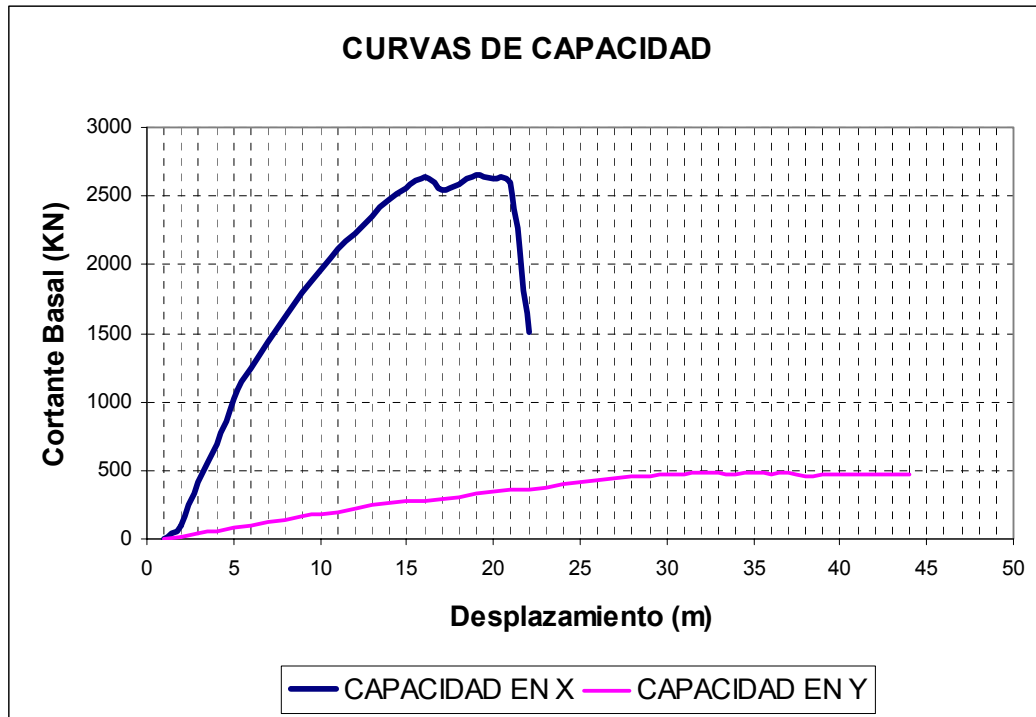


Figura (4.14) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Coopmagisterio Modelo Housner en Y.

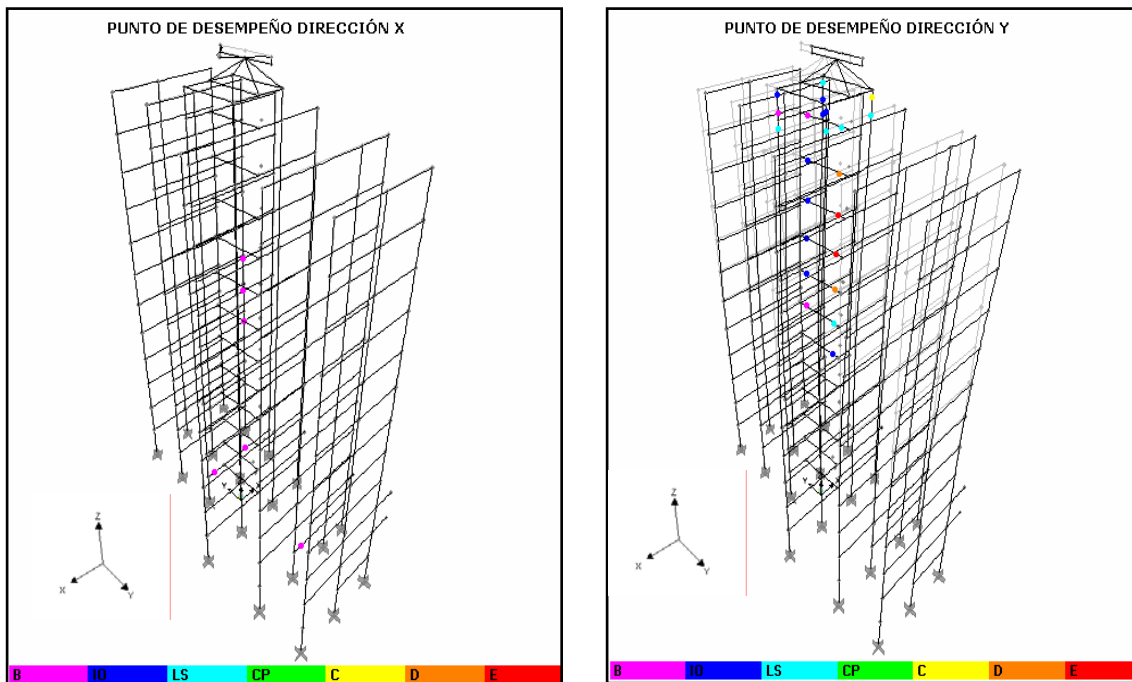


Figura (4.15) Intersección Curva de Capacidad en X Coopmagisterio Modelo Housner en Y con la curva de demanda.

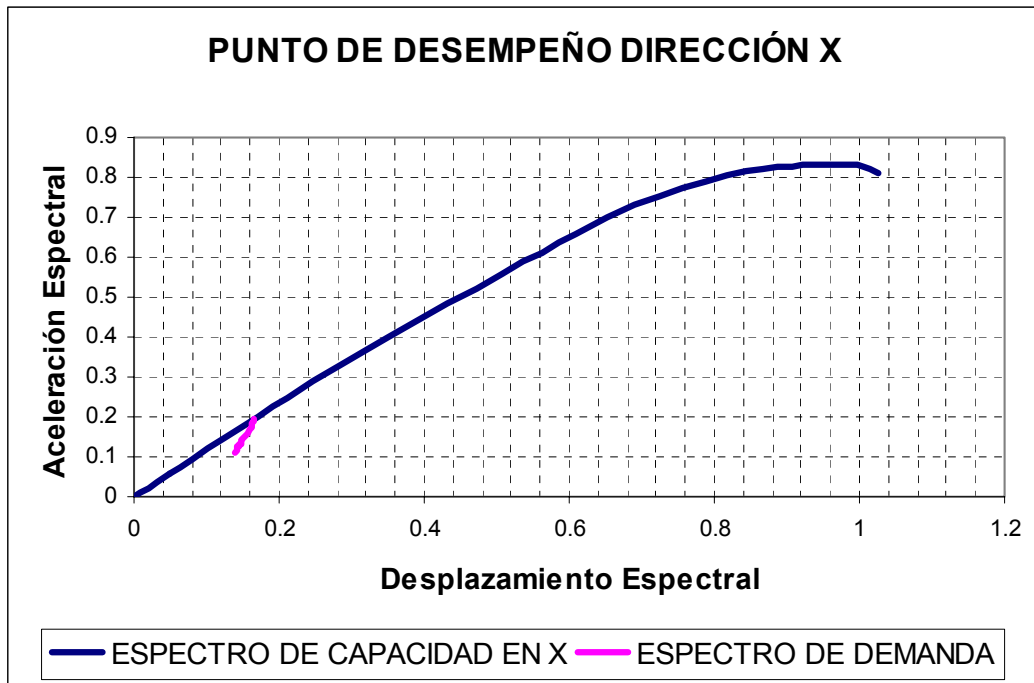
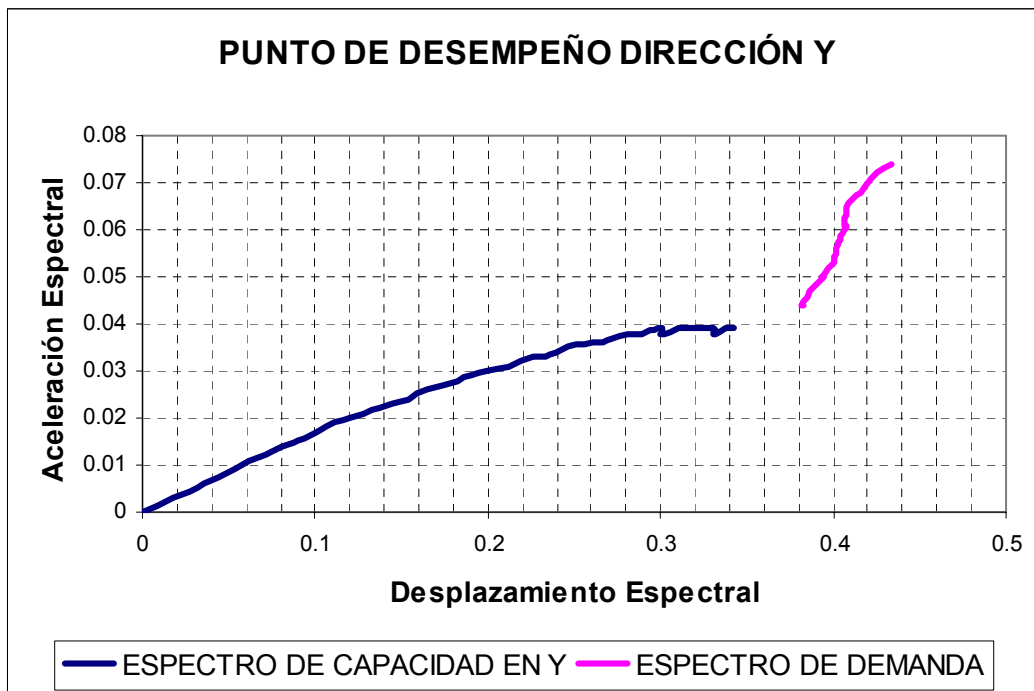


Figura (4.16) Intersección Curva de Capacidad en Y Coopmagisterio Modelo Housner en Y con la curva de demanda.



4.4.2. MODELO N° 2. EDIFICIO FAVUIS

- **MODELO MASA CONCENTRADA**

Figura (4.17) Curvas de Capacidad Favuis Modelo Masa Concentrada.

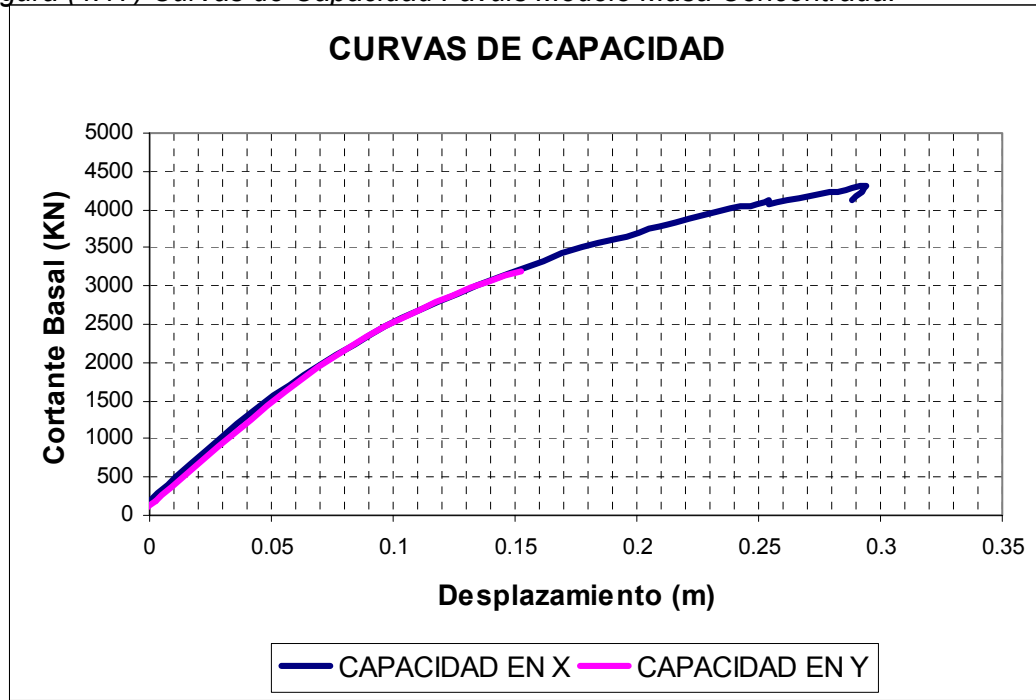


Figura (4.18) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Favuis Modelo Masa Concentrada.

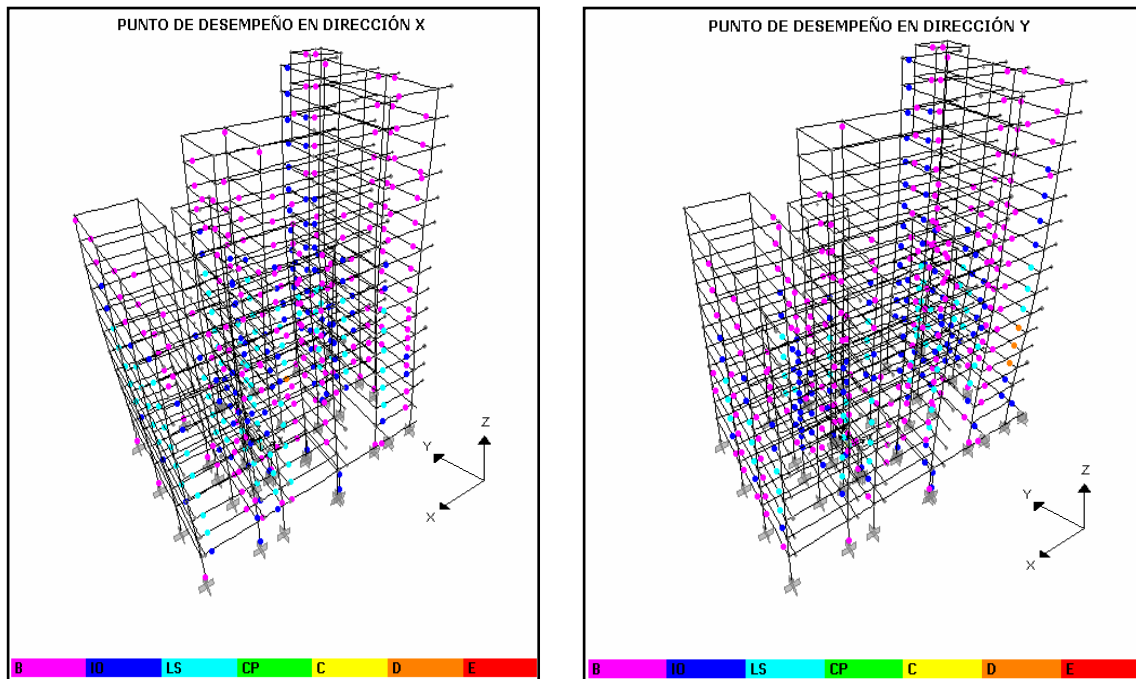


Figura (4.19) Intersección Curva de Capacidad Favuis Modelo Masa Concentrada en X con el curva de demanda.

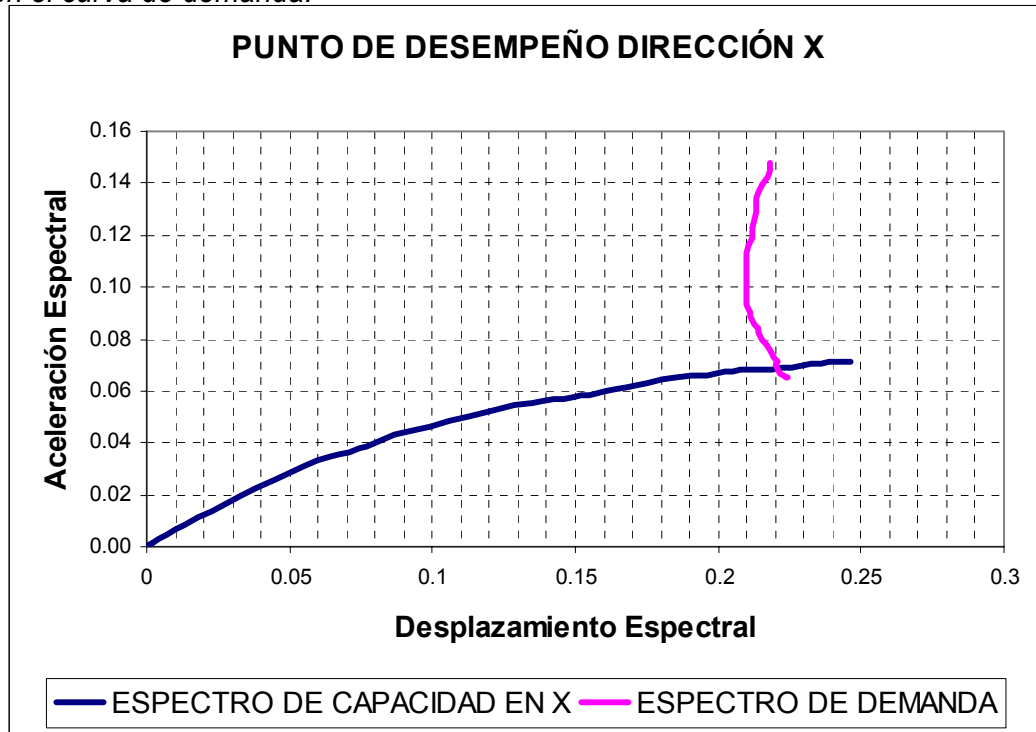
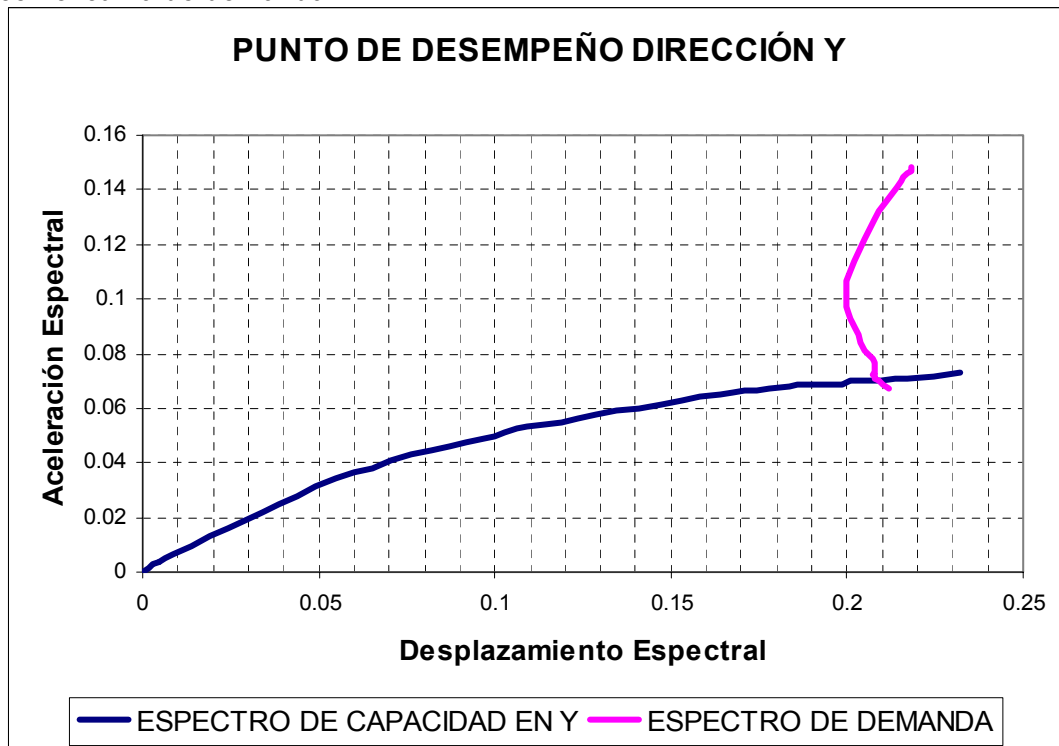


Figura (4.20) Intersección Curva de Capacidad Favuis Modelo Masa Concentrada en Y con el curva de demanda.



- **MODELO HOUSNER EN X**

Figura (4.21) Curvas de Capacidad Favuis Modelo Housner en X.

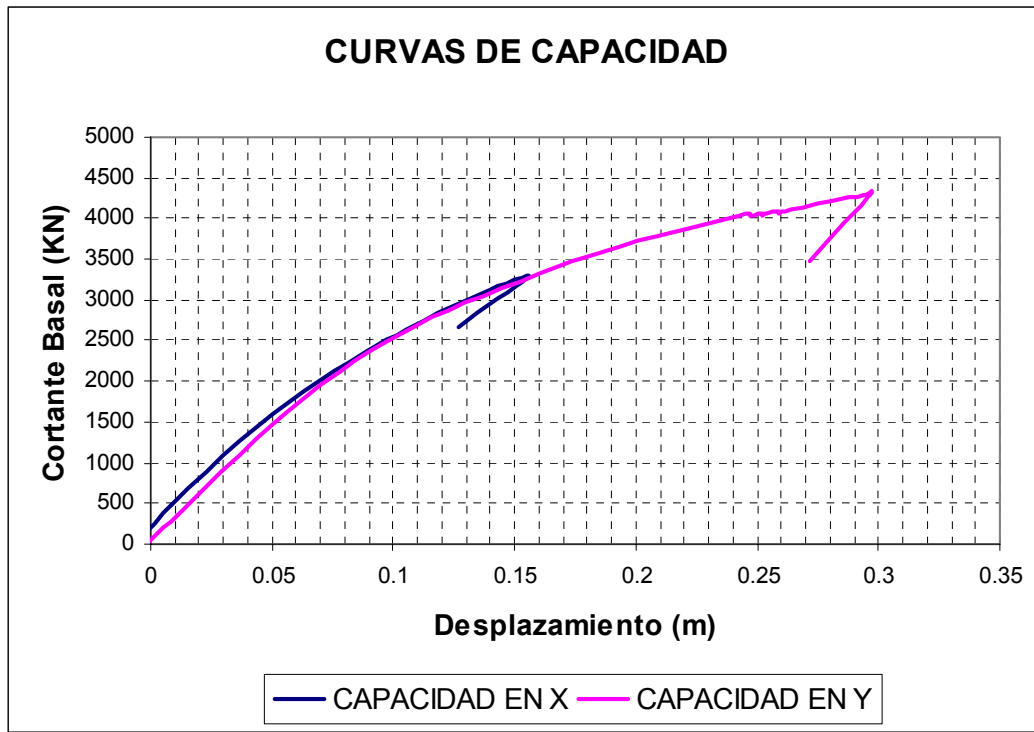


Figura (4.22) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Favuis Modelo Housner en X.

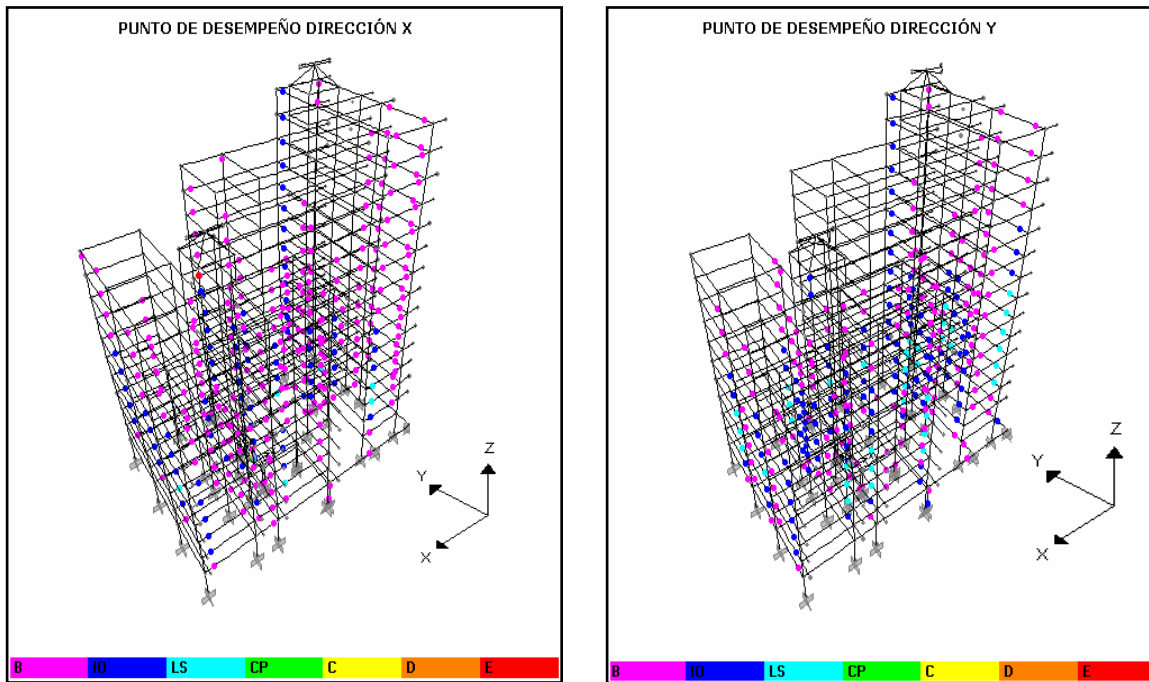


Figura (4.23) Intercepción Curva de Capacidad en X Favuis Modelo Housner en X con la curva de demanda.

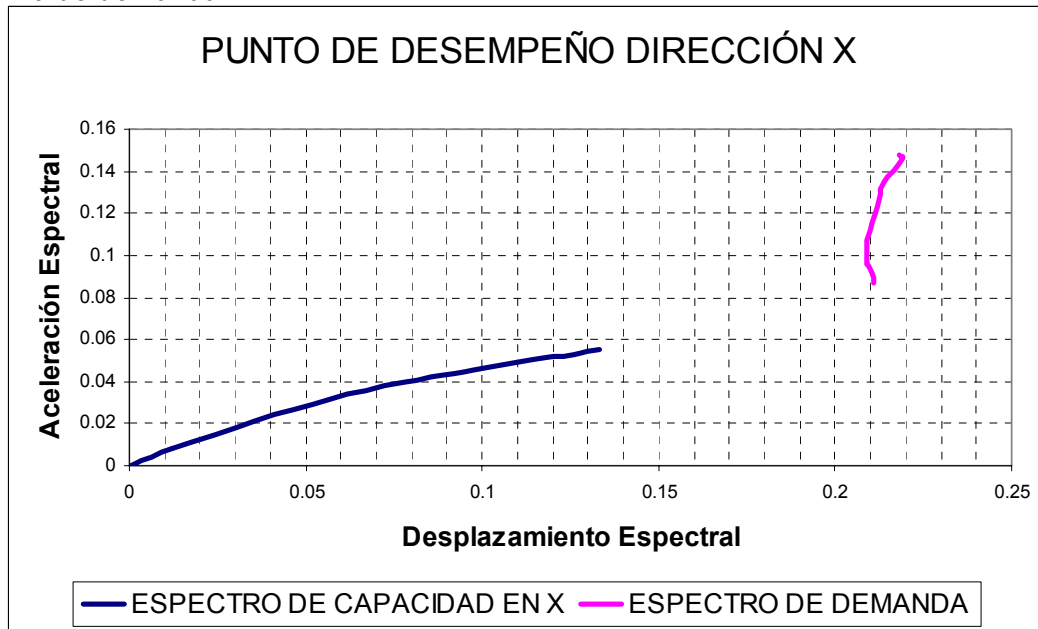
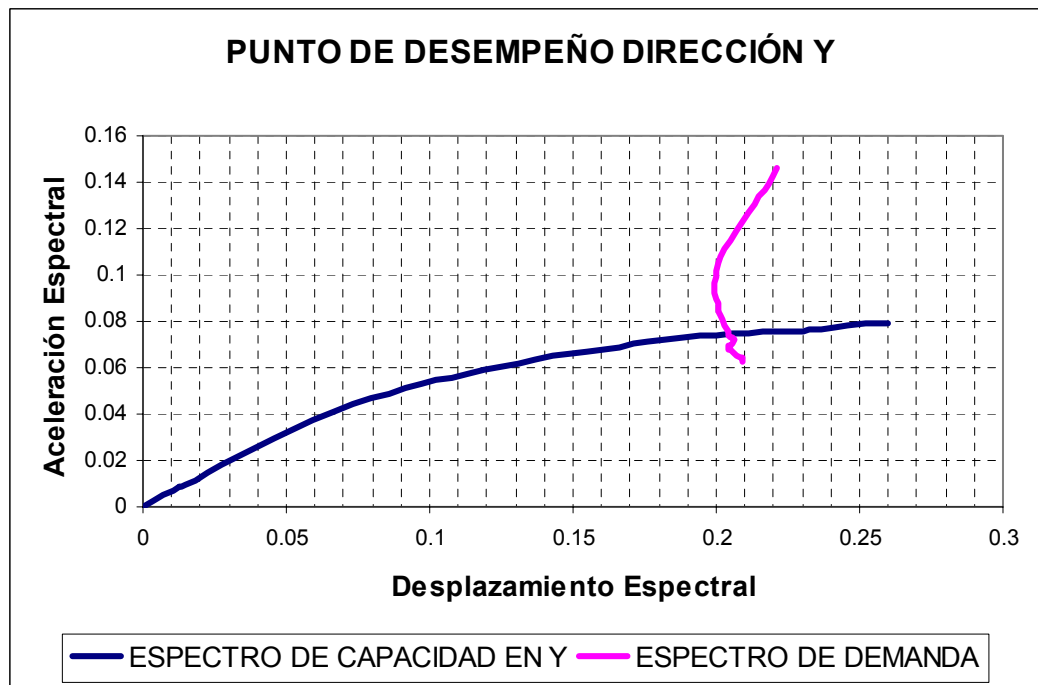


Figura (4.24) Intercepción Curva de Capacidad en Y Favuis Modelo Housner en X con la curva de demanda.



- **MODELO HOUSNER DIRECCIÓN Y**

Figura (4.25) Curvas de Capacidad Favuis Modelo Housner en Y.

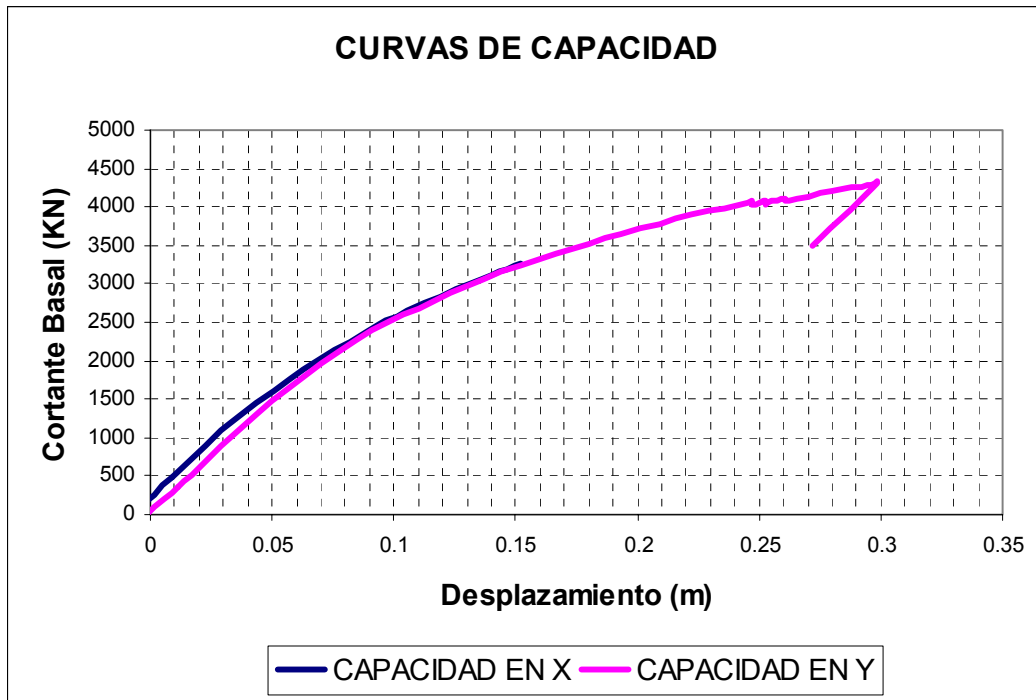


Figura (4.26) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Favuis Modelo Housner en Y.

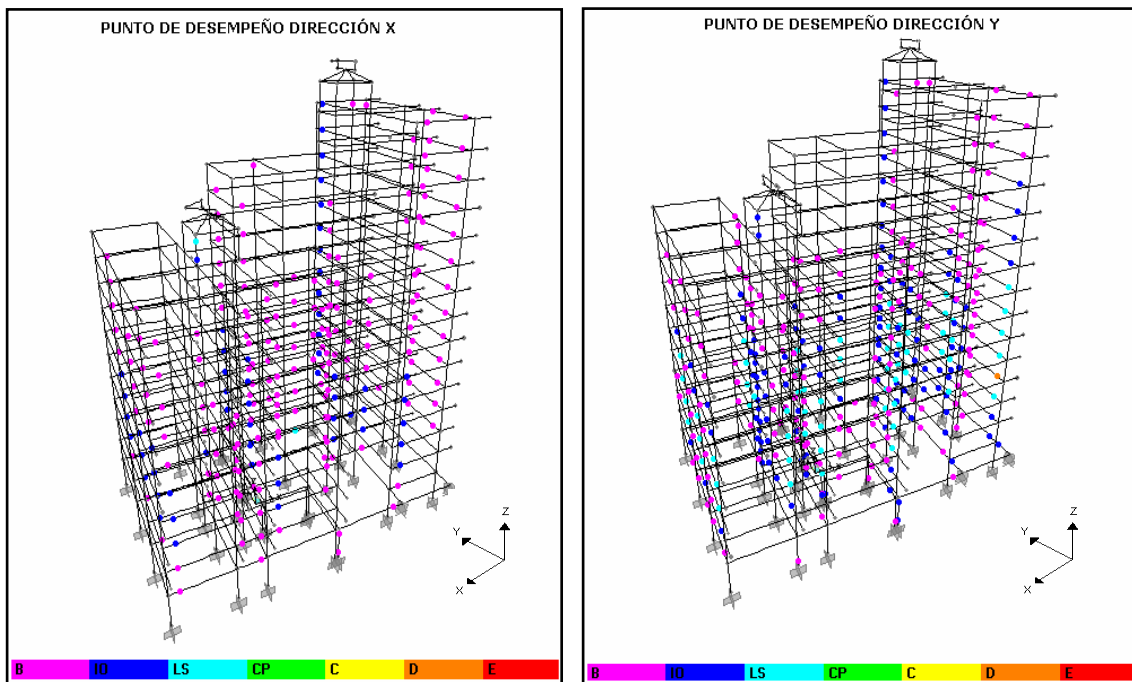


Figura (4.27) Intercepción Curva de Capacidad en X Favuis Modelo Housner en Y con la curva de demanda.

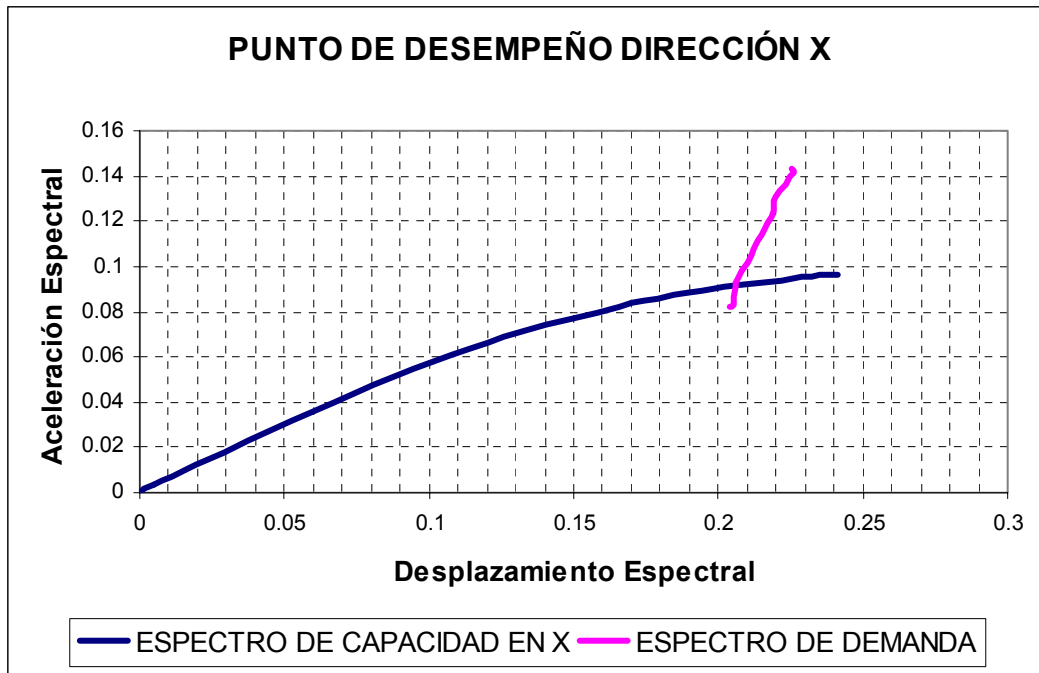
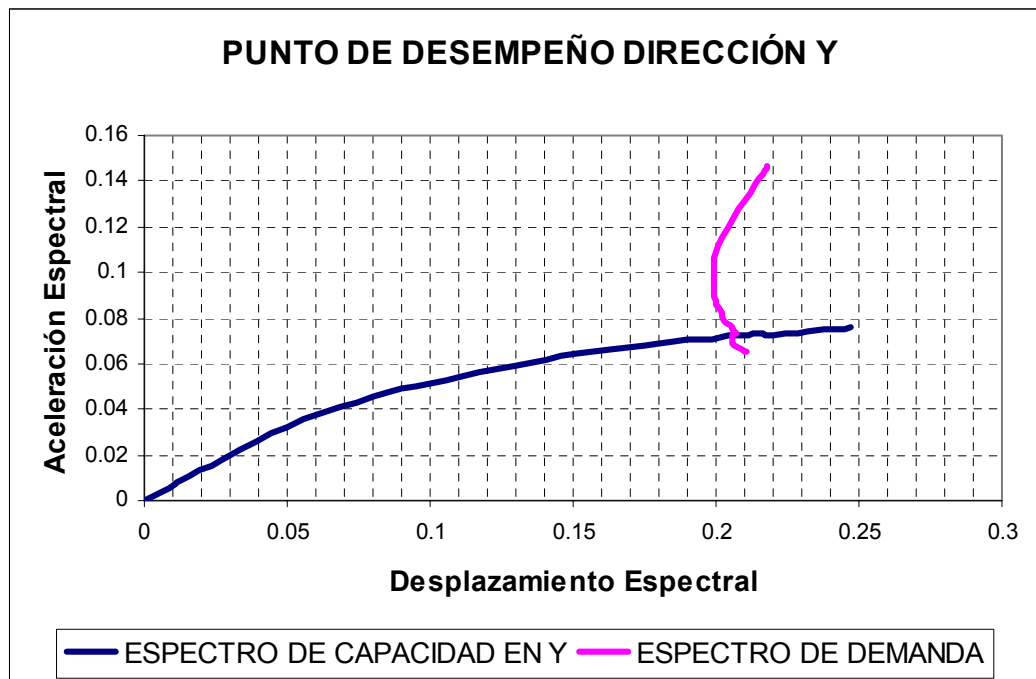


Figura (4.28) Intercepción Curva de Capacidad en Y Favuis Modelo Housner en Y con la curva de demanda.



4.4.3. MODELO N° 3. EDIFICIO EL PUENTE

- **MODELO MASA CONCENTRADA**

Figura (4.29) Curvas de Capacidad El Puente Modelo Masa Concentrada.

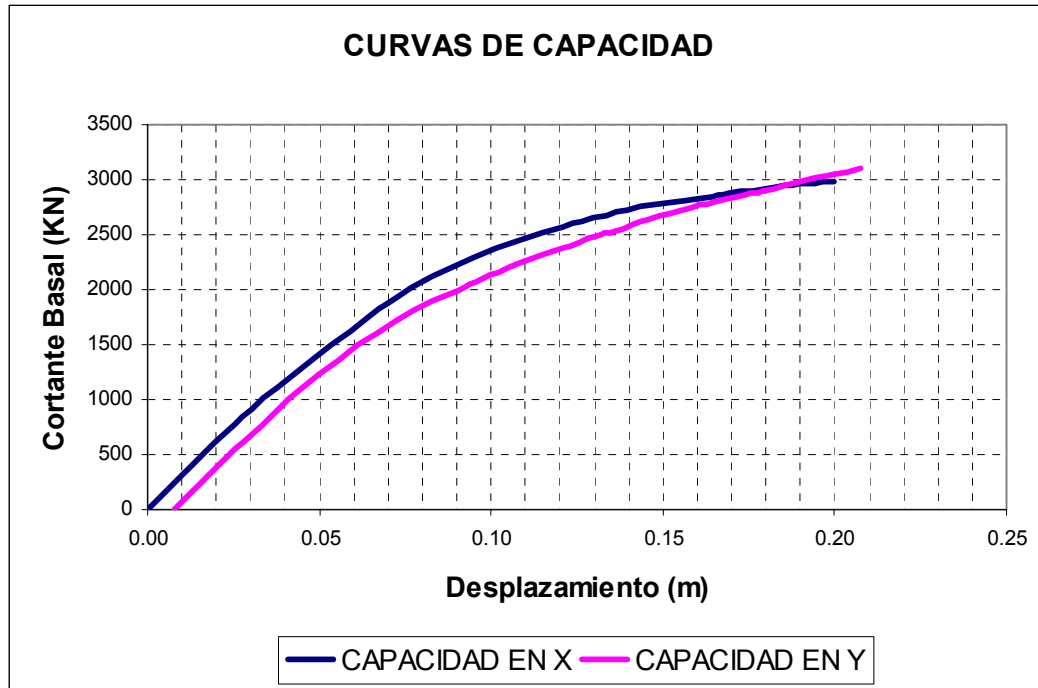


Figura (4.30) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño El Puente Modelo Masa Concentrada.

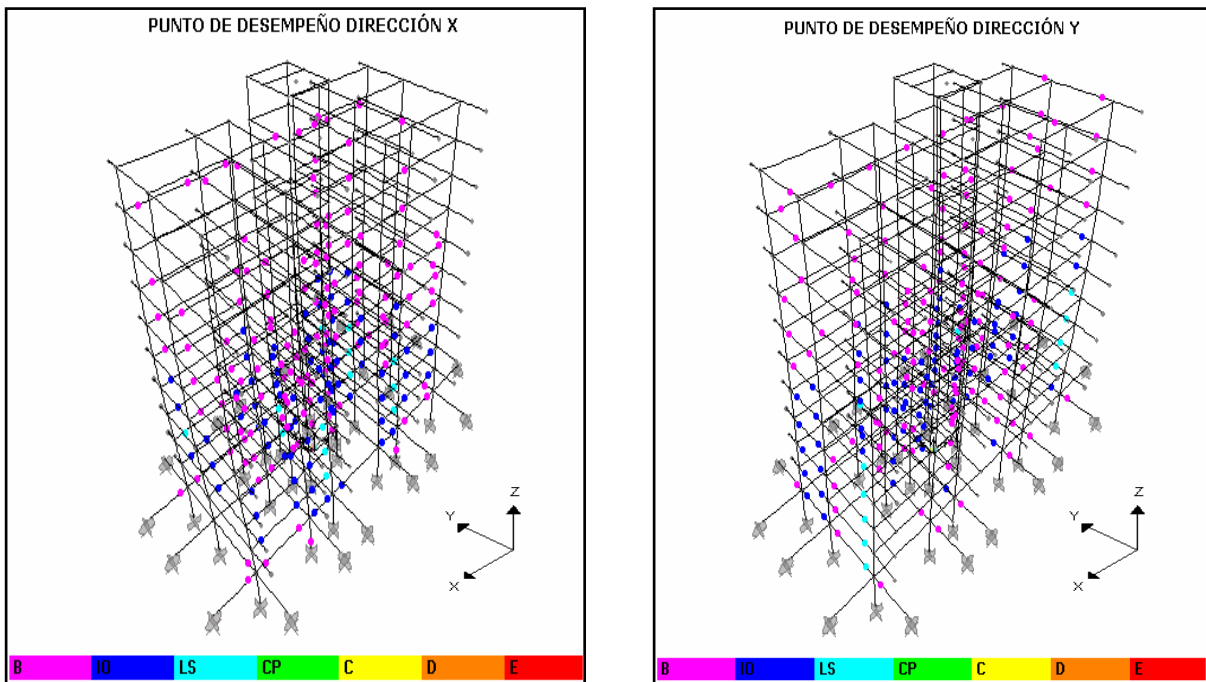


Figura (4.31) Intersección Curva de Capacidad El Puente Modelo Masa Concentrada en X con el curva de demanda.

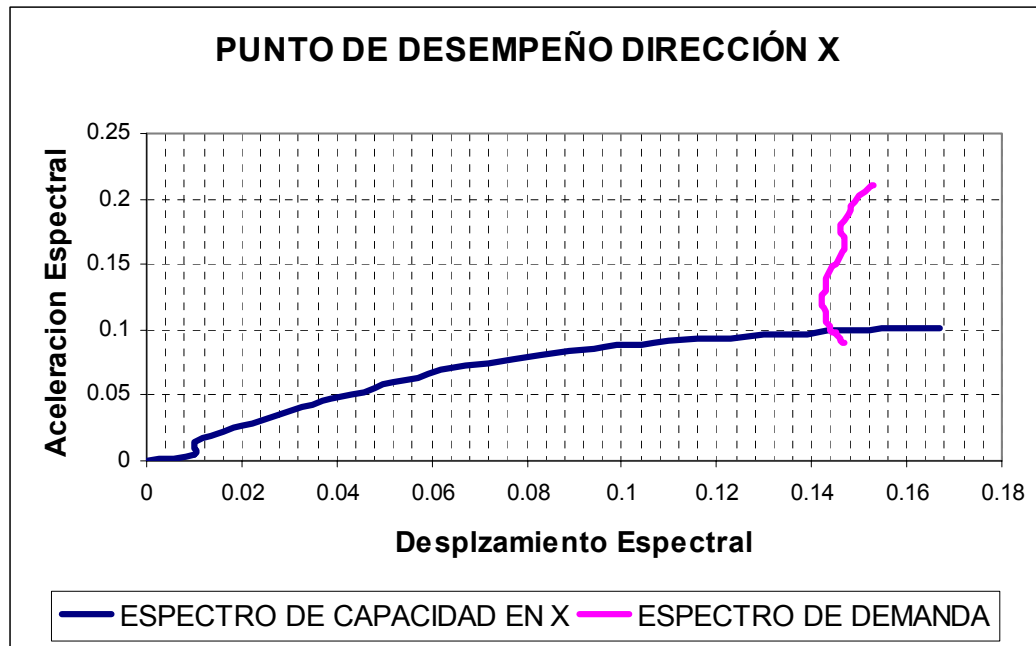
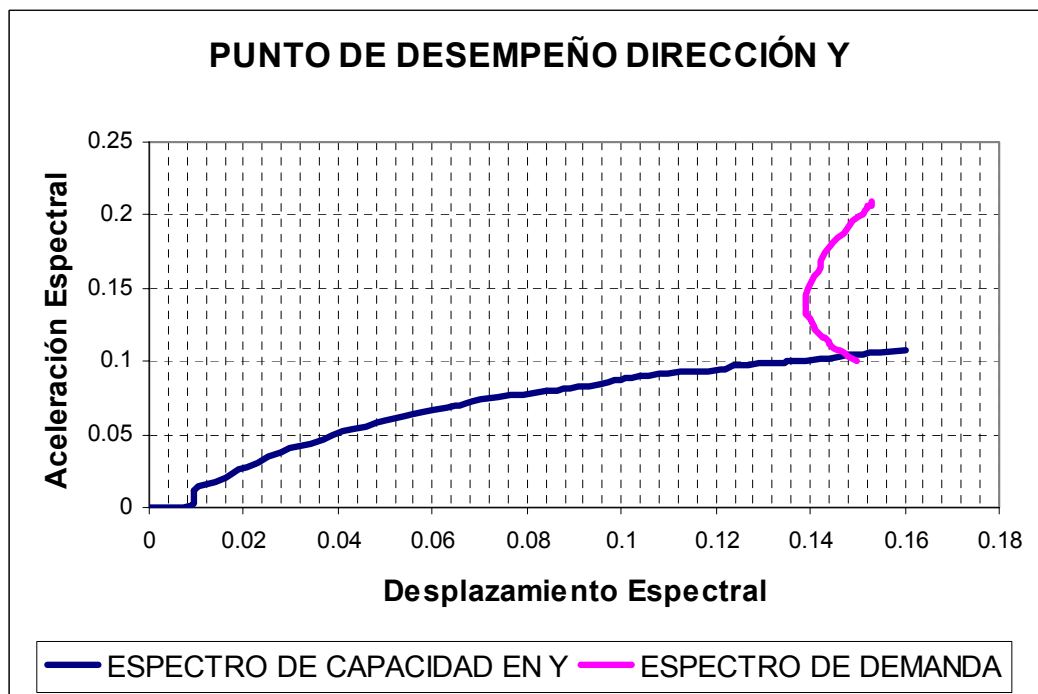


Figura (4.32) Intersección Curva de Capacidad El Puente Modelo Masa Concentrada en Y con el curva de demanda.



- **MODELO HOUSNER EN X**

Figura (4.33) Curvas de Capacidad El Puente Modelo Housner en X.

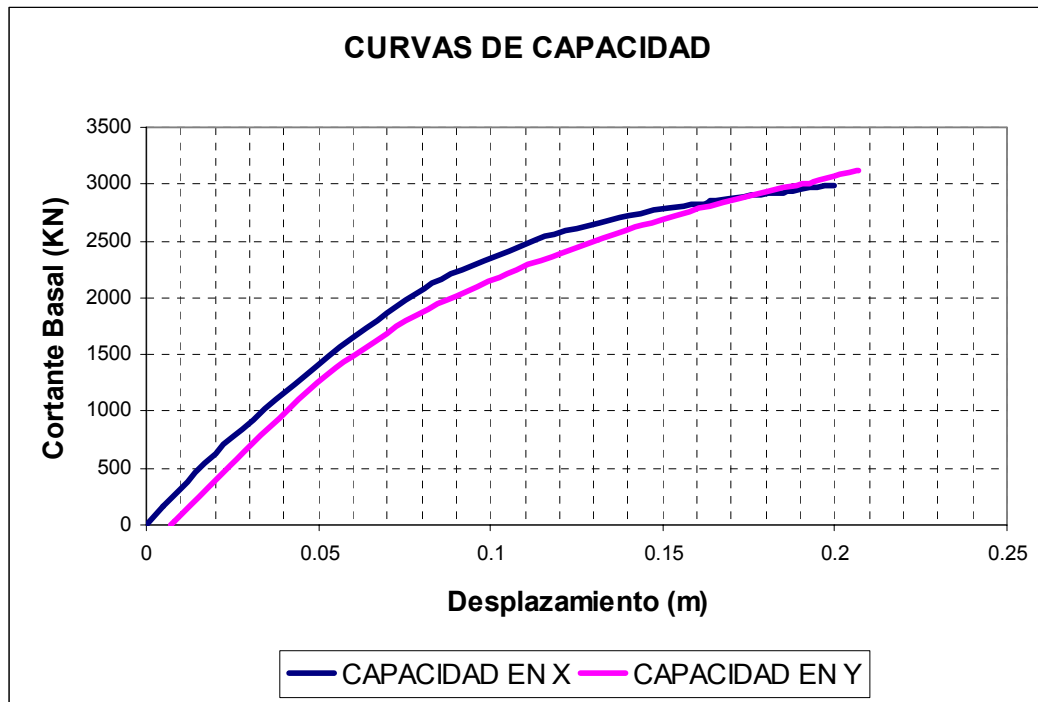


Figura (4.34) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño El Puente Modelo Housner en X.

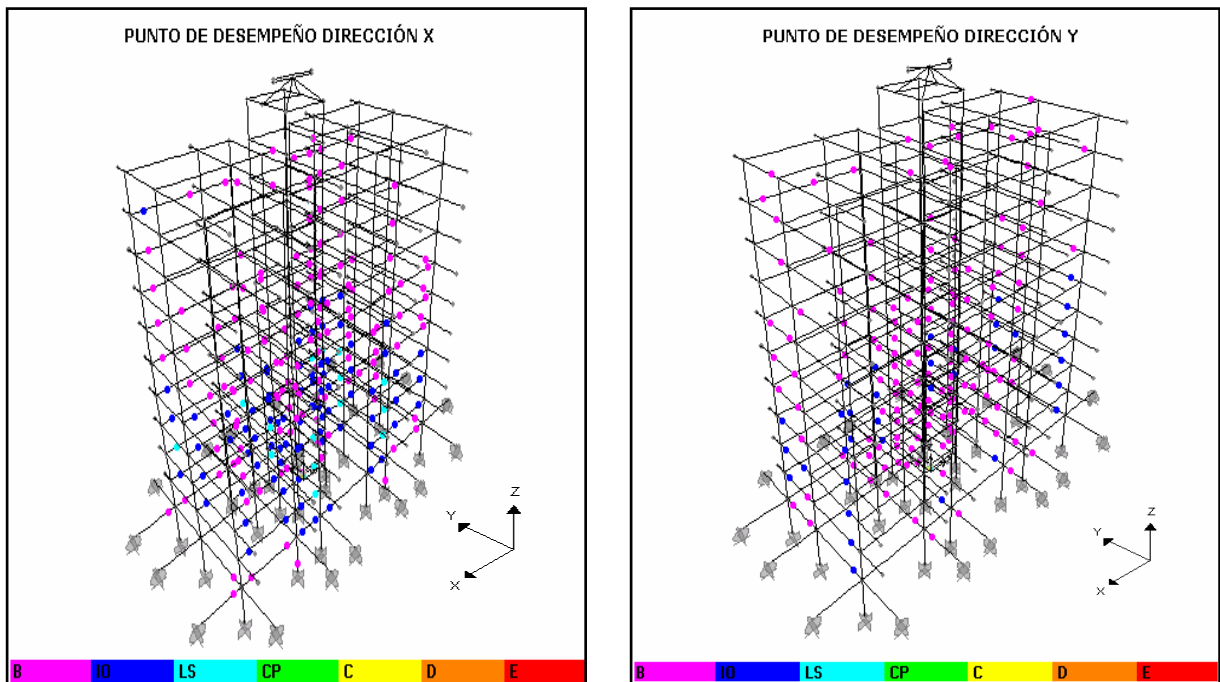


Figura (4.35) Intersección Curva de Capacidad en X El Puente Modelo Housner en X con la curva de demanda.

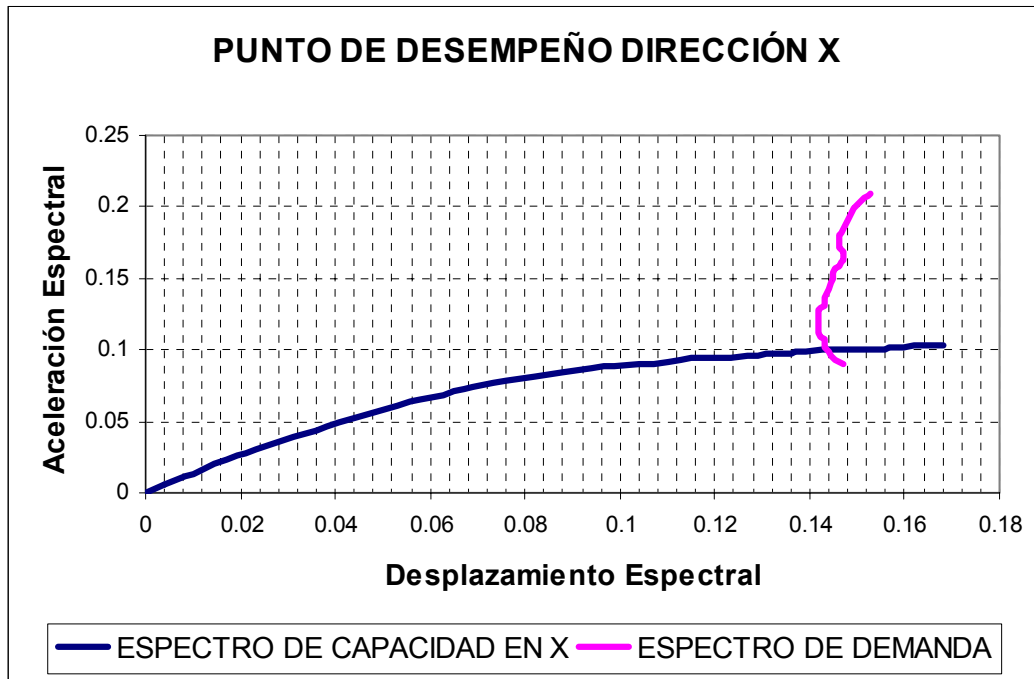
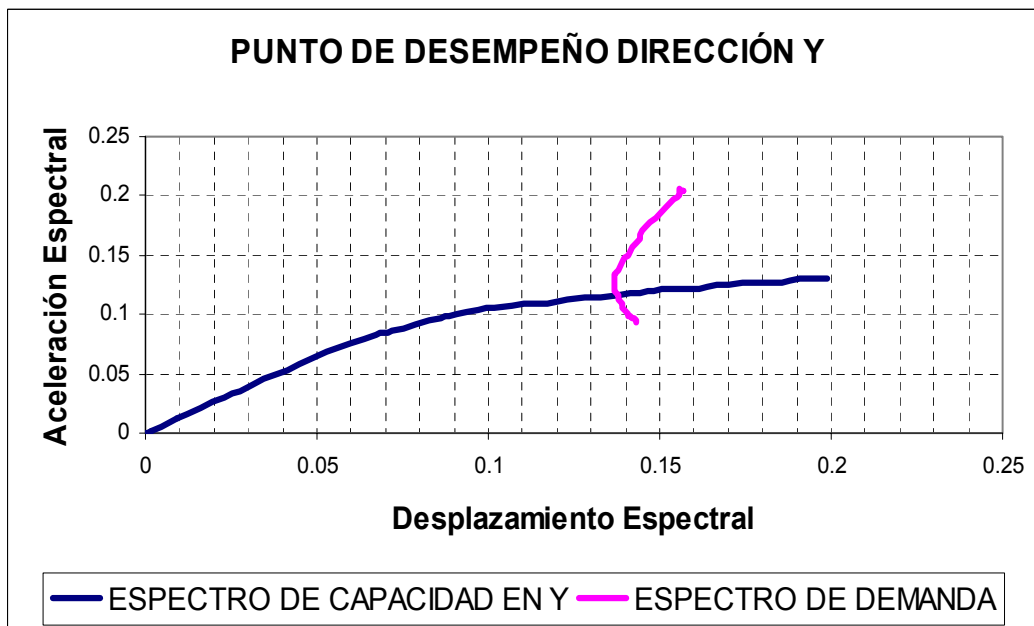


Figura (4.36) Intersección Curva de Capacidad en Y El Puente Modelo Housner en X con la curva de demanda.



- **MODELO HOUSNER DIRECCIÓN Y**

Figura (4.37) Curvas de Capacidad El Puente Modelo Housner en Y.

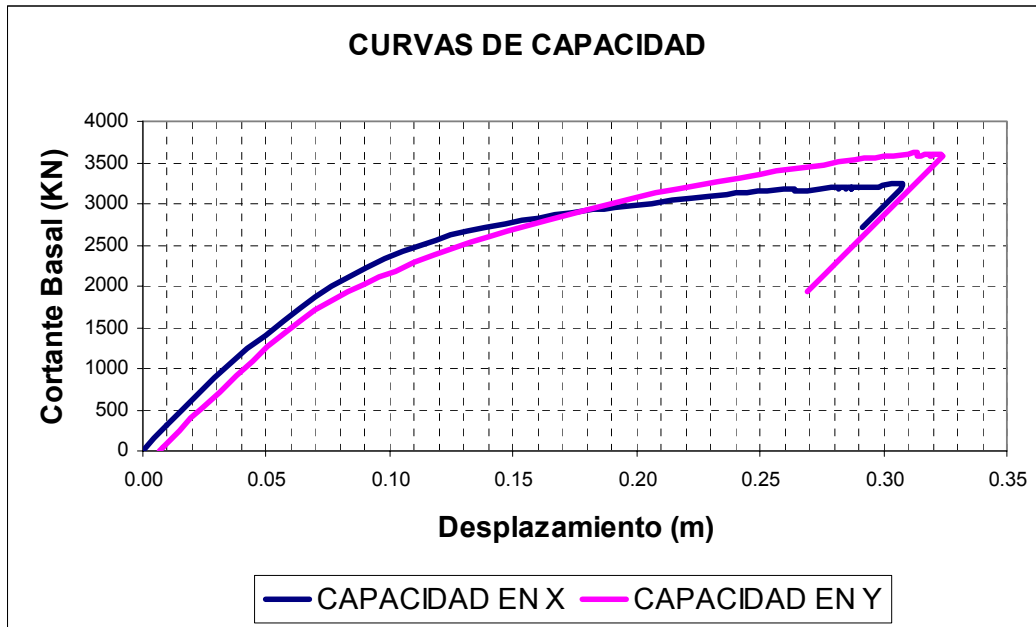


Figura (4.38) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño El Puente Modelo Housner en Y.

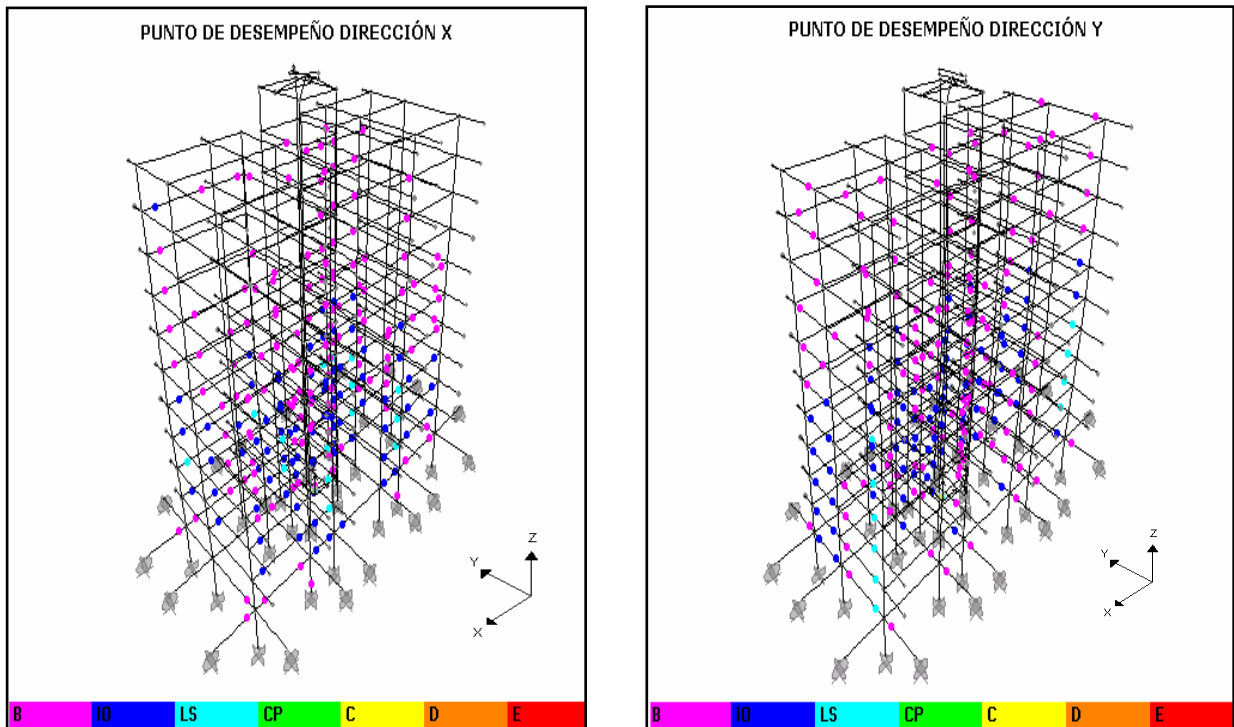


Figura (4.39) Intercepción Curva de Capacidad en X El Puente Modelo Housner en Y con la curva de demanda.

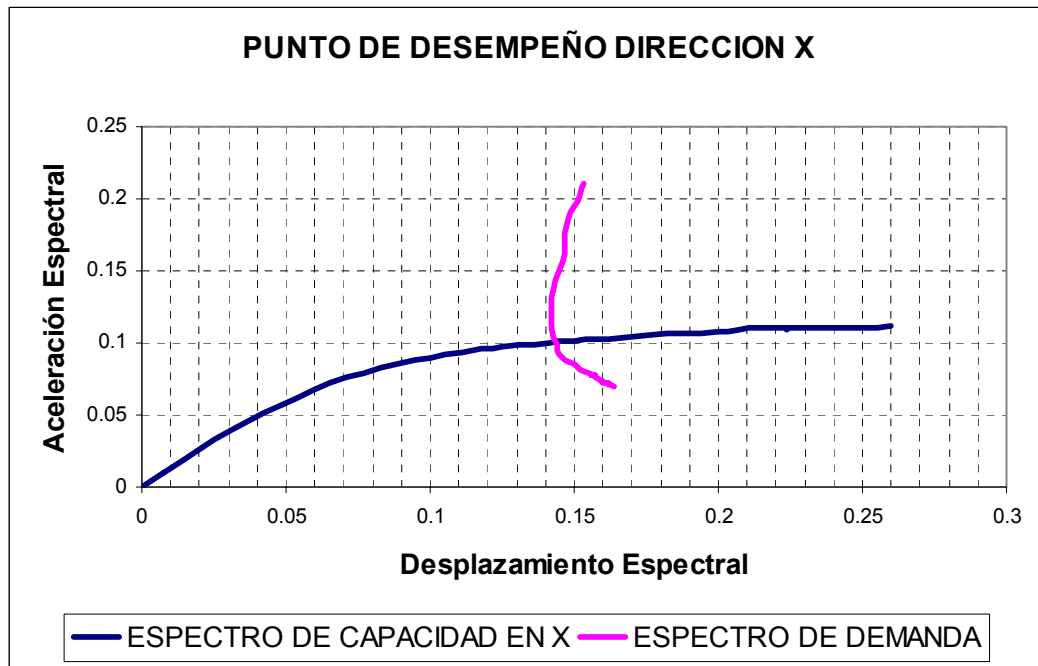
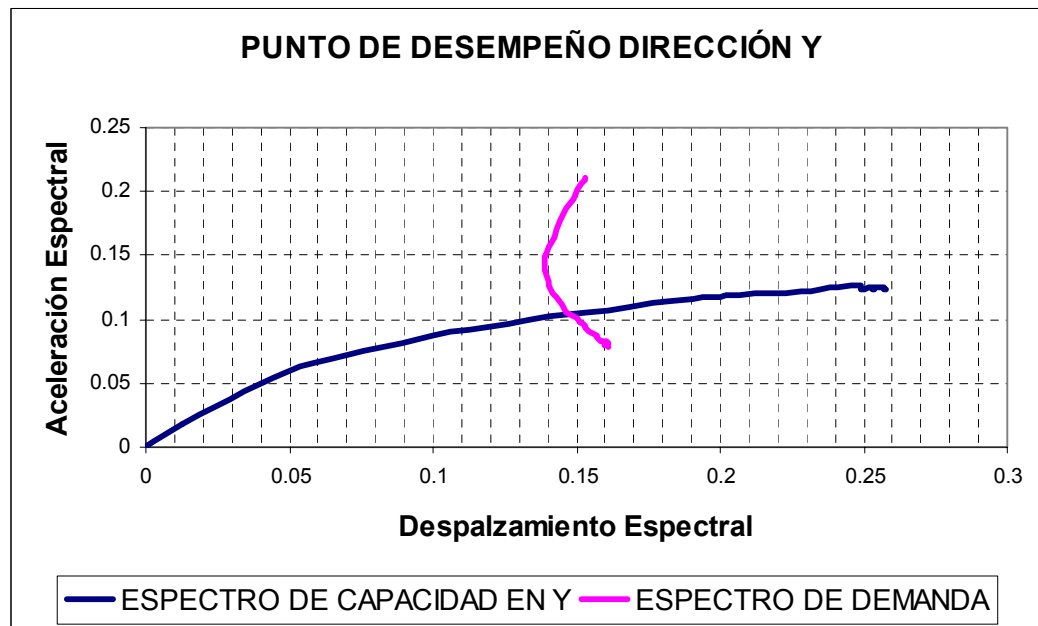


Figura (4.40) Intercepción Curva de Capacidad en Y El Puente Modelo Housner en Y con la curva de demanda.



4.4.4. MODELO N° 4. EDIFICIO FUENCARRAL

- **MODELO MASA CONCENTRADA**

Los resultados para la creación de las curvas de capacidad y encontrar un punto de desempeño en la intercepción con la demanda no se encuentran disponibles, estos datos no fueron posibles de obtener debido a que el software en el proceso de iteración para los análisis de caso no lineal PushG, PushX y PushY, no logro converger con la aplicación de la Metodología aplicada para el análisis estático no lineal. Esto refleja lo complejo que puede llegar a ser el modelamiento inelástico con una herramienta computacional que emplea estas metodologías.

|

- **MODELO HOUSNER DIRECCIÓN X**

No converge

- **MODELO HOUSNER DIRECCIÓN Y**

No converge

4.4.5. MODELO N° 5. EDIFICIO PRISMA

- **MODELO MASA CONCENTRADA**

Figura (4.41) Curvas de Capacidad Prisma Modelo Masa Concentrada.

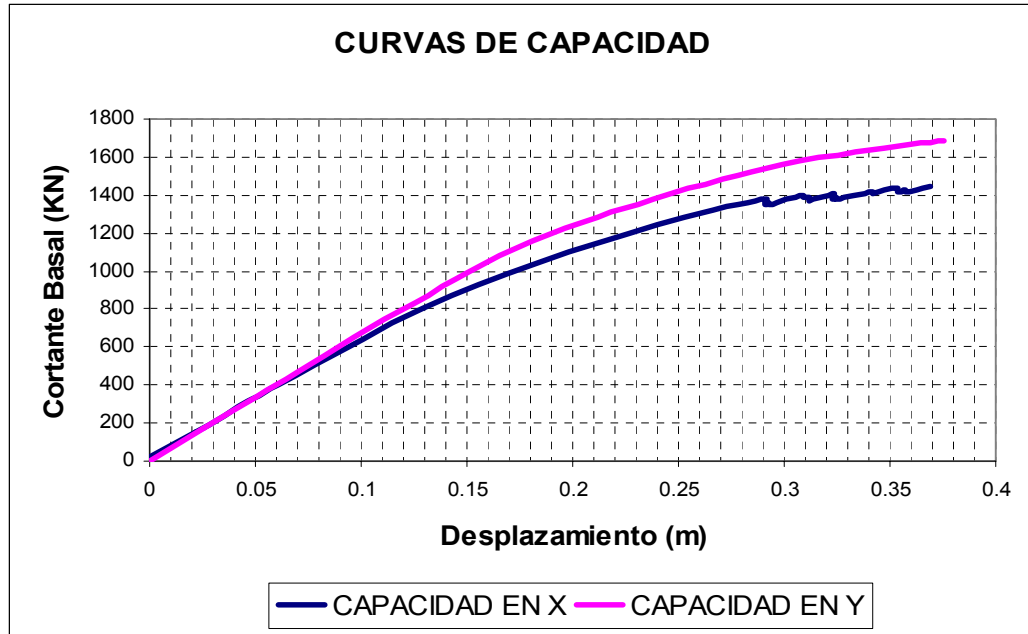


Figura (4.42) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Prisma Modelo Masa Concentrada.

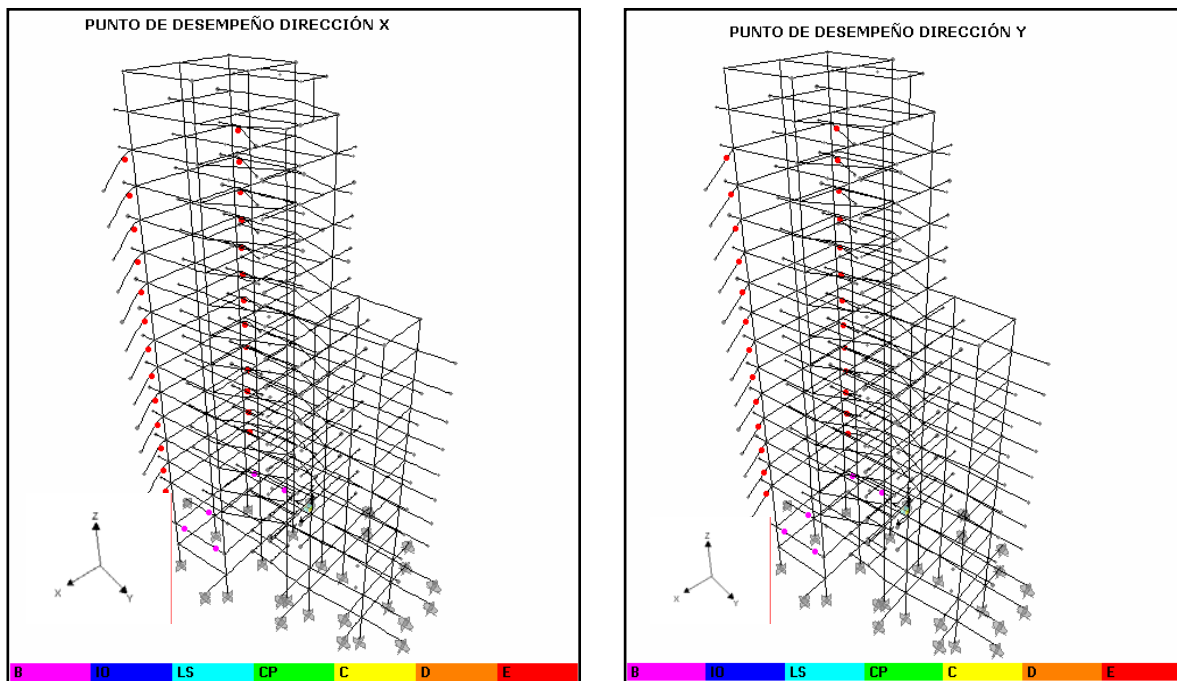


Figura (4.43) Intersección Curva de Capacidad Prisma Modelo Masa Concentrada en X con el curva de demanda.

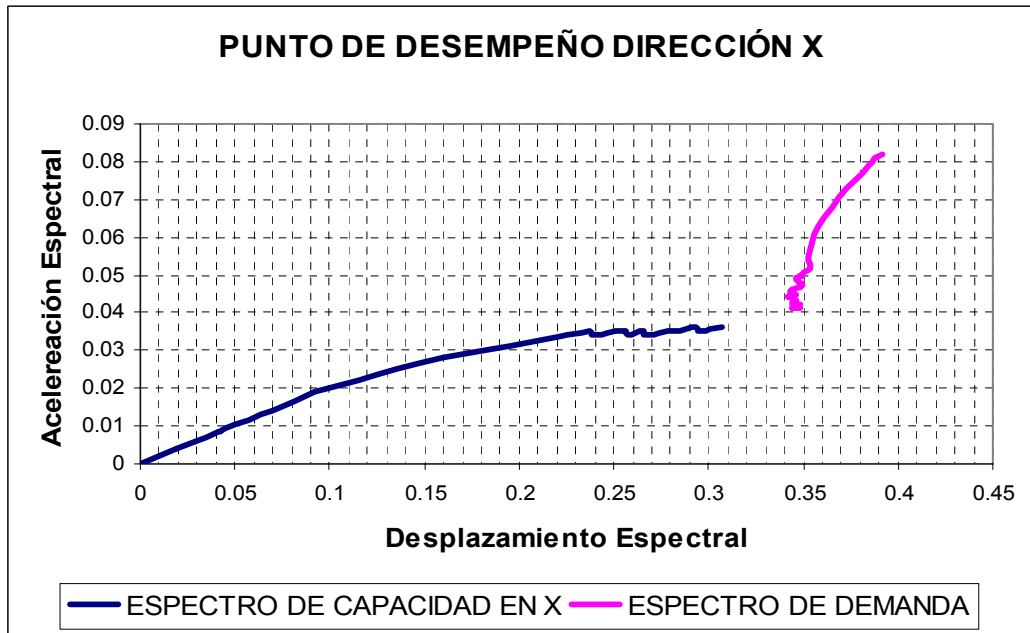
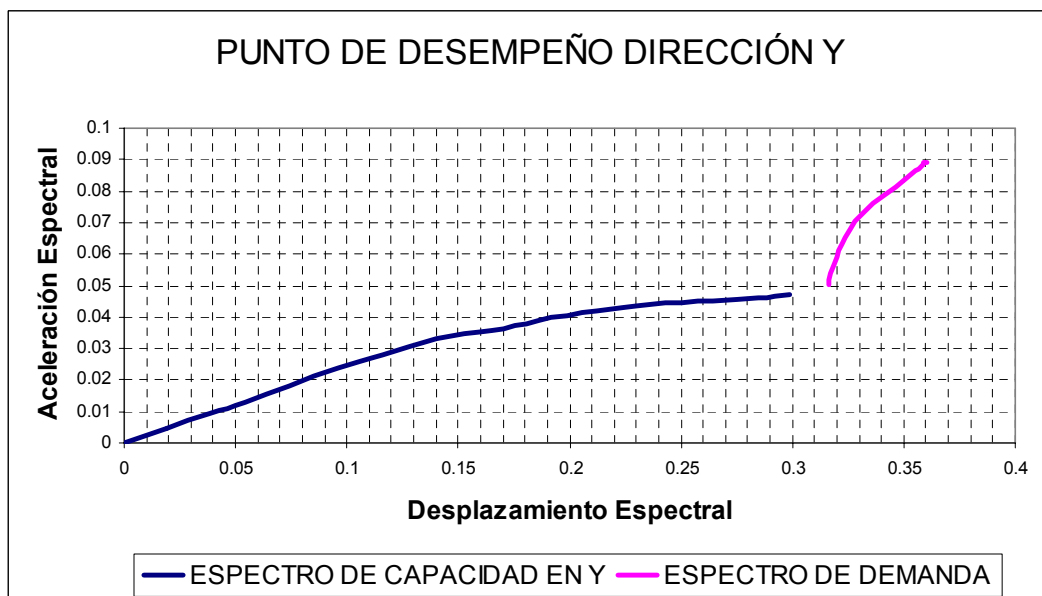


Figura (4.44) Intersección Curva de Capacidad Prisma Modelo Masa Concentrada en Y con el curva de demanda.



- **MODELO HOUSNER EN X**

Figura (4.45) Curvas de Capacidad Prisma Modelo Housner en X.

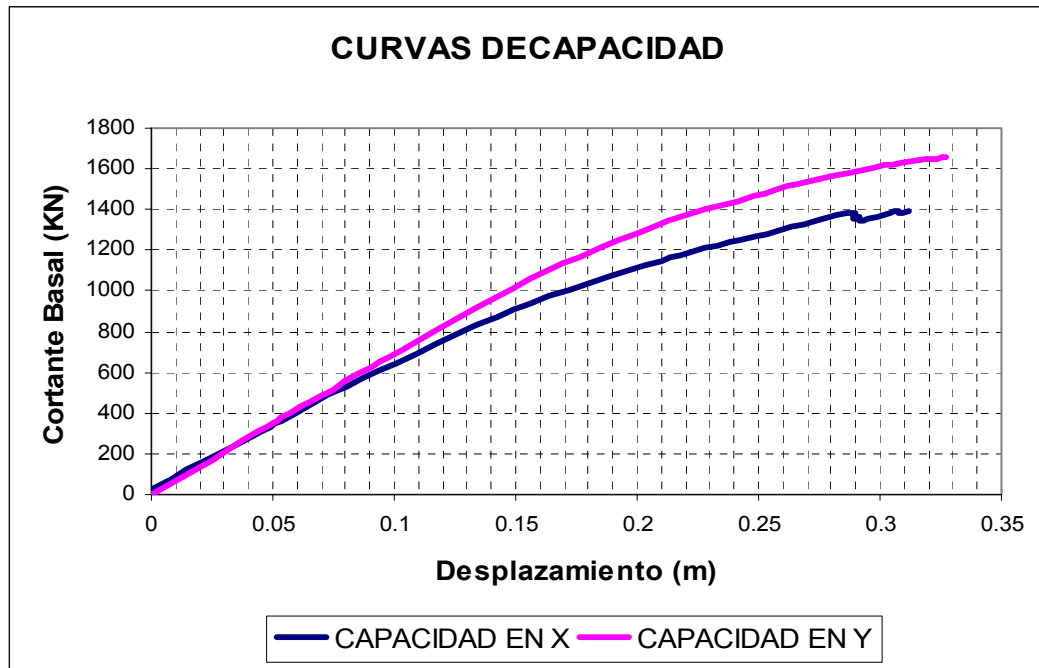


Figura (4.46) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Prisma Modelo Housner en X.

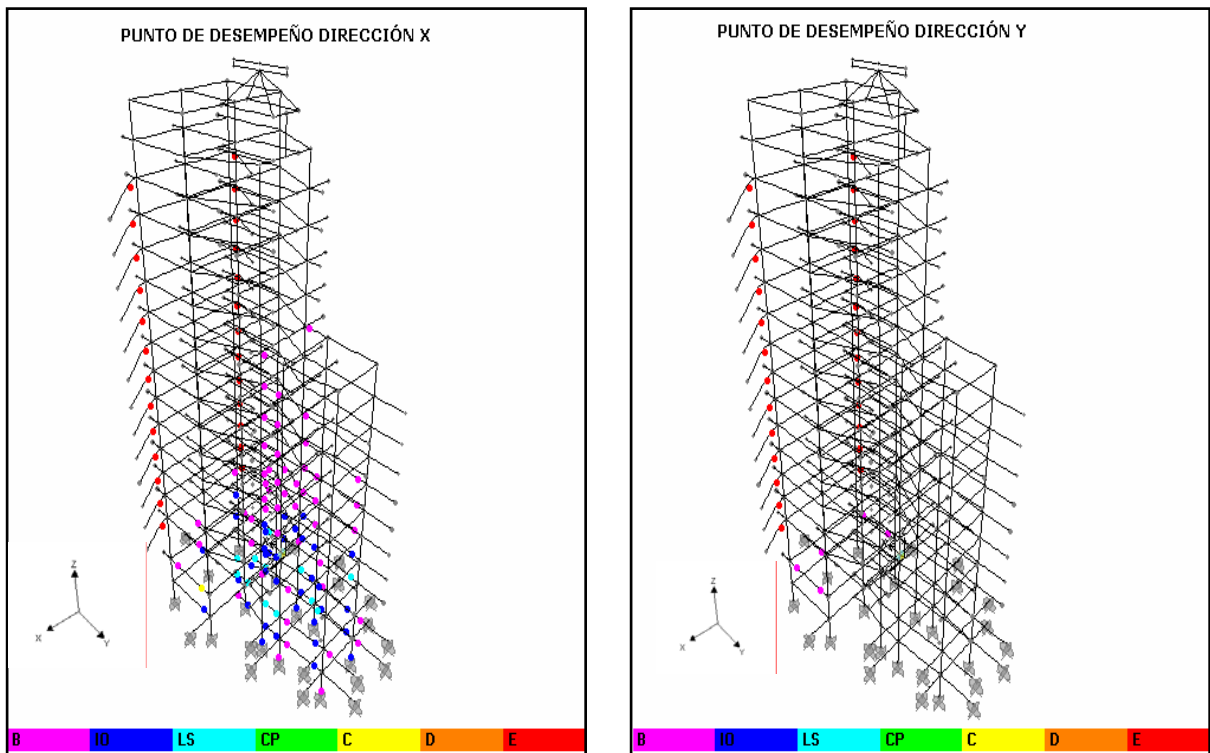


Figura (4.47) Intersección Curva de Capacidad en X Prisma Modelo Housner en X con la curva de demanda.

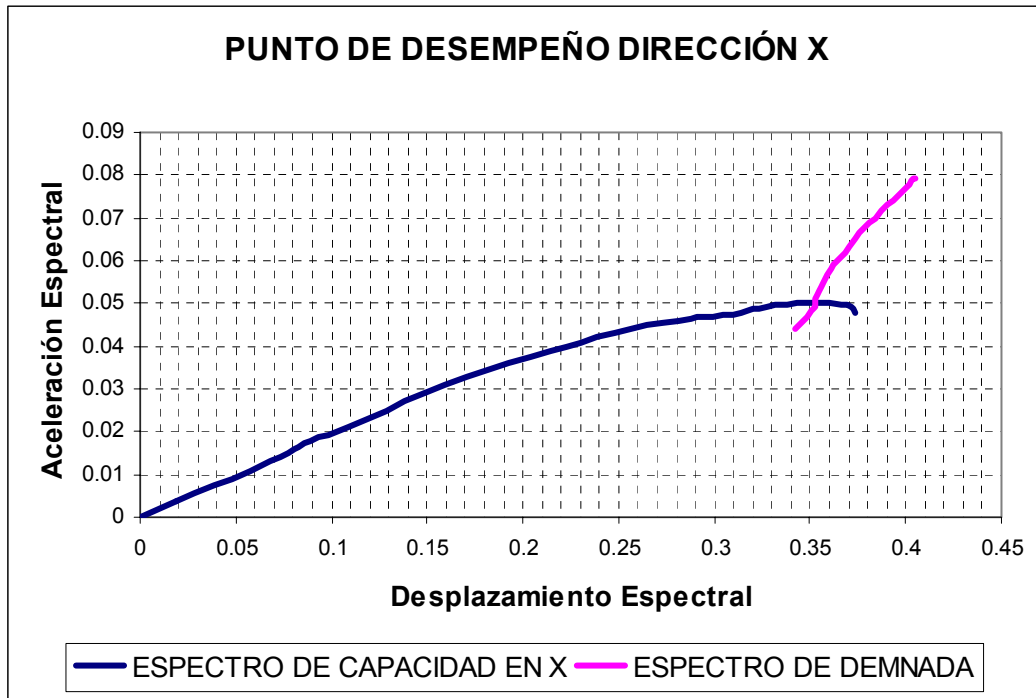
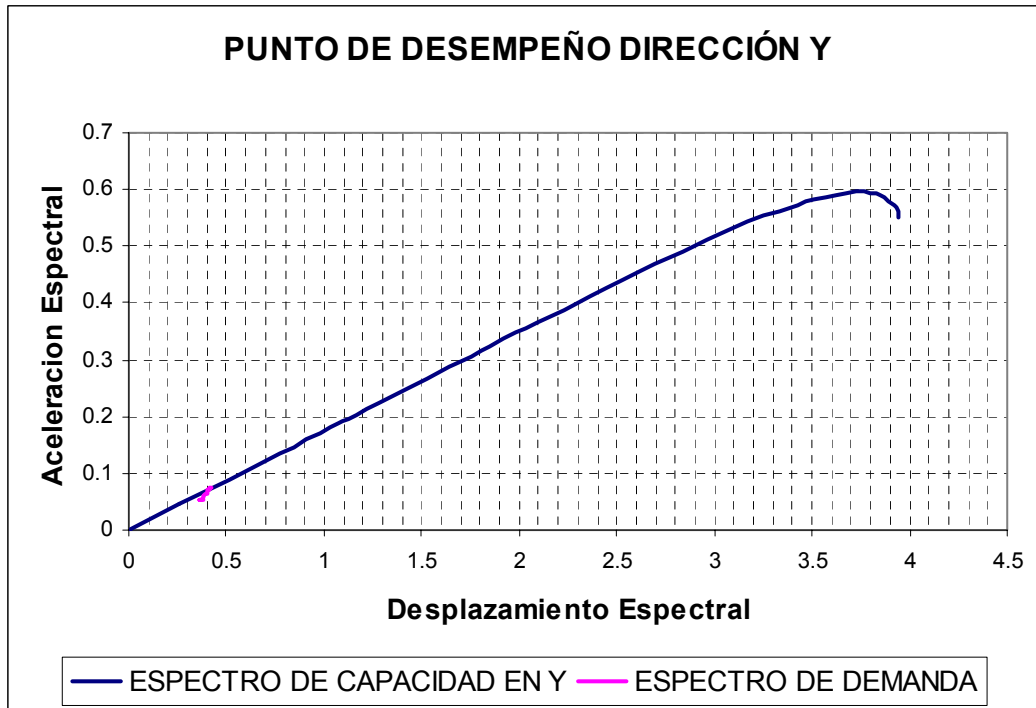


Figura (4.48) Intersección Curva de Capacidad en X Prisma Modelo Housner en X con la curva de demanda.



- **MODELO HOUSNER DIRECCIÓN Y**

Figura (4.49) Curvas de Capacidad Prisma Modelo Housner en Y.

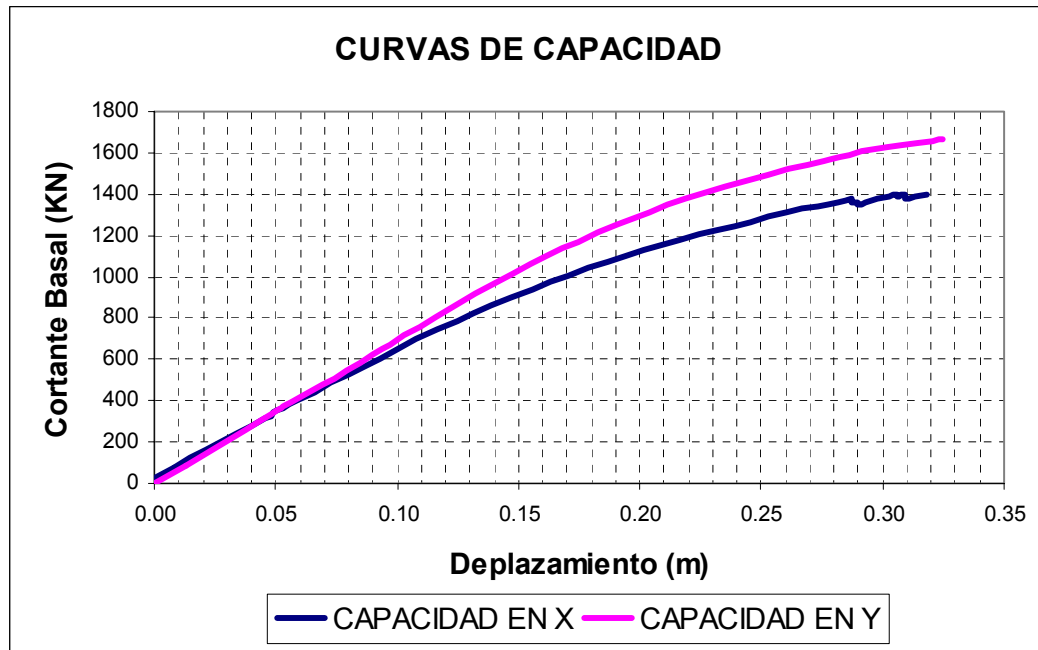


Figura (4.50) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Prisma Modelo Housner en Y.

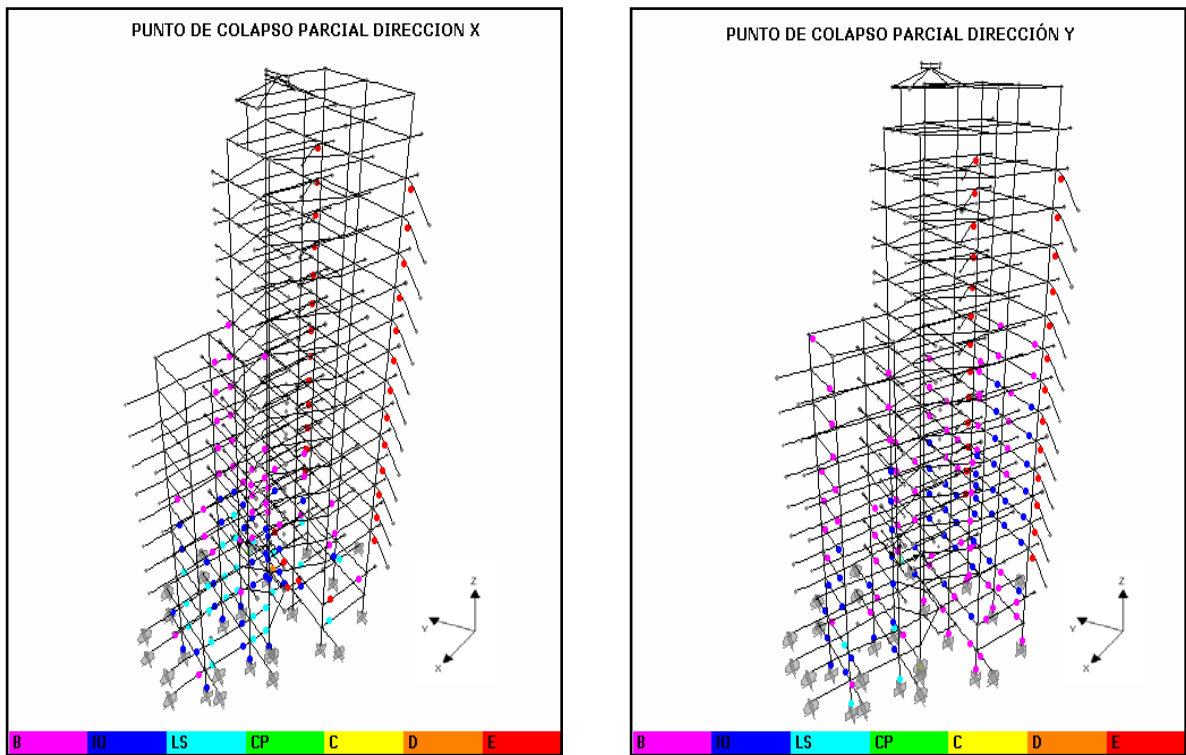


Figura (4.51) Intercepción Curva de Capacidad en X Prisma Modelo Housner en Y con la curva de demanda.

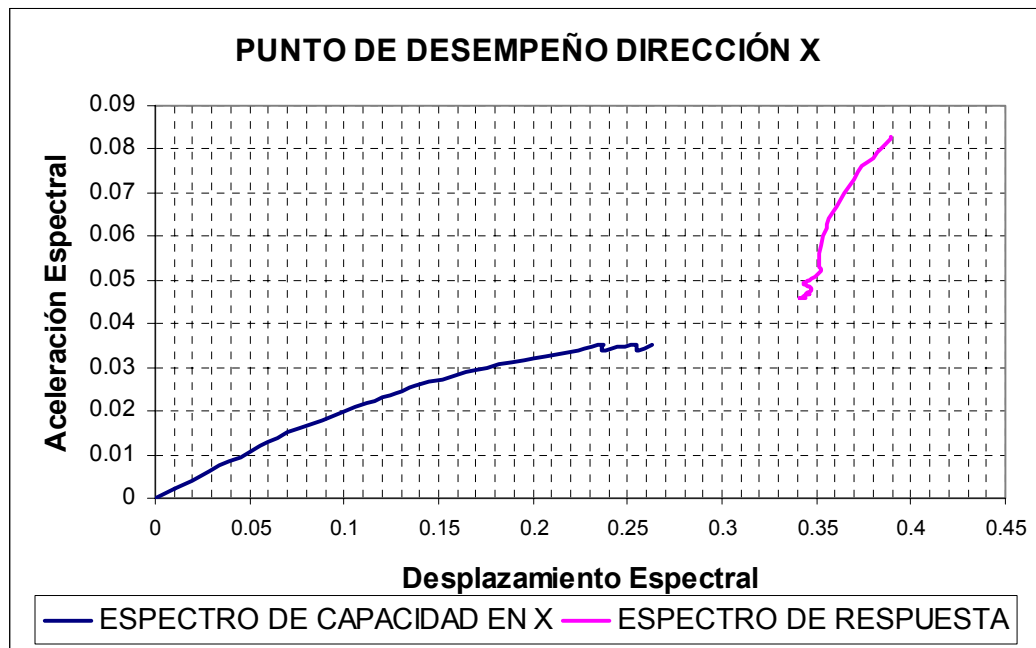
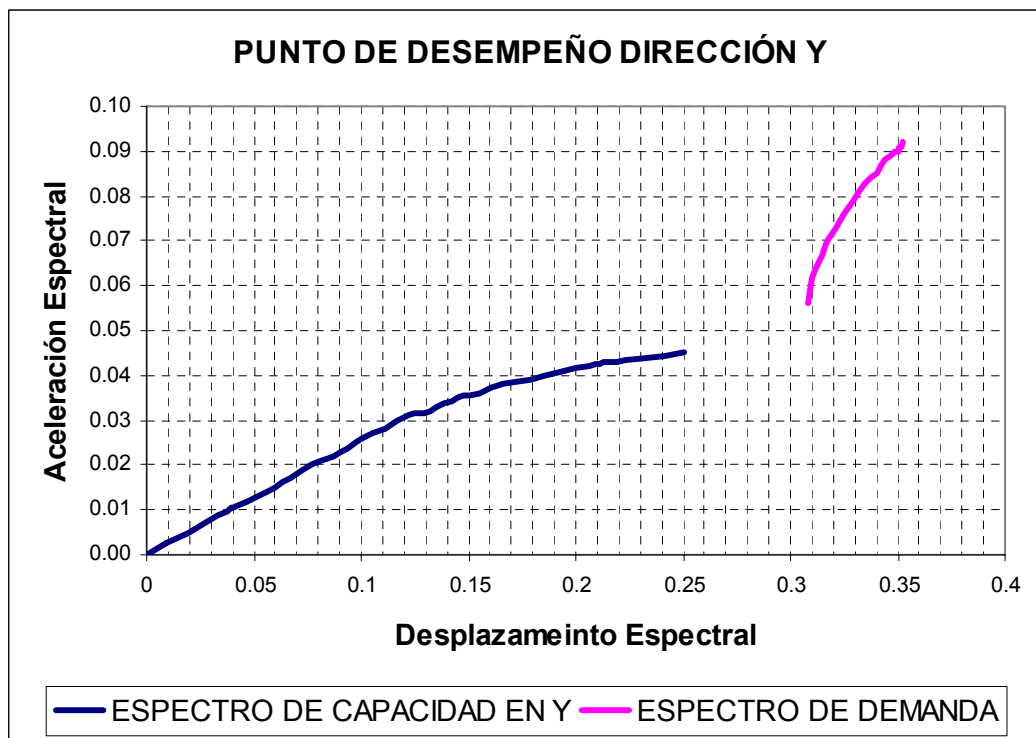


Figura (4.52) Intercepción Curva de Capacidad en Y Prisma Modelo Housner en Y con la curva de demanda.



4.4.6. MODELO N° 6. EDIFICIO CASANDRA

- **MODELO MASA CONCENTRADA**

Figura (4.53) Curvas de Capacidad Casandra Modelo Masa Concentrada.

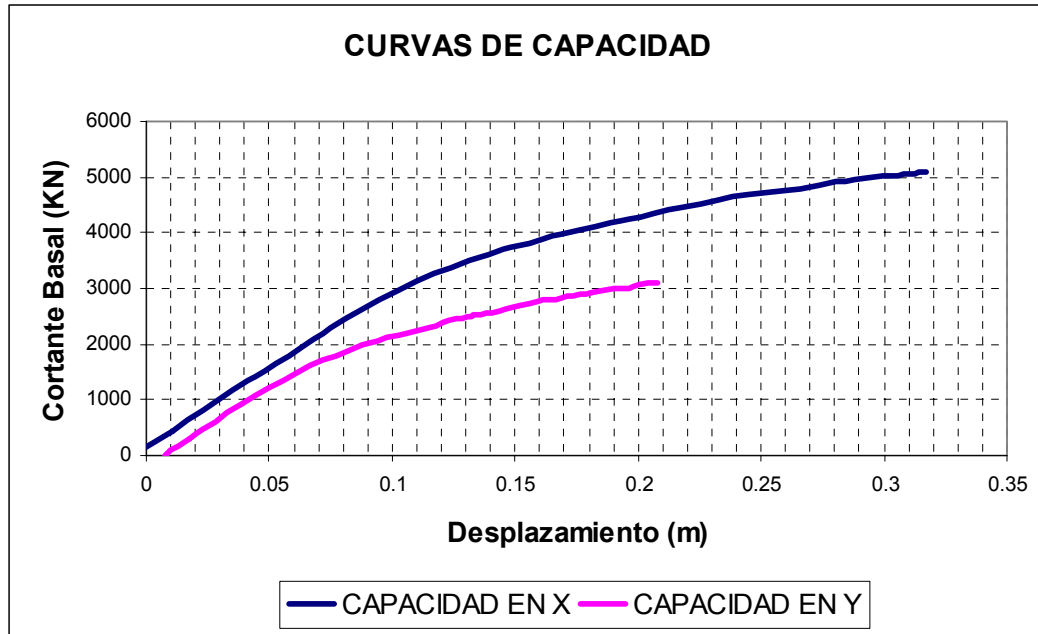


Figura (4.54) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Casandra Modelo Masa Concentrada.

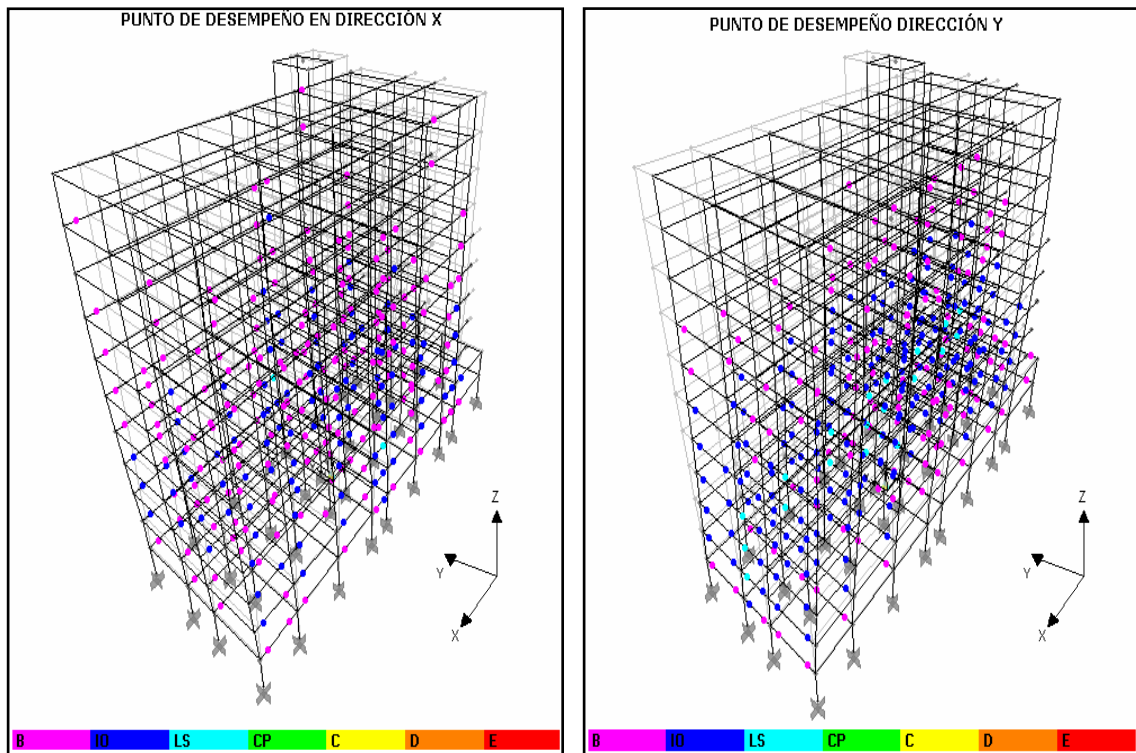


Figura (4.55) Intersección Curva de Capacidad Casandra Modelo Masa Concentrada en X con el curva de demanda.

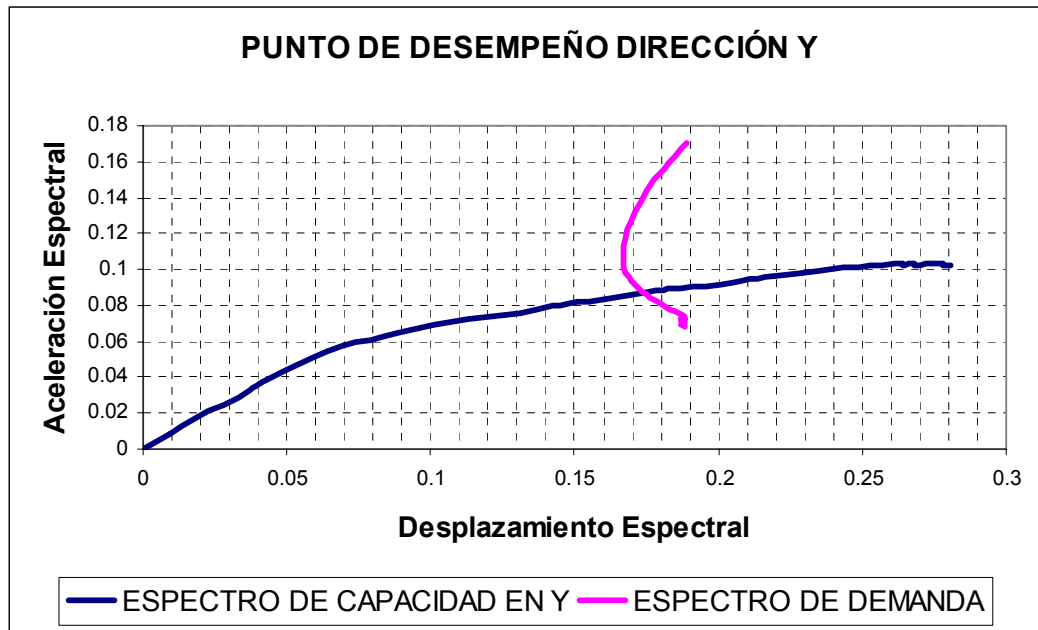
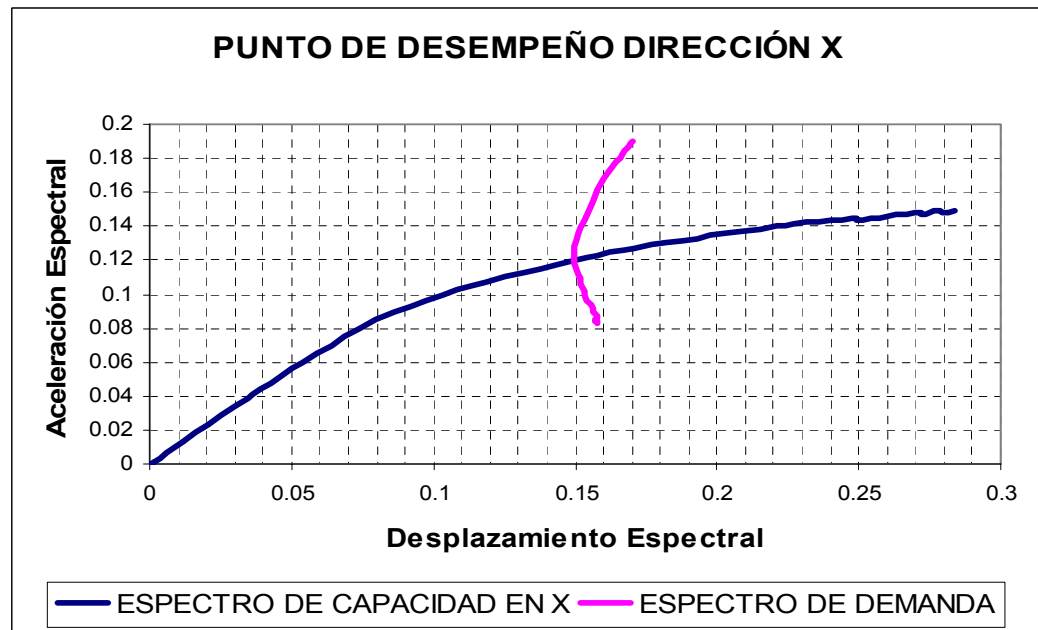


Figura (4.56) Intersección Curva de Capacidad Casandra Modelo Masa Concentrada en Y con el curva de demanda.



- **MODELO HOUSNER EN X**

Figura (4.57) Curvas de Capacidad Casandra Modelo Housner en X.

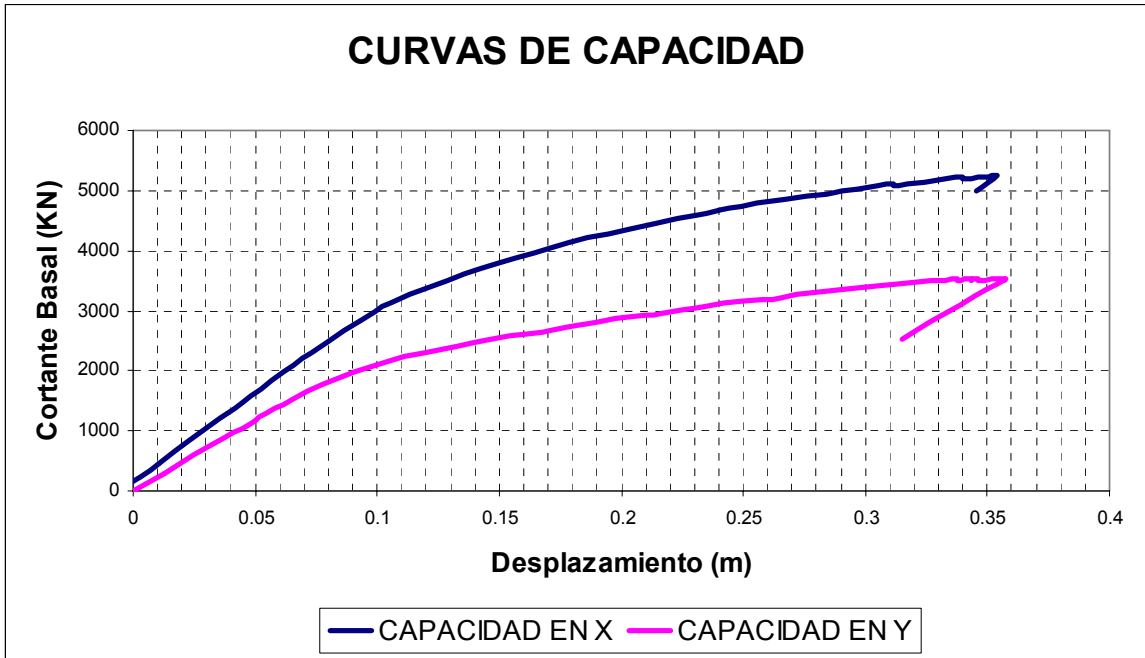


Figura (4.58) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Casandra Modelo Housner en X.

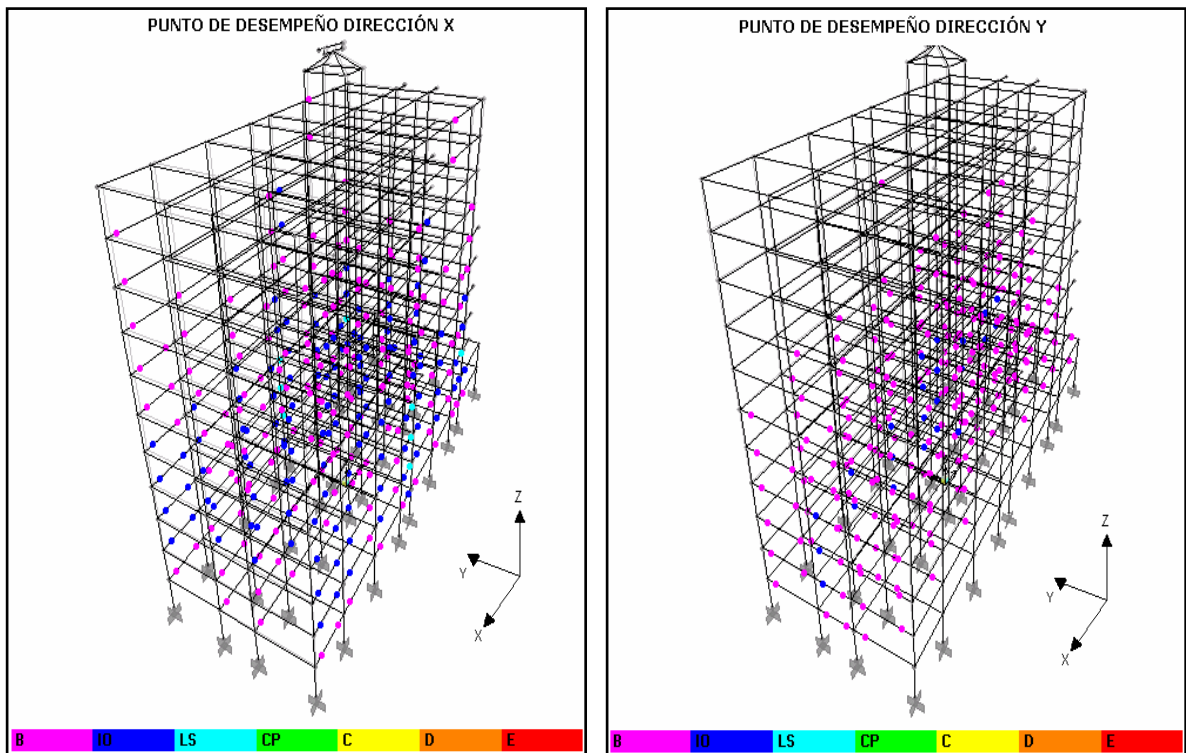


Figura (4.59) Intercepción Curva de Capacidad en X Casandra Modelo Housner en X con la curva de demanda.

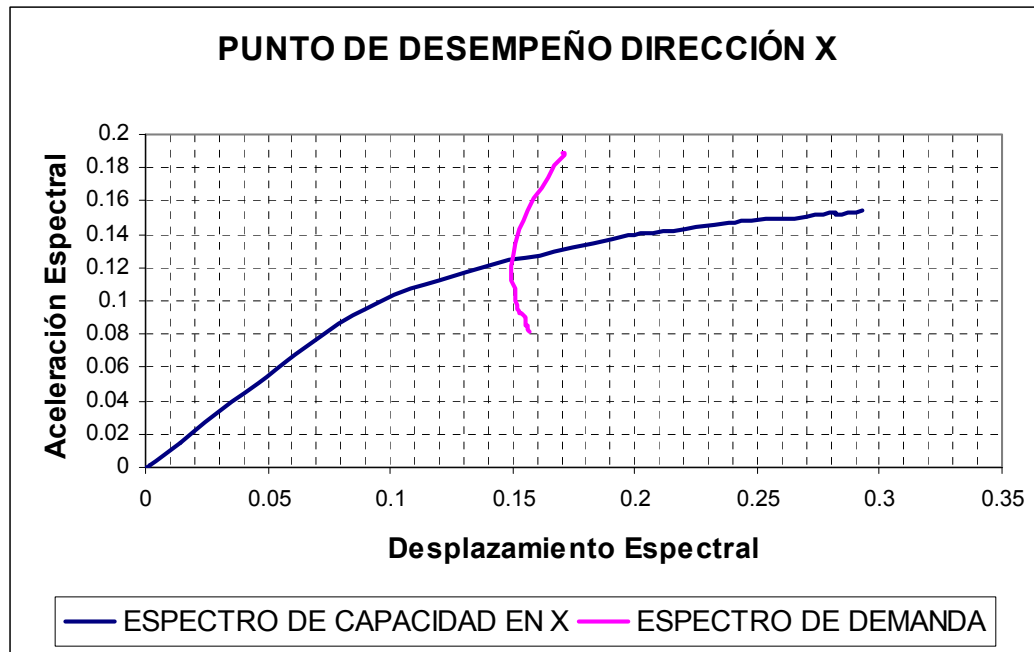
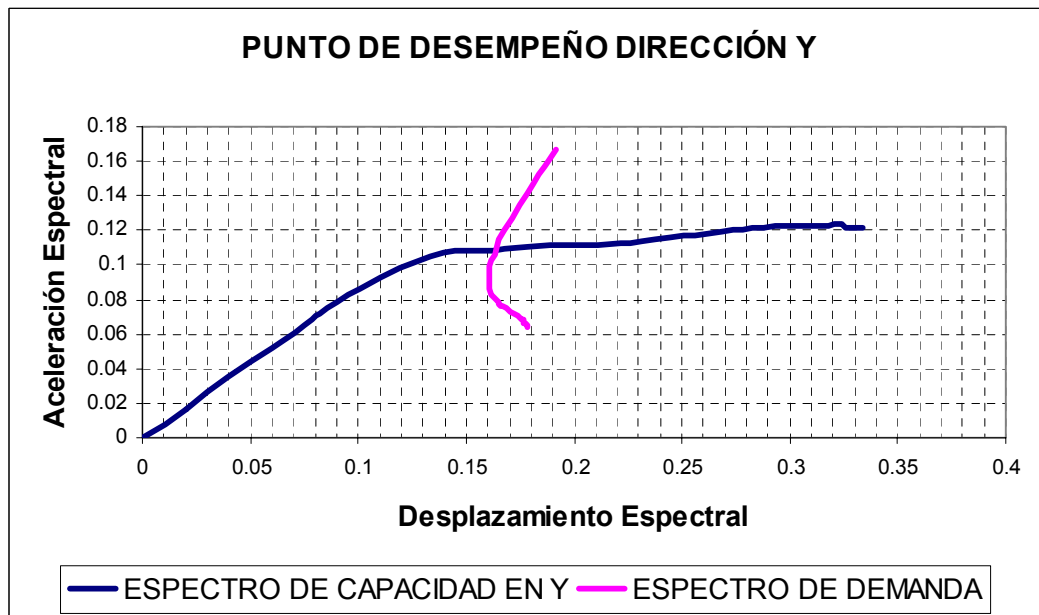


Figura (4.60) Intercepción Curva de Capacidad en Y Casandra Modelo Housner en X con la curva de demanda.



- **MODELO HOUSNER DIRECCIÓN Y**

Figura (4.61) Curvas de Capacidad Casandra Modelo Housner en Y.

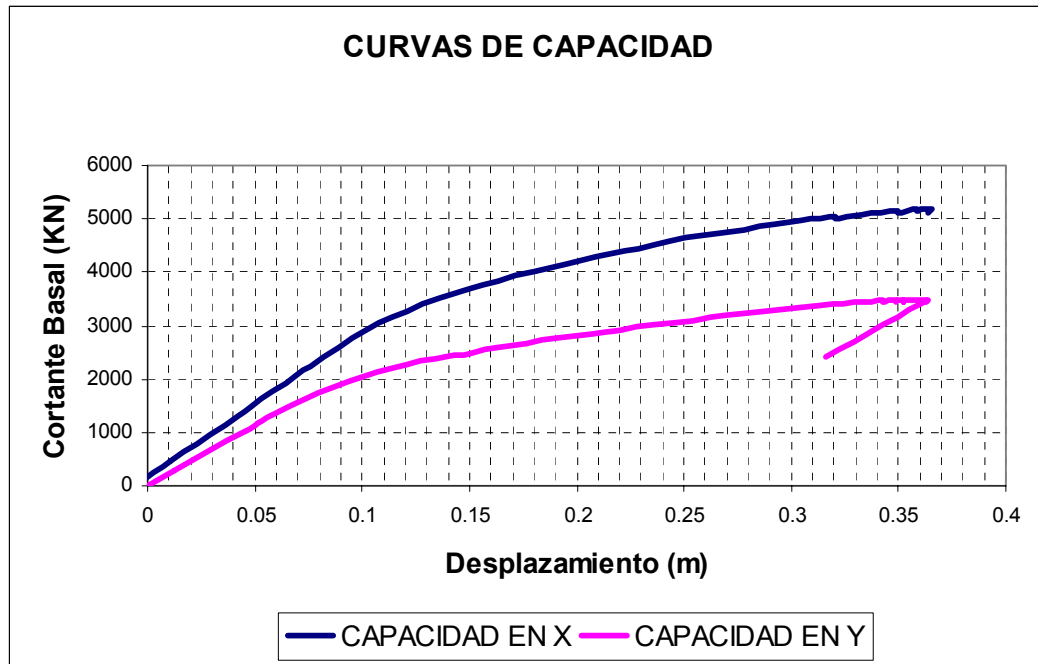


Figura (4.62) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Casandra Modelo Housner en Y.

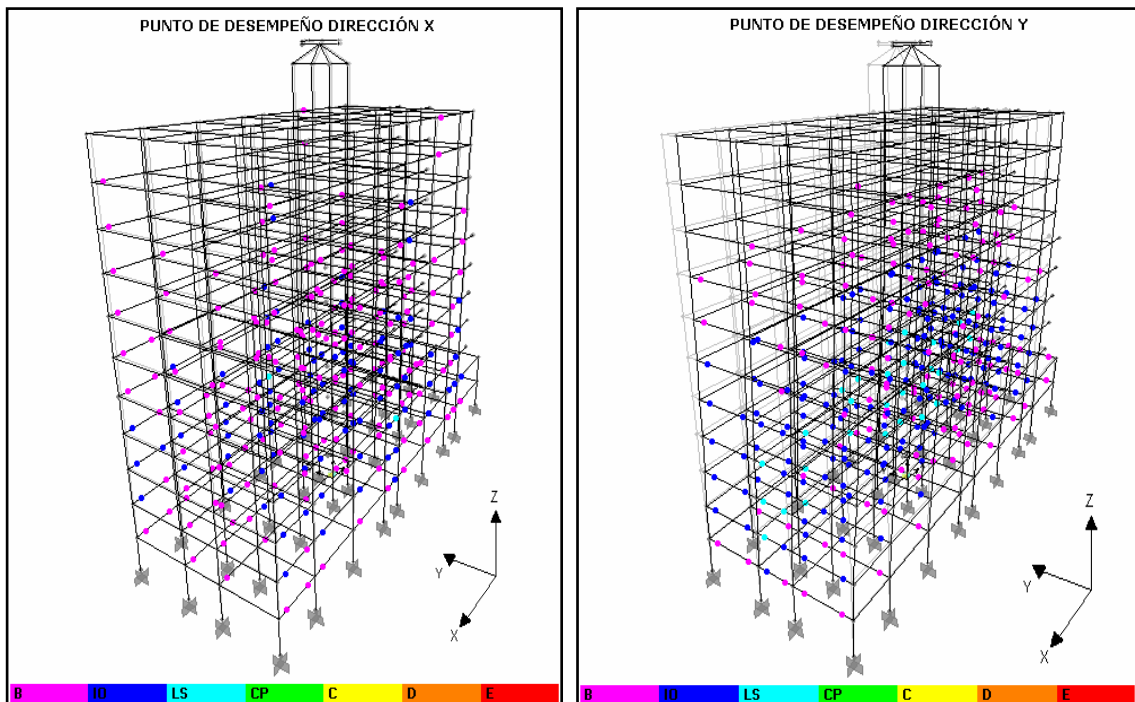


Figura (4.63) Intercepción Curva de Capacidad Casandra Modelo Housner en Y con la curva de demanda en X.

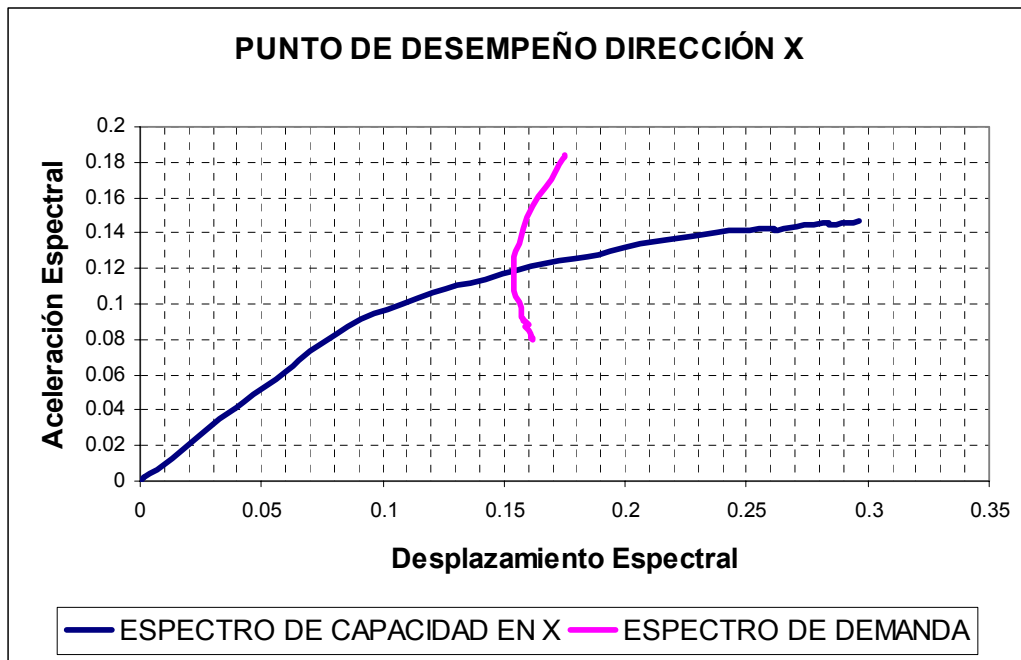
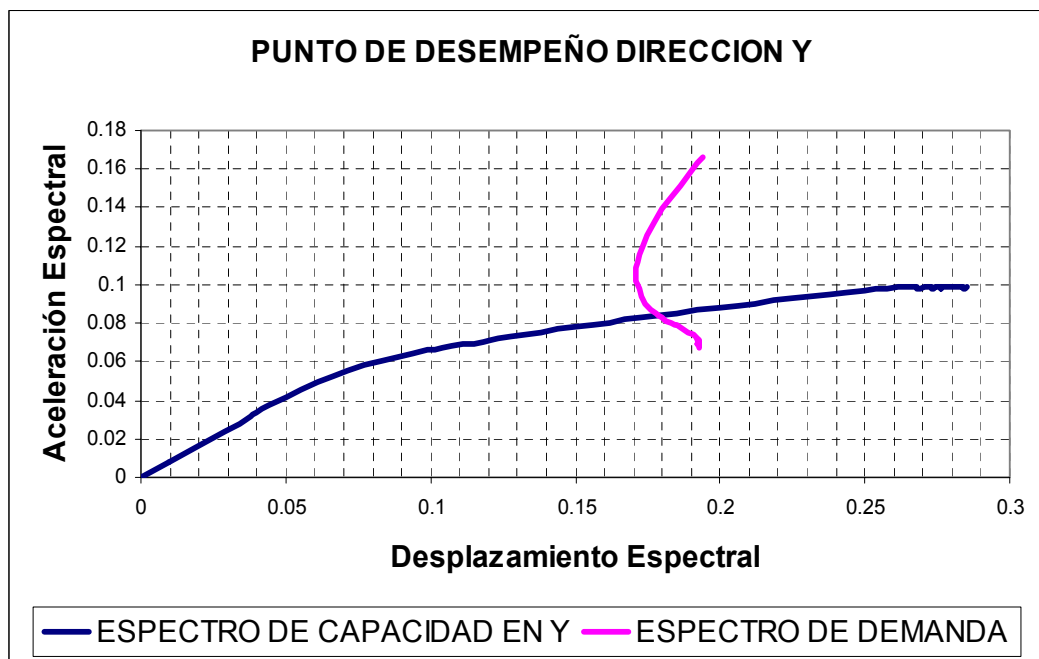


Figura (4.64) Intercepción Curva de Capacidad Casandra Modelo Housner en Y con la curva de demanda en Y.



4.4.7. MODELO N° 7. EDIFICIO POZUELO DE ALARCON

- **MODELO MASA CONCENTRADA**

Figura (4.65) Curvas de Capacidad Pozuelo Casandra Modelo Masa Concentrada.

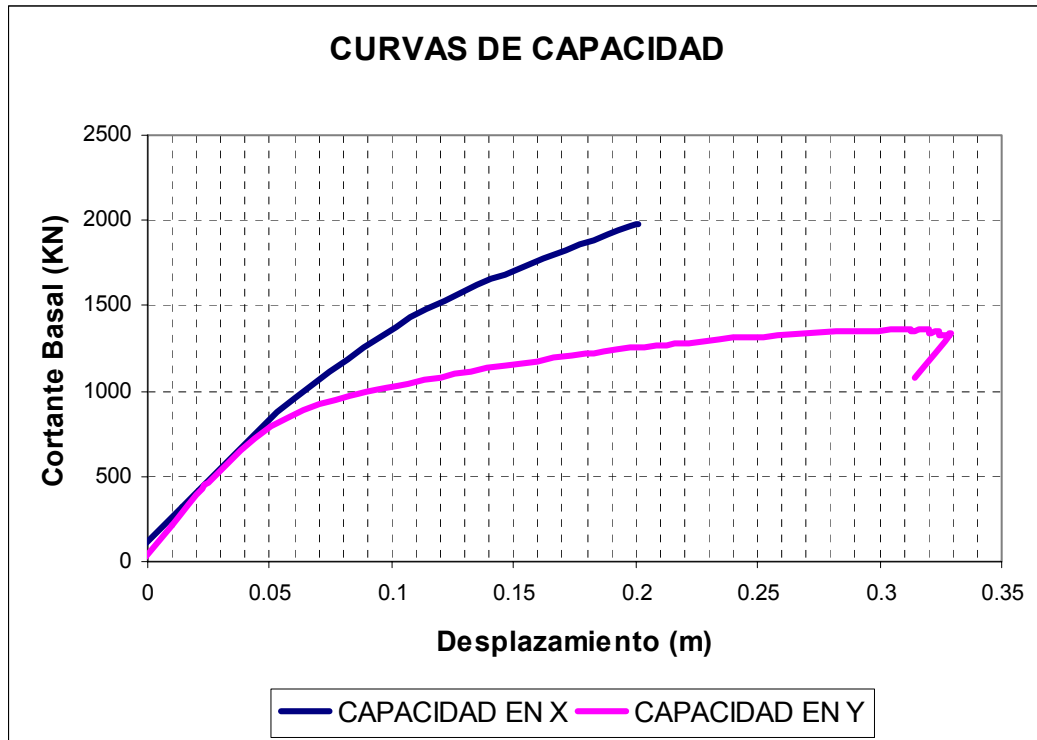


Figura (4.66) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Pozuelo Modelo Masa Concentrada.

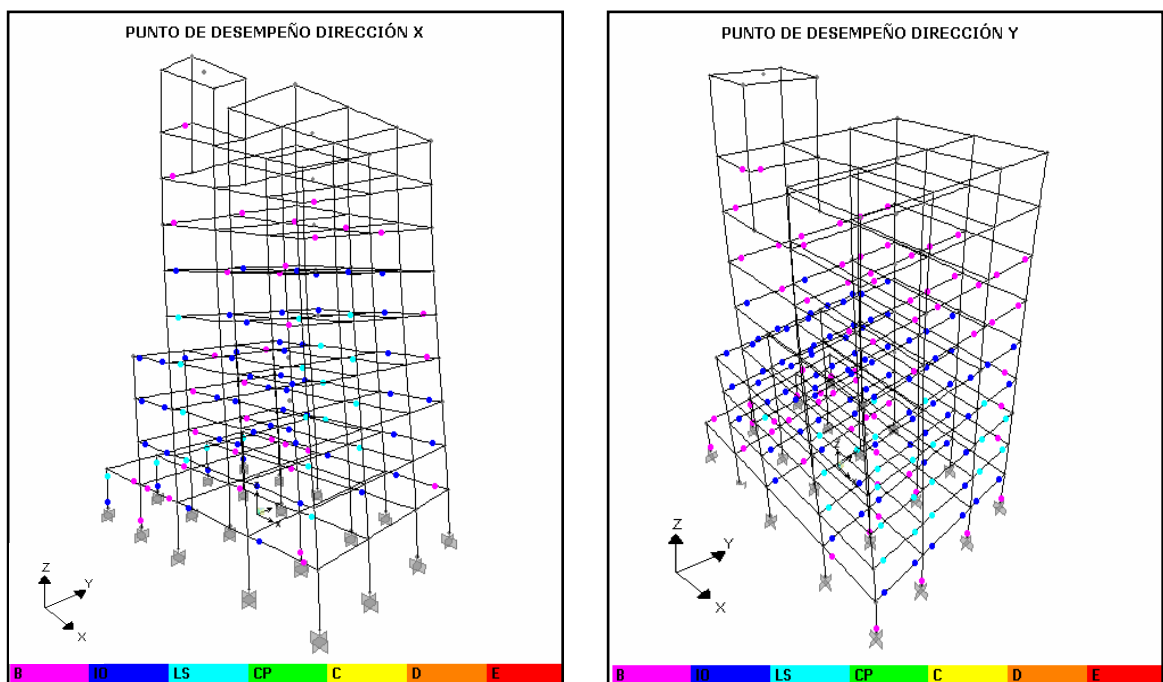


Figura (4.67) Intercepción Curva de Capacidad Pozuelo Modelo Masa Concentrada en X con el curva de demanda.

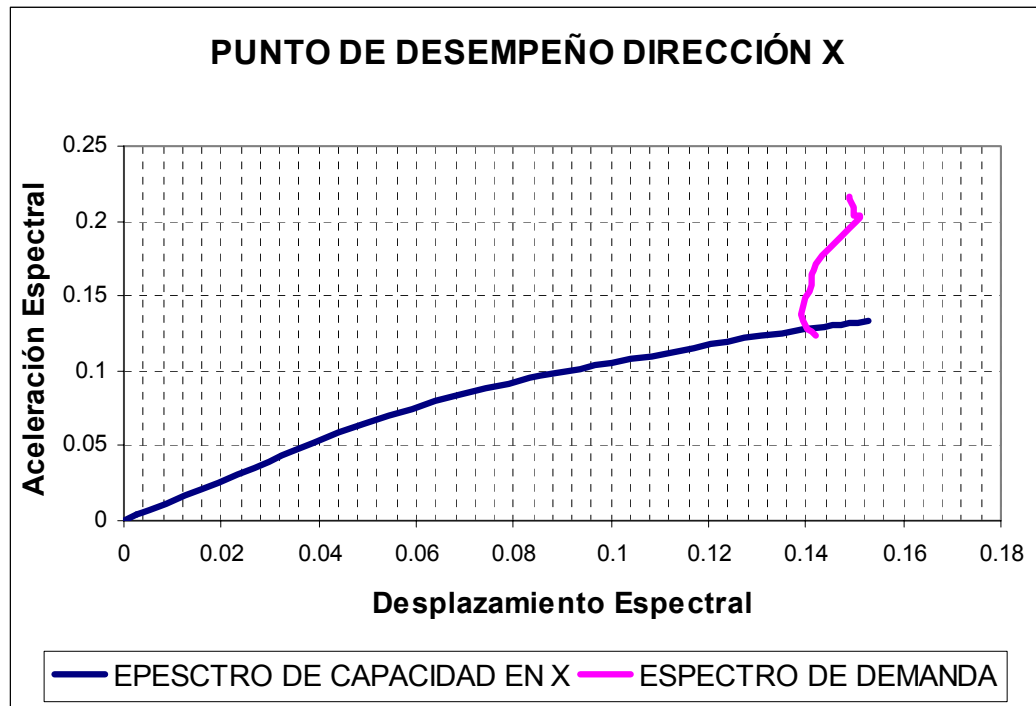
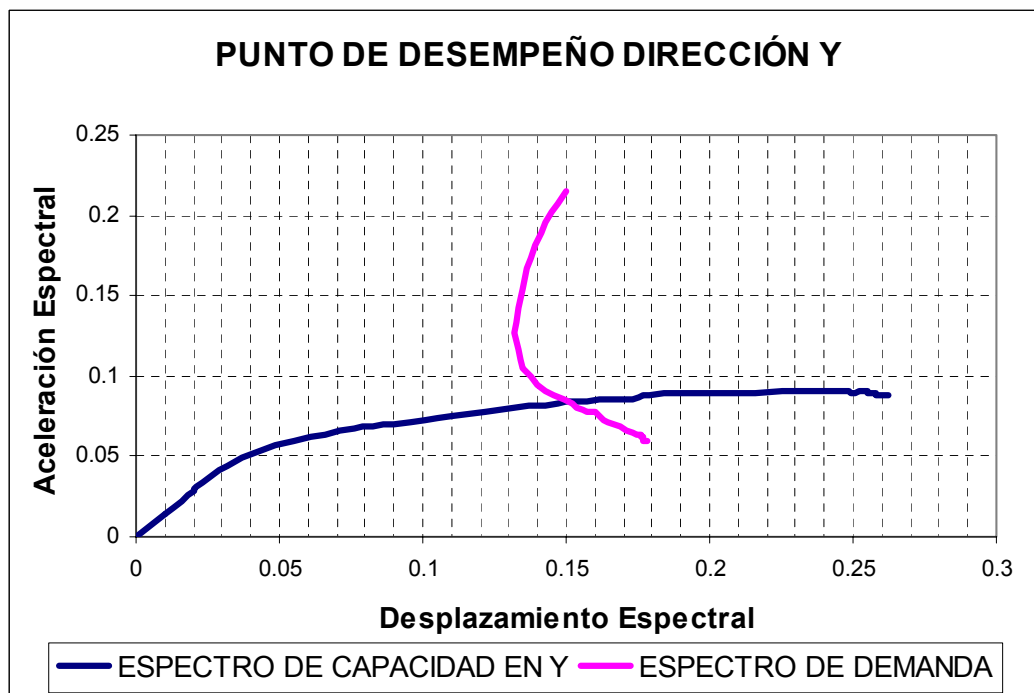


Figura (4.68) Intercepción Curva de Capacidad Pozuelo Modelo Masa Concentrada en Y con el curva de demanda.



- **MODELO HOUSNER EN X**

Figura (4.69) Curvas de Capacidad Pozuelo Modelo Housner en X.

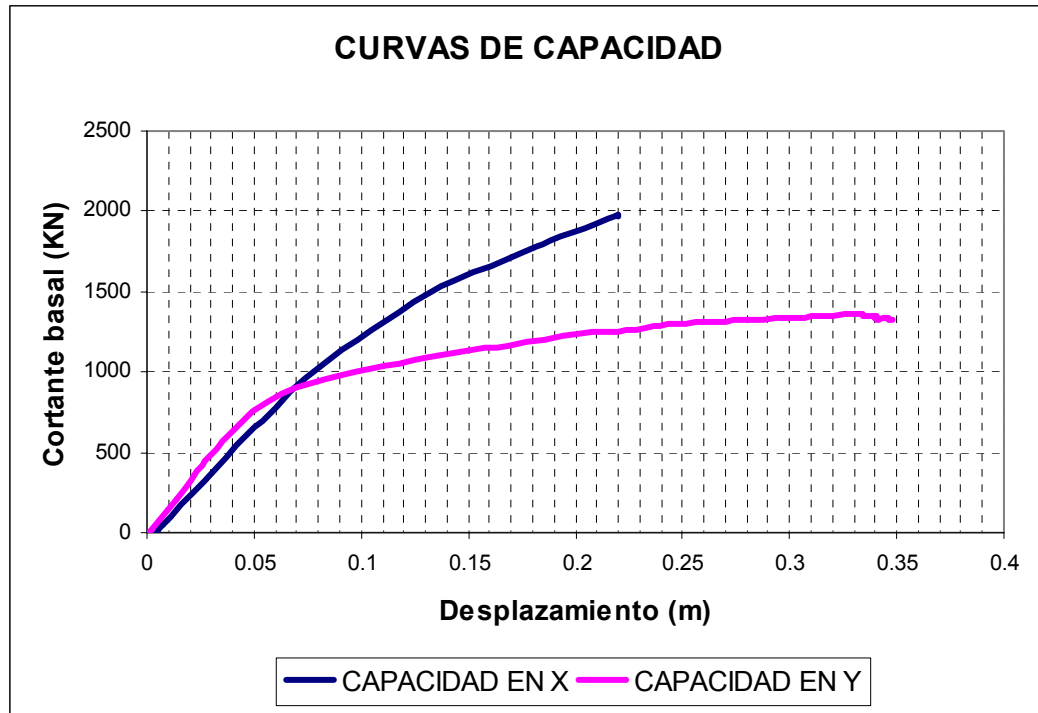


Figura (4.70) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Pozuelo Modelo Housner en X.

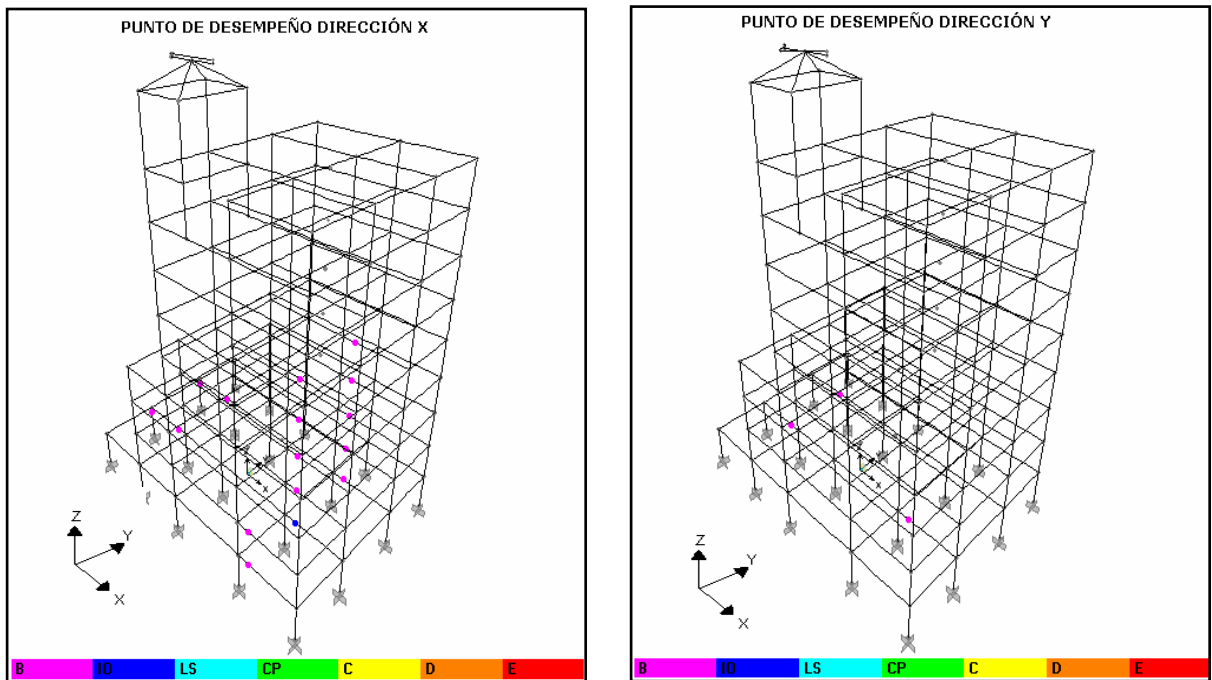


Figura (4.71) Intercepción Curva de Capacidad en X Pozuelo Modelo Housner en X con la curva de demanda.

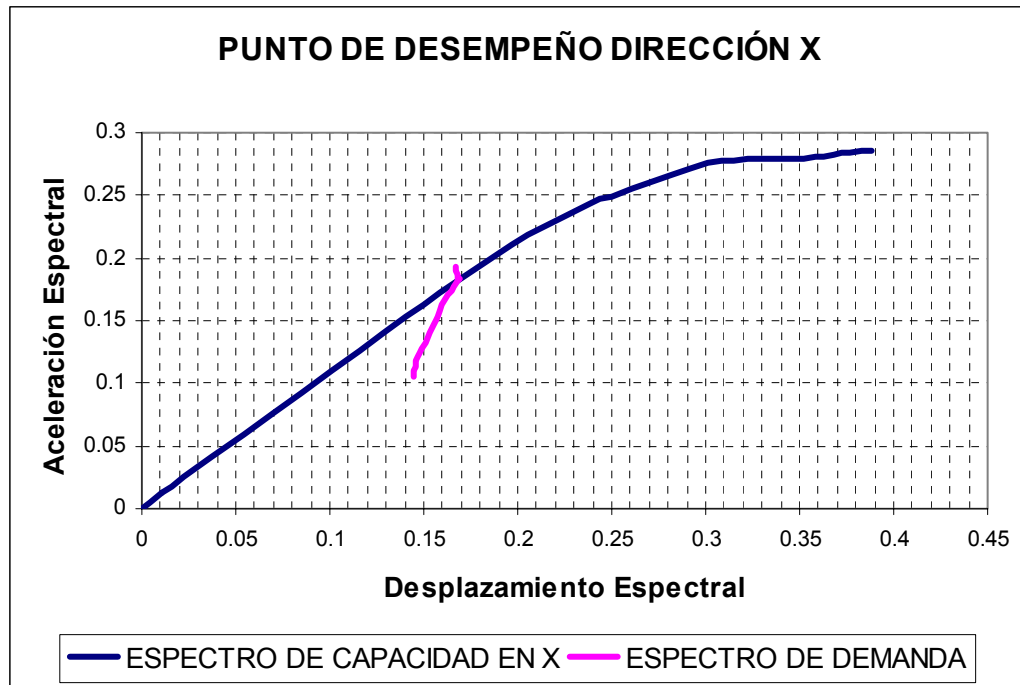
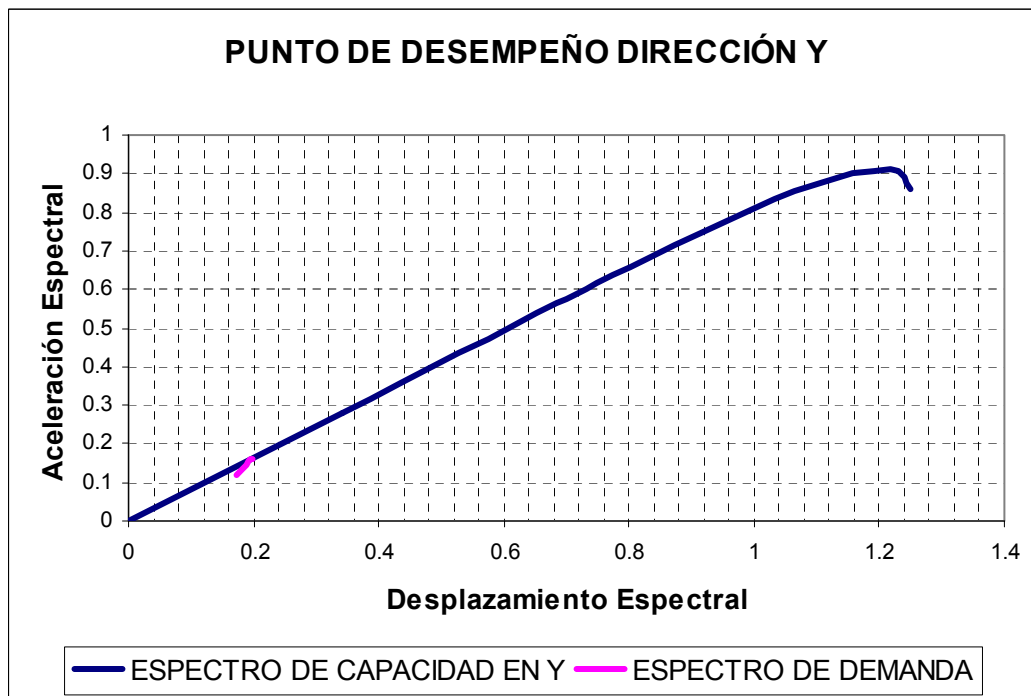


Figura (4.72) Intercepción Curva de Capacidad en Y Pozuelo Modelo Housner en X con la curva de demanda.



- **MODELO HOUSNER DIRECCIÓN Y**

Figura (4.73) Curvas de Capacidad Pozuelo Modelo Housner en Y.

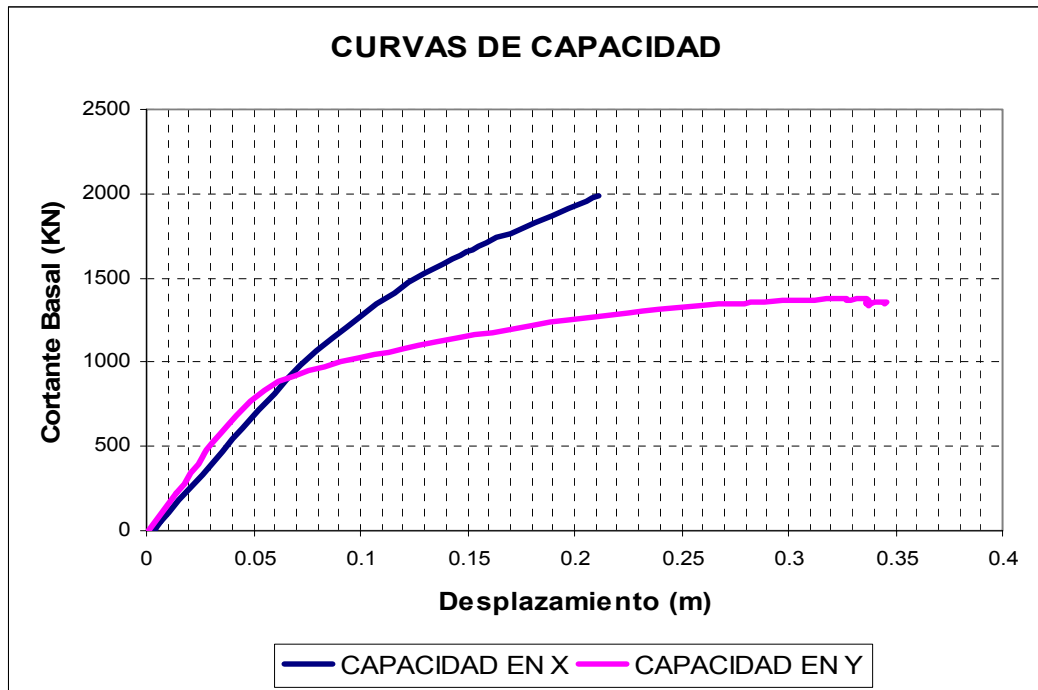


Figura (4.74) Niveles de Rotulación en el Punto de Desempeño Pozuelo Modelo Housner en Y.

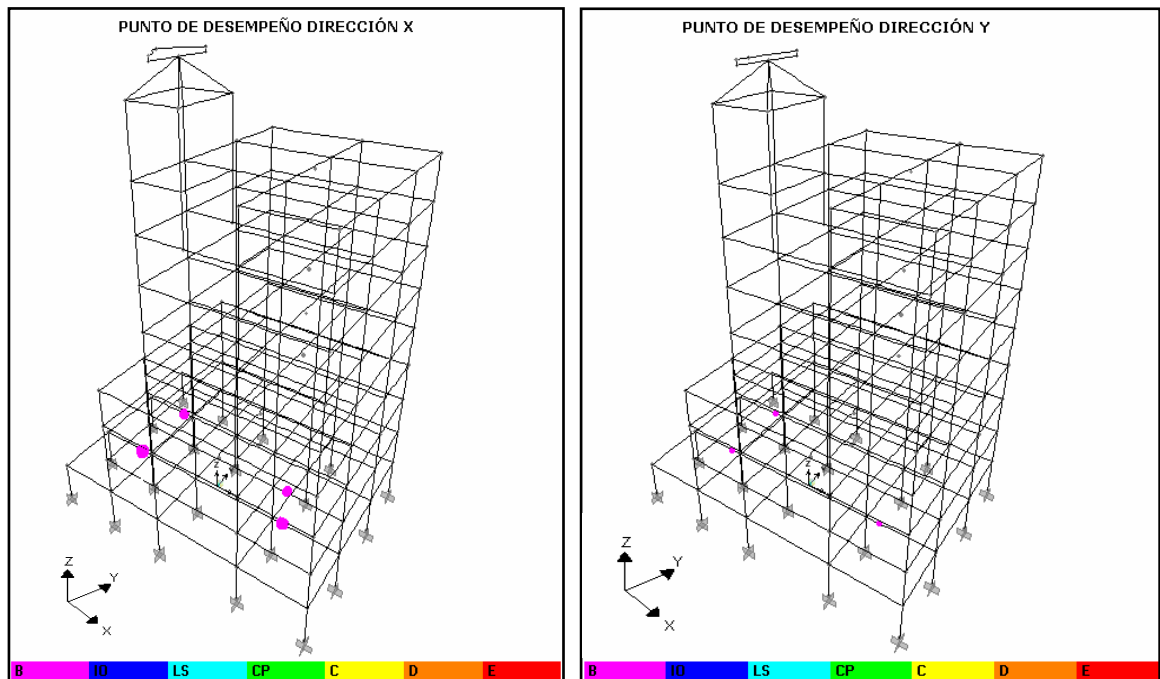


Figura (4.75) Intercepción Curva de Capacidad en X Pozuelo Modelo Housner en Y con la curva de demanda.

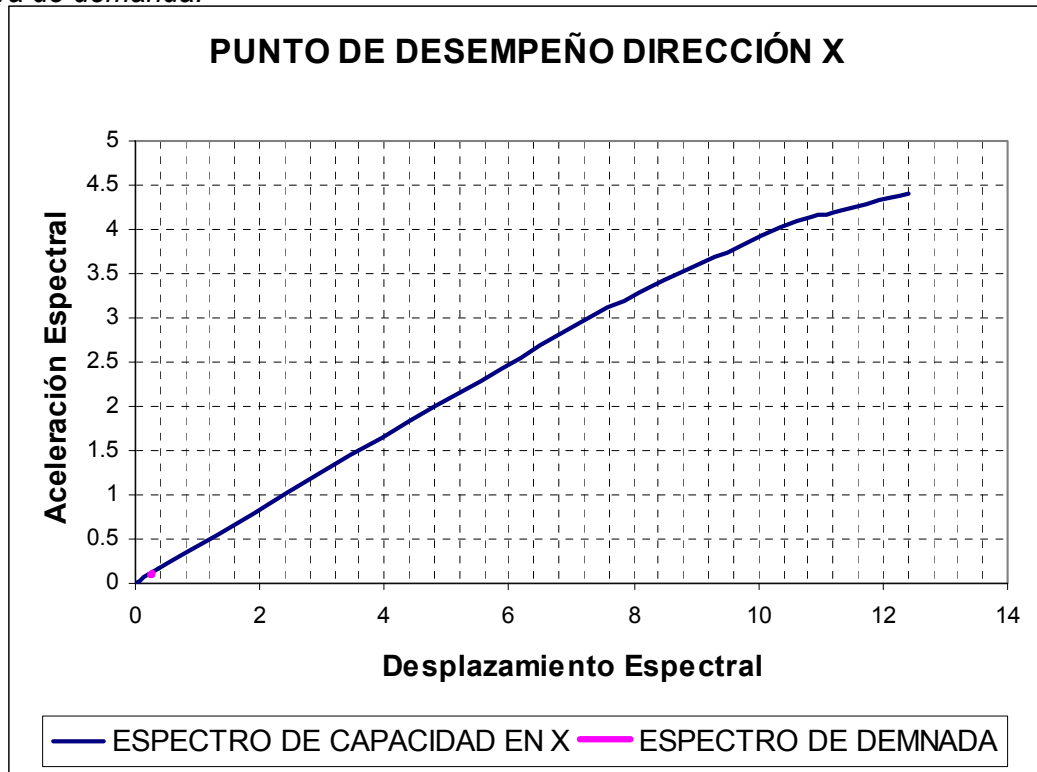
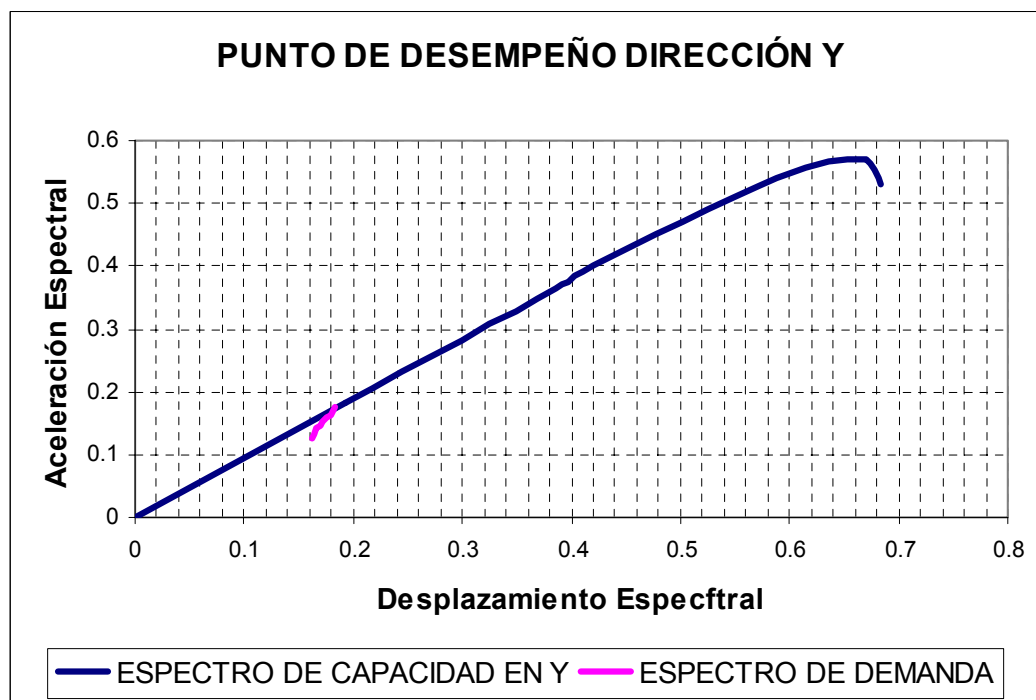


Figura (4.76) Intercepción Curva de Capacidad en Y Pozuelo Modelo Housner en Y con la curva de demanda.



4.4.8. MODELO N° 8. EDIFICIO TORREON DE LA SIERRA

- **MODELO MASA CONCENTRADA**

Los datos para la creación de las curvas de capacidad y encontrar un punto desempeño, no fueron posibles de obtener debido a que el software en el proceso de iteración no logro converger con la aplicación de la Metodología aplicada para el análisis estático no lineal.

- **MODELO HOUSNER DIRECCIÓN X**

No converge

-

- **MODELO HOUSNER DIRECCIÓN Y**

No converge

4.4.9. MODELO N° 9. EDIFICIO CHIRANUE

- **MODELO MASA CONCENTRADA**

Los datos para la creación de las curvas de capacidad y encontrar un punto desempeño, no fueron posibles de obtenerlas debido a que el software en el proceso de iteración no logro converger con la aplicación de la Metodología aplicada para el análisis estático no lineal.

- **MODELO HOUSNER DIRECCIÓN X**

No converge

- **MODELO HOUSNER DIRECCIÓN Y**

No converge

4.4.10. MODELO N° 10. EDIFICIO TERRAZAS

- **MODELO MASA CONCENTRADA**

Los datos para la creación de las curvas de capacidad y encontrar un punto desempeño, no fueron posibles de obtener debido a que el software en el proceso de iteración no logro converger con la aplicación de la metodología aplicada para el análisis estático no lineal

- **MODELO HOUSNER DIRECCIÓN X**

No converge

- **MODELO HOUSNER DIRECCIÓN Y**

No converge

Los modelos para los cuales no se observa un punto de convergencia son dejados para futuros estudios de profundización en el modelamiento inelástico de edificaciones con configuraciones e irregularidades complejas que pueden llegar a tocar los límites de la misma metodología Pushover. Su proceso de análisis debe ser llevado paso a paso entrando en detalle con el modelamiento de los elementos críticos. Este análisis requiere conocer la sollicitación sísmica más crítica en los efectos de flexión, cortante y torsión para los elementos de la edificación, y la asignación de rótulas que controlen la acumulación de curvatura en estos. El análisis estático no lineal también debe considerar el efecto de otros modos de vibración ya que no siempre el modo fundamental es el que predomina en estructuras complejas. Se sugiere la utilización de un análisis pushover multimodal o un análisis no lineal dinámico.

MODELO N° 1

PUNTO DE DESEMPEÑO

COOPMAGISTERIO		V (KN)	D (m)	Sa	Sd	T efec. (Seg.)	β efec.
MODELO MASA CONCENTRADA	EN X	2466.19	0.193	0.13	0.141	2.084	0.134
	EN Y	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
MODELO HOUSNER EN X	EN X	1.287.87	0.07	0.179	0.153	1.852	0.068
	EN Y	471.92	0.48	0.044	0.386	5.914	0.149
MODELO HOUSNER EN Y	EN X	319.825	0.017	0.193	0.165	1.856	0.051
	EN Y	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

NIVEL DE ROTULACION

COOPMAGISTERIO		A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
MODELO MASA CONCENTRADA	EN X	718	72	42	30	0	0	0	0	862
	EN Y	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	862
MODELO HOUSNER EN X	EN X	816	44	2	0	0	0	0	0	862
	EN Y	840	2	9	7	0	0	3	1	862
MODELO HOUSNER EN Y	EN X	856	6	0	0	0	0	0	0	862
	EN Y	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	862

Este modelo presenta deficiencias en su capacidad resistente a fuerza lateral en la dirección Y para el modelo de masa concentrada y el modelo de Housner con tanque en esta dirección. El edificio sólo posee pórticos en la dirección X; donde todos los modelos alcanzan un punto de desempeño y muestran un comportamiento satisfactorio ante la demanda del espectro ZONA 2. La condición N/A indica que no dispone de punto de desempeño estructural y que la capacidad no alcanza a interceptar el espectro de demanda porque se llega a la falla crítica de algún elemento o grupo de elementos. Para el punto de desempeño el máximo desplazamiento obtenido entre los tres modelos fue de 48 cms en la cubierta.

MODELO N° 2

PUNTO DE DESEMPEÑO

FAVUIS		V (KN)	D (m)	Sa	Sd	T efec.(Seg)	β efec.
MODELO MASA CONCENTRADA	EN X	4141.46	0.264	0.069	0.221	3.593	0.177
	EN Y	4072.24	0.265	0.07	0.208	3.456	0.186
MODELO HOUSNER EN X	EN X	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	EN Y	3932.924	0.228	0.075	0.204	3.317	0.175
MODELO HOUSNER EN Y	EN X	2817.077	0.117	0.092	0.206	3.012	0.128
	EN Y	4048.16	0.248	0.072	0.206	3.392	0.182

NIVEL DE ROTULACION

FAVUIS		A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D- E	>E	TOTAL
MODELO MASA CONCENTRADA	EN X	1461	200	216	86	0	0	1	0	1864
	EN Y	1464	213	122	62	0	0	3	0	1864
MODELO HOUSNER EN X	EN X	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	1864
	EN Y	1512	180	120	52	0	0	0	0	1864
MODELO HOUSNER EN Y	EN X	1613	192	57	2	0	0	0	0	1864
	EN Y	1506	176	120	61	0	0	1	0	1864

El modelo computacional para el edificio FAVUIS presento deficiencias en su capacidad resistente a carga lateral en dirección X cuando se tiene en cuenta el modelo de Housner en X, situación en la cual no alcanza un punto de desempeño estructural ante la demanda dada por la ZONA 2. Este edificio el cual tiene dos torres presenta sin embargo un buen comportamiento con el modelo para el tanque con masa concentrada y Housner en la dirección Y. El máximo desplazamiento obtenido entre los tres modelos fue de 26.5 cms en la cubierta.

MODELO N° 3

PUNTO DE DESEMPEÑO

EL PUENTE		V (KN)	D (m)	Sa	Sd	T efec.(Seg)	β efec.
MODELO MASA CONCENTRADA	EN X	2892.2	0.17	0.099	0.145	2.426	0.192
	EN Y	2995.8	0.192	0.104	0.148	2.391	0.174
MODELO HOUSNER EN X	EN X	2881.01	0.171	0.1	0.144	2.411	0.191
	EN Y	2515.48	0.132	0.117	0.138	2.178	0.163
MODELO HOUSNER EN Y	EN X	2871.64	0.169	0.1	0.144	2.401	0.19
	EN Y	3001.25	0.19	0.104	0.148	2.387	0.173

NIVEL DE ROTULACION

EL PUENTE		A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
MODELO MASA CONCENTRADA	EN X	1168	141	76	13	0	0	0	0	1398
	EN Y	1165	133	82	18	0	0	0	0	1398
MODELO HOUSNER EN X	EN X	1162	139	82	15	0	0	0	0	1398
	EN Y	1218	145	35	0	0	0	0	0	1398
MODELO HOUSNER EN Y	EN X	1162	139	82	15	0	0	0	0	1398
	EN Y	1161	129	81	27	0	0	0	0	1398

El modelo para el edificio El Puente presenta características aceptables para el desempeño sísmico en todas las direcciones con los modelos de housner y masa concentrada y la capacidad resistente a carga lateral es satisfactoria para la demanda impuesta. Entre los tres modelos el mayor desplazamiento para el punto de desempeño fue de 19.2 cms.

MODELO N° 5

PUNTO DE DESEMPEÑO

PRISMA		V (KN)	D (m)	Sa	Sd	T efec.(Seg)	β efec.
MODELO MASA CONCENTRADA	EN X	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	EN Y	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
MODELO HOUSNER EN X	EN X	1359.55	0.281	0.05	0.353	5.334	0.142
	EN Y	145.075	0.021	0.075	0.428	4.791	0.05
MODELO HOUSNER EN Y	EN X	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	EN Y	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

NIVEL DE ROTULACION

PRISMA		A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
MODELO MASA CONCENTRADA	EN X	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	1196
	EN Y	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	1196
MODELO HOUSNER EN X	EN X	1070	51	36	12	0	1	0	26	1196
	EN Y	1165	5	0	0	0	0	0	26	1196
MODELO HOUSNER EN Y	EN X	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	1196
	EN Y	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	1196

Uno de los modelo más críticos a la hora de evaluar el desempeño estructural ante la demanda para ZONA 2, puesto que la capacidad resistente a cargas laterales se ve afectada con los modelos de masa concentrada y modelo de housner con tanque en Y. El edificio presenta varios elementos que llegan a un estado crítico de rotulación sin llegar a encontrar un desplazamiento espectral; aunque si encuentra punto de desempeño estructural con el modelo de housner en X para las dos direcciones, pero posee bastante elementos que han llegado al daño o colapso como los voladizos en el eje 5. El máximo desplazamiento en la cubierta fue de 28.1 cms.

MODELO N° 6**PUNTO DE DESEMPEÑO**

CASANDRA		V (KN)	D (m)	Sa	Sd	T efec.(Seg)	β efec.
MODELO MASA CONCENTRADA	EN X	4198.58	0.191	0.12	0.15	2.246	0.139
	EN Y	2997.04	0.226	0.087	0.174	2.841	0.178
MODELO HOUSNER EN X	EN X	4050.287	0.172	0.124	0.149	2.203	0.132
	EN Y	2362.762	0.128	0.109	0.164	2.459	0.14
MODELO HOUSNER EN Y	EN X	4075.051	0.185	0.118	0.154	2.286	0.136
	EN Y	2964.966	0.228	0.084	0.179	2.93	0.179

NIVEL DE ROTULACION

CASANDRA		A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
MODELO MASA CONCENTRADA	EN X	1626	188	106	2	0	0	0	0	1966
	EN Y	1626	134	186	20	0	0	0	0	1966
MODELO HOUSNER EN X	EN X	1652	182	124	8	0	0	0	0	1966
	EN Y	1709	233	24	0	0	0	0	0	1966
MODELO HOUSNER EN Y	EN X	1672	194	98	2	0	0	0	0	1966
	EN Y	1611	142	184	29	0	0	0	0	1966

El modelo para el edificio Casandra presenta un buen comportamiento o desempeño estructural con todos los modelos propuestos para el tanque de agua elevado. Es un edificio bastante regular que presenta una aceptable resistencia a cargas laterales. Todas sus curvas de capacidad reflejan la habilidad de la estructura para soportar la demanda. El mayor desplazamiento obtenido de los tres modelos fue de 22.8 cms en la cubierta.

MODELO N° 7

PUNTO DE DESEMPEÑO

POZUELO		V (KN)	D (m)	Sa	Sd	T efec.(Seg)	β efec.
MODELO MASA CONCENTRADA	EN X	1898.156	0.185	0.128	0.141	2.106	0.137
	EN Y	1225.19	0.18	0.084	0.151	2.7	0.225
MODELO HOUSNER EN X	EN X	784.984	0.06	0.183	0.169	1.927	0.055
	EN Y	121.92	0.009	0.163	0.198	2.21	0.05
MODELO HOUSNER EN Y	EN X	37.22	0.006	0.117	0.275	3.07	0.05
	EN Y	209.85	0.013	0.175	0.184	2.058	0.05

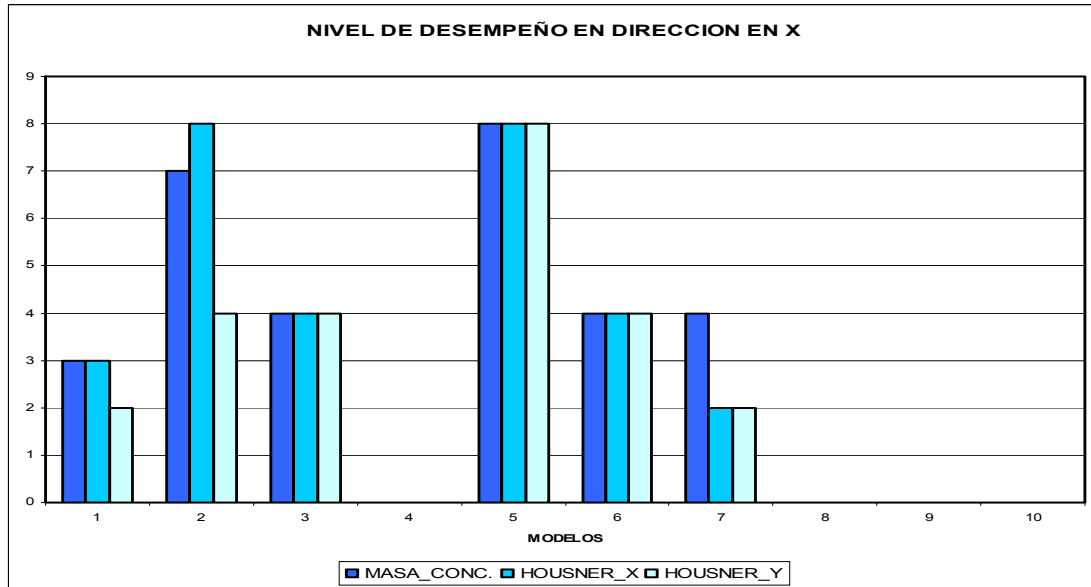
NIVEL DE ROTULACION

POZUELO		A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
MODELO MASA CONCENTRADA	EN X	544	35	55	20	0	0	0	0	654
	EN Y	475	70	86	23	0	0	0	0	654
MODELO HOUSNER EN X	EN X	68	15	0	0	0	0	0	0	654
	EN Y	651	3	0	0	0	0	0	0	654
MODELO HOUSNER EN Y	EN X	650	4	0	0	0	0	0	0	654
	EN Y	651	3	0	0	0	0	0	0	654

El Modelo para el edificio Pozuelo de Alarcón presento punto de desempeño para todos los modelos en todas las direcciones mostrando un buen comportamiento estructural donde sus niveles de rotulación no fueron altos y sus curvas de capacidad ante cargas laterales reflejan una gran capacidad inelástica. Una característica especial del tanque elevado es que está aislado de la cubierta del edificio. Esto se puede observar en el registro de fotos para el mismo. El desplazamiento máximo que se obtuvo entre los tres modelos fue de 18.5 cms en la cubierta.

4.6. VARIACION DEL NIVEL DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.

Figura (4.77) Variación del Nivel de Desempeño Estructural en X.



1	2	3	4	5	6	7	8
A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E

Figura (4.78) Variación Nivel de Desempeño Estructural en X a lo largo del tiempo.

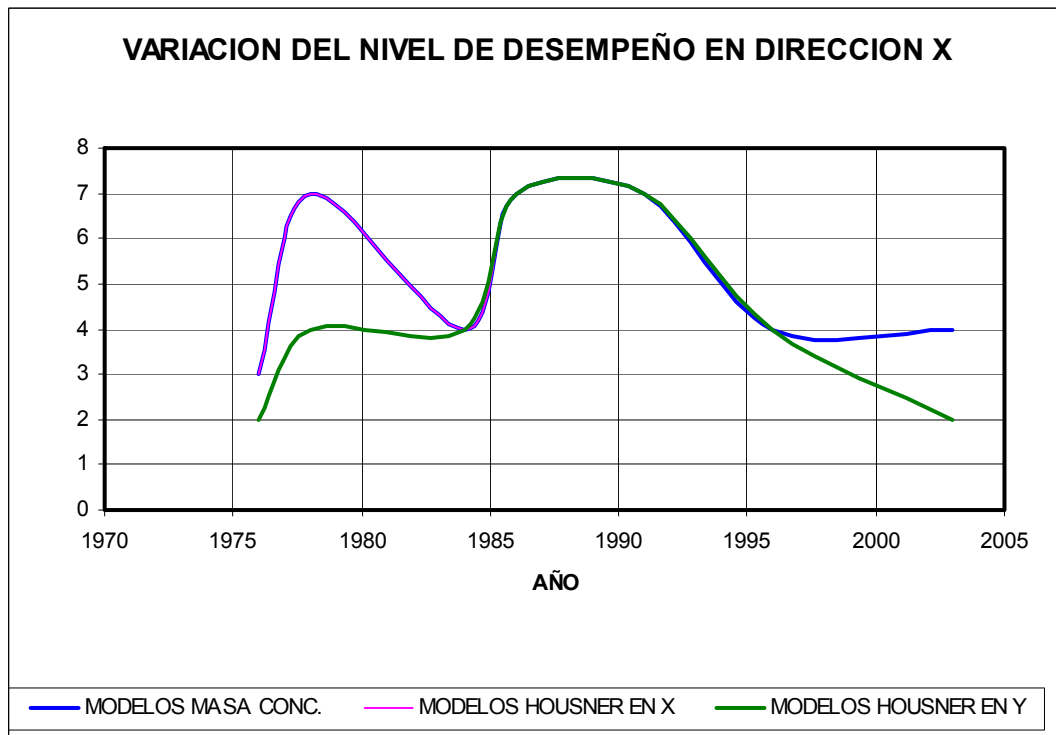
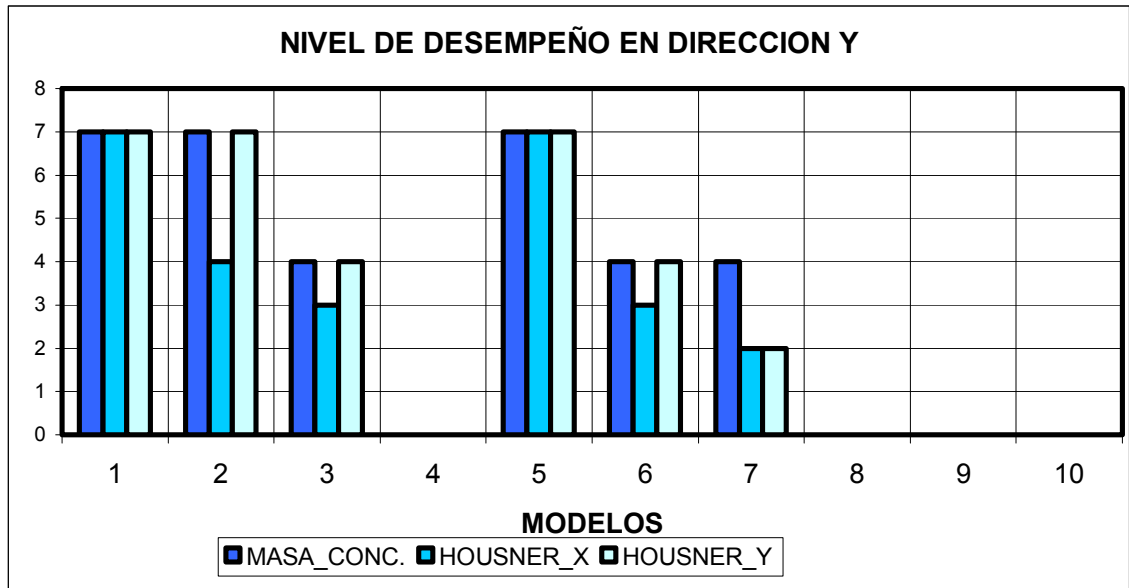
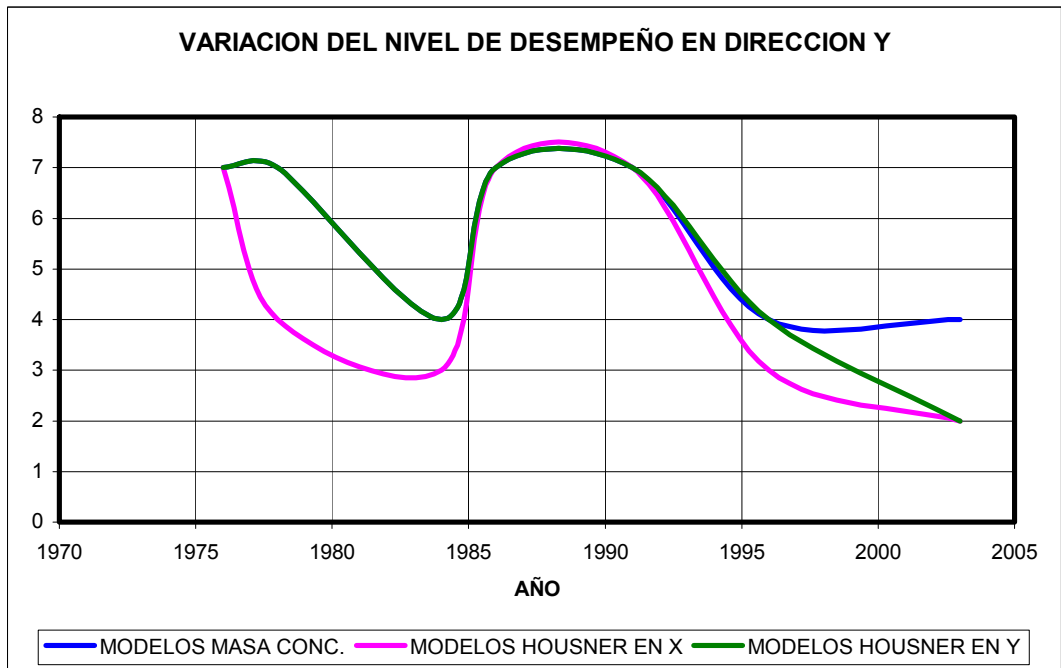


Figura (4.79) Variación del Nivel de Desempeño Estructural en Y.



1	2	3	4	5	6	7	8
A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E

Figura (4.80) Variación del desempeño en Y a lo largo del tiempo.



4.7. VARIACION DEL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

Figura (4.81) Variación del amortiguamiento efectivo en X.

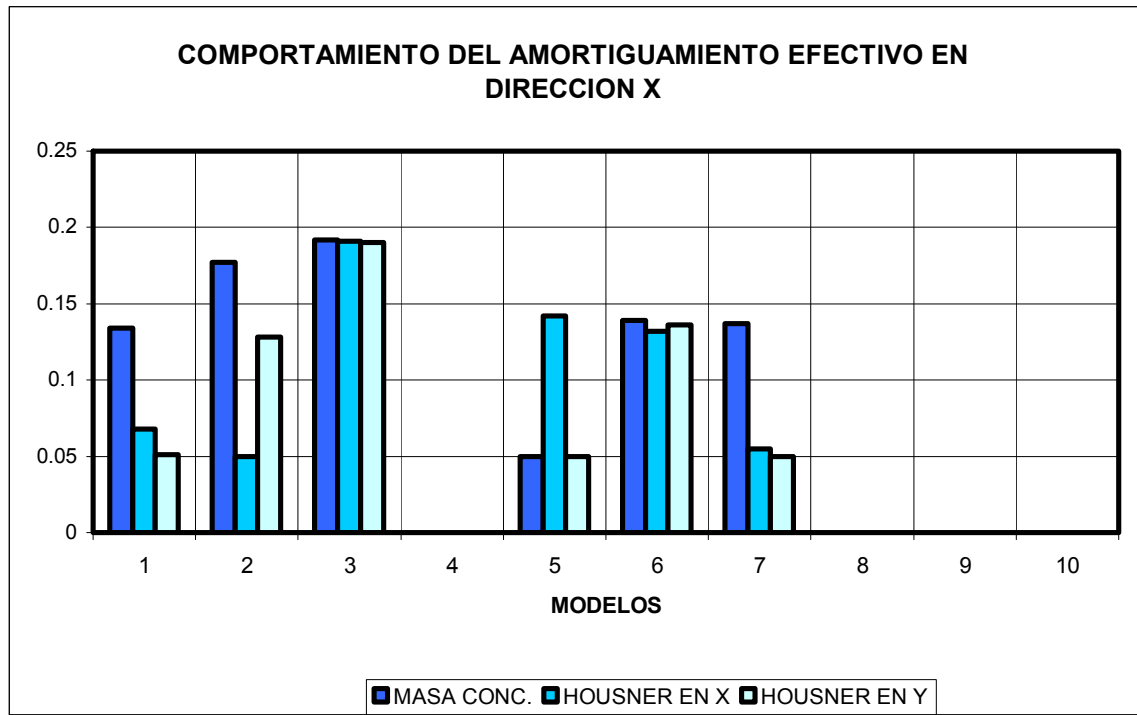


Figura (4.82) Variación del amortiguamiento efectivo en Y.

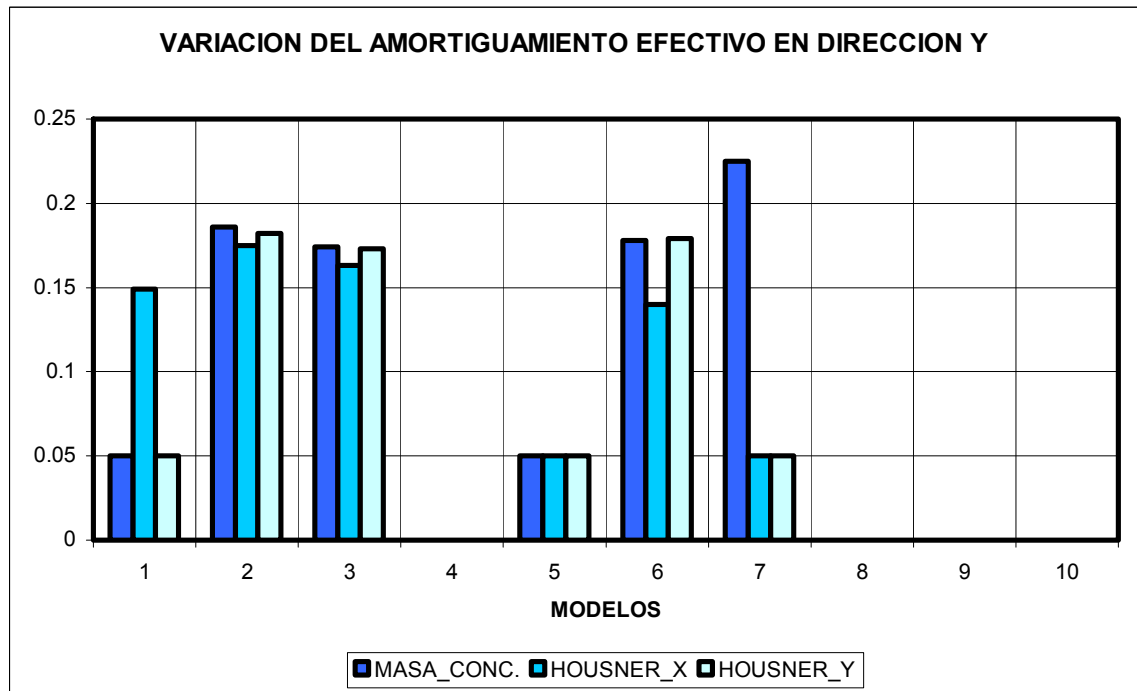


Tabla (4.6) Niveles de Desempeño obtenidos en las Edificaciones

NIVEL DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL				
AÑO	EDIFICIO	MODELO	EN DIRECCION X	EN DIRECCION Y
1976	COOPMAGISTERIO	MODELO MASA CONC. MODELO HOUSNER EN X MODELO HOUSNER EN Y	SEGURIDAD DE LA VIDA SEGURIDAD DE LA VIDA OCUPACION INMEDIATA	COLAPSO COLAPSO COLAPSO
1978	FAVUIS	MODELO MASA CONC. MODELO HOUSNER EN X MODELO HOUSNER EN Y	COLAPSO COLAPSO PREVENCION DEL COLAPSO	COLAPSO PREVENCION DEL COLAPSO COLAPSO
1984	EL PUENTE	MODELO MASA CONC. MODELO HOUSNER EN X MODELO HOUSNER EN Y	PREVENCION DEL COLAPSO PREVENCION DEL COLAPSO PREVENCION DEL COLAPSO	PREVENCION DEL COLAPSO SEGURIDAD DE LA VIDA PREVENCION DEL COLAPSO
1986	FUENCARRAL	MODELO MASA CONC. MODELO HOUSNER EN X MODELO HOUSNER EN Y	NO CONVERGE NO CONVERGE NO CONVERGE	NO CONVERGE NO CONVERGE NO CONVERGE
1991	PRISMA	MODELO MASA CONC. MODELO HOUSNER EN X MODELO HOUSNER EN Y	COLAPSO COLAPSO COLAPSO	COLAPSO COLAPSO COLAPSO
1996	CASANDRA	MODELO MASA CONC. MODELO HOUSNER EN X MODELO HOUSNER EN Y	PREVENCION DEL COLAPSO PREVENCION DEL COLAPSO PREVENCION DEL COLAPSO	PREVENCION DEL COLAPSO SEGURIDAD DE LA VIDA PREVENCION DEL COLAPSO
2003	POZUELO	MODELO MASA CONC. MODELO HOUSNER EN X MODELO HOUSNER EN Y	PREVENCION DEL COLAPSO OCUPACION INMEDIATA OCUPACION INMEDIATA	PREVENCION DEL COLAPSO OCUPACION INMEDIATA OCUPACION INMEDIATA
2005	TORREON	MODELO MASA CONC. MODELO HOUSNER EN X MODELO HOUSNER EN Y	NO CONVERGE NO CONVERGE NO CONVERGE	NO CONVERGE NO CONVERGE NO CONVERGE
2005	CHIRANUE	MODELO MASA CONC. MODELO HOUSNER EN X MODELO HOUSNER EN Y	NO CONVERGE NO CONVERGE NO CONVERGE	NO CONVERGE NO CONVERGE NO CONVERGE
2005	TERRAZAS	MODELO MASA CONC. MODELO HOUSNER EN X MODELO HOUSNER EN Y	NO CONVERGE NO CONVERGE NO CONVERGE	NO CONVERGE NO CONVERGE NO CONVERGE

CONCLUSIONES

El análisis Pushover presentó un cierto grado de limitación a la hora de ser aplicado sobre edificaciones nuevas, con geometrías en planta complejas y definiciones en altura variadas, ya que de todos los modelos no se pudo desarrollar una curva de capacidad adecuada. Esto quedó evidenciado al encontrar en el análisis modal de la muestra, que los modelos con plantas en forma de “L”, “T” y otras formas no ortogonales mostraron factores de participación modal de grado superior al primer modo de vibración, el cual es una de las bases en las que esta sentada la metodología.

El entendimiento de la curva de capacidad resistente de una edificación es un buen legado que deja el poder analizar el nivel de desempeño estructural. Cuando la curva de capacidad se desarrolla completamente implica que el modelo converge y que el análisis inelástico es apropiado. Sin embargo no siempre se logró encontrar una intersección de la capacidad contra la demanda, pues cada estructura es única así como su capacidad resistente. Esta curva encuentra su límite cuando un elemento o grupo de elementos llega a su estado crítico de deformación y la estructura colapsa parcial o totalmente. El significado de esta no intersección no es otro que decir que la edificación no resiste la demanda impuesta por el espectro Zona 2. Aunque la curva de capacidad se define para un desplazamiento controlado en la cubierta este se incrementó con el objeto de alcanzar la intersección con la demanda; sin poder lograrlo.

La influencia del modelo de Housner en el nivel de desempeño estructural es un factor a considerar de forma única y exclusivamente sobre cada edificación, y es difícil entrar a generalizar o hablar de tendencias que definan el comportamiento de todas las edificaciones; esta influencia se representa o evidencia directamente sobre la curva de capacidad resistente de cada edificación, pues el modelo de Housner afecta el comportamiento no lineal de la curva, presentando niveles de desplazamientos menores en la cubierta y por lo tanto cortantes en la base mucho menores que los encontrados con en otros modelos.

En otros casos el desplazamiento aumentaba hasta los últimos puntos de la curva de capacidad, presentando también cortantes menores. Todo esto refleja el comportamiento de la masa convectiva en el punto en el que el modelo presenta un estado de deformación crítica de un elemento o grupo de elementos.

Las variaciones del periodo en las direcciones ortogonales se consideraron a largo del tiempo, donde se esperaba una disminución de este, a medida que se tuvieran edificios mas modernos; pues los actuales tienden a ser estructuras mucho mas rígidas, sin embargo al considerar el modelo de Housner en las direcciones X y Y, observando la variación del periodo muestra que esta tendencia no resulto como la esperada. Solamente los modelos de Chirane y Terrazas presentaron una variación significativa mayor al 5% en los valores de periodo de los modelos de Housner con respecto al de masa concentrada.

La variación de la rigidez se tomo a partir del análisis modal, la cual con los dos modelos propuestos analizados en las dos direcciones no presentó variaciones mayores del 30%, evidenciando la poca influencia que tiene la masa del tanque en ella.

Todo lo anterior conlleva a concluir como afecta el tanque en el nivel de desempeño estructural utilizando el modelo de Housner con respecto al modelo de masa concentrada. La influencia sobre un nivel mas crítico de daño se presenta de la siguiente manera:

Dirección de análisis	Modelo del tanque	Variación
X	Housner X	17 %
	Housner Y	50 %
Y	Housner X	67 %
	Housner Y	17 %

Estos resultados muestran que el modelo de housner presenta un aumento sobre el nivel de daño cuando se construye el modelo en la dirección opuesta a la analizada.

Es importante anotar que cada edificio es un caso aislado y no se puede entrar a comparar la respuesta de un edificio con otro aplicando los dos modelos de tanque, y mucho menos generalizar una tendencia en los resultados. Quedo demostrado que una edificación antigua como el edificio Coopmagisterio X construido en 1976 llega a tener un nivel de desempeño estructural de seguridad de la vida en una dirección y colapsar en la otra.

Con la metodología aplicada se pueden observar los elementos críticos a la hora de evaluar el punto de desempeño y también permite visualizar posteriores estrategias de rehabilitación que mejoren el nivel de desempeño y reduzcan la vulnerabilidad del sistema.

Recomendaciones para futuras investigaciones:

En los casos en los que no se encuentre punto de intersección con el espectro de la Zona 2 se recomienda buscar un punto de desempeño estructural, disminuyendo los valores C_a y C_v , menores a 0.36 que ajusten el nivel de desempeño dentro del rango de seguridad de la vida con el objetivo de saber en términos de coeficientes sísmicos un desplazamiento de demanda satisfactorio para la edificación. Esto permitirá saber la verdadera demanda que la edificación resiste. Entrar en detalle con la aplicación del método estático no lineal, pasando a un análisis paso a paso pushover multimodal, para cada uno de los cuatro modelos que no se logró un punto de convergencia con el análisis del presente estudio.

Para poder desarrollar un estudio más profundo sobre la vulnerabilidad de edificaciones con sistema de resistencia sísmica tipo pórtico con tanque de agua elevado en Bucaramanga es necesario ampliar la muestra y realizar un análisis estadístico de los resultados con el fin de obtener curvas de vulnerabilidad y matrices de daño. Estas curvas permitirán saber a partir del nivel de daño obtenido la probabilidad de ocurrencia del mismo.

BIBLIOGRAFÍA

AGREDO, Hernán; RIVERA, Sergio. Análisis y diseño antisísmico de tanques de almacenamiento y tuberías de conducción, Tesis de grado, 1984. [15]

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. Bogotá: AIS, 1998. [2]

ATC 40- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. Redwood City, CA, USA: Applied Technology Council, 1996. v.1. [1]

CHAPRA, Steven; CANALE, Raymond, Métodos Numéricos para Ingenieros. Cuarta edición: Editorial McGraw Hill, 2003. 970 p. [18]

COMPUTER AND STRUCTURES INC. SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design Version 8.0, Analysis Reference Manual. Berkeley, USA: CSI. 2002. 383 p. [4]

FEMA 356, ASCE (American Society of Civil Engineers) Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Washington D.C, Federal Emergency Management Agency. USA 2000. [10]

G.W. HOUSNER, “The dynamic behavior of water tanks”, Bulletin of the seismological society of America, Vol. 53, No 2, pp 381 ~ 387, Feb 1963. [20]

GELVEZ, Cesar; ARIAS, Rafael. Modelamiento inelástico para determinar el nivel de comportamiento y una aproximación a la rehabilitación de estructuras con disipadores de energía, Tesis de grado, 2003. [16]

HAROUM, MA; Dynamic Analyses of liquid Storage tanks, California Institute of technology Report on research conducted under Grants from the national science foundation, Pasadena California, 1980. [22]

HAROUM, MA; HOUSNER G.W; Seismic Design of liquid-Storage tanks. Journal of technical councils. ASCE, New York, Vol. 107, No 1, 1981. [21]

HAZUS 99, Advanced Engineering Building Module (manual técnico del usuario) Federal Emergency Management Agency. [12]

INGEOMINAS. Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga. Bogota: INGEOMINAS, Subdirección de Amenazas Geoambientales. 2001. [5]

MALDONADO RONDON, Esperanza y CHIO CHO, Gustavo. Análisis Sísmico de Edificaciones. 1 ed. Bucaramanga: Ediciones UIS, 2004. 298 p. [3]

MARTINEZ, Eduardo; SANCHEZ, Leonardo, Análisis sísmico de tanques elevados de agua sobre diferentes sistemas estructurales de hormigón reforzado en la ciudad de Bucaramanga, Tesis de grado, 2004. [17]

MCCORMAC, Jack C. Diseño de Concreto Reforzado. 4 ed. México, D.F: Alfaomega, 2002. 784 p. [6]

NEHRP - National Earthquake Hazards Reduction Program. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273, 274 Washington D.C, USA: Applied Technology Council, 1997. [9]

NILSON, Arthur H. Diseño de Estructuras de Concreto. 12 ed, Santafé de Bogotá: McGraw-Hill, 1999. 722 p. [7]

PARK, R and PAULAY, T. Reinforced Concrete Structures. 1 ed. New York, USA: Jhon Wiley and Sons, 1975. 769 p. [13]

SARRIA MOLINA, Alberto. Ingeniería Sísmica. 2 ed. Bogotá: Ediciones Uniandes y Ediciones ECOE, 1995. 569 p. [14]

SEAOC (1995), “Visión 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings”, Structural Engineers Association of California, Volumen I, Sacramento. [11]

SUAREZ DÍAZ, Jaime. Deslizamientos Estabilidad de Taludes en zonas tropicales. 2da ed. Bucaramanga: Ediciones UIS, 1998. 550 p. [8]

TAGUI, Mohammad, Modeling of elevated water Tanks under seismic excitation considering interaction of water and structure. Teherán, Irán. Pdf.

SOFTWARE

SAP-2000 Nonlinear Version 8.3.3. Integrated Structural Analysis and Design Software, Computer and Structures Inc, Berkeley, California, 2004.

ANEXOS

ANEXO A: METODOLOGIA DE ANALISIS NO LINEAL

INTRODUCCION

Dos conceptos claves deben ser tenidos en cuenta para aplicar un procedimiento que nos de a conocer el desempeño o comportamiento de una edificación. Estos son: Demanda y Capacidad. El uso de los procedimientos inelásticos para el diseño y evaluación estructural son una gran ayuda para los ingenieros de entender mejor las estructuras y como estas se comportarán ante la excitación sísmica. Se asume que la capacidad elástica de los materiales y en general de la estructura es excedida; resolviendo la incertidumbre asociada a los procedimientos elásticos propuestos en los códigos de diseño. El estudio del análisis estático no lineal involucra las propiedades del acero y el concreto, las relaciones momento curvatura y su aplicación para estimar el comportamiento de los materiales cuando ingresan en el rango no lineal de esfuerzos. La NSR-98 (2) exige que la estructura tenga un buen comportamiento inelástico ante un sismo severo, definido mediante estudios de amenaza sísmica deseando que esta disipe energía y no colapse; optando siempre por la seguridad de sus ocupantes.

Este trabajo ha sido desarrollado en un intento por tener un mejor criterio del comportamiento de las edificaciones con sistema pórtico en la ciudad de Bucaramanga; y tener una base sobre la influencia del tanque elevado de agua. El poder aplicar una metodología de análisis no lineal permite al ingeniero detectar las deficiencias en las edificaciones; ampliando el concepto de resistencia, ductilidad y la filosofía de diseño empleadas. Los conceptos de capacidad en los cuales basamos nuestro estudio; fueron introducidos por Park y Paulay en 1975; dando un giro de cómo los ingenieros ven las estructuras. El avance más claro fue el identificar que una estructura aporticada podría comportarse mejor ante la acción sísmica, si pudiera garantizarse la formación de rótulas plásticas en la vigas y no en las columnas, y que la resistencia a cortante de los elementos excediera la resistencia a flexión. Basados en estos dos aspectos la ingeniería sísmica puede contar con una nueva filosofía de diseño y análisis estructural basada en

desempeño, en donde se puede controlar y hasta estimar el daño que tendrán los componentes de la edificación.

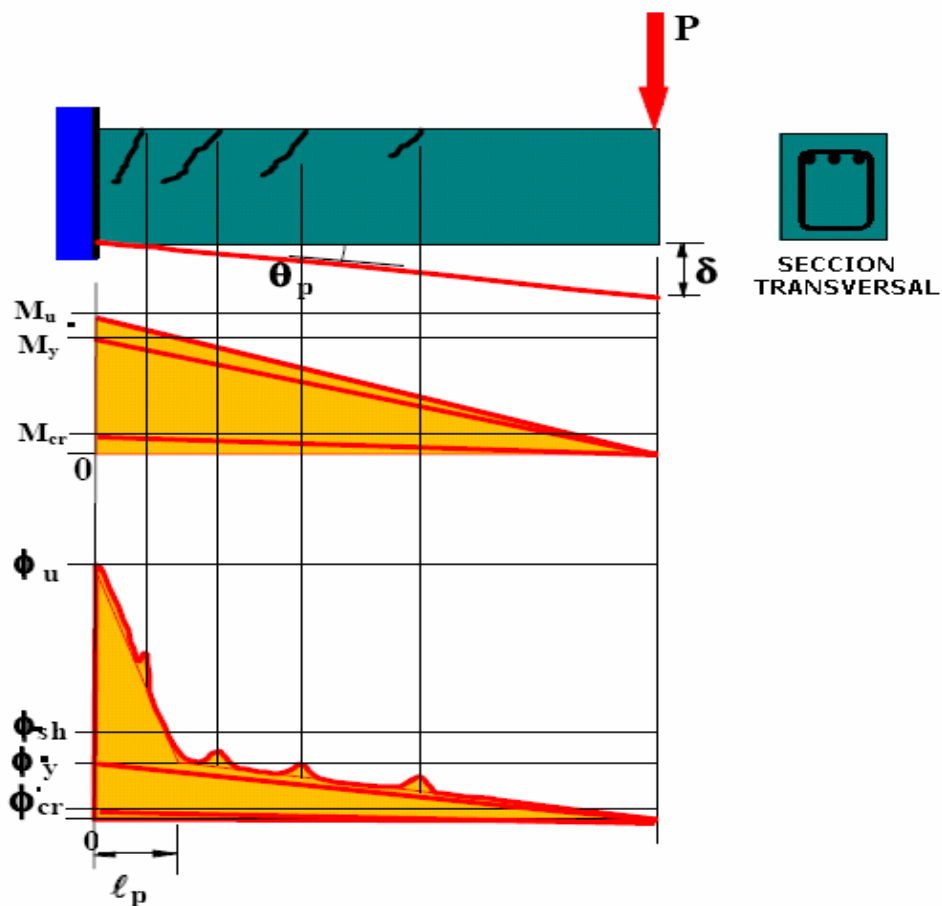
En este capítulo se describe el marco teórico del análisis estático no lineal para evaluar edificaciones; al cual hace referencia el documento ATC-40 (1), los conceptos básicos de rotulación y disipación de energía; el concepto de niveles de desempeño sísmico y sus propuestas.

CONCEPTOS BÁSICOS PARA ANÁLISIS INELASTICO

COMPORTAMIENTO MOMENTO-ROTACION EN REGIONES DE ROTULA

Acumulación de la Curvatura

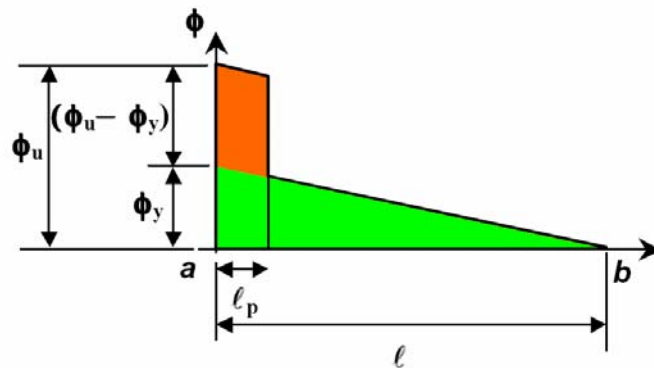
Figura (A.1.) Ejemplo de rotulación para una viga en voladizo



La carga aplicada P, en el extremo de la viga en voladizo mostrada en la figura (A.1.), hace que el momento en el apoyo también aumente y los momentos en puntos intermedios tengan un cambio lineal. Como el momento de fisuración es excedido, la fisuración aparece en puntos concentrados desde la base hasta el extremo. Esta situación continúa o persiste hasta el que se alcance el momento de fluencia en la base. Un incremento en el momento mas allá del de fluencia producirá un gran incremento de la curvatura hasta que se alcance un valor correspondiente de momento ultimo M, causando de esta manera la falla en el elemento.

Si se grafica la deflexión en el extremo del elemento (δ), contra la carga aplicada P se obtiene la curva Carga- deflexión. Justo antes de la falla en la región donde la fluencia ha ocurrido existe una concentración de la curvatura que toma lugar en una pequeña distancia denominada longitud de plastificación L_p o longitud de rótula plástica. El efecto en conjunto de esta acumulación de la curvatura es una rotación de la línea elástica del elemento θ_p , similar a la rotación que tiene lugar en la rótula. La situación en el elemento puede ser idealizada como sigue:

Figura (A.2.) Deflexión causada por la curvatura



Usando los teoremas de Área-momento, es posible mostrar que la deflexión causada por la curvatura arriba del punto de fluencia (sección naranja) corresponde a:

$$\delta_b - \text{elástico} = \delta_a + \theta_b * (Xb - Xa) + \int_a^b \frac{M(x)}{EI} * (Xb - X) dx \quad (\text{Ec. A.1.})$$

$$= 0 + 0 + \frac{\phi_y}{2} * l * \frac{2 * l}{3} = \frac{\phi_y * l^2}{3}$$

La deflexión adicional causada por rotación inelástica será:

$$\begin{aligned}\delta b - inelástica &= \theta a * (Xb - Xa) \\ &= (\phi u - \phi y) * l_p * l\end{aligned}\quad (\text{Ec. A.2.})$$

La deflexión total será:

$$\delta b - total = \frac{\phi y * l^2}{3} + (\phi u - \phi y) * l_p * l \quad (\text{Ec. A.3.})$$

Longitud de rotulación plástica

En la deducción previa la longitud de la rótula plástica, corresponde a la mitad de la longitud cuando la rotula plástica esta dentro de la longitud de conectividad, por consiguiente, para las rótulas que están dentro de este tramo, la longitud de la rótula plástica debe ser las tomada como $2l_p$.

Hay numerosas relaciones empíricas desarrolladas para determinar la longitud plástica de rotulación. Entre las variables que afectan esta longitud están:

- El grado de confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal presente.
- La cantidad de cortante transferido a través de la rotula.
- La distancia desde la rotula al punto de contra flexión.
- El diámetro, tipo y características del refuerzo longitudinal.
- Los esfuerzos de unión y la posibilidad de deslizamiento a lo largo del el refuerzo longitudinal.
- La fuerza axial en la sección, y

- La deformación máxima aceptable del concreto, entre otros.

Existen dos consideraciones simples que se han hecho populares a través de los años:

$$1) l_p = 0.08 * l + 0.15 * d_b * f_y \quad (\text{en Ksi})$$

$$2) \text{ Si } V_u < V_c \Rightarrow l_p = d / 4 \text{ y Si } V_u > V_c \Rightarrow l_p = 2 * d / 3$$

El efecto de la Presencia de rótulas Plásticas

Los procedimientos actuales para el desarrollo del refuerzo del concreto están basados en el empleo de factores de fuerzas y en la garantía de que las secciones del miembro son capaces de resistir estas fuerzas factorizadas sin llegar a fallar (evaluada y última). Esto significa que la capacidad inelástica de la sección es empleada.

Entretanto, los procedimientos de análisis para determinar las fuerzas al nivel del elemento son esencialmente procedimientos lineales Elásticos.

Hay una cierta inconsistencia en el diseño de concreto reforzado por los métodos de resistencia última (teniendo en cuenta la conducta inelástica); pues cuando estos momentos y fuerzas para las cuales están siendo diseñadas estas secciones, el ingeniero ha empleado el análisis elástico. La excusa usada para esto, es que este procedimiento es seguro y conservador.

Es evidente que la rigidez en cierta fase de carga depende de la historia de cómo la carga fue aplicada. Dos opciones se dejan al ingeniero con respecto a cual rigidez emplear:

- (a) acudir a la historia de la manera de cómo las cargas fueron aplicadas a la estructura, y
- (b) Usar la rigidez que corresponde al máximo momento que se aplicará al elemento.

Procedimientos que tienen en cuenta la fisuración y la conducta inelástica en una forma paso a paso están bien desarrollados aunque no ampliamente utilizados. Estos procedimientos requieren de una definición completa de las dimensiones, el refuerzo, el sistema de apoyo, y la manera en que la carga es aplicada. Ya que esta información no

está disponible durante las fases tempranas del proceso de diseño, por consiguiente, las consideraciones aproximadas deben emplearse.

Un ejemplo de estos tipos de consideraciones son los requisitos del ACI 318-99.

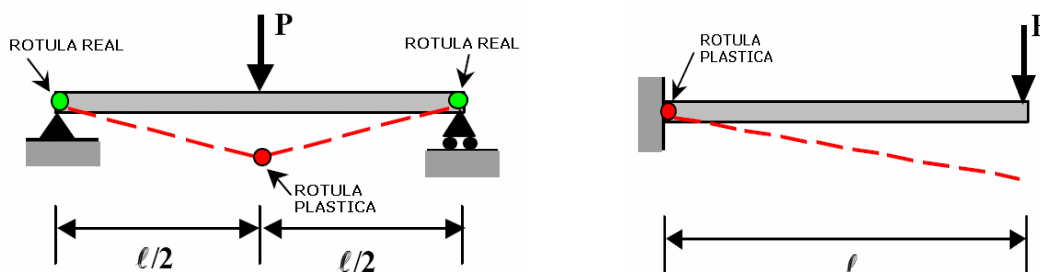
Estos procedimientos dan un buen estimativo de rigidez para cargas que no exceden el momento de fluencia. La alternativa de emplear una rigidez reducida desde el principio en un procedimiento de análisis de un solo paso, es más simple, pero depende de la selección apropiada de rigidez para todos los elementos. Estas selecciones deben hacerse cuidadosamente con el fin de asegurar que la rigidez en todos los elementos corresponda al mismo nivel de carga: carga de servicio, carga última u otro.

Se conoce que una viga indeterminada o grupo de elementos no fallarán cuando la capacidad del momento último de sólo una sección crítica es alcanzada. Después de la formación de las rotulas plásticas en las secciones con mayor nivel de esfuerzos se dan cambios sustanciales en la relación de momentos dentro de las secciones críticas, esto se da por medio de la redistribución inelástica, cuando las cargas son aplicadas, tomando un lugar nuevo dentro de la estructura antes de llegar a colapsar.

El Mecanismo de Colapso

Hemos asimilado la acumulación de curvatura para la presencia de una rótula plástica. La estructura se comporta como si una rótula existiera en el punto de acumulación de curvatura. Sin embargo, la rótula no está libre de fricción, como es a menudo idealizada en ciertos tipos de estructuras, pero tendrá una resistencia constante a rotación, expresada como el momento plástico que es llevado por la rotula. Si tal rótula plástica se forma en una estructura estáticamente determinada, las deflexiones serán incontrolables, y la estructura colapsará.

Figura (A.3.) Sistemas Estáticamente Determinados



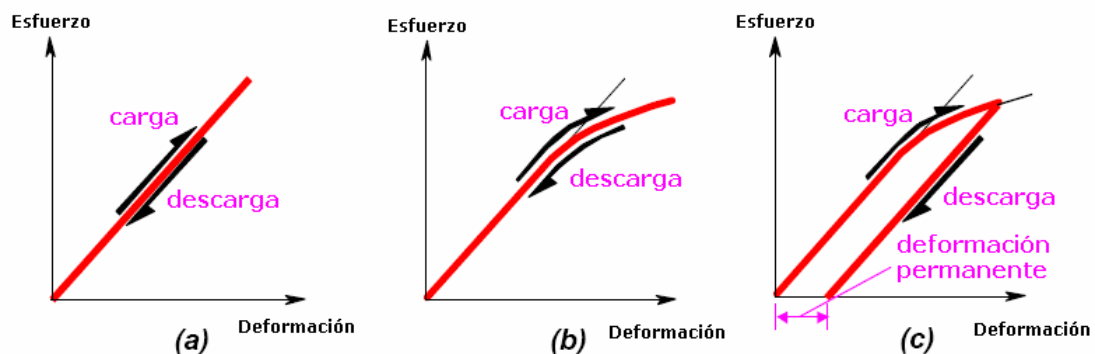
Después de que la rótula plástica se forma, el sistema resultante se comporta como un mecanismo, en la analogía a un sistema de unión en ingeniería mecánica. Así, el sistema estáticamente determinado requiere la formación de sólo una rótula plástica para convertirse en mecanismo.

Éste no es el caso para estructuras estáticamente indeterminadas. En este caso la estabilidad se puede mantener, aun cuando las rótulas se han formado en muchos elementos. El mecanismo existe solamente cuando el número de rótulas formado es igual al grado de indeterminación estructural.

Histéresis

Desde un punto de vista de la elasticidad mecánica de un material, la histéresis es definida como la propiedad para volver a sus dimensiones originales después de que una carga impuesta ha sido retirada y así recuperar la forma que tenía antes de que la carga fuera impuesta. Un comportamiento elástico significa que no habrá ninguna deformación permanente después de que la carga haya sido impuesta y retirada.

Figura (A.4.) Comportamiento Histerético



- Algunos materiales exhiben una relación de esfuerzo-deformación que es esencialmente lineal, como mostrado en (a). Se les conoce como materiales linealmente elásticos.
- Algunos materiales muestran alguna curvatura en su comportamiento esfuerzo deformación como el mostrado en (b) aunque se siga el mismo patrón de carga y descarga. Se les conoce como materiales elásticos no-lineales.

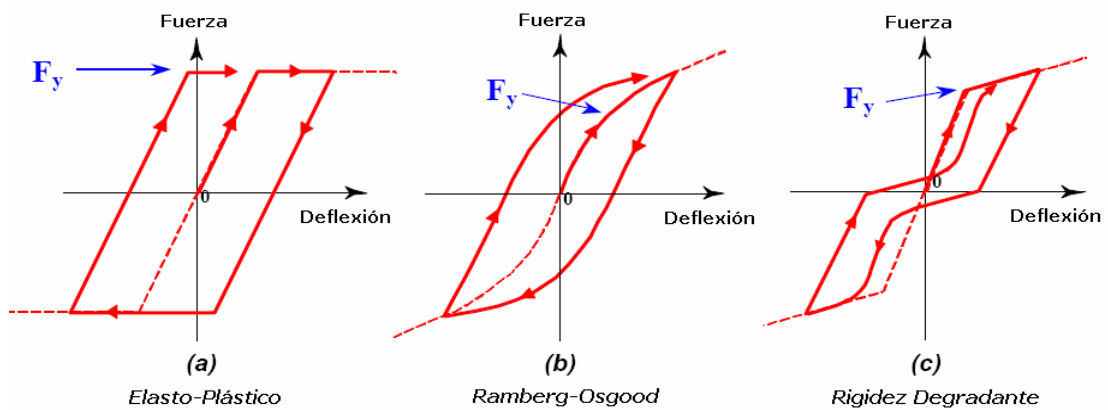
- Un tercer caso corresponde a un material inelástico. Aquí la descarga sigue un camino diferente que la carga existiendo una deformación permanente (c).

Modelamiento matemático de la histéresis

La descripción analítica del comportamiento dinámico no lineal en elementos de concreto reforzado ha aumentado de forma creciente el número de investigaciones en materia experimental.

Los primeros investigadores empleaban modelos matemáticos para ser estudiados usando una limitada capacidad de computación disponible en aquellos tiempos. El entendimiento obtenido a partir de la investigación experimental en el comportamiento inelástico del concreto ha crecido paralelamente con el avance computacional de las últimas décadas, y es por esto que la aparición de modelos matemáticos más sofisticados se ha dado. La mayoría de estos modelos son derivaciones o refinamientos de modelos anteriormente expuestos; pero cabe anotar que ningún modelo actual es capaz de describir todas las peculiaridades de la respuesta inelástica para todos los elementos de concreto reforzado.

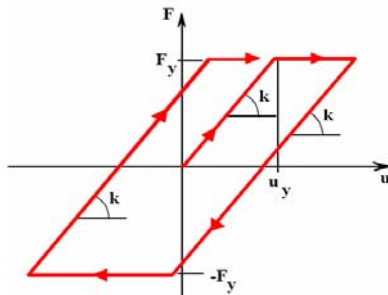
Figura (A.5.) Modelos Matemáticos de la Histéresis



Modelo Elasto-Plástico:

El modelo elasto-plástico fue la base para muchos de los modelos recientemente desarrollados, debido a su simplicidad para fines didácticos todavía es empleado en el desarrollo de soluciones.

Figura (A.6.) Modelo Elasto-Plástico

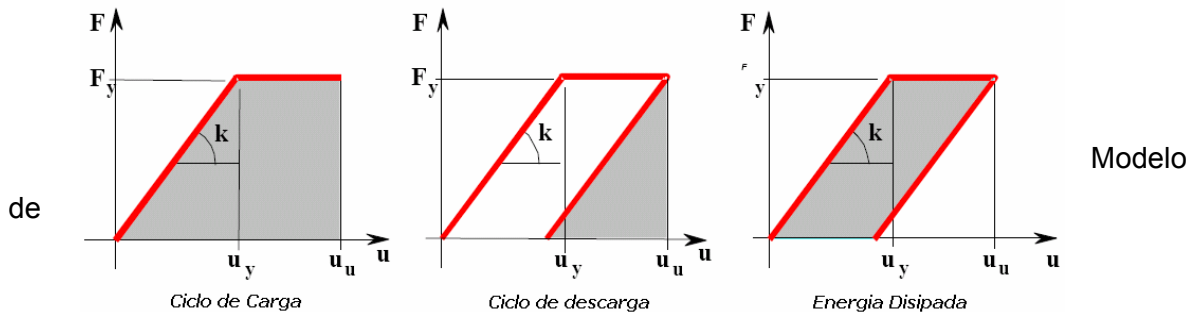


Las características de la curva fuerza-deformación son:

- La respuesta es elástica, con una rigidez k , hasta alcanzar una fuerza de fluencia F_y .
- Después de fluir, esta se comporta de una manera totalmente plástica, hasta que alcanza un punto de la descarga, en la cual se descarga con la misma rigidez k .
- La descarga se comporta elásticamente incluso más allá del nivel de fuerza cero hasta que alcanza la fuerza de fluencia negativa.
- Los desplazamientos negativos extensos producen un comportamiento totalmente plástico hasta que la recarga en la dirección positiva comienza.

La energía de deformación acumulada durante el proceso de carga corresponde al área bajo la curva de fuerza deformación. Durante el proceso de descarga la energía liberada corresponde al área bajo la curva de descarga. Y la energía disipada corresponde al área dentro del ciclo de la carga y descarga como ya habíamos mencionado.

Figura (A.7.) Energía de deformación Acumulada

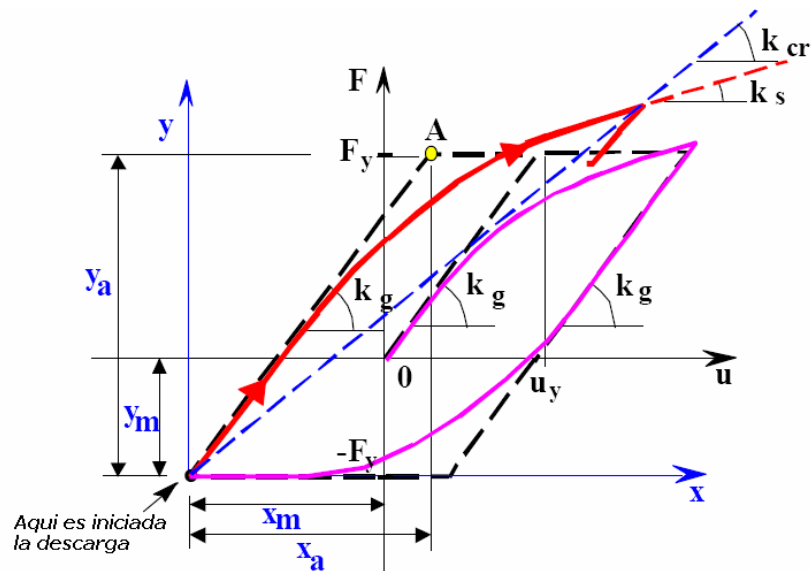


Ramberg Osgood:

Este procedimiento es el mismo que se utiliza en los sistemas elasto-plásticos; con la diferencia de que este utiliza una serie de ejes coordenados auxiliares para encontrar la fuerza en el sistema.

Una vez la iniciación de la descarga es detectada, los valores de fuerza y desplazamiento en ese punto son llamados Y_m y X_m respectivamente; y corresponden al origen del nuevo eje de coordenadas. El siguiente punto A del eje correspondería a los puntos X_a y Y_a como se muestra en la siguiente figura.

Figura (A.8) Modelo de Ramberg Osgood:



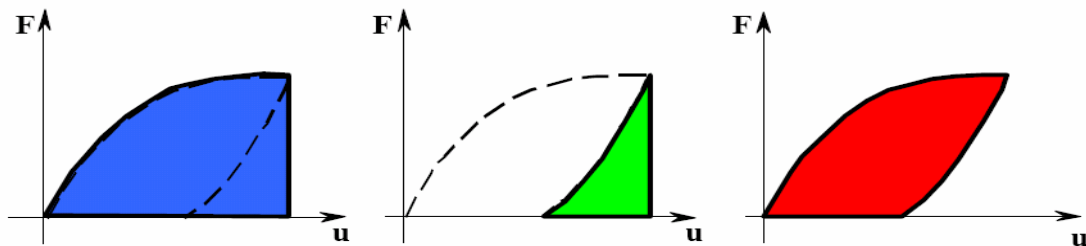
Modelo de la Rigidez Degradante:

Este modelo matemático de histéresis es el resultado de procedimientos experimentales que describieron con razonable aproximación el comportamiento observado. El primer modelo que incluyó estas características principales del comportamiento observado fueron los modelos de Takeda [Takeda, Sozen y Nielsen, 1970]. Este comportamiento de histéresis se describe a través de segmentos lineales que inicialmente tuvieron una formulación compleja, pero que con el tiempo fueron teniendo simplificaciones.

Absorción y disipación de energía.

Desde el punto de vista de energía en un diagrama de fuerza contra desplazamiento el área bajo la curva; esfuerzo-desplazamiento en cualquier punto, es una medida de la energía de deformación almacenada en el elemento. Para elementos que responden en el rango no lineal el hecho de que exista un desplazamiento remanente después de que una descarga completa ha ocurrido, indica que parte de la energía ha sido disipada y solo una parte de la energía de deformación correspondiente a la respuesta lineal elástica es recuperada.

Figura (A.9.) Absorción y disipación de energía

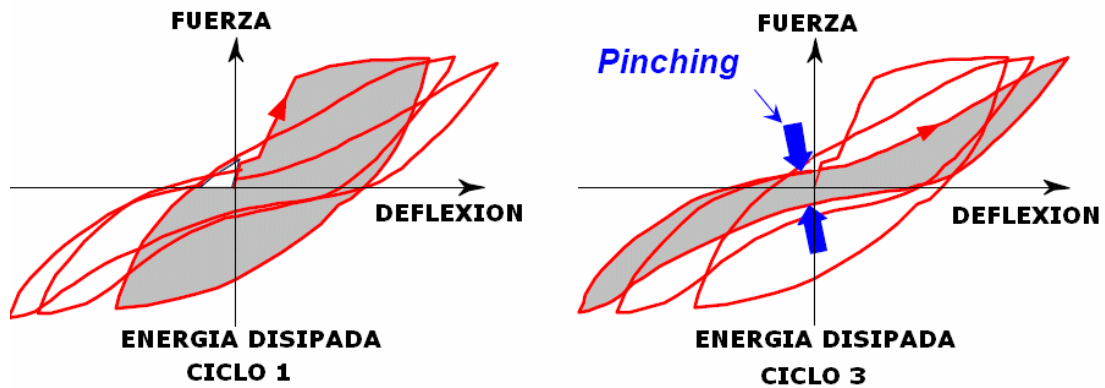


Por consiguiente, el área encerrada en el lazo de histéresis es una medida de la irrecuperable energía de deformación disipada. Para algunos elementos de concreto reforzado, aunque los ciclos de histéresis sean estables, la cantidad de energía disipada disminuye como una incursión en el rango inelástico dando lugar a deformaciones más largas y una compresión en los ciclos de histéresis. Esto se conoce como efecto “Pinching”.

Pinching:

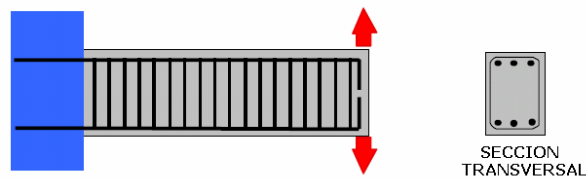
Este efecto es causado por fisuras que no se cierran completamente debido a que el refuerzo en el lado de compresión ha fluido en los ciclos anteriores y esto evita que las caras de concreto de la fisura, estén en completo contacto hasta que el refuerzo a compresión fluye, permitiendo el cerramiento de esta. En estos sectores del lazo de histéresis la mayor contribución a la rigidez la proporcionan las barras longitudinales de refuerzo.

Figura (A.10) Efecto de Pinching



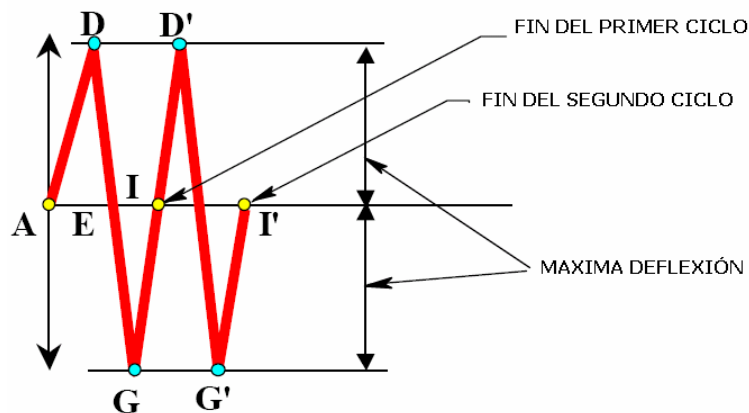
A manera de ejemplo un elemento estructural en concreto reforzado con refuerzo longitudinal y transversal simétrico será sujeto a una serie de inversiones de carga que le imponen grandes deformaciones suficientes para exceder el límite elástico de los materiales.

Figura (A.11.) Ejemplo viga en voladizo sometida a cargas cíclicas.



Las deflexiones en el extremo de la viga serán impuestas como están descritas en la siguiente figura:

Figura (A.12) Ciclos de carga y descarga.

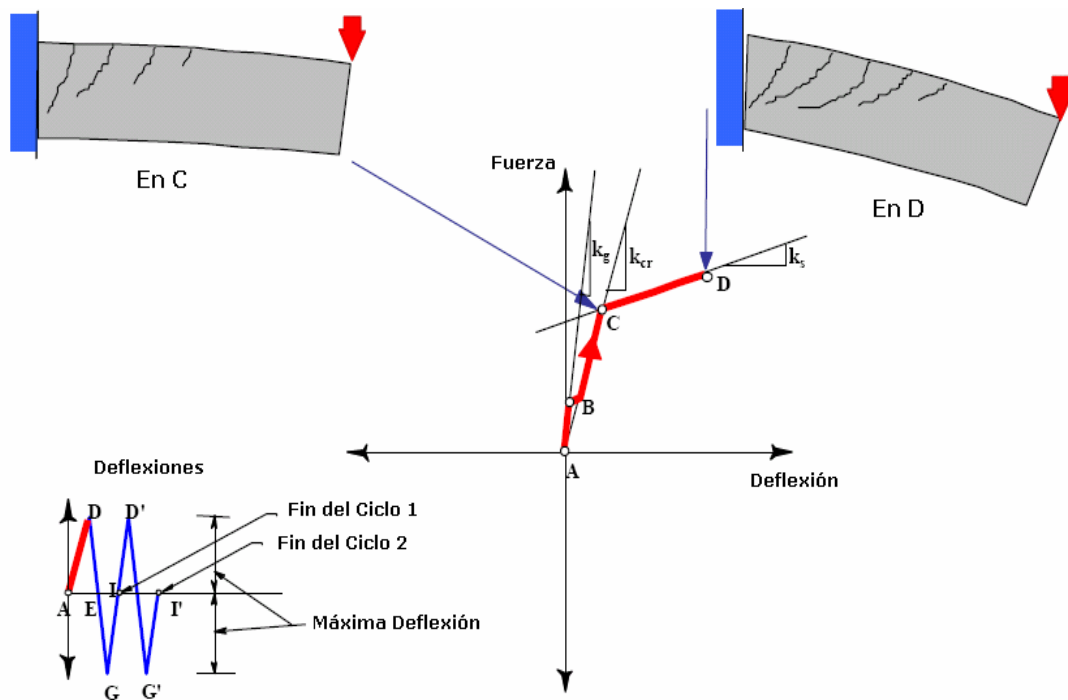


Desde el punto A. hasta el punto I. de la grafica se puede hacer un seguimiento de la fuerza requerida para imponer una deformación. La respuesta inicia en el punto a, así como la carga es aplicada, el desplazamiento observado del elemento medido en cualquier punto corresponde correctamente a las fuerzas aplicadas en forma lineal a través de la rigidez no fisurada del elemento hasta que se presenta el fisuramiento en el punto b.

Una reducción considerable de la rigidez con el aumento del fisuramiento gobierna la respuesta hasta que ocurre la fluencia de los elementos de refuerzo; lo cual ocurre en el punto c.

Se sigue aplicando una carga, los desplazamientos correspondientes aumentan en una proporción gobernada por las propiedades del endurecimiento por deformación del acero de refuerzo hasta el punto donde ocurra la inversión en la dirección de las fuerzas en el punto D.

Figura (A.13.) Primer ciclo de histéresis

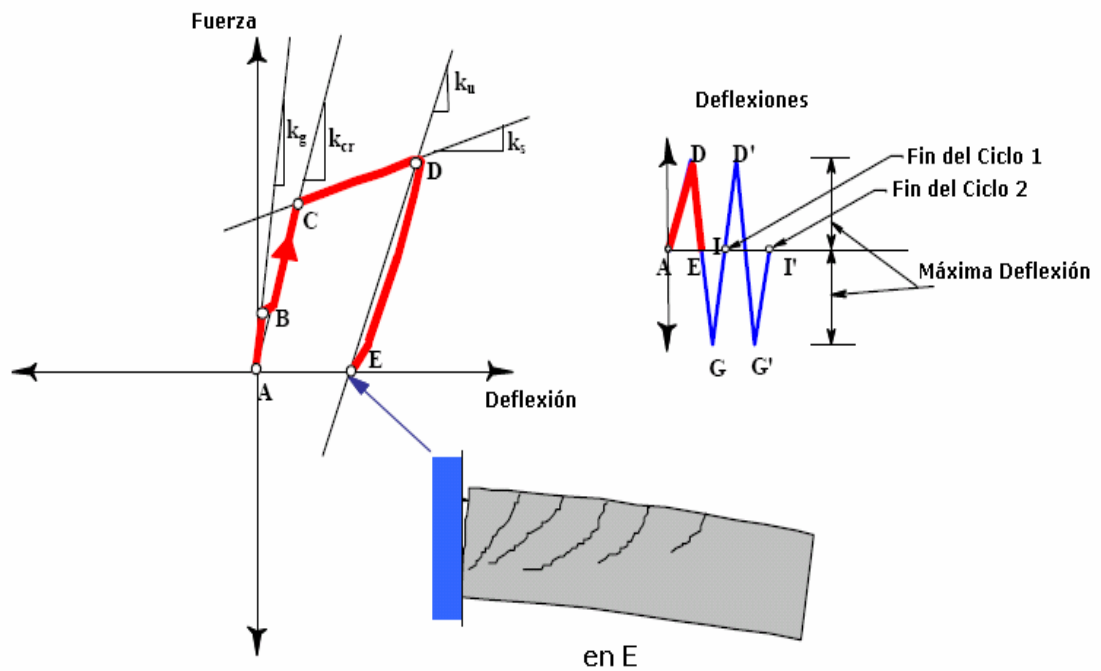


Cuando la inversión en la dirección de las fuerzas ocurre en el punto D, la descarga disminuye el desplazamiento, y cuando la fuerza neta aplicada sobre el elemento es cero

(en el punto E), existe un desplazamiento remanente, (distancia de A – E), causado por la fluencia de los elementos de refuerzo.

La fuerza aplicada, actuando ahora en la dirección opuesta de la inicial, está induciendo una tensión dónde antes existía una compresión y de esta manera se cierran las fisuras producidas durante el paso anterior, esto ocurre en el punto F, causado por la primera carga.

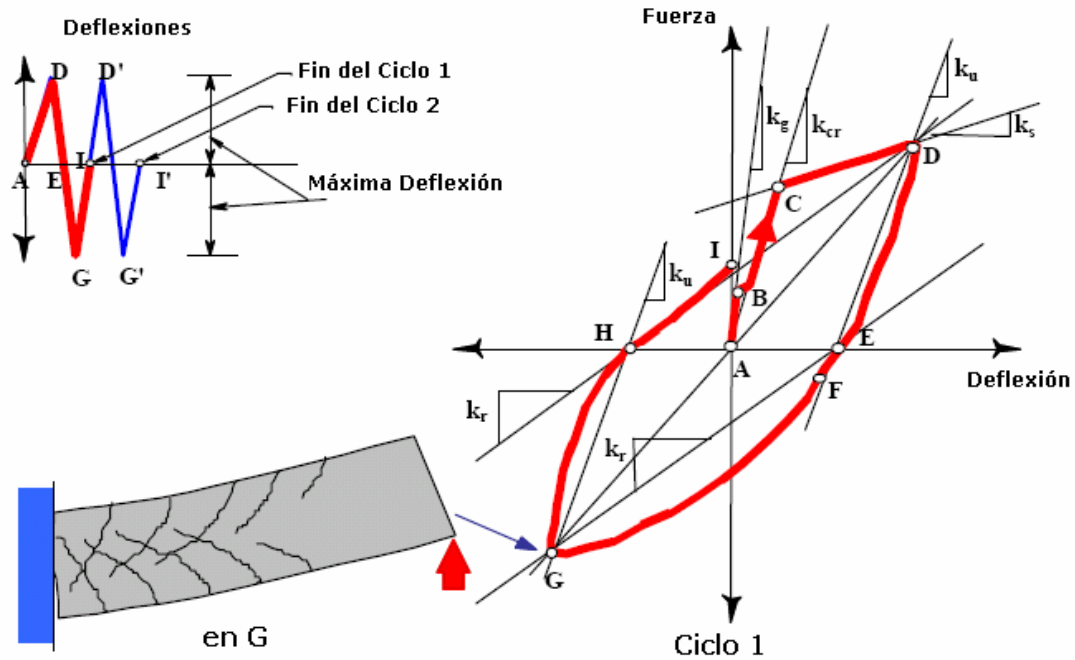
Figura (A.14) Descarga del primer ciclo de histéresis.



Seguir cargando el elemento causa tensiones, incluso superiores a las de fluencia, para el elemento de refuerzo que estaba al principio en compresión en el proceso de carga en la dirección opuesta; hasta que la carga aplicada se invierte en el punto G, iniciando la descarga.

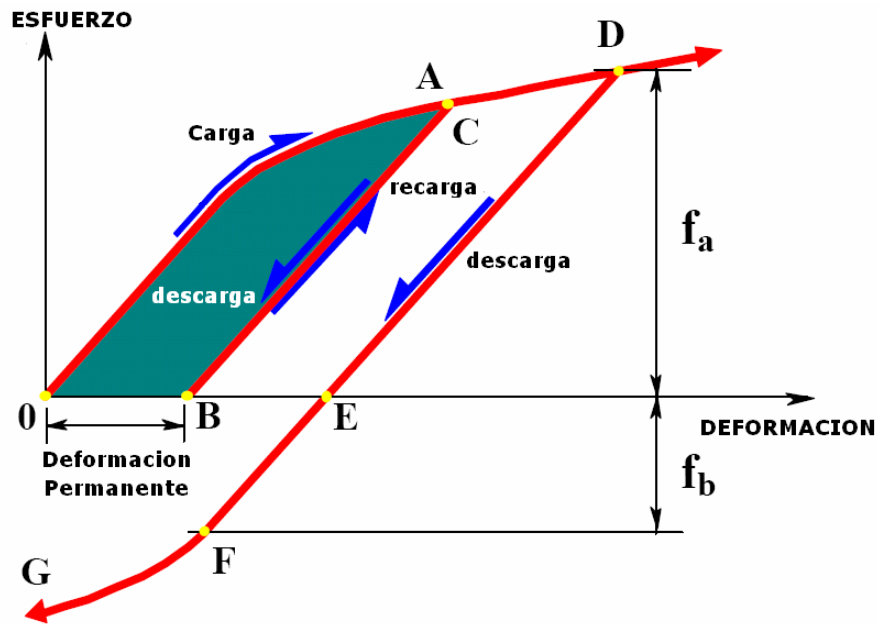
Otra vez cuando las fuerzas aplicadas netas son cero en el punto H, otro desplazamiento permanente es observado, (la distancia desde A hasta H), pero ahora en la dirección opuesta A-E, observada antes. Esto concluye el primer ciclo de carga para la viga de nuestro ejemplo.

Figura (A.15.) Fin del primer ciclo de histéresis.



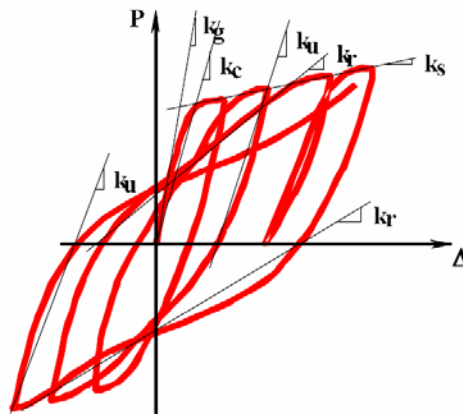
Cuando se imponen los nuevos ciclos de carga, descarga y recarga, desplazamientos mayores son observados para el mismo orden de fuerza impuesta como se ve en el movimiento de la figura izquierda para deflexiones del punto D a D', y luego a D'' o de G a G' y a G''. En general para elementos de concreto reforzado con nuevos ciclos de carga y descarga ocurriendo; los desplazamientos obtenidos serán mayores que los obtenidos previamente para el mismo nivel de fuerza. Desde que la rigidez es la relación entre la fuerza y el desplazamiento, este aumento, solamente de deformación tiene una disminución correspondiente en la rigidez, conocido como rigidez degradada. La pendiente de la línea que une los dos puntos extremos, D'' y G'' en este caso, indican una degradación general de la rigidez. Este tipo de comportamiento es llamado respuesta histerética. De esta manera podemos decir que la Histéresis se define como un fenómeno en el cual dos o más, de las propiedades físicas responden de una forma que se relaciona con el comportamiento anterior.

Figura (A16): efecto de Bauschinger:



Para la figura aunque el esfuerzo de fluencia y la deformación a la cual están sujetos puede ser la misma en tensión y en compresión para la mayoría de los aceros, un acero que ya ha alcanzado la fluencia en tensión y compresión entrará en el rango no lineal con un valor de esfuerzo mucho menor que cuando se cargó en la dirección opuesta. $f_b < f_a$. El área bajo la región O-A-C-B corresponde a la energía disipada.

Figura (A.17) variación de las rigideces ante la respuesta histerética



Las diferentes rigideces asociadas con la respuesta histerética son en general:

- k_g = La rigidez no fisurada asociada con las propiedades de la sección completa del elemento.

- k_{cr} = La rigidez fisurada evaluada en la primera fluencia del refuerzo a tensión
- k_s = Pendiente del incremento de resistencia causada por el endurecimiento por deformación del refuerzo a tensión.
- k_u = Pendiente del rango de descarga expresado en términos de rigidez.
- k_r = Pendiente observada cuando la fuerza neta aplicada cambia de signo al final de la descarga. También conocida como la rigidez de recarga.

El comportamiento histerético descrito anteriormente sólo corresponde al de un elemento que responde en **FLEXION**.

Además, al elemento se le debe proporcionar un adecuado refuerzo transversal propiamente diseñado que confine en conjunto el elemento y permita grandes deformaciones.

La comprobación experimental intensiva se ha realizado principalmente para los tipos siguientes de elementos de concreto reforzados:

- El comportamiento de vigas y uniones de viga-columna.
- El comportamiento de columnas.
- El comportamiento de paredes estructurales.
- El comportamiento de marcos y sistemas del marco-pared.
- El comportamiento de sistemas de muros acoplados.

Muchos factores afectan la forma de los ciclos de histéresis en elementos de concreto reforzado:

- Cantidad de refuerzo longitudinal y propiedades de esfuerzo deformación del acero.
- Carga axial que actual en la sección.
- Grado de fisuración como una función de la distribución y ancho de las fisuras.

- Distribución del refuerzo longitudinal de la sección, especialmente en elementos reforzados asimétricamente.
- Esfuerzos cortantes y cantidad de refuerzo transversal.
- Distorsiones locales y generales de los nodos donde se interconectan los elementos.
- Forma de la sección (una sección T se comporta diferente que una sección rectangular)
- Estabilidad lateral de las barras de refuerzo longitudinal.

Comportamiento no lineal de Vigas, Columnas y Nodos en edificaciones

- **Vigas:**

En el modelo de análisis para estructuras con sistema pórtico de vigas y columnas debe representar la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de sus elementos y nodos en el sistema, y otros componentes que puedan hacer parte del mismo. Las vigas y columnas deben modelarse considerando la rigidez tanto a flexión como a cortante aunque esta última puede despreciarse en algunos casos.

Nodos rígidos pueden asumirse excepto cuando la resistencia en el nodo limita el desarrollo de la capacidad en los componentes adyacentes. Para un modelo más real las interacciones con otros elementos, incluidos los no-estructurales, deben representarse.

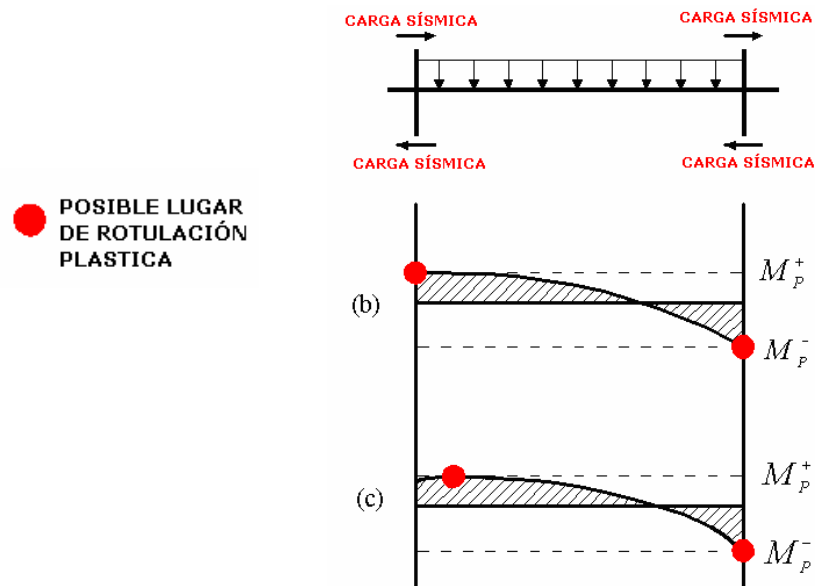
Cuando se modelan construcciones de tipo monolítico, los nodos se deben interpretar como zonas rígidas donde la dimensión horizontal es igual a la dimensión de la sección transversal en la columna y la altura del nodo igual a la altura de viga. Esto se tuvo en cuenta en cada uno de los modelos representativos utilizando un “offset” automático. Cuando los niveles de carga en el nodo alcanzan los límites de falla nominal, el nodo debe ser modelado utilizando elementos de resorte que representen un comportamiento no lineal.

Los modelos analíticos de vigas, columnas y nodos deben representar los modos de falla y deformación. Las vigas pueden llegar a desarrollar una respuesta inelástica asociada con la flexión, cortante, desarrollo del refuerzo, empalmes y deslizamiento del refuerzo existente. En cuanto a la respuesta inelástica de columnas cabe decir que esta puede

estar asociada con la flexión, carga axial, cortante, desarrollo del refuerzo y fallas en empalmes. Los modelos analíticos de los elementos estructurales deben ser capaces de representar cada uno de los modos de respuesta inelástica en manera apropiada.

Modos de respuesta inelástica pueden ser identificados realizando un diagrama de cuerpo libre de una viga aislada sujeta a cargas gravitacionales y rotaciones en extremos debido a cargas laterales como se muestra en la siguiente figura A.18.

Figura (A.18.) Efecto de la carga gravitacional en el desempeño sísmico de los componentes. Adaptada ATC-40 (1)

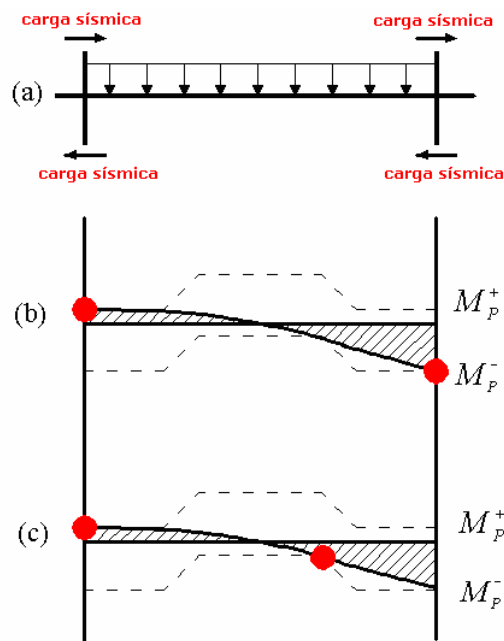


El tramo de viga es afectado por la carga gravitacional y la sollicitación sísmica dando lugar a la aparición de curvaturas excesivas y momentos plásticos que vuelven el elemento vulnerable. El diagrama de momento estático se construye considerando la carga gravitacional. Las rotulas deben ubicarse en aquel sitio donde corta la envolvente de resistencia al momento plástico con el diagrama de momento estático como en la parte c de la figura.

En muchos casos, la resistencia de la viga a flexión puede variar a lo largo de la luz y esto puede influenciar en la manera como se desarrolla la respuesta inelástica. Una forma de

identificar las rotulas plásticas de los elementos individuales es calcular la resistencia a la flexión mediante procedimientos usuales. Como suposición inicial en el procedimiento de hallar rotulas plásticas estas se ubican en los extremos del elemento y la capacidad de momento plástico se asigna en estas posiciones extremas. Para poder encontrar las rotulas en elementos con posibilidad de rotulación a lo largo de la luz es necesario ubicar a lo largo de la misma nodos donde se presuma la posibilidad de rotulas.

Figura (A.19). Diferentes suposiciones de Rotulación Plástica. Adaptada ATC-40 (1)

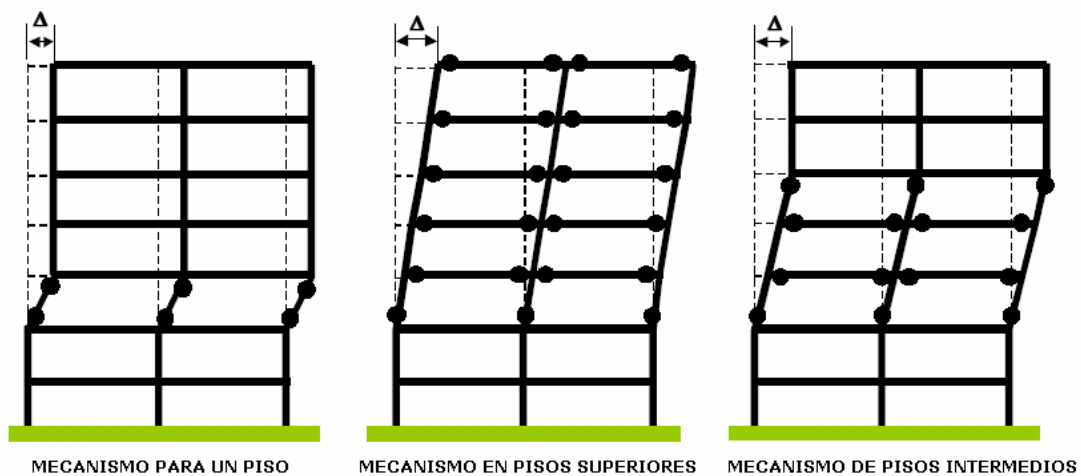


- **Columnas**

Las consideraciones a tener para el modelo de respuesta en columnas son similares a las establecidas en vigas. Una consideración errónea es suponer que la fluencia de una columna por flexión no es posible si el total de la resistencia de la columna excede el total de la resistencia de las vigas que llegan a la columna. Esto es cierto en una estructura donde columnas fuertes promueven la formación de mecanismos de tipo balanceo en viga, sin embargo, puede suceder la fluencia de la columna por flexión en la fundación y pisos intermedios, formando mecanismos de tipo balanceo en columna. Debido a la posibilidad de balanceo en columnas el modelo analítico debe permitir rótulas en las columnas en todos los niveles.

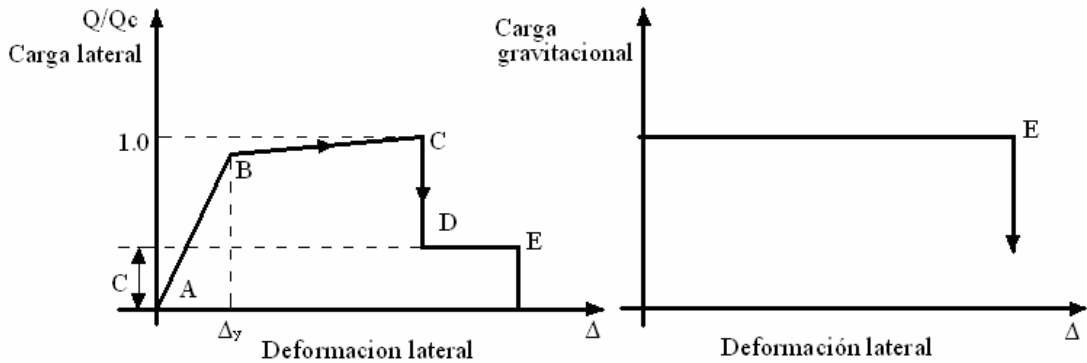
La suma del cortante en la base de la columna es lo que conocemos como cortante basal. La capacidad de la estructura como un todo de resistir el cortante es conocida como Resistencia a Cortante Basal. En un diseño propiamente detallado para acciones sísmicas la resistencia de la estructura será controlada por las columnas. Rótulas en la longitud no soportada de la columna usualmente no se consideran porque generalmente esta zona no está sometida a una carga lateral suficiente para comportamientos de flexión inelástica. Es necesario indicar que fallas relacionadas con cortante, empalmes y longitudes de desarrollo en el refuerzo, aunque normalmente no son predominantes, deben considerarse en un buen análisis.

Figura (A.20). Mecanismos de Flexión para diferentes pisos. Adaptada ATC-40. (1)



El comportamiento de vigas y columnas debe ser modelado a partir de relaciones no lineales de carga-deformación definido como una serie de segmentos de líneas rectas. En la figura A.20. se ilustra una representación, donde Q_c se refiere a la resistencia del elemento y Q se refiere a la demanda impuesta por el sismo.

Figura (A.21) Relaciones generales de carga-deformación para componentes no degradantes. Adaptada de ATC-40



Desde el punto A al B, la respuesta es lineal hasta un punto donde inicia la fluencia (punto B), seguido por un segmento de fluencia y posible endurecimiento por deformación hasta el punto C. A continuación se produce una degradación de la resistencia hasta el punto D, finalmente se produce el colapso y pérdida de la capacidad de carga gravitacional en el punto E. Es aceptable el uso de un simple modelo bilineal que incluya solo los segmentos A-B-C si el análisis asegura que la respuesta no se extenderá mas allá del punto C para ninguno de los componentes. La descripción para la figura de carga-deformación del elemento es:

- **Punto A:** Corresponde a una condición sin carga. El análisis debe reconocer que las fuerzas gravitacionales pueden inducir fuerzas y deformaciones iniciales. A partir de estas fuerzas comienzan a actuar las cargas laterales en otro punto distinto al origen de la relación carga-deformación.
- **Punto B:** Este punto es respectivo a la resistencia nominal en fluencia. Usualmente este valor es menor que la resistencia nominal. La pendiente entre B y C, ignorando los efectos de carga gravitacional actuando a través de desplazamientos laterales se toma como entre 5% y 10% de la pendiente inicial. Este endurecimiento por deformación presentado por muchos elementos de concreto reforzado puede tener un importante efecto en la redistribución de esfuerzos en los elementos adyacentes.

- **Punto C:** El punto C corresponde a una deformación donde empieza a observarse una importante degradación de la resistencia. Más allá de esta deformación la resistencia a cargas laterales alternantes no es garantizada. En componentes frágiles esta deformación es la misma a aquella donde la resistencia de fluencia es alcanzada, en elementos dúctiles esta deformación (punto C) es mayor que la mostrada en la fluencia. Es posible en estos estados de carga-deformación que la capacidad de soporte a carga gravitacional exista o no para deformaciones más allá de la abscisa C.

La pérdida de resistencia entre C y D representa una falla inicial de los elementos. Esta pérdida puede asociarse con fenómenos como fractura del refuerzo longitudinal, la pérdida de sección transversal del concreto o la falla repentina por cortante después de la fluencia inicial. La resistencia a la carga lateral más allá del punto C usualmente no es posible. Luego los elementos primarios del sistema de resistencia sísmica lateral no deben sufrir deformaciones más allá de este punto.

- **Punto D:** La resistencia residual entre los puntos D y E puede no ser nula, en algunos casos, y puede ser nula en otros. Cuando no existe información específica disponible sobre la zona D-E, la resistencia residual usualmente puede asumirse como el 20% de la resistencia nominal. El propósito de este segmento es modelar aquellos elementos que pierden su resistencia a carga lateral pero que continúan siendo capaces de sostener la carga por gravedad.
- **Punto E:** En este punto se define la máxima capacidad de deformación. Deformaciones más allá de este punto no son permitidas porque la carga gravitacional no puede ser sostenida. En algunos casos la falla inicial en C puede resultar en una pérdida de la resistencia a carga gravitacional. En ese caso E es un punto que tiene una deformación igual al punto C y resistencia nula. Para otros casos, deformaciones que estén más allá del punto C pueden permitirse, a pesar de que la resistencia a la carga lateral es reducida considerablemente o su valor es nulo.

La rigidez inicial de los elementos de concreto reforzado esta representado por la pendiente de la recta comprendida entre los puntos A-B. Cuando en los elementos predomina el efecto de flexión, esta rigidez corresponde aproximadamente a una rigidez fisurada. Cuando en los elementos predomina el efecto de cortante, esta rigidez corresponde a la de una sección no fisurada. El valor de la rigidez puede determinarse en función de las propiedades de los materiales, dimensiones de los elementos, cuantías de refuerzo, condiciones de borde, niveles de esfuerzo y deformación.

Para el cálculo de la rigidez inicial el documento ATC-40, propone el cálculo por medio de tablas basadas en valores aproximados, como se muestra a continuación.

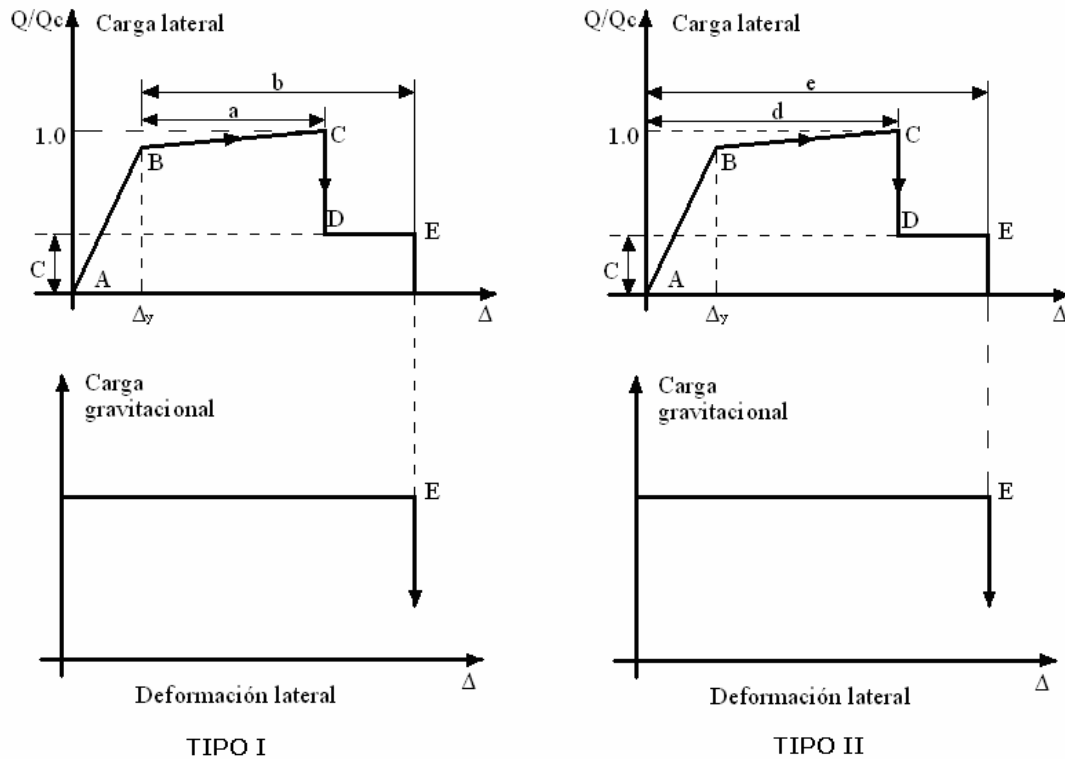
Tabla (A.1). Rigidez inicial en componentes estructurales. Adaptada de ATC40.

COMPONENTE	RIGIDEZ EN FLEXION	RIGIDEZ EN CORTANTE	RIGIDEZ AXIAL
Viga, no presforzada	0,5 $E_c I_g$	0,4 $E_c A_w$	$E_c A_g$
Viga, presforzada	$E_c I_g$	0,4 $E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas en compresión	0,7 $E_c I_g$	0,4 $E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas en tensión	0,5 $E_c I_g$	0,4 $E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros sin fisuración	0,8 $E_c I_g$	0,4 $E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros con fisuración	0,5 $E_c I_g$	0,4 $E_c A_w$	$E_c A_g$

Criterios de deformación de los elementos en concreto

Los limites de deformación correspondientes a la pérdida de resistencia a la carga lateral y a la perdida de resistencia a carga gravitacional, deben ser definidos en el modelo de la estructura. En la figura A.21. se ilustran las dos formas de representar las relaciones de carga- deformación generales, aplicables a la mayoría de elementos de concreto.

Figura (A.21). Relaciones generalizadas de carga-deformación para componentes de concreto reforzado. Adaptada de ATC-40



- **Tipo I:** En esta curva, las deformaciones son expresadas usando términos como deformación, rotación, o elongación. Los parámetros a y b hacen referencia a deformaciones mas allá del límite de fluencia. Los parámetros a, b y c se definen numéricamente por medio de una serie de tablas dependiendo del tipo de elemento tipo; ya sea viga o columna.
- **Tipo II:** En este tipo de curva las deformaciones son expresadas en términos del ángulo en que se produce el esfuerzo cortante y la relación de deriva tangencial. Los parámetros d y e hacen referencia a deformaciones totales medidas a partir del origen

Tabla (A.2). Parámetros para el modelamiento en procedimientos no-lineales. Vigas de concreto reforzado con efecto a flexión. Adaptada de ATC40.

Tipo de Componente			Ángulo Rotación Plástica		Relación de Rigidez Residual
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	Tipo a	Tipo b	Tipo C
≤ 0.0	C	≤ 3.0	0.025	0.05	0.2
≤ 0.0	C	≥ 6.0	0.02	0.04	0.2
≥ 0.5	C	≤ 3.0	0.02	0.03	0.2
≥ 0.5	C	≥ 6.0	0.015	0.02	0.2
≤ 0.0	NC	≤ 3.0	0.02	0.03	0.2
≤ 0.0	NC	≥ 6.0	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≤ 3.0	0.01	0.015	0.2

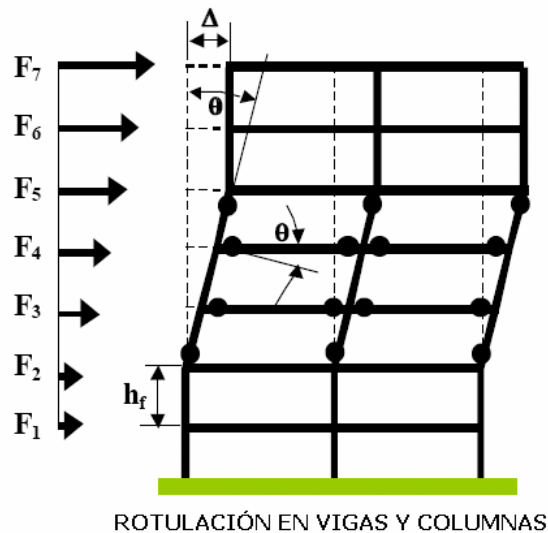
Tabla (A.3). Parámetros para el modelamiento en procedimientos no-lineales. Columnas de concreto reforzado con efecto a flexión. Adaptada de ATC40.

Tipo de Componente			Ángulo Rotación Plástica		Relación de Rigidez Residual
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Refuerzo Transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	Tipo a	Tipo b	Tipo c
$\leq 0,1$	C	≤ 3	0,02	0,03	0,2
$\leq 0,1$	C	≥ 6	0,015	0,025	0,2
$\geq 0,4$	C	≤ 3	0,015	0,025	0,2
$\geq 0,4$	C	≥ 6	0,01	0,015	0,2
$\leq 0,1$	NC	≤ 3	0,01	0,015	0,2
$\leq 0,1$	NC	≥ 6	0,005	0,005	-
$\geq 0,4$	NC	≤ 3	0,005	0,005	-
$\geq 0,4$	NC	≥ 6	0.0	0.0	-

Las vigas pueden ser modeladas con rotulas plásticas concentradas, rotulas distribuidas o con otro modelo que represente adecuadamente las características del concreto reforzado de los elementos viga sujetos a carga lateral. El modelo debe tener la capacidad de representar la respuesta inelástica a lo largo de la longitud del elemento, excepto cuando el equilibrio muestra que la fluencia solo ocurre en los extremos.

Alternativamente, la capacidad de la rótula para rotaciones plásticas puede leerse directamente de la tabla A.3. lo cual es perfectamente utilizable para los análisis no lineales propuestos en el ATC-40. En esta tabla la rotación plástica representada por la cantidad a corresponde al punto donde una degradación significativa ocurre en la relación momento-rotación. La rotación plástica representada por el punto b corresponde al punto donde se asume que el miembro pierde capacidad de resistencia a cargas gravitacionales. La tabla es el resultado de muchas investigaciones, tanto para la determinación del punto a como del b.

Figura (A.22) Rotulación en Vigas y Columnas



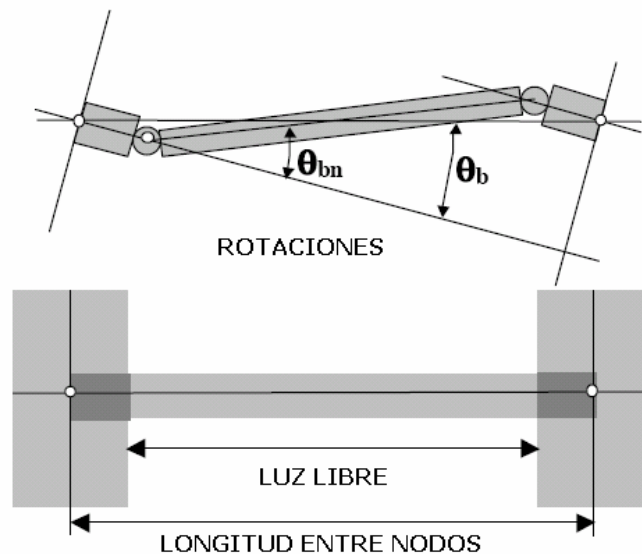
Las columnas también pueden ser analizadas con modelos de rotulas plásticas concentradas, distribuidas u otros modelos que representen las características importantes del concreto reforzado en la columna que se encuentra sometida a sollicitación axial y lateral. Cuando la respuesta inelástica es esperada en un efecto diferente al de flexión, el modelo debe ser capaz de representar este comportamiento. Si

existen variaciones significativas de la carga axial bajo la acción de la fuerza sísmica, el modelo debe ser capaz de representar la variación de la rigidez y la capacidad. Los valores de deformación en general para elementos de concreto reforzado pueden ser derivados a partir de experimentos o análisis rotacionales, y deben tener en cuenta la interacción entre los efectos de flexión, cortante y carga axial. La deformación general para la rotación en la zona de la rótula plástica, debida a flexión, se define en la tabla A.4. En esta tabla los parámetros a, b y c se refieren a una relación carga-deformación de tipo I.

- **Nodos Interiores**

El mejor comportamiento se espera cuando los nodos son más fuertes que los elementos adyacentes. Cuando esto es cierto, la región del nodo debe ser modelada como una zona rígida. Si los nodos no son más fuertes que los elementos adyacentes, el modelo analítico debe ser capaz de representar la respuesta no lineal de carga-deformación. Los nodos pueden ser modelados usando elementos de resorte que conecten vigas a columnas, u otros modelos cuyo comportamiento ha sido demostrado que representa adecuadamente las características importantes en los nodos de concreto reforzado sujetos a carga lateral.

Figura (A.23). Rotulación en la cara del nodo para un elemento viga.



Para nodos interiores, la relación carga-deformación puede ser representada tal como para vigas y columnas. Cuando la deformación se obtiene del ángulo total producido por cortante en el nodo, la capacidad de rotación total se puede definir usando la siguiente tabla. En esta tabla los parámetros c, d y e hacen referencia a medidas de una relación carga deformación tipo II.

Tabla (A.4). Parámetros de modelamiento en procedimientos no-lineales. Nodo unión viga-columna en concreto reforzado. Adaptada de ATC40 (1)

Nodos Interiores			Ángulo Para Cortante		Relación de Rigidez Residual
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Refuerzo Transversal	$\frac{V}{V_n}$	Tipo d	Tipo e	Tipo c
0,1	C	1,2	0,015	0,03	0,2
0,1	C	1,5	0,015	0,03	0,2
0,4	C	1,2	0,015	0,025	0,2
0,4	C	1,5	0,015	0,02	0,2
0,1	NC	1,2	0,005	0,02	0,2
0,1	NC	1,5	0,005	0,015	0,2
0,4	NC	1,2	0,005	0,015	0,2
0,4	NC	1,5	0,005	0,015	0,2

ANALISIS ESTATICO NO LINEAL “PUSHOVER”

El foco central del procedimiento de análisis no lineal simplificado es el desarrollo de la curva de capacidad o curva “pushover”. Esta curva representa el desplazamiento lateral como función de la fuerza aplicada a la estructura. Este procedimiento utiliza análisis elásticos secuenciales, superpuestos para aproximar el diagrama de fuerza-desplazamiento. El modelo matemático de la estructura se modifica para contar con los elementos y componentes que llegan a la plastificación y reducen su resistencia. Proceso que continuará hasta que la estructura se vuelva inestable o hasta que un límite determinado es alcanzado. Gracias a la tecnología actual, los modelos computacionales pueden ser desarrollados y modelar el comportamiento no lineal creando esta curva.

La curva de capacidad es generalmente construida para representar el primer modo de respuesta de la estructura basado en la suposición de que el periodo fundamental es el que predomina y generalmente válido en edificios con periodos fundamentales alrededor del segundo. Es el analista quien debe considerar el efecto de los otros modos.

Existen diversos métodos de análisis estático no lineal para evaluar las edificaciones existentes del presente estudio de investigación; que evalúan la capacidad de la edificación con la demanda sísmica a la cual sometemos. Se entiende por Capacidad la habilidad de la estructura de resistir la demanda del sismo; y la demanda como ya se ha mencionado es la representación del movimiento del suelo debido al sismo.

Curva de Capacidad

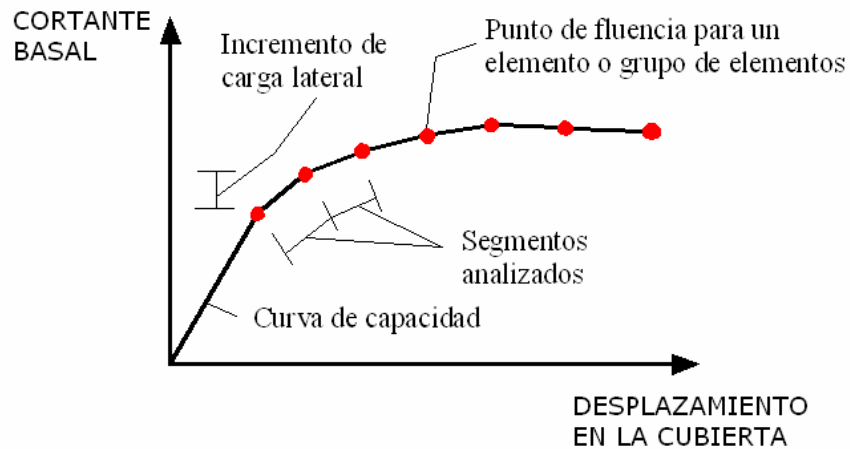
Los pasos para determinar la curva de capacidad son los siguientes:

1. Crear un modelo computacional de la estructura.
2. Clasificar cada elemento de la estructura como primario y secundario.
3. Aplicar las fuerzas laterales por piso en la estructura en proporción al producto de la masa y en la forma del modo fundamental. Este análisis debe incluir además las fuerzas gravitacionales o realizar el análisis con un desplazamiento controlado. El procedimiento de aplicar las fuerzas se puede desarrollar de la siguiente forma:
 - Simplemente aplicar una fuerza individual horizontal concentrada en el último nivel de la estructura.

- Aplicar las fuerzas laterales a cada uno de los pisos en proporción a la altura de cada piso y a partir de la carga concentrada en el ultimo nivel de la estructura ($F_x = [W_x \cdot H_x / \sum W_x \cdot H_x] \cdot V$).
 - Aplicar las fuerzas laterales en proporción al producto de las masas por piso y el primer modo de vibración del modelo elástico de la estructura
 - ($F_x = [W_x \cdot \Phi_x / \sum W_x \cdot \Phi_x] \cdot V$). Puede ser requerido para edificios con pisos débiles
 - Similar a los pasos anteriores, pero incluyendo los efectos de modos de vibración mas altos en la determinación de la fluencia de los elementos estructurales individuales mientras se grafica la curva de capacidad para el edificio en términos de fuerzas laterales y desplazamientos del primer modo. Puede ser requerido para edificios altos o para aquellos con irregularidades que causen una significativa participación de otros modos.
4. Calcular las fuerzas en los miembros para las combinaciones requeridas de carga vertical y lateral.
 5. Ajustar el nivel de carga lateral tanto que algún elemento (o grupo de elementos) sea esforzado hasta encontrarse dentro del 10% de la carga de este miembro.
 6. Registrar el cortante basal y el desplazamiento en la cubierta de la estructura.
 7. Revisar el modelo usando una rigidez muy pequeña o cero para los elementos que fluyeron.
 8. Aplicar un nuevo incremento de carga lateral semejante a la estructura ya revisada hasta que otro elemento (o grupo de elementos) fluyan. Las fuerzas y rotaciones actuales por elemento al principio de un incremento son iguales a aquellos al final de un incremento previo. Sin embargo, cada aplicación de un incremento de carga lateral se considera como un análisis separado que comienza a partir de condiciones iniciales; luego para determinar cuando el siguiente elemento llega a la fluencia, es necesario sumar las fuerzas del análisis en marcha al total de los incrementos previos. Lo mismo, para determinar la rotación de los elementos.
 9. Sumar el incremento de carga lateral y el correspondiente incremento de desplazamiento en la cubierta a los totales previos para así obtener el valor acumulado del cortante y desplazamiento.

10. Repetir los pasos 7, 8 y 9 hasta que la estructura llegue a un estado último, como inestabilidad debido a los efectos $P-\Delta$, distorsiones considerables más allá del nivel de desempeño deseado, que cuando un elemento ha alcanzado un nivel de deformación lateral donde existe una significativa degradación de la resistencia o que llega a un nivel de deformación lateral tal que su capacidad de soporte bajo cargas gravitacionales se pierde.

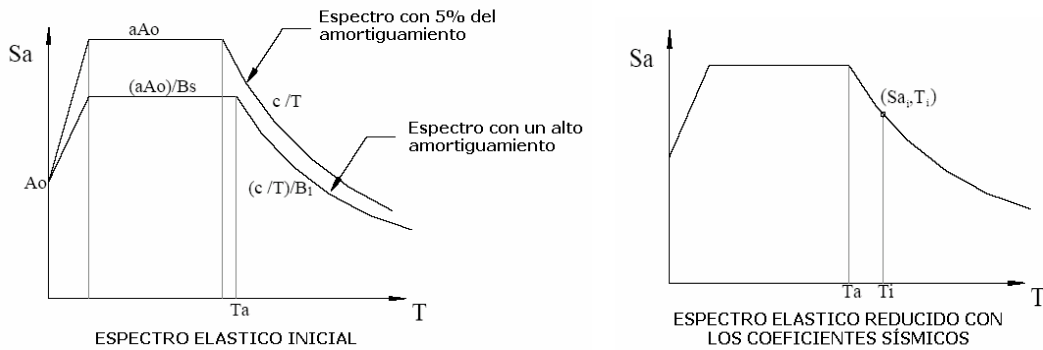
Figura (A.24) Curva Modelo de capacidad .Adaptada de ATC-40.



Determinación de la demanda.

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando el espectro de respuesta elástico de aceleraciones; que se define para un amortiguamiento del 5%; el cual debe ser transformado a un formato ADRS, es decir que se representa en aceleración espectral (S_a como una fracción de la aceleración de la gravedad g) y desplazamiento espectral (S_d). El documento FEMA-273(9-10) sugiere el método basado en la aplicación de coeficientes para los desplazamientos elásticos Este método es una opción alternativa al propuesto por ATC-40. De tal manera que el espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta con el correspondiente desplazamiento máximo; para un periodo y un nivel de amortiguamiento dado. El espectro de respuesta elástico debe ser ajustado sucesivamente para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperado, pues se espera que para altos niveles de deformación se den importantes incrementos en la capacidad de disipar energía.

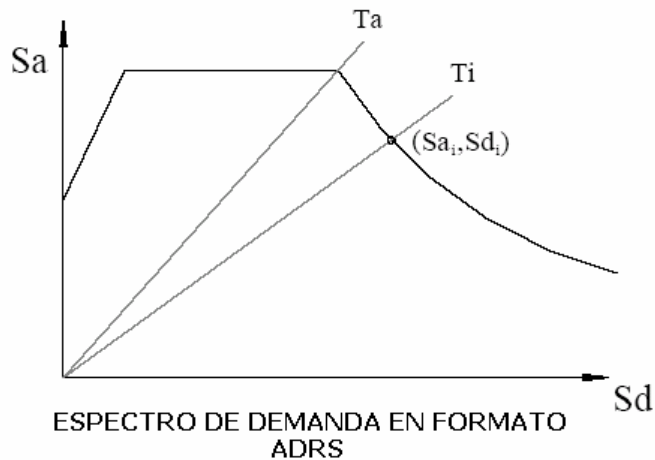
Figura (A.25). Espectro elástico y Espectro Reducido



En el modelo computacional del presente trabajo de investigación los coeficientes sísmicos C_a y C_v son evaluados con respecto al tipo de aceleraciones y periodos que presenta el espectro de la zona2; y pasar el espectro lineal al espectro de demanda. Este procedimiento será explicado en el capítulo de modelamiento estructural. Para convertir el espectro de respuesta de un formato S_a vs T al formato ADRS, es necesario determinar el valor de S_{di} para cada punto en la curva S_{ai} , T_i . Esto se puede hacer con la ecuación anterior:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g \quad (\text{Ec. 1})$$

Figura (A.26). Espectro de demanda en formato ADRS.



Método del Espectro de Capacidad

El método del espectro de capacidad se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura obtenida mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente basándose en un procedimiento de análisis modal.(1). Para poder aplicar este método es necesario convertir la curva de capacidad (V vs. D) a una curva con coordenadas espectrales (Sa vs. Sd). Después de realizar la curva de capacidad descrita con los pasos anteriormente descritos cada punto (Voi, Dni) de esta curva se transforma en (Sai vs. Sdi). (El formato ADRS significa espectro de aceleración respuesta en ingles) y se calcula por medio de las siguientes ecuaciones:

$$PF1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{W_i \phi_{i1}}{g} \right]}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{W_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (\text{Ec. 2})$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{W_i \phi_{i1}}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{W_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{W_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (\text{Ec.3})$$

$$S_{ai} = \frac{\left[\frac{V_i}{W} \right]}{\alpha_1} \quad (\text{Ec. 4})$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{PF1 * \phi_{1,roof}} \quad (\text{Ec. 5})$$

Donde:

PF1 = factor de participación modal para el primer modo natural.

α_1 = coeficiente modal de masa para el primer modo natural.

W_i/g = masa asignada al nivel i .

Φ_{i1} = amplitud del modo 1 al nivel i .

N = nivel N, numero total de pisos de la estructura.

V = cortante basal.

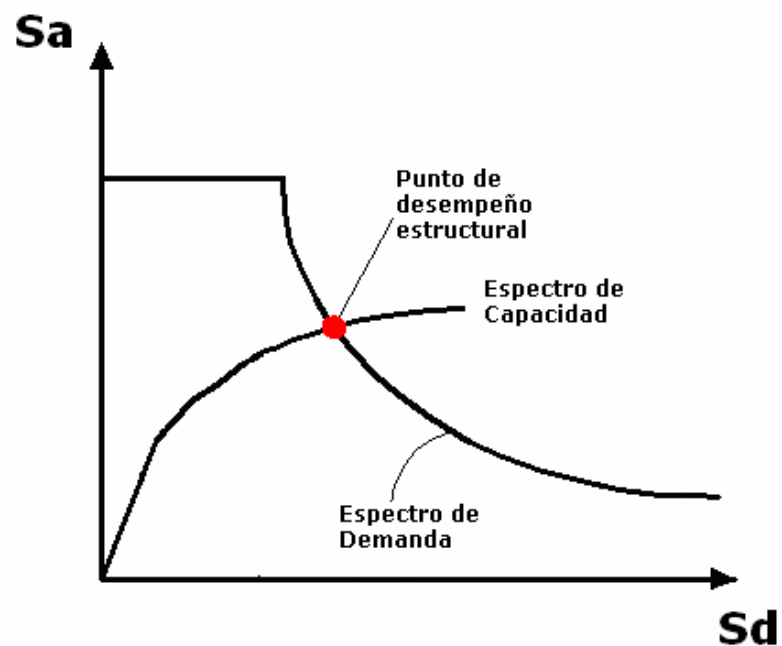
W = carga muerta del edificio mas la correspondiente carga viva.

Δ_{roof} = desplazamiento en la cubierta

S_a = aceleración espectral.

S_d = desplazamiento espectral.

Figura (A.27). Espectro de Capacidad y Espectro de Demanda. Adaptada ATC-40

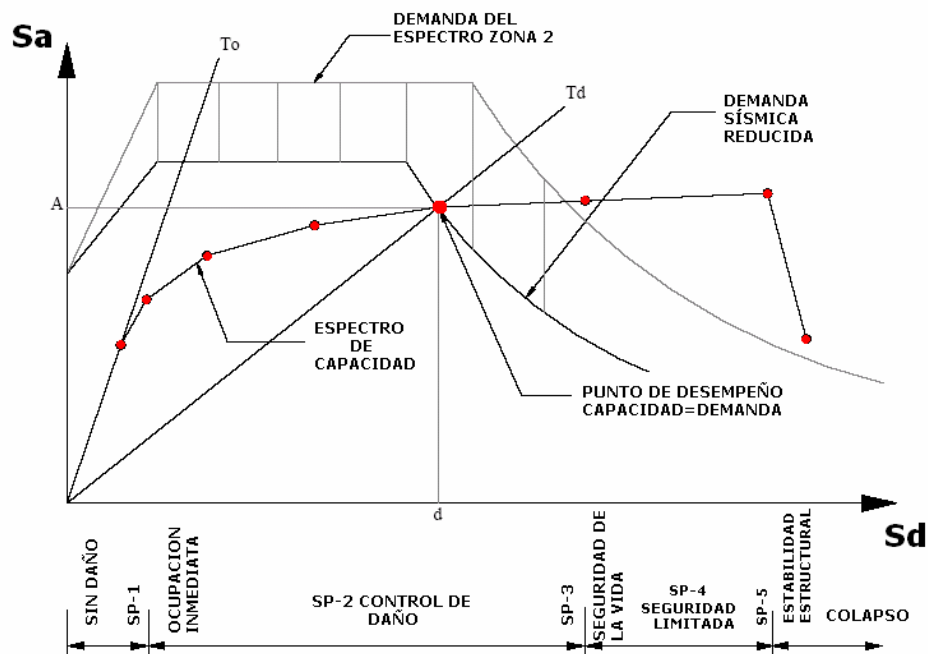


Superponiendo el espectro de capacidad y el espectro de demanda sísmica se halla un punto conocido como punto de desempeño; el cual representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento asociado al máximo desplazamiento.

Si el desplazamiento obtenido está asociado con un nivel de deformaciones que no es compatible con el nivel de amortiguamiento implícito en la reducción de la demanda sísmica es necesario repetir el proceso hasta que se sea compatible.

Es importante destacar que la capacidad de una edificación en particular y la demanda que le impone el sismo no son independientes; pues cuando se incrementa la demanda, la estructura entra en una etapa donde los elementos ceden, la rigidez disminuye y los periodos de vibración se alargan, lo cual hace visible el método del espectro de capacidad. Además la energía disipada por ciclo aumenta debido a la degradación de la rigidez; esto si la edificación tiene la capacidad de experimentar ciclos de histéresis grandes. La determinación del punto donde la capacidad y la demanda se igualan requiere de un proceso iterativo. El espectro elástico se reduce teniendo en cuenta un factor de reducción que toma en cuenta la disipación histerética de energía o factor de amortiguamiento efectivo asociado al punto de desplazamiento obtenido en cada fase. Una vez se halla el punto de desempeño asociado a la edificación durante el sismo de demanda; se puede concluir la aceptabilidad o necesidad de rehabilitación de la estructura.

Figura (A.28). Método del espectro de Capacidad.



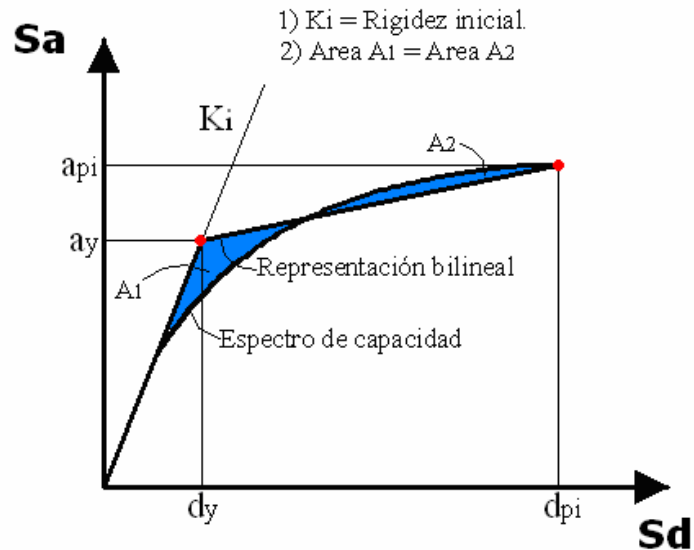
Una estimación del desplazamiento debido a una demanda sísmica puede hacerse usando una simple técnica llamada Aproximación del igual desplazamiento. Esta aproximación es basada en la suposición que el desplazamiento inelástico es el mismo como debería ocurrir si la estructura se mantuviera perfectamente elástica. La aproximación del igual desplazamiento es a menudo una herramienta útil para estimar una aproximación inicial al punto de desempeño en el procedimiento de iteración del espectro de capacidad. El desplazamiento obtenido usando el método de los coeficientes de desplazamiento de FEMA (9) es igual al desplazamiento obtenido usando la aproximación que describe al ATC-40. (1)

Representación bilineal del espectro de capacidad.

Una representación bilineal del espectro de capacidad es necesaria para estimar el amortiguamiento efectivo y lograr una apropiada reducción del espectro de demanda. La construcción de una representación bilineal requiere la definición de los puntos a_{pi} , d_{pi} . Este punto es una aproximación del punto de desempeño realizada por el ingeniero para desarrollar un espectro de respuesta a la demanda reducida. A menudo, la aproximación del igual desplazamiento puede usarse para hacer una aproximación de a_{pi} , d_{pi} .

La figura A.29 ilustra el procedimiento para construir la representación bilineal. Primero se dibuja una línea a partir del origen cuya pendiente es la rigidez inicial del edificio (comportamiento elástico). A continuación se traza una segunda línea a partir del punto aproximado a_{pi} , d_{pi} . La pendiente de la segunda línea se obtiene cuando esta se intercepte con la primera línea, en los puntos a_y , d_y de tal forma que el área designada $A1$ debe ser aproximadamente igual al área designada $A2$. Tratar de obtener un área $A1$ igual al área $A2$ es igual que tener un área igual debajo del espectro de capacidad y su representación bilineal, esto es, obtener igual energía asociada a cada curva.

Figura (A.29) Representación Bilineal del espectro de capacidad para el Método del Espectro de Capacidad. Adaptada de ATC-40. (1)



Estimación del amortiguamiento.

El amortiguamiento que ocurre cuando un movimiento sísmico conduce a la estructura a un rango inelástico puede verse como una combinación de amortiguamiento viscoso que es inherente en la estructura y de amortiguamiento histerético. El amortiguamiento histerético es relativo al área dentro del ciclo que se forma cuando la fuerza del sismo es graficada contra el desplazamiento de la estructura. El amortiguamiento histerético puede ser representado como un equivalente de amortiguamiento viscoso.

El amortiguamiento viscoso equivalente, β_{eq} , asociado con un desplazamiento máximo de d_{pi} , puede ser estimado a partir de la siguiente ecuación:

$$* \beta_{eq} = \beta_o + 0.05 \quad (\text{Ec. 6})$$

Ecuación en que:

- β_o = Amortiguamiento histerético representado como un amortiguamiento viscoso equivalente. Calculado con:

$$* \beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{so}} \quad (\text{Ec. 7})$$

Donde:

E_D = energía disipada por el amortiguamiento.

E_{so} = máxima energía de deformación.

- 0.05 = 5% de amortiguamiento viscoso inherente a la estructura (se asume constante).

E_D es la energía disipada por la estructura en un solo ciclo de movimiento, esto es, el área encerrada por un solo ciclo de histéresis. E_{so} es al máxima energía de deformación asociada a ese ciclo de movimiento, es decir, el área sombreada en el triangulo. Bajo estas consideraciones las expresiones para E_D y E_{so} son:

$$E_D = 4 \times (a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (\text{Ec. 8})$$

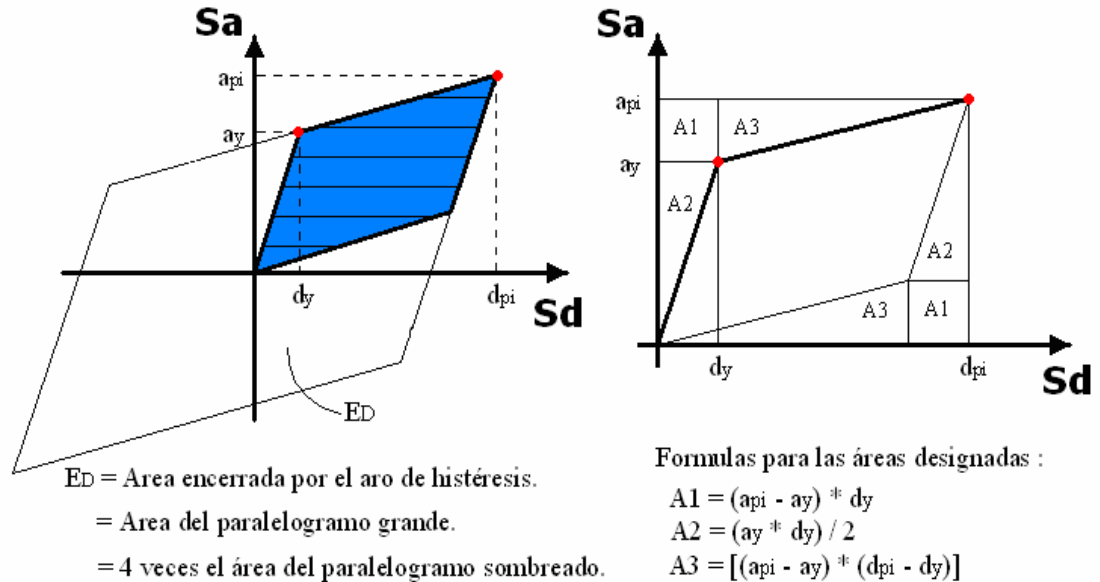
$$E_{so} = a_{pi} d_{pi} / 2 \quad (\text{Ec. 9})$$

Reemplazando las ecuaciones 6 y 7, en la ecuación 8 y esta en la ecuación 9, se obtiene la siguiente expresión para β_{eq} (amortiguamiento viscoso equivalente):

$$\beta_{eq} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (\text{Ec. 10})$$

Figura (A.30) Derivación de la energía disipada por amortiguamiento

Derivación de la energía disipada por amortiguamiento, E_D .



Los valores de amortiguamiento viscoso equivalente obtenidos con la ecuación 10 pueden ser usados para calcular los factores de reducción espectral usando relaciones desarrolladas por Newmark y Hall. Para valores menores del 25% de amortiguamiento, los factores de reducción espectral calculados usando los valores de β_{eq} a partir de la ecuación 10 y las ecuaciones de Newmark y Hall son consistentes con factores similares contenidos en otros documentos como FEMA, UBC y NEHRP.

La idealización del ciclo de histéresis mostrada en la figura A.30 es una razonable aproximación de la ductilidad de una edificación sujeta a un movimiento sísmico relativamente corto (sin suficientes ciclos como para producir una degradación significativa de la resistencia en los elementos) y con un amortiguamiento viscoso equivalente menor del 30%.

Para otras condiciones distintas a la anterior, el ciclo de histéresis de la figura A.30 sobrestima el amortiguamiento viscoso equivalente, ya que un movimiento sísmico de

mayor prolongación produce una degradación mayor de los elementos lo que lleva a una reducción en el área debajo del ciclo de histéresis.

Se hace necesario simular el comportamiento del ciclo de histéresis para este tipo de estructuras poco dúctiles o sometidas a movimientos sísmicos de larga duración mediante la alteración del concepto de amortiguamiento viscoso equivalente usando un factor de modificación del amortiguamiento, k . Por tal motivo se define el amortiguamiento viscoso efectivo, que es la ecuación de amortiguamiento viscoso equivalente modificada por el factor k , así:

$$\beta_{eq} = k\beta_o + 0.05 = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (\text{Ec. 11})$$

El factor k depende del desempeño estructural del edificio, que a su vez depende del sistema de resistencia sísmica y la duración del movimiento sísmico. El documento ATC-40 define por simplicidad tres categorías de comportamiento estructural. El comportamiento estructural tipo A representa una estructura estable, con un ciclo de histéresis completamente análogo al asignándosele un valor a k de 1.0. El comportamiento estructural tipo B que representa una moderada reducción del área en el ciclo de histéresis y se le otorga un valor a k de 2/3. El comportamiento estructural tipo C representa un pobre comportamiento histerético con una sustancial reducción del área del ciclo para un k de 1/3.

Reducción Espectral

El software SAP2000 permite la reducción espectral por medio de los coeficientes C_A y C_V . Estos coeficientes permiten la reducción para el método del espectro de capacidad. SR_A y SR_V son los valores de aceleración constante en el rango del espectro. Las ecuaciones para reducir utilizando estos factores son:

$$SR_A = \frac{1}{B_S} \approx \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \quad (\text{Ec.12})$$

$$= \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{63.7 k (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} \geq \text{mínimo}$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} \approx \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \quad (\text{Ec. 13})$$

$$= \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[\frac{63.7 k (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \geq \text{mínimo}$$

La tabla A.5 contiene los valores mínimos permitidos de SR_A y SR_V dependiendo del tipo de comportamiento estructural definido anteriormente.

Tabla A.5. Valores mínimos permitidos de SR_A y SR_V . Adaptada de ATC40.

Tipo de Comportamiento Estructural	SR_A	SR_V
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.57

La selección de un tipo de comportamiento estructural depende tanto de la calidad de los elementos primarios del sistema de resistencia sísmica como de la duración del sismo. En la tabla A.5 se observa la clasificación de las estructuras en tipos de comportamientos estructurales según la duración del sismo y según la situación en la que se encuentren las edificaciones. El primer tipo corresponde a Edificaciones Esencialmente Nuevas, representando edificios con un sistema de resistencia lateral nuevo y diseñado según códigos modernos. El segundo tipo representa Edificaciones Promedios Existentes, debe usarse en otros casos, y es el más apropiado para la mayoría de los edificios existentes a rehabilitar. El tercer tipo de comportamiento corresponde a Edificaciones Pobres Existentes, representa edificios existentes con un sistema de resistencia lateral con comportamiento histerético desconocido o no confiable con degradación conocida.

Tabla A.6. Tipos de Comportamiento estructural. Adaptada ATC-40 (1)

Duración del Sismo	Nuevos	Promedio	Pobres
Corta	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Larga	Tipo B	Tipo C	Tipo C

Figura (A.31). Espectro elástico Reducido. Adaptada ATC-40 (1)

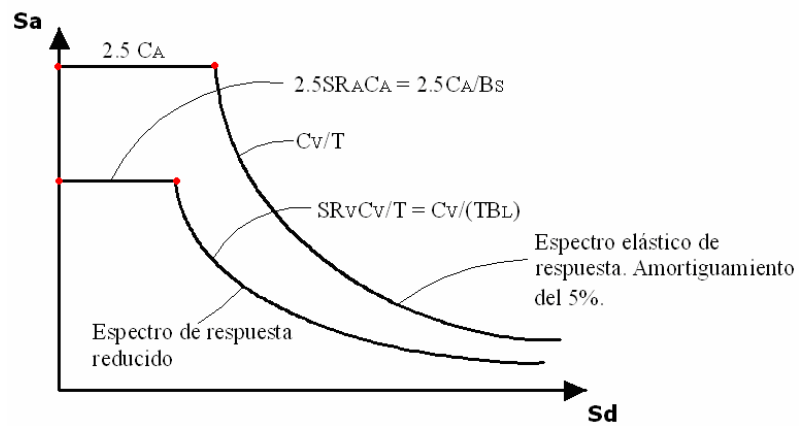


Tabla A.7. Amortiguamiento para sistemas estructurales (Freeman et al., 1984)

Sistema Estructural Principal	Elástico-Lineal (Bajo nivel de deformación)	Posterior a la Cedencia (alto nivel de deformación)
Estructura Metálica	3%	7%
Concreto Reforzado	5%	10%
Mampostería	7%	12%
Madera	10%	15%
Sistema Dual	Promedio de cada sistema	El mayor valor

Tabla A.8. Factor de modificación de la respuesta elástica (FEMA, 1996) (9)

Factor de Amortiguamiento	Factor Bs Periodos Cortos	Factor B1 Periodos Largos
< del 2%	0.8	0.8
5%	1.0	1.0
10%	1.3	1.2
20%	1.8	1.5
30%	2.3	1.7
40%	2.7	1.9
> o igual al 50%	3.0	2.0

Cálculo del Punto de Desempeño por metodología ATC-40

En el ATC-40 (1) se describen tres métodos para determinar el punto de desempeño. Estos son: procedimiento A, B y C. Hace énfasis en el procedimiento A por ser el que mejor claridad y transparencia presenta en la aplicación de la metodología. Es un método analítico conveniente para ser programado y de fácil entendimiento. El software SAP2000 incluye la metodología propuesta en el ATC-40 y calcula el punto de desempeño estructural por medio de la intersección de la demanda y la Capacidad.

Procedimiento A:

En este método se puede hacer la iteración por métodos manuales o por hoja electrónica para llegar a la convergencia. Cuando el desplazamiento entre el espectro de demanda y el espectro de capacidad di, se encuentra dentro de una tolerancia del 5%, se toma este punto como el punto de desempeño estructural. Los pasos a seguir son:

1. Obtener y desarrollar el espectro de respuesta del 5% del amortiguamiento para el sitio donde se encuentra la edificación.
2. Transformar la curva de capacidad a un espectro de capacidad y graficarlo en la misma grafica para el espectro de respuesta del 5%.
3. Seleccionar un punto de primera iteración para el punto de desempeño api, dpi. Una primera opción de este punto puede ser el desplazamiento obtenido usando la

- aproximación de igual desplazamiento; o puede ser el punto final en el espectro de capacidad.
4. Desarrollar la representación bilineal del espectro de capacidad usando el procedimiento ya descrito.
 5. Calcular los factores de reducción espectral y graficar el espectro de demanda en la misma gráfica del espectro de capacidad.
 6. Determinar si existe una intersección en el punto escogido α , β y este tiene una tolerancia aceptable de más o menos el 5%.
 7. Si el espectro de demanda no intercepta el de capacidad dentro de la tolerancia, entonces se debe seleccionar otro punto α , β y volver al paso 4.
 8. Si se interceptan los dos espectros con una tolerancia aceptable, entonces el punto de desempeño escogido es el punto de desempeño estructural y representa el máximo desplazamiento para la demanda impuesta.

Procedimiento para hallar el punto de desempeño según FEMA-273

Este método se conoce como el método de los coeficientes de desplazamiento; y provee un proceso numérico directo para calcular el desplazamiento de demanda. No requiere convertir la curva de Capacidad a coordenadas espectrales. La terminología cambia un poco, pero los resultados al final no difieren mucho y en el documento ATC-40 se consideran diferencias insignificantes. En vez de tener un punto de desempeño se habla de un desplazamiento objetivo y también se refiere a un objetivo para un nivel de desempeño de prevención del colapso; que corresponde al nivel de estabilidad estructural dado en el ATC-40. El método tiene ciertas limitaciones y sólo es apto para aplicarlo en edificios que son regulares y no tienen efectos de modos donde predomina la torsión. Cualquiera otra edificación que no tenga estas limitaciones, el procedimiento descrito anteriormente es la mejor opción a utilizar.

Los pasos para utilizar el método de los coeficientes son:

1. Construir una representación bilineal de la curva de Capacidad, esto se logra dibujando la rigidez post-elástica K_s , por juicio para representar un promedio de rigidez en el rango en el cual la resistencia de la estructura ha disminuido. La rigidez elástica efectiva se dibuja construyendo una línea secante que pasa a través del punto en las ordenadas del cortante basal a $0.6 \cdot V_y$. V_y se define por la intersección de las

líneas de la representación bilineal y corresponde al cortante basal cuando los elementos han llegado a la fluencia. Se da en la intersección de las líneas K_e y K_s . El valor de V_y se halla de un proceso de prueba y error, pues no se sabe hasta que se tiene la línea de K_e .

2. Calcule el periodo fundamental efectivo (T_e) como:

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \text{ Donde,}$$

T_i = Periodo elástico fundamental en segundos

K_i = Rigidez elástica lateral del edificio en la dirección en consideración

K_e = Rigidez elástica lateral efectiva en la dirección en consideración.

3. Calcule el desplazamiento objetivo (d_t) como:

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

T_e = Periodo efectivo fundamental calculado en el paso anterior.

C_o = Factor de modificación para relacionar el desplazamiento de la cubierta en la edificación. Estimaciones de este factor pueden ser:

- El primer factor de participación modal en el nivel de la cubierta
- Calculando el factor de participación modal usando el vector de forma correspondiente a la deformada del edificio en el desplazamiento objetivo
- Un valor dependiendo del número de pisos consignado en la siguiente tabla.

Tabla A.9. Factores de modificación C_o . Adaptada ATC-40 (1)

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 para relacionar los máximos desplazamientos inelásticos con los desplazamientos calculados para la respuesta lineal elástica.

- Se toma igual a 1.0 para T_c mayor o igual a T_o .
- $(1.0 + (R - 1) * \frac{T_o}{T_e}) / R$ para $T_e < T_o$.
- C_1 no debe excederse de 2.0 para $T_e < 0.1$ segundos.
- T_o = Periodo característico del espectro de respuesta, definido como el periodo asociado a la transición de un segmento de aceleración constante a uno de velocidad constante.
- R = Relación de demanda inelástica de resistencia para el coeficiente de resistencia a la fluencia calculado.

$$R = \frac{S_a / g}{V_y / W} * \frac{1}{C_o}$$

Donde W es el peso total de carga viva y muerta teniendo

ciertas consideraciones.

C_2 = Factor de modificación para representar el efecto de histéresis en la respuesta de máximo desplazamiento. Existen diferentes valores de C_2 dependiendo de los niveles de desempeño y del arreglo estructural "Framing" que posee la edificación. Los valores de modificación para C_2 se consignan en la siguiente tabla.

Tabla A.9 factores de modificación C_2 . Adaptada ATC-40 (1)

Nivel de desempeño Estructural	T= 0.1 seg.		T ≥ To	
	Framing Tipo 1	Framing Tipo 2	Framing Tipo 1	Framing Tipo 2
Ocupación Inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad de la Vida	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención del Colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

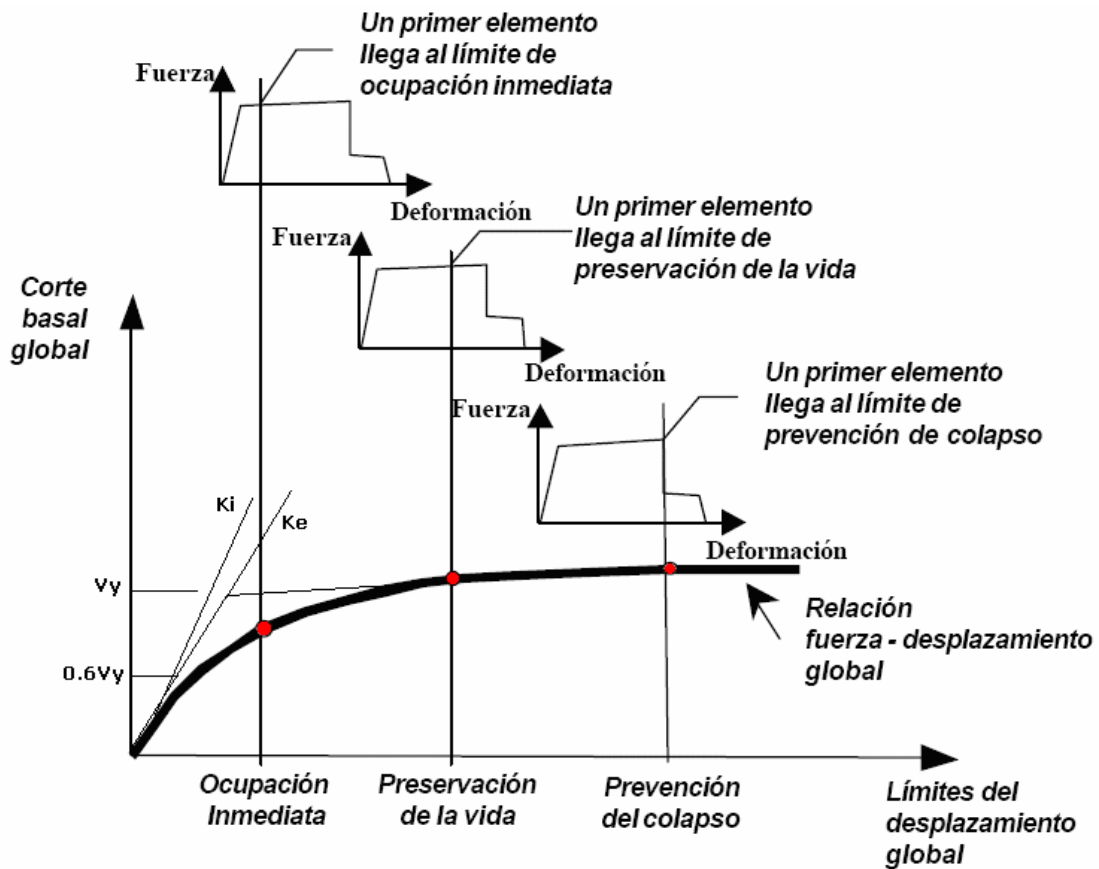
C_3 = Factor de modificación para representar los desplazamientos incrementados debido a efectos de segundo orden. Para edificaciones con rigidez positiva post-fluencia $C_3 = 1.0$. Para edificaciones con rigidez negativa post-fluencia C_3 es igual a: $C_3 = \alpha * (R-1)^{3/2} / T_e$

S_a = Aceleración del espectro de respuesta, en el periodo fundamental de la edificación.

V_y = Resistencia a fluencia calculada usando la curva de capacidad, cuando se caracteriza por una representación bilineal.

En la siguiente gráfica se muestra la representación bilineal de la curva de capacidad para la edificación, así como el proceso de cómo la edificación llega a los niveles de desempeño mientras la estructura es cargada mediante el procedimiento FEMA 273.

Figura (A.33). Curva de Capacidad con niveles de desempeño FEMA 273.



La experiencia que han dejado sismos anteriores ha puesto en evidencia una importante limitación del enfoque impuesto por los códigos de diseño sísmico hasta ahora empleados; pues el desempeño de los edificios no está explícitamente descrito en ellos y los enfoques utilizados no conducen a un eficiente control de los daños y a una plena satisfacción de la filosofía de diseño sismorresistente. (Bertero, 1992.). A las estructuras

se les requiere definir múltiples niveles de desempeño como una estrategia para hacer más completa la evaluación y análisis estructural.

En la literatura se encuentran numerosos documentos como el ATC-40 (1), el comité VISION 2000, HAZUS99 de la FEMA (9); que proponen metodologías para la evaluación del daño, riesgo y el diseño de edificaciones basadas en los conceptos de desempeño sísmico, donde los diferentes niveles de daño se determinan basados en la frecuencia con que estos ocurren; y las consecuencias que se tienen sobre los usuarios y la comunidad. Estas serán descritas brevemente.

En este capítulo presentaremos una descripción sobre el concepto del desempeño sísmico en edificaciones; y los criterios de calificación de la respuesta sísmica en las edificaciones para poder aplicarlas en la muestra de la presente investigación.

DISEÑO Y ANÁLISIS POR DESEMPEÑO SÍSMICO

El diseño basado en desempeño sísmico consiste en la correcta selección de esquemas para el cálculo y dimensionamiento, la selección de estrategias apropiadas para la construcción y funcionalidad del edificio basándose en un nivel determinado de respuesta que se quiera para elementos estructurales como no estructurales. Todas estas consideraciones son únicas en cada proyecto y dependen en gran parte de los costos. La definición de comportamientos esperado para una edificación durante movimientos sísmicos de diferentes intensidades debe ser establecida en una manera cualitativa para una primera fase conceptual, fase sobre la cual el desempeño sísmico de las edificaciones se establece sobre tres conceptos fundamentales: Nivel de desempeño, nivel de amenaza y el desempeño esperado para la edificación.

NIVEL DE DESEMPEÑO

Un Nivel de desempeño describe una condición de estado límite la cual se considera satisfactoria para un edificio dada una acción sísmica; la seguridad de los ocupantes y la posterior funcionalidad de la estructura después de esta.

Propuesta del Comité VISION 2000:

Este comité dado define cuatro niveles de desempeño identificados de la siguiente forma:

- **Totalmente Operacional (A):** Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños: las consecuencias sobre los usuarios de la edificación son despreciables. El edificio permanece totalmente seguro para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- **Operacional (B):** Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y contenido, puede interrumpir parcialmente algunas funciones. En general, se requieren algunas reparaciones menores.
- **Seguridad (C):** Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales en el contenido de la edificación. Degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema. Interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requiera reparaciones importantes.
- **Pre-Colapso (D):** Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente de la estructura comprometen la estabilidad aproximándose al colapso estructural. Interrupción de servicios y vías de escape. La edificación es completamente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones pueden resultar antieconómicas.
- **Colapso:** Es el colapso estructural propiamente.

A continuación se presenta una tabla que asocia estos niveles de desempeño y su relación con los estados de daño:

Tabla A.10 estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1995)

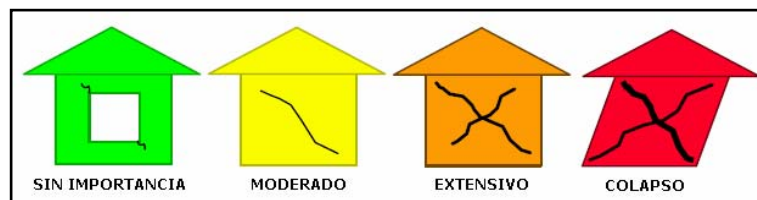
Estado de daño	Nivel de Desempeño	Características Principales
<i>Despreciable</i>	<i>Totalmente Operacional</i>	<i>Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan presentando sus servicios y funciones después del sismo.</i>
<i>Ligero</i>	<i>Operacional</i>	<i>Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.</i>
<i>Moderado</i>	<i>Seguridad</i>	<i>Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos estructurales pueden dañarse.</i>
<i>Severo</i>	<i>Pre-Colapso</i>	<i>Daño estructural severo, en la proximidad del colapso</i>

		<i>estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.</i>
<i>Completo</i>	<i>Colapso</i>	<i>Colapso estructural.</i>

Propuesta del Hazus99 de FEMA:

Estados de daño según el Hazus99 son definidos para sistemas estructurales y no estructurales en el edificio. El daño es descrito por uno de los cuatro estados de daño discreto: Sin importancia, Moderado, Extensivo o Completo y Colapso. Estos rangos proveen una condición física relativa de daño en el edificio para varios parámetros de pérdida; como pérdida económica, fatalidades, y pérdida de la funcionabilidad. La metodología propuesta en Hazus99 es de gran ayuda y sirve para la evaluación de la vulnerabilidad. Los cuatro estados de daño de FEMA, son similares a los estados de daño propuesto por el Instituto de ingenieros investigadores en terremotos (EERI, 1994), excepto que las descripciones varían para cada tipo de modelo; según el sistema estructural y el material de construcción.

Figura (A.34). Estados de Daño. Fuente: Hazus99



Propuesta del documento ATC-40:

En el ATC-40 (1) (1996), se consigna separadamente el nivel de desempeño para la estructura. El nivel de desempeño del edificio es la combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural y son designados por nombre y letra. Los niveles de desempeño como Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de la Vida (LS) y Estabilidad Estructural son estados discretos de daño que pueden ser usados directamente en la evaluación y poder definir un criterio técnico. Otras designaciones de desempeño como Control de daño, Seguridad Limitada y No Considerado son importantes rangos intermedios que esquematizan y dan referencia directa a la variedad de los niveles de desempeño en un edificio. Estas descripciones de daño aceptable son similares a las usadas en FEMA 273; y similares en concepto; mas no en terminología a las descritas por el comité VISION 2000. A continuación presentamos los diferentes niveles tanto estructurales como No estructurales. (SP-n) significa “Structural Performance” y (NP-n) significa “Nonstructural Performance”.

-Niveles Estructurales (SP-n):

- **Ocupación Inmediata (SP-1):** El estado de daño después del sismo en el cual un daño muy limitado ha ocurrido, y el sistema de resistencia lateral y vertical de fuerzas del edificio permanece sin alteraciones. Las pérdidas de vida debidas a una falla estructural son insignificantes; y el edificio es seguro para un ilimitado ingreso y egreso de los ocupantes.
- **Control de daño (SP-2):** También llamado Daño limitado, no se especifica como un nivel y varía entre los niveles de Ocupación Inmediata y Seguridad de la Vida. Ejemplos de control de daño incluyen la protección de edificios arquitectónicamente importantes e históricos. El desempeño esperado de la mayoría de los nuevos edificios para un evento del 10% de probabilidad de ocurrencia en 50 años probablemente estarán en este rango. La vida de los ocupantes no está en peligro aunque es posible que sean afectados.
- **Seguridad de la Vida (SP-3):** El estado de daño post-sismo en el cual algún daño significativo en la estructura ha ocurrido, pero el margen contra el colapso parcial permanece. La mayoría de los componentes estructurales no se han dislocado y caído y el riesgo de amenaza y lesiones a la vida por parte de un daño estructural es muy bajo. Pueden necesitarse reparaciones estructurales para la reocupación del edificio. Este nivel de desempeño asocia costos elevados a las reparaciones estructurales.
- **Seguridad Limitada (SP-4):** Es un rango de estado de daño post-sismo que está entre la seguridad de la vida y la Estabilidad Estructural. Tiene un elevado peligro para los ocupantes.
- **Estabilidad Estructural (SP-5):** Este nivel es el límite de daño estructural después del sismo en el cual el sistema estructural del edificio está en el borde de experimentar un colapso parcial o total. Un daño substancial en la estructura ha ocurrido; potencialmente incluyendo una significativa degradación de la rigidez y resistencia lateral de fuerzas. Sin embargo todos los componentes significantes del sistema de resistencia para cargas gravitacionales continúa funcionando. La estabilidad global del edificio aún se mantiene; pero existe un riesgo significativo de lesiones debido a

elementos que han fallado. Posibles réplicas pueden llevar la estructura al colapso. Para la readecuación y reocupación del edificio se deben hacer reparaciones significativas.

- **No Considerado (SP-6):** No es un nivel; pero provee un rango para situaciones donde la evaluación sísmica de elementos no estructurales o rehabilitación tiene lugar.

-Niveles para elementos no estructurales (NP-n):

Describen los posibles estados de daño de los componentes no estructurales. Para tal fin, se definen cuatro estados de daño: Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de la Vida y Riesgo Reducido.

- **Operacional (NP-A):** Después del sismo los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando. Todos los equipos y maquinarias deben permanecer operativos; aunque algunos servicios externos no estén del todo disponibles.
- **Ocupación Inmediata (NP-B):** El estado de daño no estructural en el cual los sistemas, componentes y demás elementos permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones que no comprometen o limitan su funcionamiento. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.
- **Seguridad de la Vida (NP-C):** Contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos y un riesgo bajo que atente seriamente contra los ocupantes de la edificación. Si en esta existen componentes peligrosos, no debe haber daño; sin embargo el equipamiento y la maquinaria pueden quedar fuera de servicio.
- **Riesgo Reducido (NP-D):** Incluye importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan en peligro a las personas. El peligro de amenaza y lesión a la vida es alto dado por los elementos no estructurales.
- **No Considerado (NP-E):** No corresponde con un nivel de desempeño de los componentes no estructurales, pero es una condición en la cual sólo se incluye una evaluación de elementos estructurales.

-Niveles de desempeño de la edificación:

Estos describen los posibles estados de daño para la edificación. Estos niveles de desempeño se obtienen de la combinación apropiada de los niveles de desempeño estructural y no estructural. En la tabla A.11 se muestran las posibles combinaciones donde se destacan e identifican cuatro niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente referenciados que son: Operacional (1-A), Ocupación Inmediata (1-B), Seguridad de la Vida (3-C) y Estabilidad Estructural (5-E); entre otras posibles combinaciones. El término NR corresponde a niveles de desempeño No Recomendables, y que no se consideran para evaluación. Con el propósito de evaluar las edificaciones de la ciudad de Bucaramanga utilizaremos la metodología ATC-40; gracias a su adaptación con el programa SAP2000; y observar el nivel de daño estructural de la edificación; y no estructural como el daño que se pueda causar en maquinaria o el tanque de agua elevado propiamente dicho. Esto conllevará a la determinación del desempeño global de estas edificaciones de la manera más técnica posible hasta el momento.

Tabla A.11. Combinaciones de desempeño estructural y no estructural para edificaciones. (Adaptada del ATC-40).

NIVELES DE DESEMPEÑO	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Daño Controlado (Rango)	SP-3 Seguridad de La Vida	SP-4 Seguridad Limitada (Rango)	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	No Recomendada	No Recomendada	No Recomendada	No Recomendada
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	No Recomendada	No Recomendada	No Recomendada
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad de La Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Riesgo Reducido	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Estos niveles de desempeño se describen de la siguiente forma:

- **Operacional (1-A):** Se relaciona básicamente con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados. Los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionando. Cualquier reparación requerida no perturba ninguna función. Se mantiene la seguridad de los ocupantes y las funciones de los servicios de la edificación.
- **Ocupación Inmediata (1-B):** Corresponde al criterio más usado para edificaciones que esencialmente deben ser ocupadas. Los espacios y sistemas del edificio deben ser utilizables por la continuidad de sus servicios primarios. Servicios secundarios presentan interrupciones de fácil e inmediata reparación. Se mantiene de seguridad de los usuarios.
- **Seguridad de la Vida (3-C):** Corresponde a un estado de daños que presentan una baja probabilidad de atentar contra la vida. Constituye el nivel de desempeño que la edificación alcance con la aplicación de los actuales códigos de diseño sísmico. Se caracteriza por presentar daños limitados en los componentes estructurales y el eventual fallo de los no estructurales primarios (agua, luz etc.) y secundarios (fachadas, acabados, etc.).
- **Estabilidad Estructural (5-E):** Para este estado de daño prácticamente no queda reserva alguna del sistema de resistencia lateral, y de esta forma poder soportar réplicas. Su sistema de capacidad de resistencia vertical se mantiene, pero el peligro a la vida de los ocupantes es muy alto. Existe un daño tal, que la revisión de los componentes estructurales no se requiere. Se exige un desalojo de la edificación.

Existen otras combinaciones menores que pueden ser consultadas en el documento ATC-40 (1).

DESEMPEÑO SÍSMICO ESPERADO

El desempeño esperado para los edificios describe si el comportamiento es satisfactorio o no para movimientos sísmicos de diferentes intensidades (1). Es la expresión del desempeño objetivo al que este documento hace referencia cuando a la edificación se le impone la demanda sísmica. Se pueden definir múltiples niveles de desempeño con seleccionar diferentes niveles para cada movimiento especificado pues el desempeño

estructural se correlaciona íntimamente con la amenaza sísmica. La amenaza sísmica especifica un nivel de movimiento asociado con una probabilidad de ocurrencia. La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la posibilidad que las consecuencias de in sismo excedan un nivel de efectos determinados para un tiempo específico en años. El ATC-40 propone tres niveles de amenaza correspondiente a movimientos sísmicos identificados como:

- **Sismo de Servicio (SE):** Corresponde a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, asociado con un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, y un periodo aproximado de retorno de 72 años; de manera que este sismo puede presentarse en la vida útil de la estructura.
- **Sismo de Diseño (DE):** Corresponde a movimientos de moderada a severa intensidad, con una ocurrencia poco frecuente, asociada con un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 475 años. Este corresponde con el nivel de movimiento usado tradicionalmente en los códigos de diseño para edificaciones convencionales. Este movimiento se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de la estructura.
- **Sismo Máximo (ME):** Corresponde a movimientos de intensidad entre severos o muy severos, de rara ocurrencia, asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y con un periodo de retorno de 975 años.

Una vez identificados los límites de daño tolerables en una edificación y los niveles de movimiento del terreno queda establecido el nivel de desempeño esperado.

Tabla A.12. Nivel dual de desempeño. Criterio de seguridad básica. Adaptado ATC.

Nivel del movimiento Del Terreno	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de La Vida	Estabilidad Estructural
Servicio				
Diseño			X	
Máximo				X

OBSERVACIONES ACERCA DE LA METODOLOGÍA

El Método del espectro de capacidad con el uso de la curva pushover constituye una herramienta bastante práctica que permite diferenciar:

- La respuesta máxima del sistema estructural.
- Calificar el desempeño sísmico que experimentará la edificación durante un movimiento sísmico específico; lo cual requiere la definición de los rangos de desplazamiento espectral asociado al nivel de desempeño estructural (1)
- Modificación del periodo efectivo de vibración durante el sismo respecto al obtenido en el rango elástico, para bajos niveles de deformación.
- Evaluar la eficiencia de un esquema de rehabilitación para la estructura al observar el daño.
- Es importante destacar que esta metodología descrita representa un enfoque aproximado para determinar la respuesta no lineal de la edificación cuando se somete a un sismo y que no se debe interpretar la solución como exacta.
- El método permite obtener sin embargo buenas estimaciones de la respuesta estructural en términos de desplazamiento máximo promedio.

Para la evaluación del desempeño sísmico de edificaciones existen hoy en día una gran cantidad de metodologías, algunas basadas en el comportamiento elástico-lineal y otras en el comportamiento no-lineal. Con estos se puede cuantificar la Capacidad del edificio y reconocer su carácter inelástico en la respuesta. Se pueden evaluar los niveles de daño en función de la demanda impuesta y de esta forma tomar decisiones para una posible rehabilitación o intervención estructural. Todo esto tiene el único fin de poder desarrollar estudios que reduzcan la vulnerabilidad para determinada comunidad que tenga una amenaza sísmica alta; como lo es el caso de Bucaramanga (2).

El presente trabajo de investigación ha sido enfocado hacia un estudio tipológico en el cual se caracterizan las estructuras y se realiza un análisis tipo para sentar las bases de una amplia línea de estudio de la vulnerabilidad sísmica en la ciudad de Bucaramanga.

La vulnerabilidad es la predisposición a sufrir daños; con las condiciones actuales del sistema, por su concepción inicial y por su vida útil. En el estudio completo de la vulnerabilidad se deben tener los registros de eventos pasados; es decir la historia sísmica del sitio donde se encuentra la estructura además de conocer la investigación desarrollada en el pasado. Conocer los códigos de diseño sísmico actuales y tener en cuenta que estos se realizan en función del estado del conocimiento del momento. Mientras sea posible hacer investigación y hacer análisis experimentales previos; y por último observar y controlar el proceso constructivo de las edificaciones.

ANEXO B: MODELOS EN SAP 2000

SAP- 2000 versión 8.3.3.

Requerimientos mínimos de hardware: Windows 98 o posteriores, procesador Pentium 233 Mhz, 64 MB de RAM, 75 MB de espacio libre en disco.

NOTA: Los modelos encontrados en el CD se pueden utilizar con SAP-2000 versión 8.3.3 o versiones posteriores disponibles.

ANEXO C: TERMINOLOGIA ATC

CONCEPTOS EN LA METODOLOGÍA DE ANALISIS NO LINEAL

Procedimiento de Análisis Estático No Lineal: El nombre genérico para un grupo de métodos de análisis no lineal centradas en el uso del análisis estático pushover para crear la curva de capacidad de la estructura, donde se verifica el desempeño aceptable de esta.

Capacidad: Es la resistencia última esperada en flexión, cortante o carga axial de un componente estructural, excluyendo los factores phi comúnmente usados para el diseño de miembros en concreto. La capacidad usualmente se refiere a la resistencia en el punto de plastificación del elemento de la curva de capacidad de la estructura.

Curva de Capacidad: La relación de fuerza lateral (Cortante basal) en una estructura, contra el desplazamiento lateral d en la cubierta de la misma. Definida como curva "pushover".

Espectro de Capacidad: Es la curva de capacidad transformada de las coordenadas (V vs. D) a coordenadas espectrales (S_a vs. S_d), de aceleración espectral contra desplazamiento espectral.

Degradación: Se refiere a la pérdida de resistencia que un componente estructural puede sufrir cuando es sujeto a más de un ciclo de deformación, más allá de su límite elástico. Los elementos degradados generalmente no son dúctiles; y parte o toda la carga a flexión, cortante o axial, debe ser redistribuida a un elemento más dúctil en el sistema estructural.

Demanda: Una representación del movimiento del sismo y su sacudida; a la que la estructura está sujeta: En procedimientos de análisis estático no lineal, la demanda es representada por una estimación de desplazamientos o deformaciones a las que la

estructura se espere que llegue. Esto es en contraste a los procedimientos elásticos lineales en el cual la demanda es representada por fuerzas laterales aplicadas a la estructura.

Espectro de demanda: Espectro de respuesta reducido, usado para representar el movimiento del terreno en el método del espectro de capacidad.

Método del Espectro de Capacidad: Un procedimiento de análisis estático no lineal que provee una representación gráfica del desempeño sísmico esperado para una estructura existente, dado por la intersección del espectro de capacidad de la estructura con un espectro de demanda. La intersección de estas dos gráficas se conoce como punto de desempeño, y la coordenada de desplazamiento horizontal en este punto, es el desplazamiento estimado en la estructura, para un nivel especificado de riesgo sísmico.

Método de los coeficientes de desplazamiento: Un procedimiento estático no lineal que provee un proceso numérico para estimar el desplazamiento demandado en la estructura, usando una representación bilineal de la curva de capacidad, y una serie de factores y coeficientes para calcular el desplazamiento objetivo; equivalente al método del espectro de capacidad.

Ductilidad: Es la habilidad de un componente estructural, elemento o sistema para que tenga largas deformaciones o varios ciclos de deformación más allá del punto de fluencia o límite elástico; y mantenga su resistencia sin degradación significativa o falla abrupta. Estos elementos experimentan solamente una reducción de su rigidez efectiva después de la fluencia.

Comportamiento Elástico (lineal): Se refiere al primer segmento de la relación bilineal en la curva de Fuerza-Deformación para un componente estructural entre una condición sin carga y el límite elástico o punto de fluencia. Este segmento es una línea cuya pendiente representa la rigidez elástica del componente.

Espectro de respuesta elástica: El espectro de respuesta amortiguado al 5% para cada nivel de riesgo sísmico de interés, representando la máxima respuesta en la estructura en

términos de aceleración espectral S_a en cualquier lapso de tiempo durante el sismo como función del periodo de vibración.

Nivel de Desempeño: Un estado límite de daño o condición descrita por el daño físico atribuido al edificio. La condición continúa de seguridad de la vida de los ocupantes del edificio debido al daño; y la serviciabilidad del edificio después del sismo. Un nivel de desempeño es la combinación de un nivel de desempeño estructural y no estructural según lo estipulado en la metodología propuesta en el ATC-40 (1).

Análisis Pushover: Un análisis estático incremental usado para determinar la relación Fuerza-Desplazamiento, o curva de capacidad, para una estructura o elemento estructural. Este análisis involucra la aplicación de una carga con un patrón descrito al modelo computacional de la estructura; que incrementalmente la “empuja” y grafica el cortante basal y el desplazamiento lateral en cada incremento hasta que la estructura alcanza un estado límite o condición de colapso.

Punto de Fluencia efectivo: Es el punto en el espectro de capacidad, donde la última capacidad es alcanzada, y donde la relación lineal elástica de Fuerza-Desplazamiento termina, y la rigidez efectiva empieza a decaer. Para elementos o enteros sistemas estructurales compuestos de muchos elementos el punto de fluencia efectiva (en representación bilineal del espectro de capacidad) representa un punto en el cual un número de componentes individuales o elementos han fluido, y la estructura global empieza a experimentar deformación inelástica.

Riesgo Sísmico: El nivel de movimiento del terreno en el sitio para un sismo dado: Tres niveles de riesgo sísmico estándar son explicados en la metodología ATC-40:

- Sismo de Serviciabilidad (SE): Con una probabilidad del 50% de ser excedido en 50 años.
- Sismo de Diseño (DE): Con un 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años.
- Máximo Sismo (ME): Un 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años.

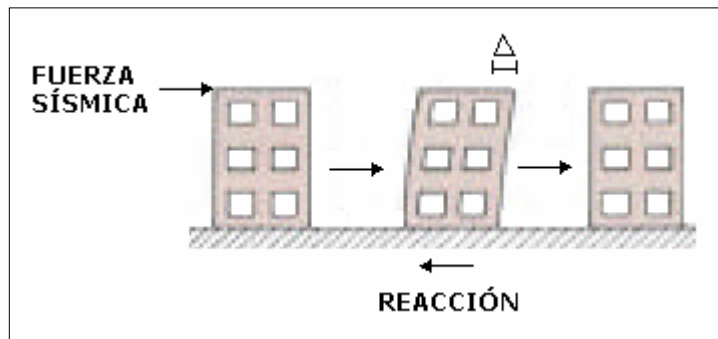
EVOLUCIÓN DEL DISEÑO Y ANÁLISIS SÍSMICO

Durante los últimos años, ha habido un incremento considerable en el uso del análisis estático no lineal como una herramienta para la evaluación de la resistencia y seguridad en el campo de la ingeniería sísmica.

Este procedimiento, aunque tiene limitaciones se considera generalmente más realista para la estimación de la vulnerabilidad que los procedimientos lineales utilizados en los códigos. En síntesis cuando la estructura alcanza un nivel de desempeño, este se compara con los límites y se ubica dentro de una clasificación de daño. En la actualidad no existe una única relación entre un parámetro que represente la respuesta estructural para estados de daño o nivel de desempeño. Estudios como Hazus99 de FEMA (9), ATC-40(1) y comité VISIÓN 2000, proponen ciertos límites. A continuación presentamos una descripción de cómo ha evolucionado el análisis y diseño estructural.

Aproximación Histórica:

- Se tenían fuerzas sísmicas proporcionales a la masa del edificio
 V de diseño = 5 al 10% de Wt .
- Diseño lineal usando factores de seguridad que tenían en cuenta la incertidumbre en la demanda del sismo y la capacidad de la estructura.



Base Tradicional en los Códigos:

- Fuerzas elásticas de diseño reducidas para el diseño lineal
 $V_{\text{diseño}} = V_{\text{máx}}/R$
- R varía basado en la respuesta inelástica de diferentes tipos estructurales
- La reducción es justificada, para una ductilidad esperada.

Actual Enfoque:

- La demanda inelástica del sismo es basada en la capacidad inelástica de los edificios.
- Resolución de la Demanda vs. Capacidad para generar el desempeño estructural.
- Diseño basado en desplazamientos Δ_{demanda} .
- Metodologías de análisis No-Lineal.

