

# **ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA CON PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO VERSUS UNA ESTRUCTURA AMORTIGUADA CON MASA SINTONIZADA**

Trabajo Monográfico para optar al título de  
Ingeniero civil

**Elaborado por:**

Br. Andrea Massiel  
Dubon Arguello  
Carnet: 2018-0698U

Br. Donaldo Enrique  
Ugarte Gómez  
Carnet: 2018-0861U

**Tutor:**

M. Sc. Ing. Marco  
Antonio Palma  
Cerrato

12 de marzo de 2024  
Managua, Nicaragua

Managua, Nicaragua  
Viernes 16 de enero de 2024

**MSC. ING. MIGUEL ANTONIO FONSECA CHÁVEZ**

Decano Facultad de Tecnología de la construcción (FTC)

Universidad Nacional de Ingeniería (UNI)

Su despacho

Estimado Decano:

El motivo de la presente es para darle a conocer que he revisado el trabajo monográfico titulado “Análisis comparativo del comportamiento de una estructura con pórticos especiales resistentes a momento versus una estructura con masa sintonizada” realizada por los bachilleres **ANDREA MASSIEL DUBÓN ARGÜELLO** y **DONALDO ENRIQUE UGARTE GÓMEZ**, para optar al título de Ingeniero Civil.

Este trabajo monográfico fue desarrollado por los sustentantes de forma independiente bajo mi tutoría y cumple con todos los requisitos para que pueda ser presentada y defendida ante el honorable jurado que usted designe.

Sin más a que hacer referencia, me despido.

Atentamente;

**Ing. Marco Antonio Palma Cerrato**

M.Sc. Docente Depto. de estructuras

UNI FTC

Cc. Archivo

## **DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTOS**

Agradezco primeramente a Dios por brindarme la oportunidad de culminar mi primera carrera, darme la fortaleza para trabajar por mis objetivos y metas.

A mi abuelita, en su memoria, quien sin dudarlo apoyo a sus nietas de manera incondicional.

A mis padres, especialmente a mi madre, por motivarme a seguir adelante incluso en la adversidad y por su apoyo incondicional a lo largo de toda mi vida.

A mis hermanas, por su compañía, interés y apoyo constante en que cumpla mis metas.

A mi compañero de tesis, por su amistad, paciencia y determinación para culminar este trabajo.

A nuestro tutor, Msc. Ing. Marco Antonio Palma Cerrato por guiarnos en la realización y culminación de este trabajo monográfico.

A todas las personas que me ayudaron de manera directa o indirecta en la realización de este trabajo, sepan que pienso en ustedes, agradezco su interés, amistad, apoyo y el tiempo que dedicaron en escucharme y ayudarme. Por último, a mis mejores amigos peluditos, que me acompañaron en esos días de desvelo y me trajeron alegría.

***Br. Andrea Massiel Dubón Argüello***

Es de conocimiento común que un trabajo monográfico sin importar de que se trate es un trabajo arduo, al que se le dedica mucho tiempo y afán por finalizarse, siendo una fuente de desvelos, estrés y toda una montaña rusa de emociones a lo largo de su realización; por lo cual le quiero dedicar a todas las personas que en algún momento me prestaron un poco de su tiempo para desahogarme y poder recargar fuerzas para finalizar este proceso.

En los que destaco a mis padres y hermano por su paciencia y acompañamiento, mis amistades por su incondicional apoyo y preocupación, mi compañera de monografía por llegar hasta el final en este arduo proceso, a nuestro tutor por guiarnos en este camino y por último, pero no menos importante a mis mascotas por no dejarme solo en noches de desvelo y echarme una pata como si de una palmada en la espalda se tratase en momentos de estrés.

***Br. Donaldo Enrique Ugarte Gómez***

## ÍNDICE

<b>Capítulo 1. GENERALIDADES .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1. Introducción .....</b>	<b>2</b>
<b>1.2. Antecedentes.....</b>	<b>3</b>
<b>1.3. Justificación .....</b>	<b>6</b>
<b>1.4. Objetivos.....</b>	<b>7</b>
<b>1.4.1. Objetivo General .....</b>	<b>7</b>
<b>1.4.2. Objetivos Específicos.....</b>	<b>7</b>
<b>Capítulo 2. Marco Teórico .....</b>	<b>8</b>
<b>2.1. Ambiente Tectónico y geología en Managua, Nicaragua .....</b>	<b>9</b>
<b>2.2. Terremotos en Managua.....</b>	<b>10</b>
<b>2.3. Características de la respuesta estructural .....</b>	<b>12</b>
<b>2.3.1. Rigidez .....</b>	<b>12</b>
<b>2.3.2. Resistencia.....</b>	<b>12</b>
<b>2.3.3. Ductilidad .....</b>	<b>13</b>
<b>2.3.4. Sobre resistencia.....</b>	<b>13</b>
<b>2.3.5. Amortiguamiento .....</b>	<b>14</b>
<b>2.4. Principios básicos de estructuración.....</b>	<b>14</b>
<b>2.4.1. Simetría.....</b>	<b>14</b>
<b>2.4.2. Regularidad .....</b>	<b>14</b>
<b>2.4.3. Continuidad.....</b>	<b>15</b>
<b>2.4.4. Redundancia .....</b>	<b>15</b>
<b>2.4.5. Ligereza .....</b>	<b>15</b>
<b>2.5. Balance de energía en el control de respuesta sísmica .....</b>	<b>16</b>

2.6.	Disipación de energía .....	18
2.7.	Métodos de control sísmico .....	19
2.7.1.	Control activo.....	19
2.7.1.1.	Amortiguador de masa activa (AMD).....	19
2.7.2.	Control pasivo.....	19
2.7.2.1.	Amortiguador visco elástico .....	20
2.7.2.2.	Disipador de líquido viscoso.....	21
2.7.2.3.	Disipador de líquido sintonizado .....	21
2.7.2.4.	Amortiguador de masa sintonizada.....	22
2.7.3.	Control semiactivo.....	23
2.7.3.1.	Sistema de rigidez variable (AVS).....	23
2.7.3.2.	Sistema de amortiguamiento variable (AVD) .....	24
2.7.4.	Control híbrido .....	24
2.7.4.1.	Amortiguador de masa sintonizada activa o híbrida ATMD y HMD	24
2.8.	Amortiguadores de masas sintonizadas (AMS) .....	25
2.8.1.	Tipos de sistemas.....	28
2.8.1.1.	Pendulares .....	28
2.8.1.2.	Péndulo de múltiples etapas .....	31
2.8.2.	Parámetros óptimos de diseño.....	32
2.9.	Metodologías de análisis estructural .....	33
2.9.1.	Análisis Dinámico .....	33
2.9.2.	Análisis Dinámico Lineal.....	34
2.9.2.1.	Método Dinámico Modal Espectral .....	34
2.9.2.1.1.	Modos de Vibración .....	36

2.9.2.1.2.	Frecuencia Natural.....	37
2.9.2.1.3.	Periodo Fundamental .....	37
2.9.2.1.4.	Factor de participación modal .....	37
2.9.2.1.5.	Combinación Modal .....	38
2.9.3.	Análisis dinámico no lineal.....	38
2.9.3.1.	Método Time-History.....	38
2.10.	Marcos especiales resistentes a momentos.....	41
2.10.1.	Comportamiento de vigas.....	42
2.10.2.	Conexiones viga-columna .....	43
2.10.3.	Comportamiento de uniones en zona de panel .....	43
2.10.4.	Comportamiento de columnas .....	43
Capítulo 3.	Análisis modal espectral.....	44
3.1.	Descripción geométrica de ambos modelos .....	45
3.1.1.	Determinación de espectro de diseño .....	48
3.1.2.	Condiciones de Regularidad.....	51
3.1.3.	Espectro de respuesta elástico y reducido .....	57
3.2.	Masas y pesos por nivel .....	61
3.3.	Determinación de modos de vibrar y porcentajes de participación de masas.....	62
3.4.	Desplazamientos y derivas de piso .....	67
3.5.	Distorsiones y distorsión máxima permitida .....	69
Capítulo 4.	Análisis NO LINEAL TIME HISTORY .....	71
4.1.	Proceso de modelación de anclaje de masa sintonizada.....	72
4.2.	Proceso de modelación de la masa sintonizada .....	78
4.3.	Registros sísmicos a usar en método Time History .....	82

4.4. Análisis time history no lineal.....	92
Capítulo 5. Comparación de resultados .....	108
5.1. Periodo.....	109
5.2. Desplazamiento .....	110
5.3. Fuerza sísmica .....	121
5.4. Energía .....	133
Conclusiones.....	144
Recomendaciones.....	145

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Mapa de placas Coco y Caribe alrededor de Nicaragua .....	9
Figura 2.2 Ruinas de Managua luego del terremoto de marzo 1931 .....	10
Figura 2.3 Ruinas de Managua luego del terremoto de diciembre 1972.....	11
Figura 2.4 Acelerograma del terremoto de diciembre 1972.....	11
Figura 2.5 Amortiguador visco elástico .....	20
Figura 2.6 Modelo de disipador de líquido viscoso.....	21
Figura 2.7 Modelo de disipador líquido sintonizado .....	22
Figura 2.8 Amortiguador de masa sintonizada del Taipéi 101.....	22
Figura 2.9 Amortiguador de masa sintonizada de la sede de la cámara de la construcción chilena.....	23
Figura 2.10 Modelo de sistema de rigidez variable .....	24
Figura 2.11 Masa secundaria unida a un sistema principal a través de resortes sin amortiguamiento .....	26
Figura 2.12 Masa secundaria unida a un sistema principal a través de resortes con amortiguamiento. 1 g.d.l.....	28
Figura 2.13. Modelo de sistema amortiguador de masa sintonizada con péndulo simple .....	29
Figura 2.14 Modelo de sistema amortiguador de masas sintonizadas con dos masas .....	29
Figura 2.15 Modelo de sistema amortiguador de masas sintonizadas con AMS conectados.....	30
Figura 2.16 Modelo de sistema amortiguador de masas sintonizadas con masas conectadas por una barra rígida.....	30
Figura 2.17. Modelo de sistema amortiguador de masa sintonizada con péndulo a rodillo.....	31

<b>Figura 2.18 Formas Modales y Respuestas Modales .....</b>	<b>36</b>
<b>Figura 3.1 Vista de planta nivel 30, modelo ETABS .....</b>	<b>47</b>
<b>Figura 3.2 Vista 3D, modelo ETABS.....</b>	<b>47</b>
<b>Figura 4.3 Espectros de diseño elástico y reducido .....</b>	<b>60</b>
<b>Figura 4.1 Tipo de AMS “Péndulo Simple .....</b>	<b>72</b>
<b>Figura 4.2 Vista de planta: Anclaje de masa sintonizada en ultimo nivel ...</b>	<b>77</b>
<b>Figura 4.3 Definición de propiedades “Link” .....</b>	<b>78</b>
<b>Figura 4.4 Datos de propiedades “Link” .....</b>	<b>78</b>
<b>Figura 4.5 Ventana para agregar las rigideces traslacionales del “Link” ....</b>	<b>79</b>
<b>Figura 4.6 Ventana de unidades para valores de rigideces desacopladas .</b>	<b>80</b>
<b>Figura 4.7 Ventana de unidades para valores de amortiguamiento desacopladas.....</b>	<b>80</b>
<b>Figura 4.8 Asignación de masa para “Joint j” .....</b>	<b>80</b>
<b>Figura 4.9 Asignación de peso para “Joint j” .....</b>	<b>81</b>
<b>Figura 4.10 Parámetros usados para el filtrado de los registros sísmicos .</b>	<b>84</b>
<b>Figura 4.11 Filtrado de Managua 01 dirección en x.....</b>	<b>85</b>
<b>Figura 4.12 Filtrado de Managua 01 dirección en y.....</b>	<b>85</b>
<b>Figura 4.13 Filtrado de Managua 02 dirección en x.....</b>	<b>85</b>
<b>Figura 4.14 Filtrado de Managua 02 dirección en y.....</b>	<b>86</b>
<b>Figura 4.15 Filtrado de Imperial Valley dirección en x. ....</b>	<b>86</b>
<b>Figura 4.16 Filtrado de Imperial Valley dirección en y. ....</b>	<b>86</b>
<b>Figura 4.17 Filtrado de Mammoth Lakes dirección x. ....</b>	<b>87</b>
<b>Figura 4.18 Filtrado de Mammoth Lakes dirección en y. ....</b>	<b>87</b>
<b>Figura 4.19 Filtrado de Morgan Hill Anderson Dam dirección en x. ....</b>	<b>87</b>

<b>Figura 4.20 Filtrado de Margon Hill Anderson Dam dirección en y. ....</b>	<b>88</b>
<b>Figura 4.21 Filtrado de Morgan Hill Halls Valley dirección en x. ....</b>	<b>88</b>
<b>Figura 4.22 Filtrado de Morgan Hill Halls Valley dirección en y. ....</b>	<b>88</b>
<b>Figura 4.23 Filtrado de Baja California dirección en x. ....</b>	<b>89</b>
<b>Figura 4.24 Filtrado de Baja California dirección en y. ....</b>	<b>89</b>
<b>Figura 4.25 Filtrado de Kobe Japa dirección en x. ....</b>	<b>89</b>
<b>Figura 4.26 Filtrado de Kobe Japan dirección en y. ....</b>	<b>90</b>
<b>Figura 4.27 Filtrado de Parkfield Joaquin Canyon dirección en x. ....</b>	<b>90</b>
<b>Figura 4.28 Filtrado de Parkfield Joaquin Canyon dirección en y. ....</b>	<b>90</b>
<b>Figura 4.29 Filtrado de Parkfield Stockdale dirección en x. ....</b>	<b>91</b>
<b>Figura 4.30 Filtrado de Parkfield Stockdale dirección en y. ....</b>	<b>91</b>
<b>Figura 4.31 Filtrado de Parkfield Cholame dirección en x. ....</b>	<b>91</b>
<b>Figura 4.32 Filtrado de Parkfield Cholame dirección en y. ....</b>	<b>92</b>
<b>Figura 4.33 Ventana para definir sismos en método time history.....</b>	<b>92</b>
<b>Figura 4.34 Definición de funciones método Time History.....</b>	<b>93</b>
<b>Figura 4.35 Demostración de archivo de texto de registro sísmico a introducir al modelo.....</b>	<b>94</b>
<b>Figura 4.36 Ventana inicial para realización de “matching” con espectros dados por registro con los espectros usados.....</b>	<b>95</b>
<b>Figura 4.37 Ventana “Matched to Response Spectrum” .....</b>	<b>96</b>
<b>Figura 4.38 “Matching” de Managua 01 dirección en x.....</b>	<b>97</b>
<b>Figura 4.39 “Matching” de Managua 01 dirección en y.....</b>	<b>97</b>
<b>Figura 4.40 “Matching” de Managua 02 dirección en x.....</b>	<b>97</b>
<b>Figura 4.41 “Matching” de Managua 02 dirección en y.....</b>	<b>98</b>
<b>Figura 4.42 “Matching” de Imperial Valley dirección en x. ....</b>	<b>98</b>

<b>Figura 4.43 “Matching” de Imperial Valley dirección en y. ....</b>	<b>98</b>
<b>Figura 4.44 “Matching” de Mammoth Lakes dirección en x. ....</b>	<b>98</b>
<b>Figura 4.45 “Matching” de Mammoth Lakes dirección en y. ....</b>	<b>98</b>
<b>Figura 4.46 “Matching” de Morgan Hill Anderson Dam dirección en x. ....</b>	<b>99</b>
<b>Figura 4.47 “Matching” de Morgan Hill Anderson Dam dirección en y. ....</b>	<b>99</b>
<b>Figura 4.48 “Matching” de Morgan Hill Halls dirección en x. ....</b>	<b>99</b>
<b>Figura 4.49 “Matching” de Morgan Hill dirección en y.....</b>	<b>99</b>
<b>Figura 4.50 “Matching” de Baja California dirección en x. ....</b>	<b>99</b>
<b>Figura 4.51 “Matching” de Baja California dirección en y. ....</b>	<b>100</b>
<b>Figura 4.52 “Matching” de Kobe Japan dirección en x.....</b>	<b>100</b>
<b>Figura 4.53 “Matching” de Kobe Japan dirección en y.....</b>	<b>100</b>
<b>Figura 4.54 “Matching” de Parkfield Joaquin Canyon dirección en x. ....</b>	<b>100</b>
<b>Figura 4.55 “Matching” de Parkfield Joaquin Canyon dirección en y. ....</b>	<b>100</b>
<b>Figura 4.56 “Matching” de Parkfield Stockdale dirección en x. ....</b>	<b>101</b>
<b>Figura 4.57 “Matching” de Parkfield Stockdale dirección en y. ....</b>	<b>101</b>
<b>Figura 4.58 “Matching” de Parkfield Cholame dirección en x.....</b>	<b>101</b>
<b>Figura 4.59 “Matching” de Parkfield Cholame dirección en y. ....</b>	<b>101</b>
<b>Figura 4.60 Ventana para selección de casos de carga a ser ejecutados. ....</b>	<b>102</b>
<b>Figura 4.61 Ventana datos de caso de carga .....</b>	<b>102</b>
<b>Figura 4.62 Ventana de datos de caso de carga .....</b>	<b>103</b>
<b>Figura 4.63 Uso de Caso gravitatorio Ramp en caso de carga .....</b>	<b>104</b>
<b>Figura 4.64 Función Ramp.....</b>	<b>105</b>
<b>Figura 4.65 Demostración de unidades correctas para gravedad en factor de escala .....</b>	<b>106</b>

<b>Figura 5.1 Desplazamiento en dirección X para Managua 01.....</b>	<b>110</b>
<b>Figura 5.2 Desplazamiento en dirección Y para Managua 01.....</b>	<b>111</b>
<b>Figura 5.3 Desplazamiento en dirección X Managua 02. ....</b>	<b>111</b>
<b>Figura 5.4 Desplazamiento en dirección Y Managua 02. ....</b>	<b>112</b>
<b>Figura 5.5 Desplazamiento en dirección X Imperial Valley.....</b>	<b>112</b>
<b>Figura 5.6 Desplazamiento en dirección Y Imperial Valley.....</b>	<b>113</b>
<b>Figura 5.7 Desplazamiento en dirección X Mammoth Lakes.....</b>	<b>113</b>
<b>Figura 5.8 Desplazamiento en dirección Y Mammoths Lakes.....</b>	<b>114</b>
<b>Figura 5.9 Desplazamiento en dirección X Morgan Hill Anderson Dam. ...</b>	<b>114</b>
<b>Figura 5.10 Desplazamiento en dirección Y Morgan Hill Anderson Dam. .</b>	<b>115</b>
<b>Figura 5.11 Desplazamiento en dirección X Morgan Hill Halls Valley.....</b>	<b>115</b>
<b>Figura 5.12 Desplazamiento en dirección Y Morgan Hill Halls Valley.....</b>	<b>116</b>
<b>Figura 5.13 Desplazamiento en dirección X Baja California.....</b>	<b>116</b>
<b>Figura 5.14 Desplazamiento en dirección Y Baja California.....</b>	<b>117</b>
<b>Figura 5.15 Desplazamiento en dirección X Kobe Japan.....</b>	<b>117</b>
<b>Figura 5.16 Desplazamiento en dirección Y Kobe Japan.....</b>	<b>118</b>
<b>Figura 5.17 Desplazamiento en dirección X Parkfield Joaquin Canyon. ...</b>	<b>118</b>
<b>Figura 5.18 Desplazamiento en dirección Y Parkfield Joaquin Canyon. ...</b>	<b>119</b>
<b>Figura 5.19 Desplazamiento en dirección X Parkfield Stockdale .....</b>	<b>119</b>
<b>Figura 5.20 Desplazamiento en dirección Y Parkfield Stockdale. ....</b>	<b>120</b>
<b>Figura 5.21 Desplazamiento en dirección X Parkfield Cholame.....</b>	<b>120</b>
<b>Figura 5.22 Desplazamiento en dirección Y Parkfield Cholame.....</b>	<b>121</b>
<b>Figura 5.23 Fuerza Sísmica en dirección X Managua 01.....</b>	<b>122</b>
<b>Figura 5.24 Fuerza Sísmica en dirección Y Managua 01.....</b>	<b>122</b>

<b>Figura 5.25 Fuerza Sísmica dirección X Managua 02.</b> .....	<b>123</b>
<b>Figura 5.26 Fuerza Sísmica dirección Y Managua 02.</b> .....	<b>123</b>
<b>Figura 5.27 Fuerza Sísmica dirección X Imperial Valley.</b> .....	<b>124</b>
<b>Figura 5.28 Fuerza Sísmica dirección Y Imperial Valley.</b> .....	<b>124</b>
<b>Figura 5.29 Fuerza Sísmica dirección X Mammoth Lakes.</b> .....	<b>125</b>
<b>Figura 5.30 Fuerza Sísmica dirección Y Mammoth Lakes.</b> .....	<b>125</b>
<b>Figura 5.31 Fuerza Sísmica dirección X Morgan Hills Anderson Dam.</b> .....	<b>126</b>
<b>Figura 5.32 Fuerza Sísmica dirección Y Morgan Hills Anderson Dam.</b> .....	<b>126</b>
<b>Figura 5.33 Fuerza Sísmica dirección X Morgan Hill Halls Valley.</b> .....	<b>127</b>
<b>Figura 5.34 Fuerza Sísmica dirección Y Morgan Hill Halls Valley.</b> .....	<b>127</b>
<b>Figura 5.35 Fuerza Sísmica dirección X Baja California.</b> .....	<b>128</b>
<b>Figura 5.36 Fuerza Sísmica dirección Y Baja California.</b> .....	<b>128</b>
<b>Figura 5.37 Fuerza Sísmica dirección X Kobe Japan.</b> .....	<b>129</b>
<b>Figura 5.38 Fuerza Sísmica dirección Y Kobe Japan.</b> .....	<b>129</b>
<b>Figura 5.39 Fuerza Sísmica dirección X Parkfield Joaquin Canyon.</b> .....	<b>130</b>
<b>Figura 5.40 Fuerza Sísmica dirección Y Parkfield Joaquin Canyon.</b> .....	<b>130</b>
<b>Figura 5.41 Fuerza Sísmica dirección X Parkfield Stockdale.</b> .....	<b>131</b>
<b>Figura 5.42 Fuerza Sísmica dirección Y Parkfield Stockdale.</b> .....	<b>131</b>
<b>Figura 5.43 Fuerza Sísmica dirección X Parkfield Cholame</b> .....	<b>132</b>
<b>Figura 5.44 Fuerza Sísmica dirección Y Parkfield Cholame.</b> .....	<b>132</b>
<b>Figura 5.45 Energía Modelo sin ams Managua 01.</b> .....	<b>133</b>
<b>Figura 5.46 Energía Modelo con ams Managua 01.</b> .....	<b>133</b>
<b>Figura 5.47 Energía Modelo sin ams Managua 02.</b> .....	<b>134</b>
<b>Figura 5.48 Energía Modelo con ams Managua 02.</b> .....	<b>134</b>

<b>Figura 5.49 Energía Modelo sin ams Imperial Valley.....</b>	<b>135</b>
<b>Figura 5.50 Energía Modelo con ams Imperial Valley. ....</b>	<b>135</b>
<b>Figura 5.51 Energía Modelo sin ams Mammoth Lakes.....</b>	<b>136</b>
<b>Figura 5.52 Energía Modelo con ams Mammoth Lakes.....</b>	<b>136</b>
<b>Figura 5.53 Energía Modelo sin ams Morgan Hill Anderson Dam.....</b>	<b>137</b>
<b>Figura 5.54 Energía Modelo con ams Morgan Hill Anderson Dam.....</b>	<b>137</b>
<b>Figura 5.55 Energía Modelo sin ams Morgan Hill Halls Valley. ....</b>	<b>138</b>
<b>Figura 5.56 Energía Modelo con ams Morgan Hill Halls Valley. ....</b>	<b>138</b>
<b>Figura 5.57 Energía Modelo sin ams Baja California.....</b>	<b>139</b>
<b>Figura 5.58 Energía Modelo con ams Baja California. ....</b>	<b>139</b>
<b>Figura 5.59 Energía Modelo sin ams Kobe Japan. ....</b>	<b>140</b>
<b>Figura 5.60 Energía Modelo con ams Kobe Japan. ....</b>	<b>140</b>
<b>Figura 5.61 Energía Modelo sin ams Parkfield Joaquin Canyon.....</b>	<b>141</b>
<b>Figura 5.62 Energía Modelo con ams Parkfield Joaquin Canyon.....</b>	<b>141</b>
<b>Figura 5.63 Energía Modelo sin ams Parkfield Stockdale.....</b>	<b>142</b>
<b>Figura 5.64 Energía Modelo con ams Parkfield Stockdale.....</b>	<b>142</b>
<b>Figura 5.65 Energía Modelo sin ams Parkfield Cholame .....</b>	<b>143</b>
<b>Figura 5.66 Energía Modelo con ams Parkfield Cholame. ....</b>	<b>143</b>
<b>Figura A.1 Definición de Grupos.....</b>	<b>ii</b>
<b>Figura A.2 Ventana “Model Explorer” .....</b>	<b>iii</b>
<b>Figura A.3 Ventana “Assign Objects to Group” .....</b>	<b>iii</b>
<b>Figura A.4 Ventana Frame Properties.....</b>	<b>iv</b>
<b>Figura A.5 Ventana “Add New Property” .....</b>	<b>v</b>
<b>Figura A.6 Ventana “Frame Property Shape Type” .....</b>	<b>vi</b>

<b>Figura A.7 Propiedades de losa .....</b>	<b>vi</b>
<b>Figura A.8 Ventana Propiedades de Losa: “Losa Aligerada” .....</b>	<b>vii</b>
<b>Figura A.9 Definición de Patrones de Carga .....</b>	<b>viii</b>
<b>Figura A.10 Ventana Patrón de carga para Sismo X .....</b>	<b>ix</b>
<b>Figura A.11 Ventana Patrón de carga para Sismo Y .....</b>	<b>ix</b>
<b>Figura A.12 Demostración de uso de bloc de notas (.txt) para insertar espectro .....</b>	<b>x</b>
<b>Figura A.13 Definición de Espectros de Respuesta .....</b>	<b>xi</b>
<b>Figura A.14 Selección de Espectro de Respuesta extraído de archivo .txt..</b>	<b>xi</b>
<b>Figura A.15 Ventana para definir diafragma.....</b>	<b>xii</b>
<b>Figura A.16 Datos de diafragma.....</b>	<b>xiii</b>
<b>Figura A.17 Ventana “Mass Source” .....</b>	<b>xiii</b>
<b>Figura A.18 Ventana “Mass Source Data” .....</b>	<b>xiv</b>
<b>Figura A.19 Ventana “Shell Load Assignment” .....</b>	<b>xv</b>
<b>Figura A.20 Definición de carga viva y carga super dead en azotea .....</b>	<b>xvi</b>
<b>Figura A.21 Definición de carga viva y carga super dead en nivel 29 .....</b>	<b>xvi</b>
<b>Figura A.22 Ventana combinaciones de carga .....</b>	<b>xvii</b>
<b>Figura A.23 Ventana para agregar combinaciones de diseño por defecto</b>	<b>xvii</b>
<b>Figura A.24 Ventana “Load Combination Data” .....</b>	<b>xviii</b>
<b>Figura A.25 Ventana “Design Load Combination Selection” .....</b>	<b>xix</b>
<b>Figura A.26 Ventana “Load Cases” con su respectivo tipo.....</b>	<b>xxi</b>
<b>Figura A.27 Ventana casos de carga para carga muerta .....</b>	<b>xxi</b>
<b>Figura A.28 Definición de caso de carga “Modal” .....</b>	<b>xxii</b>
<b>Figura A.29 Definición de caso de carga para Sismos .....</b>	<b>xxiii</b>

Figura A.30 Ventana Steel Frame Design .....	xxv
Figura A.31 “Tabla 5.2.2 - Categoría de riesgo de las estructuras según su grupo de importancia” .....	xxvi
Figura A.32 “Tabla 5.2.1 - Factor de importancia” .....	xxvii
Figura A.33 “Tabla 5.3.1 – Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de aceleración $a_0$ PGA. Con un periodo de retorno de 475 años”.	xxvii
Figura A.34 “Tabla 5.4.1 - Factor de regularidad” .....	xxvii
Figura A.35 “Tabla 5.4.2 - Factores de irregularidad en planta” .....	xxviii
Figura A.36 “Tabla 5.4.3 – Factores de irregularidad en elevación” .....	xxix
Figura A.37 “Tabla 5.5.1 – Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas” .....	xxx
Figura A.38 “Figura 6.2.1 – Mapa de zonificación sísmica para Nicaragua”.	xxx
Figura A.39 “Tabla 6.3.1 – Clasificación por tipo de suelo” .....	xxxi
Figura A.40 “Tabla 6.4.1 - Factores de amplificación vertical por tipo de suelo” .....	xxxii
Figura A.41 “Tabla 6.5.1 - Factor de ajuste espectral $F_S$ para $T_b$ y $T_c$ ” ....	xxxii
Figura A.42 “Tabla 8.2.1 – Coeficiente para el límite superior del periodo máximo calculado” .....	xxxii
Figura A.43 “Tabla 8.2.2 – Coeficientes para el cálculo del periodo aproximado” .....	xxxii

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Características de la estructura .....	45
Tabla 3.2 Perfiles de acero, columnas por nivel. ....	45
Continuación Tabla 3.2 Perfiles de acero, columnas por nivel. ....	46
Tabla 3.3 Perfiles de acero, Vigas. ....	46
Tabla 3.4 Irregularidad Torsional .....	51
Continuación Tabla 3.4 Irregularidad Torsional .....	52
Tabla 3.5 Irregularidad en elevación - Piso Flexible.....	53
Continuación Tabla 3.5 Irregularidad en elevación - Piso Flexible .....	54
Tabla 3.6 Irregularidad en elevación - Distribución de masa.....	54
Continuación Tabla 3.6 Irregularidad en elevación - Distribución de masa	55
Tabla 3.7 Irregularidad en elevación – Piso débil .....	56
Tabla 3.8 Masas por nivel .....	61
Tabla 3.9 Modos de vibración y porcentajes de participación de masas ....	62
Continuación Tabla 3.9 Modos de vibración y porcentajes de participación de masas .....	63
Tabla 3.10 Cortante dinámico.....	66
Tabla 3.11 Primera iteración para corrección de cortante dinámico .....	66
Tabla 3.12 Segunda iteración para corrección de cortante dinámico .....	67
Tabla 3.13 Desplazamientos máximos de la estructura .....	67
Continuación Tabla 3.13 Desplazamientos máximos de la estructura .....	68
Tabla 3.14 Distorsiones en la estructura.....	69
Continuación Tabla 3.14 Distorsiones en la estructura .....	70
Tabla 4.1 Parámetros para motor de búsqueda PGMD .....	82
Tabla 4.2 Parámetros de búsqueda utilizados en este documento .....	83

<b>Tabla 4.3 Registros seleccionados. ....</b>	<b>83</b>
<b>Tabla 5.1 Comparación de Periodos entre el modelo sin ams y el modelo con ams. ....</b>	<b>109</b>
<b>Continuación Tabla 5.1 Comparación de Periodos entre el modelo sin ams y el modelo con ams. ....</b>	<b>110</b>

## **Resumen del tema**

Este estudio se centra en comparar el comportamiento dinámico de dos estructuras utilizando el mismo modelo base, con la única diferencia de la presencia de un amortiguador de masa sintonizada en uno de ellos. Los objetivos principales son evaluar exhaustivamente el comportamiento dinámico de ambas estructuras y comparar sus respuestas sísmicas bajo diferentes condiciones.

Se lleva a cabo un análisis dinámico tanto lineal como no lineal de ambas estructuras, utilizando la Normativa sismorresistente para la ciudad de Managua 2022 (NSM 2022). Para la estructura con amortiguador de masa sintonizada, se emplea el método Time History para el análisis no lineal. La comparación de la respuesta sísmica se basa en parámetros clave como la fuerza sísmica, el desplazamiento, el periodo y la energía.

El modelo experimental realizado para este estudio consiste en una estructura de acero de treinta pisos ubicada en Managua, con una altura total de noventa metros y un área de planta de 1600 m<sup>2</sup> (40 m x 40 m). El edificio está diseñado para uso de oficinas y utiliza un sistema estructural de marco especial resistente a momento. La disposición de claros en ambas direcciones es de cinco, cada uno con una longitud de ocho metros.

Este trabajo proporciona una evaluación exhaustiva del comportamiento dinámico de dos estructuras, una convencional y la otra que contiene un amortiguador de masa sintonizada, destacando el uso del amortiguador de masa sintonizada en la mitigación de los efectos sísmicos y su influencia en la respuesta estructural.

# **CAPÍTULO 1. GENERALIDADES**

## 1.1. Introducción

Las estructuras deben de ser diseñadas para resistir diferentes cargas gravitatorias y laterales. Ante cargas laterales, la primera reacción del edificio es mediante inercia y rigidez, luego se desarrolla fuerza elástica, ambos ligados a la configuración del edificio y por último el amortiguamiento inherente, que es la capacidad natural para cíclicamente disipar energía. Sin embargo, cuando la estructura se somete a cargas de alta intensidad, se vuelve necesario incluir sistemas de control de vibraciones que permitan reducir la respuesta estructural.

El control de vibraciones en estructuras se realiza con sistemas pasivos, activos e híbridos. Los sistemas pasivos no necesitan una fuente de energía externa para realizar su trabajo. En general podemos clasificar a los sistemas pasivos en tres clases: amortiguadores, Amortiguadores de Masa Sintonizada (AMS) y sistemas de aislamiento (Cacciola, Espinosa, & Tombari, 2015). El AMS es un mecanismo que consta de una masa, un resorte y un amortiguador. La masa se une a la estructura (cuyas vibraciones se van a controlar) a través de un resorte lineal y un amortiguador viscoso. De manera que, sintonizando la frecuencia del AMS con la de la frecuencia de la estructura principal se disipe la energía ante un estado de resonancia.

En el presente trabajo se pretende abarcar un análisis comparativo de dos estructuras, la primera una estructura con pórticos especiales a momento (SMF) y la segunda un SMF incorporado con un AMS. A su vez como se desempeñaría en el rango elástico y plástico en la ciudad de Managua ante un evento sísmico.

## 1.2. Antecedentes

El concepto de amortiguadores de masa sintonizada inicia en el año 1909 por Herman Frahm, quien inventó un dispositivo de control de vibraciones denominado amortiguador de vibraciones dinámicas con el objetivo de reducir las vibraciones en los cascos de barcos. A pesar de que los inicios fueron hace muchos años, ha habido un reciente interés en estos tipos de amortiguadores y al día de hoy es comúnmente usado en numerosas estructuras alrededor del mundo, quienes poseen versiones del sistema para poder mitigar fuerzas laterales de viento y sismo. Algunos ejemplos de estos edificios son: Shanghai World Financial Center (492 m), Tokyo Skytree (634 m), Taipei 101 (509 m), Burj al-Arab in Dubai (332 m), Bloomberg Tower (286 m), One Canada Square (235 m), John Hancock Tower (240 m), Center-Point Tower (305 m), entre otros.

En el presente documento se englobo lo que consideramos como antecedentes relacionados con nuestro trabajo monográfico. A continuación, presentamos los siguientes:

Se consultó la tesis de grado master realizada en la Universidad de Chile, presentado en noviembre de 2016 por Bastián Ignacio Garrido Kogan bajo el título “Amortiguadores de masa sintonizada en edificios sometidos a registros sísmicos en Chile” (Kogan, 2016). Este trabajo se basa en la evaluación de la eficacia (costo/beneficio) de edificios sometidos a registros sísmicos en Chile en función de la reducción porcentual entre la estructura sin y con amortiguadores de masa sintonizada AMS. Usándose una base de datos de 132 registros de aceleración en edificios localizados en Chile con los instrumentos de Software Matlab con herramienta GUIDE y Software SAP2000, se obtuvo como resultado principal que la influencia de la respuesta no lineal de la estructura (deformación plástica) reduce la efectividad del AMS, para un caso de razón de masa igual a 4%, cambiando la reducción de respuesta de 18% a un 16%. De manera general, se concluyó que los AMS no se consideran eficaces para la práctica chilena.

Se encontró el trabajo de magíster titulado “Eficiencia de disipadores sintonizados de masa en estructuras con comportamiento elasto-plástico sometidas a cargas sísmicas.” Realizado en junio 2013 por Edwin Patricio Duque en la Universidad Nacional de Córdoba, Argentina (Duque, 2013). El trabajo tiene como objetivo conocer la efectividad de los amortiguadores de masa sintonizada como sistemas de disipación de energía cuando la estructura ha alcanzado la deformación plástica y a su vez, comprender las diferencias de comportamiento de amortiguadores de masa sintonizada sobre estructuras con comportamiento lineal y no lineal. El trabajo obtuvo como principal resultado que la relación de frecuencia del AMS con respecto a la frecuencia natural de la estructura en comportamiento lineal inicia con valores cercanos a uno y se reduce conforme aumenta el nivel de demanda plástica de la estructura. Además, el amortiguamiento óptimo del AMS es proporcional al nivel de plastificación. Se concluyó que los AMS no contribuyen en forma significativa a la reducción del desplazamiento máximo estructural cuando se considera que la estructura incursiona en rangos plásticos de alta intensidad, pero si constituyen un buen sistema de reducción de daño acumulado reduciendo la deformación de la estructura principal en rangos de comportamiento elasto-plástico. Esta investigación compara resultados del comportamiento de una estructura sometida a los diferentes rangos de deformación, a como se pretende en el trabajo monográfico.

Se apelo el trabajo realizado en Rourkela, India presentado por Rashmi Mishra, mayo de 2011, bajo el título de “Application of Tuned Mass Damper for Vibration Control of Frame Structures under Seismic Excitations” (Mishra,2011). Este trabajo tiene como objetivo general estudiar la efectividad de usar Amortiguadores de Masa Sintonizada para controlar vibraciones en estructuras usando el método tiempo historia. Dentro de los principales resultados, se establece que aplicando el método tiempo historia, se encontró que incrementando la relación de masa de AMS se disminuye la respuesta al desplazamiento de la estructura. A su vez que, los AMS pueden ser usados de manera exitosa para controlar vibraciones en una

estructura. Los amortiguadores de masa sintonizada son más efectivos reduciendo las respuestas al desplazamiento de estructuras con bajas relaciones de amortiguamiento (2%), pero es menos efectivo para estructuras con grandes relaciones de amortiguamiento (5%). Esta investigación permitirá conocer las bases de un diseño de amortiguador de masa sintonizada en un país altamente sísmico, a su vez se identificarán de forma comparativa las diferencias y la eficacia entre estructuras sin y con AMS.

Se trata el trabajo nacional, a nivel de pregrado presentado por Rosa Elena López Vanegas y Gripdia Selena Méndez Riso en Managua, titulado “Modelo y Análisis de una estructura metálica de 20 niveles con sistemas de masas sintonizadas” (Lopez Vanegas & Mendez Riso, 2018). Teniéndose como objetivo realizar el análisis de comportamiento de una estructura de 20 niveles por el método de sistemas de masas sintonizadas y analizar la respuesta entre una estructura convencional y una estructura con AMS, usándose el software SAP 2000 para asistencia con la modelación. En el trabajo, se mostró que el periodo del modo fundamental de la estructura corresponde a 2.61 seg. Mientras que en el modelo en el cual se incluye el AMS se obtiene un periodo de 0.93 seg. Lo cual representa una reducción de un 64%, según la teoría consultada es una reducción adecuada para un análisis lineal.

### **1.3. Justificación**

Los sismos por sí solos no representan una amenaza, el riesgo ocurre si van acompañados de edificaciones vulnerables. Es indispensable encontrar alternativas para diseño y construcción de edificaciones sismorresistentes en Nicaragua.

Managua es una ciudad con una historia de alta actividad sísmica, debido a que se encuentra ubicada en el anillo de fuego del pacífico, específicamente entre las placas Coco y Caribe, con una gran cantidad de fallas sísmicas y volcanes a lo largo de la región. Se han registrado durante la historia numerosos terremotos de altas magnitudes en el país, siendo el más devastador, el terremoto ocurrido en diciembre de 1972, el cual cobro miles de muertes y destruyó gran parte de esta ciudad, debido a este momento histórico se vio un avance progresivo en los distintos métodos constructivos sismorresistentes para poder mitigar las fuerzas de estos sismos y asegurar la comodidad de la población.

Nicaragua a pesar de ser un país subdesarrollado con limitantes en el área constructiva en comparación a otros países como Chile, Japón, entre otros con alta actividad sísmica, ya se han utilizado sistemas estructurales sismorresistentes como son los marcos rígidos, sistemas tipo cajón, entre otros; en distintas edificaciones de Managua.

Sin embargo, existen otros métodos usados para disipar energía, como es el caso de los amortiguadores de masa sintonizada, del cual se conoce muy poco en el país. Por lo tanto, en el presente documento objetiva la efectividad y desempeño de este sistema de amortiguación ante una estructura convencional, haciendo uso del análisis lineal y no lineal, incluyendo el método Time-History para poder validar el desempeño estructural. De esta manera, se podrían sentar las bases y analizar los resultados de la presente para consideración en futuras construcciones sismorresistentes en el país.

## **1.4. Objetivos**

### **1.4.1. Objetivo General**

- Realizar una evaluación comparativa del comportamiento dinámico de una estructura con pórticos especiales resistente a momentos (SMF) versus una estructura amortiguada con masa sintonizada.

### **1.4.2. Objetivos Específicos**

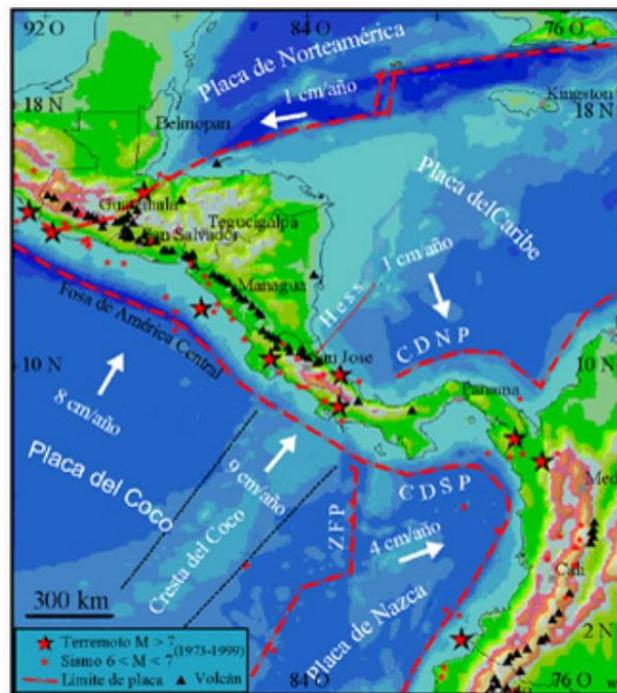
- Realizar el análisis dinámico lineal a la estructura con SMF y a la estructura amortiguada con masa sintonizada, haciendo uso de la Normativa sismorresistente para la ciudad de Managua 2022 (NSM 2022).
- Efectuar el análisis dinámico no lineal con el método Time History a la edificación con SMF y a la edificación con sistema de masa sintonizada.
- Comparar la respuesta sísmica de la estructura con marcos especiales a momento con la estructura con sistema de masa sintonizada en función a los parámetros de respuesta estructural (Fuerza sísmica, desplazamiento, periodo y energía).

## **CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO**

## 2.1. Ambiente Tectónico y geología en Managua, Nicaragua

Nicaragua se encuentra entre las placas tectónicas Coco y Caribe. Ambas placas tectónicas convergen a una tasa de ocho centímetros, aproximadamente, por año. Donde se forma el contacto entre ambas placas, se generan sismos y grandes terremotos como han tomado lugar lo más renombrados en marzo 1931, diciembre 1972 y los más recientes en el año 2014.

Figura 2.1 Mapa de placas Coco y Caribe alrededor de Nicaragua



Fuente: Sitio web, INETER

Según INETER (2002), las fallas sísmicas locales, en términos estadísticos, general el 59% de la amenaza sísmica total en Managua y el 41% restante de otros lugares de Nicaragua incluyendo las zonas volcánicas y montañosas. Además, se cree que las fallas principales que atraviesan la parte central de Managua poseen pocos kilómetros de profundidad, característica que subraya la importancia del conocimiento del fallamiento local en Managua y la generación de

propuestas nuevas en el ámbito de la construcción para mitigar pérdidas humanas y materiales.

## 2.2. Terremotos en Managua

El terremoto del 31 de marzo del año 1931 fue un sismo de magnitud 6.0 grados en la escala de Richter, su epicentro se ubicó en la falla Estadio (nombrada de esta manera por atravesar el antiguo Estadio Nacional Dennis Martínez, para entonces la Penitenciaría Nacional). Se estima que las pérdidas humanas fueron entre 1200 a 1500 muertos, más de 2000 heridos y 45 000 damnificados. Esto incluyó pérdidas económicas de 35 millones de dólares causadas por el sismo y el incendio que lo siguió. El material base de construcción para ese entonces era de taquezal con armazón de madera revestida de una mezcla de agua con lodo y hierba. Este evento sísmico sembró las semillas para el próximo sismo del año 1972 ya que muchas casas y edificios dañados se repararon de manera inapropiada con repello dejando grietas.

*Figura 2.2 Ruinas de Managua luego del terremoto de marzo 1931*



Fuente: Sitio web, El 19 Digital

El terremoto de diciembre del año 1972 tuvo una duración de 30 segundos y una magnitud de 6.2 grados en la escala de Richter con lugar de epicentro dentro del lago Xolotlán, destruyendo la mayoría de edificios que conformaban el centro de la capital. Se estima que causó cerca de 19,320 muertos y 20,000 heridos. La

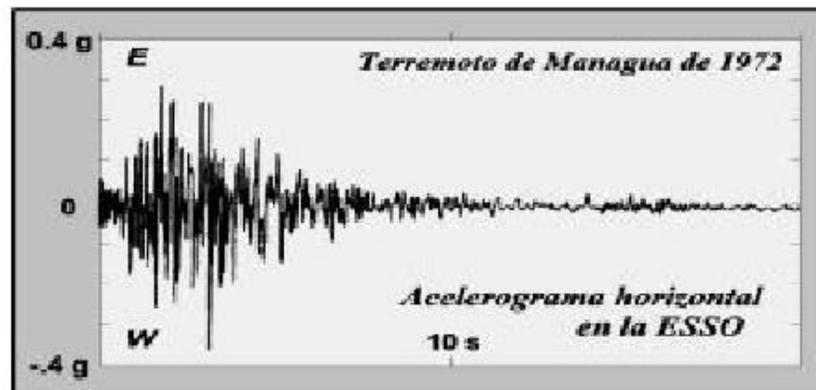
destrucción fue comparada por el diario La Prensa, en su primera edición post-terremoto el 1ro de marzo de 1973, con los bombardeos nucleares de Hiroshima y Nagasaki con el titular bajo el título “En 30 segundos solo Hiroshima y Managua”.

*Figura 2.3 Ruinas de Managua luego del terremoto de diciembre 1972*



*Fuente: Sitio web, La Prensa*

*Figura 2.4 Acelerograma del terremoto de diciembre 1972*



*Fuente: Sitio Oficial, INETER*

De manera más reciente, se presentaron movimientos telúricos considerables en el año 2014, siendo el principal el ocurrido en día jueves 10 abril con una magnitud de 6.2 en la escala de Richter y duración de 45 segundos. Este terremoto también causó daños materiales, pero de manera más moderada.

Actualmente se siguen presentando sismos en todo el país y especialmente en la capital, todos ellos registrados en el sitio web del Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales.

## **2.3. Características de la respuesta estructural**

### **2.3.1. Rigidez**

Se define como la relación entre acciones y deformación de una estructura y sus componentes. En los miembros la rigidez está en función de la sección de este, mientras que en un sistema está en función de los mecanismos que resisten fuerzas laterales (Elnashai & Sarno, 2008).

En cuanto al diseño estructural es el que se ve encargado de mantener controladas las deformaciones, así asegurando que no se dañen los elementos estructurales y no estructurales.

### **2.3.2. Resistencia**

La resistencia se define como la capacidad de un miembro o un conjunto de estos, de resistir acciones. En donde este consiste al estado límite al que pueden llegar estos (Elnashai & Sarno, 2008).

La resistencia va de la mano del tipo de carga aplicada, por ejemplo, carga tipo axial o torsional; por lo cual no es sencillo determinar la resistencia de un sistema estructural tomando en cuenta todas las variaciones en la construcción de esta, desde los materiales hasta la naturaleza de la construcción. Por esta razón es de gran importancia y se analiza de manera meticulosa.

### **2.3.3. Ductilidad**

Se define como la habilidad del material, componente, conexión o estructura a someterse a deformaciones inelásticas con una rigidez aceptable y una reducción de resistencia (Elnashai & Sarno, 2008).

Esta propiedad es la que está de vanguardia en el mundo del diseño estructural con la dominancia del método de diseño LRFD (Load and Resistance Factor Design, diseño por factores de carga y resistencia) contra el ya casi obsoleto ASD (Allowable Stress Design, diseño por resistencia permisible). El método de diseño LRFD en donde uno se concentra en trabajar en el rango inelástico de los materiales, debido a mayoración de cargas de diseño y la minoración de las resistencias de diseño, esto realizado con factores, en donde genera un mayor margen de seguridad. Por lo contrario, el método de diseño ASD se concentra en el rango elástico de los materiales debido a que las cargas de servicio que trabajan en el miembro no exceden los esfuerzos permisibles, lo cual se obtiene con un factor de seguridad que divide el esfuerzo de falla del material. Por lo tanto, el método de diseño LRFD es más propenso a resultar con secciones transversales más esbeltas que trabajan en el rango inelástico, en comparación a las grandes secciones transversales con grandes rigideces que trabajan en el rango elástico (Ahmsa, 2018).

### **2.3.4. Sobre resistencia**

La sobre resistencia es el parámetro que cuantifica la diferencia en la resistencia requerida y la actual del material, componente o sistema estructural (Elnashai & Sarno, 2008).

Este es la característica que más seguridad da al momento de analizar una estructura ya que da cierta libertad a la hora de cómo se comporte los elementos

en la vida real ante distintas situaciones que puedan superar a las supuestas durante el análisis o diseño.

### **2.3.5. Amortiguamiento**

El amortiguamiento es la característica que le da la habilidad a la estructura de poder disipar energía durante una respuesta dinámica. A diferencia de la masa y rigidez de una estructura, el amortiguamiento no se relaciona con un único proceso físico si no a un número de posibles procesos (Elnashai & Sarno, 2008).

## **2.4. Principios básicos de estructuración**

Estos principios son responsables del comportamiento sísmico de la estructura, en base a estos se puede determinar una configuración adecuada para el sistema estructural, estos son los principios de estructuración:

### **2.4.1. Simetría**

Se define como el principio más fundamental, es el que se debe de asegurar al configurar tanto en geometría, masa, rigidez y comportamiento de los materiales, tanto en planta como elevación (Flores Velazque, Medrano Vilchez, & Tellez Martinez, 2022).

### **2.4.2. Regularidad**

La regularidad hace referencia a la gradualidad de cambios en la configuración estructural. Esto al igual que en la simetría se ve reflejado tanto en geometría, masa y rigidez, como en planta y elevación (Flores Velazque, Medrano Vilchez, & Tellez Martinez, 2022).

### **2.4.3. Continuidad**

Las estructuras poseen elementos que se clasifican como: fusibles, colectores y resistentes. Las cargas son transmitidas desde los elementos fusibles; usualmente vigas, diseñados para ser los primeros en fallar en caso de eventos críticos, hacia los elementos colectores, que recolectan cargas de varios elementos fusibles; usualmente diafragmas rígidos y por último llegando a los elementos resistentes; usualmente los elementos verticales como las columnas, que transmitirán las cargas hacia el terreno por medio de las fundaciones.

Por lo cual es de gran importancia que las fuerzas que resistirá la estructura tengan que poder ser transmitidas de manera eficiente para un buen funcionamiento de la estructura y así se comporte a como fue diseñada (Flores Velazque, Medrano Vilchez, & Tellez Martinez, 2022).

### **2.4.4. Redundancia**

En los sistemas estructurales, al momento de un sismo o una situación crítica incluso al tener elementos que debido a este resultaron con fallas, este sistema sigue manteniendo su estabilidad lateral y operatividad después de que este suceda, esto se consigue a partir del nivel de redundancia que tenga la estructura. Esta redundancia se debe al grado de hiperestaticidad de la estructura (Flores Velazque, Medrano Vilchez, & Tellez Martinez, 2022).

### **2.4.5. Ligereza**

Ante los desplazamientos que producen las estructuras por sismos, es de mayor conveniencia que estas sean ligeras, ya que al ser más pesadas serian estructuras con desplazamientos más cortos, pero con grandes velocidades de desplazamiento. Esto debido que poseen poca capacidad de absorción de energía en ellos (Flores Velazque, Medrano Vilchez, & Tellez Martinez, 2022).

## 2.5. Balance de energía en el control de respuesta sísmica

Según la segunda ley de Newton y la ecuación dinámica de equilibrio, toda masa a la que se le impone una carga responde generando una fuerza que es igual a la masa por la aceleración. Cuando las cargas impuestas provienen de cargas muertas o cargas vivas no dinámicas estas pueden ser despreciables y se procede a analizar la estructura de manera estática; sin embargo, la situación se complica cuando la estructura es sometida a cargas dinámicas como viento y sismo, haciendo necesario un análisis dinámico. La ecuación de movimiento o equilibrio dinámico ante una estructura de un grado de libertad sometida a una carga dinámica es la siguiente:

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX(t) = 0 \quad (1)^1$$

Donde:

$M\ddot{X}$ : representa la fuerza inercial de la masa de la estructura

$C\dot{X}$ : amortiguamiento inherente del sistema

$KX$ : fuerza elástica del sistema

$X(t)$ : Desplazamiento según la dirección del grado de libertad

Según Genner (2009) y Oviedo (2006) la ecuación de equilibrio de energía se puede expresar de la siguiente manera:

$$E = E_K + E_S + E_H + E_D \quad (2)^2$$

Donde:

$E$  = energía de entrada del movimiento sísmico

$E_K$  = energía cinética

$E_S$  = energía de deformación elástica

---

<sup>1</sup> Tomada del libro "Dinámica de estructuras", 2014, (Chopra, 2014).

<sup>2</sup> Tomada del libro "Dinámica de estructuras", 2014, (Chopra, 2014).

$E_H$  = energía irrecuperable, disipada por el sistema estructural a través de la inelasticidad

$E_D$  = energía disipada por los dispositivos

En el diseño convencional, el desempeño estructural aceptable está acompañado de la ocurrencia de deformaciones inelásticas. El cual tiene el efecto de incrementar la energía  $E_H$  y también tiene un efecto indirecto. Cuando ocurren deformaciones inelásticas resulta en el sistema estructural, la modificación de la energía de entrada. En efecto, el incremento de la flexibilidad actúa como filtro, el cual refleja una porción de la energía sísmica. El resultado significativo es que tiende a reducir la aceleración y reduce las deformaciones en regiones alejadas de las rotulas plásticas. (Genner, 2009)

Cuando se utilizan dispositivos especiales como disipadores de energía o amortiguadores trabajan en el mejoramiento de la respuesta sísmica con el objetivo de disipar energía por medio de desplazamiento, velocidad, fricción, fluencia de metales o acción visco elástica en materiales poliméricos.

Usando la ecuación de movimiento planteada anteriormente y considerando que se presente una masa, rigidez para el sistema principal y para el sistema secundario se presentaría de la siguiente manera matricial:

$$\begin{bmatrix} M_p & 0 \\ 0 & M_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X}_p \\ \ddot{X}_p + \ddot{X}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_p + K_s & -K_s \\ -K_s & K_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_p \\ X_p + X_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3)^3$$

Donde los elementos con subíndice “p” y “s” hacen referencia a que son del sistema principal o del sistema secundario respectivamente.

A partir de esto se pueden determinar los parámetros principales de los sistemas como:

---

<sup>3</sup> Tomada del libro “Dinámica de estructuras”, 2014, (Chopra, 2014).

Frecuencia natural

$$W_n = \sqrt{K/M} \quad (4)^4$$

Donde:

$W_n$ : Frecuencia natural.

$K$ : Rigidez.

$M$ : Masa.

Periodo natural

$$T_n = \frac{2\pi}{W_n} \quad (5)^5$$

Donde:

$T_n$ : Periodo natural.

Frecuencia vibratoria

$$F = \frac{1}{T_n} \quad (6)^6$$

$F$ : Frecuencia vibratoria.

## 2.6. Disipación de energía

Toda estructura al ser aplicada una fuerza lateral horizontal en la parte superior o un movimiento horizontal del terreno en la que este se edifica provoca vibraciones que normalmente serían disipada por estrés interno, frotamiento, agrietamiento o deformaciones de los miembros de estos, en donde mayor será la capacidad de disipar energía mientras menor la amplitud de vibración. Algunas estructuras poseen una capacidad muy pequeña de disipar energía por lo cual cuando se presentan sismos más moderados presentan altas amplitudes de vibración. Por esta razón, hay distintos sistemas que permiten aumentar la capacidad de absorber estas fuerzas sísmicas.

---

<sup>4</sup> Tomada del libro "Dinámica de estructuras", 2014, (Chopra, 2014).

<sup>5</sup> Tomada del libro "Dinámica de estructuras", 2014, (Chopra, 2014).

<sup>6</sup> Tomada del libro "Dinámica de estructuras", 2014, (Chopra, 2014).

## **2.7. Métodos de control sísmico**

Existen tres tipos de clasificaciones: clasificación japonesa, estadounidense e internacional. La clasificación internacional está bajo la norma ISO International Standard "Basis for design structures – Seismic Action on Structures y se divide por control activo, pasivo, semiactivo e híbrido.

### **2.7.1. Control activo**

Un sistema de control activo es aquel en el que una fuente de energía externa activa el sistema que es usado para aplicar fuerzas a una estructura en una manera prescrita. Estas fuerzas son usadas para agregar o disipar energía de una estructura (Mishra, Application of tuned mass damper for vibration control of frame structures under seismic excitations, 2011).

#### **2.7.1.1. Amortiguador de masa activa (AMD)**

El AMD (Active Mass Damper) consiste de masas adicionales que se utilizan para reducir la respuesta de estructuras altas ante acciones de viento y sismo. La fuerza de control es aplicada a la estructura mediante la acción de una masa operada por los actuadores (Flores Velazque, Medrano Vilchez, & Tellez Martinez, 2022).

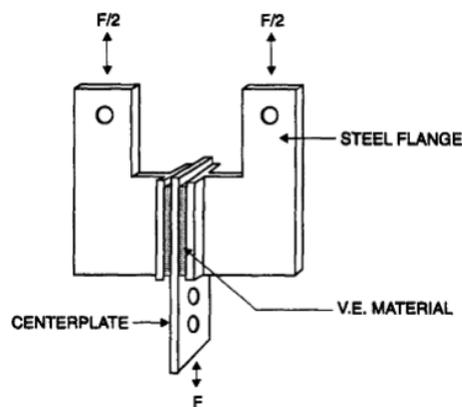
### **2.7.2. Control pasivo**

En un sistema de control pasivo no se requiere de una fuente de energía externa que active este, en estos las fuerzas se desarrollan debido a la respuesta del movimiento de la estructura (Mishra, Application of tuned mass damper for vibration control of frame structures under seismic excitations, 2011).

### 2.7.2.1. Amortiguador visco elástico

A diferencia del amortiguador friccional previamente descrito, que su función es perfilada hacia la disipación de la energía implemente en la estructura por los sismos, los amortiguadores visco-elásticos tienen grandes utilidades tanto a sismos como vientos, estos amortiguadores consisten de materiales a base de polímeros, estos organizados en capas y adheridos a placas de acero, las cuales son las que se unen a los sistemas de arrojamiento. El material visco elástico disipa la energía mediante deformaciones a cortante, en donde este transforma la energía a calórica al ambiente (Flores Velazque, Medrano Vilchez, & Tellez Martinez, 2022).

*Figura 2.5 Amortiguador visco elástico*

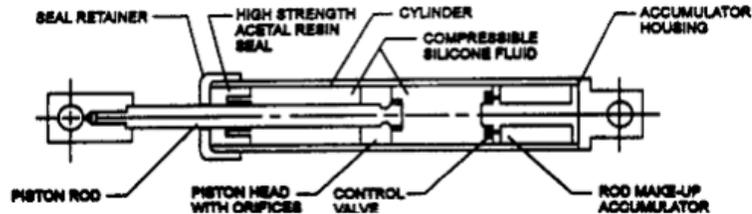


*Fuente: Adaptado de "Application of tuned mass damper for vibration control of frame structures under seismic excitations", de Rashimi Mishra*

### 2.7.2.2. Disipador de líquido viscoso

Los líquidos viscosos son conocidos por su respuesta lineal en un amplio rango de frecuencias, su insensibilidad a la temperatura y su compresibilidad en relación a su fuerza de entrada y salida (Mishra, Application of tuned mass damper for vibration control of frame structures under seismic excitations, 2011). Los disipadores de líquido viscoso son pistones por el cual en la cámara interna hay orificios por el cual el líquido puede circular, en donde el amortiguamiento se debe a la compresión de este líquido a través de estos orificios.

Figura 2.6 Modelo de disipador de líquido viscoso

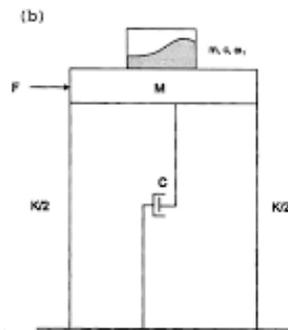


Fuente: Adaptado de "Application of tuned mass damper for vibration control of frame structures under seismic excitations", de Rashimi Mishra

### 2.7.2.3. Disipador de líquido sintonizado

Este sistema de disipación de energía consiste en tener tanques de agua parcialmente llenos, en el que el agua empieza a oscilar de lado a lado, en donde al oscilar absorbe las vibraciones, así reduciendo los desplazamientos de la estructura.

*Figura 2.7 Modelo de disipador liquido sintonizado*



*Fuente: Adaptado de “Eficiencia de amortiguadores de masas sintonizadas en estructuras sismorresistentes”, de Daniel Ambrosini, Guadalupe Cuitiño y Jorge Rebeco, 2004.*

#### **2.7.2.4. Amortiguador de masa sintonizada**

Los amortiguadores de masa sintonizada consisten de una masa suspendida que está conectado por distintos elementos a la estructura que hacen la función de resortes, ya sea cadenas o pistones, en donde este oscila para poder absorber las vibraciones de la estructura, inducidos ya sea por viento o sismos.

*Figura 2.8 Amortiguador de masa sintonizada del Taipéi 101*



*Fuente: Adaptado de “Seismicknowledge”, de Johan Pin, 2018.*

*Figura 2.9 Amortiguador de masa sintonizada de la sede de la cámara de la construcción chilena*



*Fuente: Adaptado de “IV Seminario de proyectos 2017 Medición y Corrección de fuerzas en el AMS del edificio de la CChC”, de Autor desconocido, 2017.*

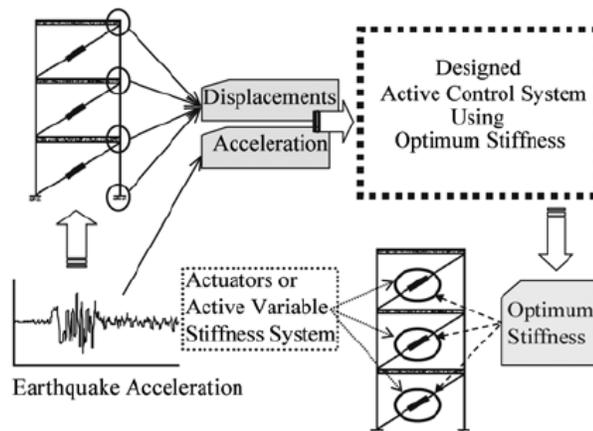
### **2.7.3. Control semiactivo**

Estos sistemas son un tipo de sistema de control activo en donde la fuente de energía externa tiene requerimientos menores a los típicos sistemas de control activo. Normalmente los sistemas de control semiactivos no agregan energía mecánica al sistema estructural, pero si un manejo de la estabilidad del sistema. Estos normalmente están considerados como sistemas pasivos controlables (Mishra, Application of tuned mass damper for vibration control of frame structures under seismic excitations, 2011).

#### **2.7.3.1. Sistema de rigidez variable (AVS)**

El sistema de rigidez variable consiste en una serie de válvulas por la cual fluye aceite que variaría el nivel de aceite en unos pistones, el cual dependiendo de estas será el nivel de rigidez que la estructura presente, así en base a sensores que toman en cuenta los desplazamientos y aceleraciones que presente la estructura durante el evento sísmico, esta optimizara la rigidez de estas.

Figura 2.10 Modelo de sistema de rigidez variable



*Fuente: Adaptado de “Optimization of active variable stiffness system for controlling structural response of a building under earthquake excitation “, de Farzad Hejazi, 2009.*

### 2.7.3.2. Sistema de amortiguamiento variable (AVD)

Según (Flores Velazque, Medrano Vilchez, & Tellez Martinez, 2022) los AVD varían los niveles de amortiguamiento en la estructura, esto gracias a la incorporación de amortiguadores pasivos modificados para permitir ajustes de sus propiedades mecánicas durante el sismo.

### 2.7.4. Control híbrido

Estos son una combinación de sistemas activos y pasivos. En donde la estructura posee dos tipos de sistemas que en su conjunto trabajan para controlar los movimientos de la estructura (Mishra, Application of tuned mass damper for vibration control of frame structures under seismic excitations, 2011).

#### 2.7.4.1. Amortiguador de masa sintonizada activa o híbrida ATMD y HMD

Los llamados “amortiguadores de masa sintonizada activa o híbrida” (Active Tuned Mass Damper, ATMD; Hybrid Mass Damper, HMD) son sistemas de control

sismico que combinan la disipación pasiva de la masa sintonizadas pero mejorada con fuerzas de control activas. Estas últimas se encargan de reducir la participación de los modos superiores de vibración de la estructura y así aumentar la efectividad de la masa sintonizada (Flores Velazque, Medrano Vilchez, & Tellez Martinez, 2022).

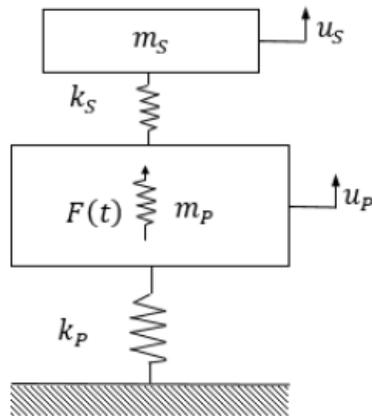
## **2.8. Amortiguadores de masas sintonizadas (AMS)**

Los amortiguadores de masa sintonizada se emplean con el propósito de atenuar los efectos de fuerza y desplazamiento ante un evento sísmico. Además, funcionan como un amortiguamiento adicional a la amortiguación inherente del sistema, aportando una fuente auxiliar de disipación de energía.

El concepto de amortiguadores de masa sintonizada inicia en el año 1909 por Herman Frahm, quien inventó un dispositivo de control de vibraciones denominado amortiguador de vibraciones dinámicas con el objetivo de reducir las vibraciones en los cascos de barcos.

Este disipador de vibraciones está compuesto de una masa denominada  $m_s$  sin amortiguamiento, unida mediante un resorte con rigidez  $k_s$  a una estructura principal sin amortiguamiento con masa denominada  $m_p$  y rigidez  $k_p$ . Sin embargo, dado a la falta de amortiguamiento no es amortiguador de masa, pero representa una masa secundaria unida al sistema principal por resortes sin amortiguador.

Figura 2.11 Masa secundaria unida a un sistema principal a través de resortes sin amortiguamiento



Fuente: Adaptado de “Empleo de amortiguadores de masa sintonizada en la atenuación de vibraciones estructurales en puentes de ferrocarril” de Herismay Padrón Hernández, 2022.

Si se considera la actuación de una fuerza armónica en el sistema principal, las ecuaciones de movimiento del sistema pueden escribirse de la siguiente forma:

$$m_p \cdot \ddot{u}_p(t) + (k_p + k_s) \cdot u_p(t) - k_s u_s(t) = F(t) = F_0 \sin(\omega t) \quad (7)^7$$

$$m_s \cdot \ddot{u}_s(t) + k_s \cdot u_s(t) - k_s u_p(t) = 0 \quad (8)^8$$

Donde:

$\ddot{u}_s(t)$  es la aceleración del sistema secundario.

$u_s(t)$  es el desplazamiento vertical del sistema secundario.

$u_p(t)$  es el desplazamiento del sistema principal.

Ya que el movimiento es armónico, las funciones de los desplazamientos pueden escribirse a como sigue a continuación:

<sup>7</sup> Tomada del libro “Dinámica de estructuras”, 2014, (Chopra, 2014).

<sup>8</sup> Tomada del libro “Dinámica de estructuras”, 2014, (Chopra, 2014).

$$u_p(t) = a_1 * \sin(\omega t) \quad (9)^9$$

$$u_s(t) = a_2 * \sin(\omega t) \quad (10)^{10}$$

Derivando las ecuaciones iniciales dos veces con respecto al tiempo y sustituyendo con las ecuaciones escritas justo arriba, luego realizando notaciones para obtener un sistema de ecuaciones adimensionales, se dedujeron las siguientes conclusiones:

Cuando el sistema principal tiene amplitud de vibración nula, el sistema secundario se desplaza en dirección contraria a la fuerza de aplicación. Debe notarse que la utilidad del disipador dinámico es óptima en situaciones en que el sistema primario está en resonancia con la excitación o cerca.

El comportamiento dinámico del sistema principal se ve modificado con la inclusión del sistema secundario. Este último implica la elección de la relación de masas y la rigidez del disipador. Cuando la frecuencia del disipador es igual a la frecuencia de la fuerza de excitación es posible eliminar totalmente el movimiento de la estructura principal.

Teniendo en cuenta el caso anterior, podemos definir las ecuaciones del movimiento para un sistema amortiguado de un grado de libertad con un AMS. A continuación, se muestran las ecuaciones que rigen el movimiento para un sistema compuesto de una estructura de un grado de libertad de masa  $m_p$ , rigidez  $k_p$  y amortiguamiento  $c_p$ , unido a un amortiguador de masa  $m_s$ , rigidez  $k_s$  y amortiguamiento  $c_s$ .

$$m_p \cdot \ddot{u}_p(t) + (c_p + c_s) \cdot \dot{u}_p(t) - c_s \dot{u}_s(t) + (k_p + k_s)u_p(t) - k_s u_p(t) = F(t) \quad (11)^{11}$$

---

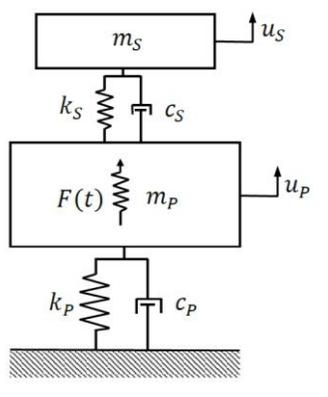
<sup>9</sup> Tomada del libro "Dinámica de estructuras", 2014, (Chopra, 2014).

<sup>10</sup> Tomada del libro "Dinámica de estructuras", 2014, (Chopra, 2014).

<sup>11</sup> Tomada del libro "Dinámica de estructuras", 2014, (Chopra, 2014).

$$m_s \cdot \ddot{u}_s(t) + c_s \cdot \dot{u}_s(t) - c_s \dot{u}_p(t) + k_s u_s(t) - k_s u_p(t) = 0 \quad (12)^{12}$$

Figura 2.12 Masa secundaria unida a un sistema principal a través de resortes con amortiguamiento. 1 g.d.l.



Fuente: Adaptado de “Empleo de amortiguadores de masa sintonizada en la atenuación de vibraciones estructurales en puentes de ferrocarril” de Herismay Padrón Hernández, 2022.

## 2.8.1. Tipos de sistemas

### 2.8.1.1. Pendulares

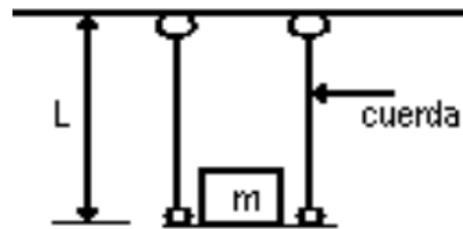
Este tipo consiste en que el sistema disipador funcione como un péndulo con una respectiva masa que oscile en la dirección opuesta al de la estructura, cuando esta es excitada por fuerzas laterales como sería la de los sismos y mientras estos oscilan en la misma frecuencia, en resonancia, esta energía sea disipada.

#### Péndulo simple

Consiste en que la vibración de estos dependa del largo del mismo, por lo cual se requeriría de grandes espacios para la instalación de estos (Mendez Rizo & Lopez Vanegas, 2015).

<sup>12</sup> Tomada del libro “Dinámica de estructuras”, 2014, (Chopra, 2014).

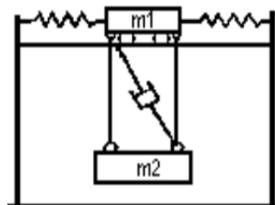
Figura 2.13. Modelo de sistema amortiguador de masa sintonizada con péndulo simple



Fuente: Adaptado de "Modelo y análisis de una estructura metálica de 20 niveles con sistema de masas sintonizadas", de Gripdía Méndez y Rosa López

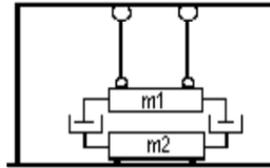
En los siguientes ejemplos, la cuerda del péndulo es una barra rígida y en la que se utilizan dos masas que se apoyan en el piso.

Figura 2.14 Modelo de sistema amortiguador de masas sintonizadas con dos masas



Fuente: Adaptado de "Modelo y análisis de una estructura metálica de 20 niveles con sistema de masas sintonizadas", de Gripdía Méndez y Rosa López

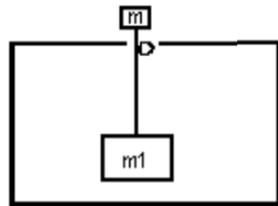
Figura 2.15 Modelo de sistema amortiguador de masas sintonizadas con AMS conectados



AMS conectados

Fuente: Adaptado de “Modelo y análisis de una estructura metálica de 20 niveles con sistema de masas sintonizadas”, de Gripdía Méndez y Rosa López

Figura 2.16 Modelo de sistema amortiguador de masas sintonizadas con masas conectadas por una barra rígida



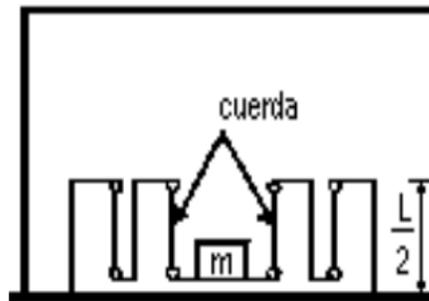
Barra rígida

Fuente: Adaptado de “Modelo y análisis de una estructura metálica de 20 niveles con sistema de masas sintonizadas”, de Gripdía Méndez y Rosa López

### Péndulo a rodillo

Este sistema consiste en que al darse la vibración la masa oscile de un lado a otro y esta estar conectada por el sistema de rodillos, este estaría tirando de la cuerda de un lado a otro, Por lo cual en este caso el espacio vertical sería reducido a la mitad por la serie de poleas que la cuerda atraviesa (Mendez Rizo & Lopez Vanegas, 2015).

Figura 2.17. Modelo de sistema amortiguador de masa sintonizada con péndulo a rodillo



Fuente: Adaptado de “Modelo y análisis de una estructura metálica de 20 niveles con sistema de masas sintonizadas”, de Gripdía Méndez y Rosa López

### 2.8.1.2. Péndulo de múltiples etapas

#### Sistemas de masa-resorte

Este consiste de un sistema que en la que la masa este sujeto a resortes que limitan el desplazamiento, por lo cual se disminuyen las oscilaciones de este, hay dos tipos de este sistema y estos son:

- a) Amortiguadores de masa sintonizada traslacionales

La masa se encuentra ubicada en unas guías lineales que permiten su relativa traslación con respecto al suelo de la planta en el que se instaló (Mendez Rizo & Lopez Vanegas, 2015).

## b) Amortiguadores bidireccionales

En él la masa se desplazará en dos direcciones ortogonales así permitiendo el control del desplazamiento en un plano ortogonal (Mendez Rizo & Lopez Vanegas, 2015).

### 2.8.2. Parámetros óptimos de diseño

Con el objetivo de obtener una reducción considerable en la respuesta de las estructuras para cargas sísmicas se determina los parámetros óptimos de diseños de los sistemas de masas sintonizadas, (Mendez Rizo & Lopez Vanegas, 2015) considera los siguientes criterios:

- Una masa equivalente al 1% de la masa total de la estructura, siendo esto  $\mu = 0.01$ .
- Una relación de frecuencias entre el sistema de masa sintonizada y la estructura igual a 1, siendo esto  $f = 1$  (sintonía perfecta).
- Considerando una razón de amortiguamiento equivalente igual a un 20%.

Además de esto, se debe tener en cuenta el uso indispensable de los espectros sísmicos de diseño. Los espectros sísmicos de diseño son curvas envolventes parametrizadas que reflejan las aceleraciones potenciales que un sitio posee como consecuencia de sismo lo suficientemente cercanos al sitio de estudio, basado en un análisis de peligro sísmico, curvas de atenuación de las aceleraciones a través de la distancia y la respuesta de las diferentes edificaciones de acuerdo con su masa, rigidez y amortiguamiento. Dichas curvas espectrales constituyen referencias para estimar las fuerzas que podrían afectar a la estructura como consecuencia de los sismos de la región de estudio y son introducidas en el análisis y diseño estructural.

## **2.9. Metodologías de análisis estructural**

Para poder determinar el comportamiento de una estructura ante un evento sísmico, se requiere analizar el mismo. Los métodos serán clasificados como estático o dinámico, los cuales son aplicados en el análisis de respuesta elástico e inelástico. El análisis dinámico es el más acertado en evaluación de la respuesta sísmica, sin embargo, requiere un proceso de cálculo meticuloso y mayor esfuerzo en la interpretación de resultados.

### **2.9.1. Análisis Dinámico**

El análisis dinámico de estructuras consiste en determinar la respuesta: desplazamientos, velocidades y aceleraciones de estructuras, cuando estas se someten a excitaciones, en otras palabras, a acciones dinámicas (Arguello Cruz, 2021).

Para la obtención de resultados en este trabajo se aplicarán dos análisis dinámicos, uno lineal siendo el análisis dinámico modal espectral haciendo uso de la norma sismorresistente de la ciudad de nicaragua 2022 (NSM 2022) y uno no lineal siendo el análisis dinámico por el método time history. Para la rectificación de resultados del análisis dinámico modal espectral a como indica la normativa se realizará un análisis estático siendo el método de la fuerza lateral equivalente.

A diferencia del análisis estático que consiste en el efecto de las acciones sísmicas como fuerzas laterales a lo alto del edificio, el análisis dinámico dividido en el modal espectral y el método time history, en donde el modal espectral considera los espectros de diseño para el cálculo de las respuestas estructurales y el método time history considera el comportamiento de la estructura ante un acelerograma de un determinado movimiento para cada instante de tiempo.

La ventaja de realizar un análisis dinámico ante un análisis estático es que dependiendo de la estructura y sus características los resultados de un método en comparación a otro podría variar de gran manera, por lo cual el aplicar un análisis dinámico que dan como resultado el comportamiento más “real” de la estructura, permite seguridad en la obtención de los resultados. En donde el más efectivo en cuanto a resultados cercanos a la realidad siendo el método time history.

## **2.9.2. Análisis Dinámico Lineal**

El análisis lineal es la relación entre cargas y desplazamientos, por lo cual se tiene una resultante lineal, en donde se cumple el principio de superposición, que consiste en si se duplica la carga, se obtiene el doble de respuesta del modelo, siendo esto tanto en desplazamientos como en fuerzas internas (Arguello Cruz, 2021).

El análisis lineal es limitado en cuanto a su capacidad de análisis o dar soluciones, esto debido a que las estructuras no se comportan de manera lineal, en donde no todos los materiales al deformarse se mantienen dentro de su rango elástico de deformación. Por lo cual este método de análisis en la mayoría de los casos no sería el ideal a aplicar.

### **2.9.2.1. Método Dinámico Modal Espectral**

La dinámica estructural clásica enseña que los vibradores elásticos (lineales) apartados de la posición de equilibrio por una perturbación momentánea inician un movimiento vibratorio armónico, es decir que la deformación de la estructura en un instante cualquiera se reproduce idénticamente luego de un lapso fijo: el periodo del movimiento. Ese movimiento se puede considerar resultante de la superposición de movimientos armónicos simples, cada uno con un período y una

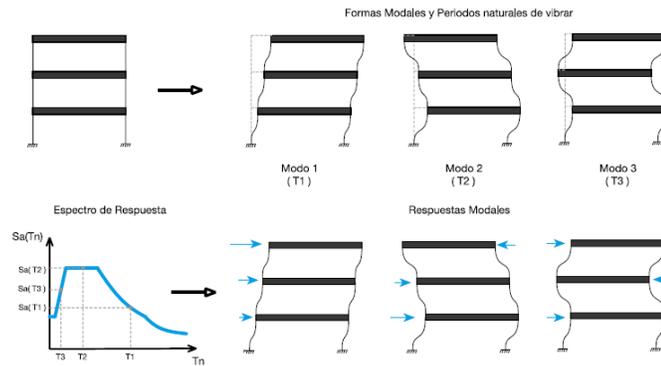
forma característica. Cada uno de estos movimientos simples es un modo natural de vibración y el periodo correspondiente a cada uno es un periodo natural.

Cuando hay amortiguamiento, ya sea el inherente o un amortiguamiento diseñado de manera adicional, estas condiciones anteriormente descritas son válidas, pero se considera que el movimiento no se repite de manera idéntica a lo largo de un periodo, si no que la amplitud del movimiento va disminuyendo exponencialmente. El modo natural de vibración del periodo más largo se llama “Modo Fundamental” con su respectivo “Período Fundamental”. También pueden ser llamados Primer Modo o Primer Período por ser el primero que aparece en la mayoría de métodos de análisis.

De manera importante es hacer énfasis en que los sistemas linealmente elásticos son ideales, las construcciones reales no presentan esta idealización. Sin embargo, el estado de una edificación después de la excitación sísmica si puede ser representada de manera idealizada para poder obtener los modos de vibración naturales y posteriormente utilizarlos en la representación del comportamiento de la edificación real.

A este proceso anteriormente descrito es al que se le llama Análisis modal, al cual también se le puede agregar la obtención del factor de participación modal que es la representación física de la energía contenida en el modo, lo que quiere decir que mide la importancia del modo en el intercambio total de energía. Esto último lo hace un dato importante en el análisis.

Figura 2.18 Formas Modales y Respuestas Modales



Fuente: Norma sismorresistente para la ciudad de Managua, NSM 2022

Según la NSM 2022, el análisis dinámico modal espectral debe incluir el suficiente número de modos de vibración para que se alcance al menos 90% de participación modal. (MTI, 2022)

La ecuación general de movimiento para el sistema dinámico de varios grados de libertad y sin amortiguamiento puede expresarse en forma matricial a como sigue:

$$\begin{bmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X}_1 \\ \ddot{X}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{11} & -K_{12} \\ -K_{12} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{Bmatrix} = P(t) \quad (13)^{13}$$

Donde M es la masa y k es la rigidez.

### 2.9.2.1.1. Modos de Vibración

$$u(t) = [\phi_n](q_n(t)) \quad (14)^{14}$$

$\phi_n$  = es un vector de formas, matemáticamente conocido como Eigen vector

$q_n(t)$  = es una coordenada modal, es el desplazamiento generalizado en el modo n.

<sup>13</sup> Tomada del libro "Dinámica de estructuras", 2014, (Chopra, 2014).

<sup>14</sup> Tomada del libro "Dinámica de estructuras", 2014, (Chopra, 2014).

### 2.9.2.1.2.Frecuencia Natural

La frecuencia natural del sistema se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\omega = \sqrt{\frac{Ki}{mi}} = \sqrt{\lambda_i} \quad (15)^{15}$$

Donde k es el valor de la rigidez y m es el valor de la masa. Así mismo, se puede obtener la frecuencia natural calculando el resultado de la raíz cuadrada de cada valor  $\lambda$  (Eigen valores).

### 2.9.2.1.3.Periodo Fundamental

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (16)^{16}$$

### 2.9.2.1.4.Factor de participación modal

El factor de participación es un escalar, cuya intención es medir la contribución del modo n al estado total del sistema.

$$\beta_n = \frac{\sum_{i=1}^N M_i \phi_{in}}{\sum_{i=1}^N M_i \phi_{in}^2} \quad (17)^{17}$$

Donde:

i = El nivel en análisis.

n = El número del modo en análisis.

N = El número total de niveles.

$M_i$  = masa del nivel i.

$\phi_{in}$  = el valor del vector de forma en el nivel i, modo n.

---

<sup>15</sup>

<sup>16</sup> Tomada del libro "Dinámica de estructuras", 2014, (Chopra, 2014).

<sup>17</sup> Tomada del libro "Dinámica de estructuras", 2014, (Chopra, 2014).

Algo a tener en cuenta es que el factor de participación es proporcional al número de modos. A su vez, el número de modos no necesariamente debe ser igual al número de niveles de la estructura.

#### **2.9.2.1.5. Combinación Modal**

La respuesta total de un sistema de varios grados de libertad estará dada por la contribución de cada uno de sus modos de vibración, a este principio se le conoce como súper posición modal.

Una vez obtenidas las fuerzas y cortantes de piso para cada modo de vibración, se debe diseñar para una fuerza total. Esto se hace posible haciendo uso de la super posición modal. Uno de los métodos de combinación modal es el SRSS, Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

#### **2.9.3. Análisis dinámico no lineal**

La razón por la cual el análisis no lineal carece de este comportamiento lineal en el rango elástico de los materiales, es debido a los grandes desplazamientos en la geometría global de la estructura. En el análisis lineal los desplazamientos inducidos son muy pequeños, por lo cual se ignoran los cambios de rigidez de la estructura, causados por las cargas (Arguello Cruz, 2021).

En los cambios de rigidez o ablandamiento en la estructura y la falta de congruencia con la ley de Hooke es en donde se denota la no linealidad de esta, por lo cual se gana la ventaja de poder determinar qué tan vulnerable es esta estructura ante el evento sísmico ya que se verá al incrementar los esfuerzos la variación de las deformaciones de esta.

##### **2.9.3.1. Método Time-History**

El método dinámico no lineal es sin duda el método más realista y preciso que hay disponible. También se le llama “Método Tiempo Historia” o “Método Time

History". La carga sísmica es tomada en consideración como movimiento natural del suelo o movimiento sintético que afecta un modelo estructural, que involucra deformación inelástica. La propagación del movimiento del suelo a través de la estructura genera historias de respuesta completas para cualquier parámetro de análisis (desplazamientos, energía, etc). Mientras que colocar niveles de complejidad es posible debido a opciones en el modelado de estructuras, diferentes registros de movimientos de suelo producen demandas que pueden variar considerablemente. Esta variación de registro en registro domina la aplicación de métodos dinámicos. Por lo tanto, para obtener estimaciones fiables de la respuesta, es necesario seleccionar adecuadamente varios registros de movimientos del terreno, ya que un único análisis time history tiene una utilidad práctica limitada.

Los procedimientos de análisis dinámico no lineal pueden clasificarse en las categorías de evaluación de rango estrecho y amplio. En la mayoría de las situaciones prácticas de diseño/evaluación, sólo se requiere una estimación estrecha y puntual de la respuesta estructural. Esto es coherente con los códigos sísmicos actuales que sólo proporcionan un espectro de peligrosidad de diseño y comprueban que una estructura no sufrirá daños significativos o que pongan en peligro la vida a tal nivel de intensidad. Así, los códigos sísmicos prescriben el uso de registros de movimientos de tierra que coincidan o superen el espectro de diseño en el intervalo de periodos de interés. El ASCE 41 13 en la sección 2.4.2.2 especifica que no puede ser usado menos de 3 registros sísmicos y que estos deben ser escalados adecuadamente a un espectro objetivo. Si se emplean de 3 a 6 registros, se toma como demanda estructural el máximo global de las respuestas máximas registradas, mientras que a partir de 7 registros se puede emplear la media de las respuestas máximas.

En el análisis no lineal es necesario detallar las regiones de la estructura en donde las deformaciones inelásticas se esperan que se desarrollen. Esto se puede realizar colocando rótulas plásticas en los elementos estructurales.

Los vectores Ritz representan un enfoque más eficiente para el cálculo de desplazamientos modales y fuerzas en los elementos de estructuras que están sujetas a cargas dinámicas. (Imbaquingo, 2020)

El ASCE 41 17 en la sección 7.4.4.2.3 establece que, si se adopta como solución de integración el análisis del historial de respuesta no lineal basado en el vector de Ritz como solución de integración, el análisis deberá incluir modos suficientes para captar al menos el 90% de la participación de la masa, el paso de tiempo será lo suficientemente pequeño para garantizar la convergencia a una solución matemáticamente exacta, y se incluirán suficientes vectores para captar con precisión la respuesta dinámica local en los elementos no lineales. Los parámetros de respuesta se calcularán para cada análisis histórico.

### **Método de Integración Directa**

El método de integración para análisis no lineales, es un método de análisis dinámico no lineal en donde la ecuación de equilibrio del movimiento es totalmente integrada a medida que una estructura se somete a cargas dinámicas. El análisis implica la integración de las propiedades y comportamientos estructurales en una serie de pasos temporales que son pequeños en relación con la duración de la carga. La ecuación de movimiento que se evalúa es la siguiente:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t) \quad (18)^{18}$$

Este método usa métodos numéricos para resolver la ecuación, la cual se induce a ciertas condiciones en donde ya sea el método Newmark y el HHT (Hiber-Hughes-Taylor) casos time-history no lineal de escasa convergencia. (CSI, 2022)

---

<sup>18</sup> Tomada del libro “Dinámica de estructuras”, 2014, (Chopra, 2014).

## **FNA (Fast nonlinear analysis)**

El FNA es un método de análisis presente en algunos de los programas de análisis estructural de Computers and Structures, Inc. (CSI) con la característica de brindar generalmente resultados más precisos y rápidamente en comparación con el método de integración directa para análisis paso a paso. La precisión de este análisis dependerá de la existencia de suficientes modos de vibrar de la estructura.

El amortiguamiento es manejado de forma diferente en este análisis. El FNA limita el amortiguamiento a las frecuencias extremas a un 0.99995 del crítico, entre otras cosas el resultado es sensible a parámetros físicos, condición de cargas, especialmente en estructuras muy irregulares y avanzados sistemas no lineales. A partir de la precisión y rapidez del FNA es el método más recomendado para aplicar.

La eficacia de la formulación FNA se debe en gran medida a la separación del vector fuerza no lineal  $R_{NL}(t)$  de la matriz de rigidez elástica y de las ecuaciones de movimiento amortiguadas, como se observa en la ecuación de equilibrio fundamental de FNA, expresada como:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) + R_{NL}(t) = R(t) \quad (19)^{19}$$

## **2.10. Marcos especiales resistentes a momentos**

El tipo de sistema estructural de marco especial a momento (SMF) se utiliza a menudo como parte de los sistemas sísmicos de resistencia de fuerzas en edificios diseñados para resistir terremotos con una importante disipación de energía inelástica. Vigas, columnas, y las conexiones viga-columna en estructuras especiales de momento de acero están dimensionados y detallados para resistir flexión, axial, y cortantes que resultan cuando un edificio se balancea a través de

---

<sup>19</sup> Tomada del libro "Dinámica de estructuras", 2014, (Chopra, 2014).

múltiples ciclos de desplazamiento inelástico durante un sismo fuerte. Por lo tanto, los requisitos especiales son esenciales para resistir fuertes sacudidas sísmicas con un comportamiento inelástico sustancial. Estos marcos resistentes a momentos se denominan marcos especiales a momentos debido a estos requisitos adicionales, que mejoran las características de respuesta inelástica de estos pórticos en comparación con los pórticos intermedios y ordinarios.

Los requisitos de diseño de los pórticos de momento especiales de acero están en una serie de normas como ASCE/SEI 7-05, ANSI/AISC 341-16.

El comportamiento inelástico en estructuras de marcos de acero especiales a momento está destinado a ser acomodado a través de la formación de rotulas plásticas en uniones viga-columna y bases de columna. Las rotulas plásticas son puntos controlados de daño que se forman a través de cedencia a flexión de vigas y columnas, y también cedencia a cortante en zonas de panel.

Además de estos comportamientos, investigaciones han demostrado que hay otros modos de falla que deben ser considerados cuando se diseñan SMFs. Estos incluyen los siguientes:

#### **2.10.1. Comportamiento de vigas**

Se espera que las vigas atraviesen grandes rotaciones inelásticas en los puntos donde se encuentren las rótulas plásticas, los cuales podrían estar al final de la viga, en porciones deliberadamente débiles en diseños de secciones reducidas de la viga o a través del claro de la viga. Los modos de falla incluyen pandeo local excesivo y pandeo lateral torsional. Cada modo de falla por sí solo o en combinación conlleva a una disminución continua de fuerza y rigidez.

### **2.10.2. Conexiones viga-columna**

Las conexiones deben ser capaces de transferir momentos y fuerzas cortantes que puedan desarrollarse en la viga a la columna.

### **2.10.3. Comportamiento de uniones en zona de panel**

Las uniones en zona de panel resisten fuerzas a cortante significativas de las vigas enmarcadas a una columna.

### **2.10.4. Comportamiento de columnas**

La intención es mantener deformaciones inelásticas fuera de la mayoría de columnas para minimizar efectos perjudiciales de altas cargas axiales.

# **CAPÍTULO 3. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL**

### 3.1. Descripción geométrica de ambos modelos

Primero se definió las características de la estructura a modelar, como se muestra a continuación:

*Tabla 3.1 Características de la estructura*

<b>Características de la estructura</b>	
Cantidad de niveles (Altura)	30 (90 m)
Ubicación del edificio	Managua
Uso del edificio	Oficinas
Sistema estructural	Marco especial resistente a momento
Material	Acero
Area de planta	1600 m <sup>2</sup> (40 m x 40 m)
Claros (ambas direcciones)	5 de 8 m

*Fuente: Propia*

Una vez realizado el proceso de modelado y diseñado, haciendo uso del programa ETABS, a como se muestra en el apartado A de Anexos, se determinó que estos son los perfiles a usar en la estructura por nivel, a como se muestra a continuación:

#### **Columnas por nivel:**

*Tabla 3.2 Perfiles de acero, columnas por nivel.*

<b>Story</b>	<b>Perfil</b>
30	W24X279
29	W24X279
28	W24X279
27	W24X279
26	W24X279
25	W24X306
24	W24X306
23	W24X306
22	W24X306
21	W24X306
20	W27X368
19	W27X368
18	W24X370

*Fuente: Modelo ETABS*

Continuación Tabla 3.2 Perfiles de acero, columnas por nivel.

19	W27X368
18	W24X370
17	W24X370
16	W24X370
15	W24X370
14	W24X370
13	W24X370
12	W24X370
11	W36X395
10	W36X395
9	W36X395
8	W36X487
7	W36X487
6	W36X487
5	W36X487
4	W36X487
3	W36X487
2	W36X487
1	W36X487

Fuente: Modelo ETABS

**Vigas:**

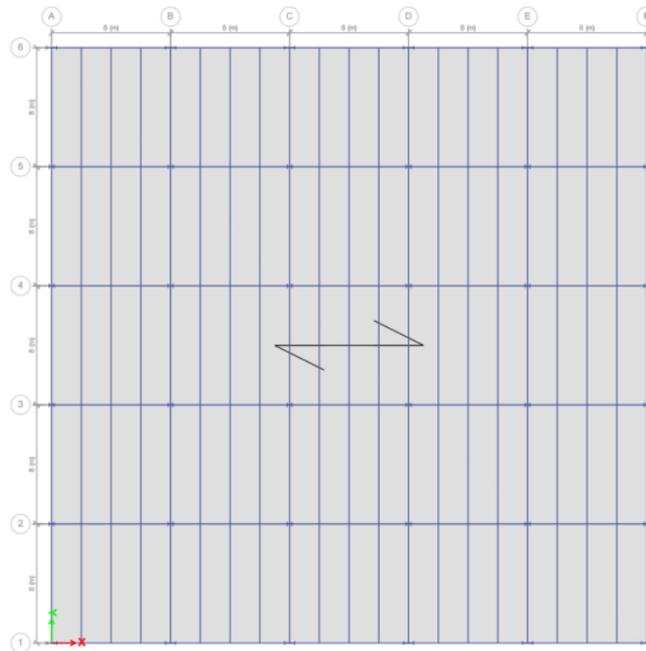
Tabla 3.3 Perfiles de acero, Vigas.

<b>Vigas principales</b>	
Dirección en x	W16X50
Dirección en y	W14X26
<b>Viga secundaria (Composite beam)</b>	
W14X26	

Fuente: Modelo ETABS

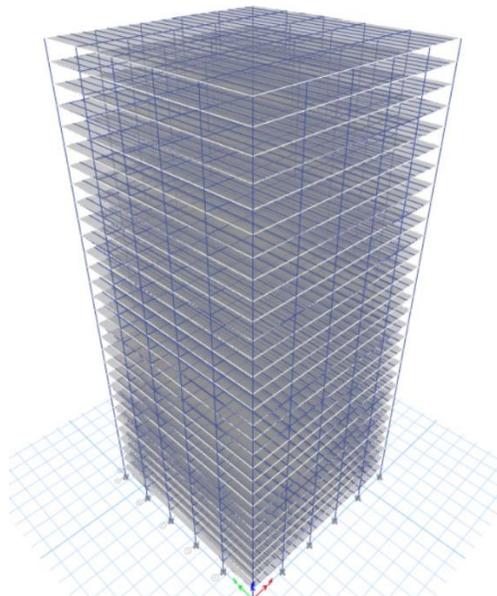
A continuación, se ve la vista de planta y la vista 3D de la estructura:

*Figura 3.1 Vista de planta nivel 30, modelo ETABS*



*Fuente: Modelo ETABS*

*Figura 3.2 Vista 3D, modelo ETABS*



*Fuente: Modelo ETABS*

### 3.1.1. Determinación de espectro de diseño

Haciendo uso de la NSM 2022 se identificó los elementos necesarios para la determinación del espectro de diseño.

#### 1. Categoría de riesgo de la estructura según su importancia

Considerando las características presentadas en la tabla 5.2.2 del NSM 2022 (Anexos, pág. xxvi) se determinó que la estructura entra en la categoría de tipo III (Estructura de ocupación especial), esto debido a que indica que la estructura deberá de mantener operación inmediata después de un sismo extremo I si entra en uno de los casos presentados, siendo la que engloba la estructura estudiada la siguiente:

“Estructuras destinada a vivienda, oficina, comercio, hotel, banco, teatro, restaurante e industria que alberguen a más de 500 personas o más de 10 pisos o cuya área de construcción sea mayor a  $10,000 m^2$  “ (MTI, 2022)

En este caso siendo una estructura de 30 pisos y está destinada a ser usada como oficinas.

$CR = III$ ; Estructura de ocupación especial *Tabla 5.2.2 NSM 2022* (Anexos, pág. xxvi),

#### 2. Factor de importancia

El factor de importancia se relaciona directamente a la categoría de riesgo de la estructura por lo cual conociendo en cual se encuentra se puede determinar este valor, siendo este de 1.3 el cual corresponde la categoría de riesgo III según la tabla 5.2.1 del NSM 2022 (Anexos, pág. xxvii).

$I = 1.3$ ; *Tabla 5.2.1 NSM 2022* (Anexos, pág. xxvii)

### 3. Clasificación por categoría de diseño sísmico

Las categorías de diseño sísmico corresponden al nivel de amenaza sísmica en la que se encuentra la estructura y la categoría de esta. Para determinar esto en la tabla 5.3.1 del NSM 2022 (Anexos, pág. xxvii) se hace la relación entre la aceleración del terreno y la categoría de riesgo, ya conociendo estos valores se puede determinar en qué categoría de diseño sísmico se ubica la estructura.

En este caso la estructura se ubica en una categoría de diseño sísmico de tipo “D”, indicando que el diseño debe de proporcionar una elevada capacidad de incursión en el rango inelástico de los materiales, así disipando más energía.

$CDS = D$ ; Tabla 5.3.1 NSM 2022 (Anexos, pág. xxvii)

### 4. Clasificación por sistema estructural

Como se busca un sistema con alta ductilidad que incursione en el rango inelástico de los materiales y como previamente se determinó esta se encuentra en la categoría de diseño sísmico “D”, no hay mejor alternativa a seleccionar que un sistema de marcos resistente a momento, siendo estos sistemas que, a partir de la rigidez proporcionada por la conexión entre las vigas y columnas, así proporcionando resistencia lateral ante los desplazamientos provocados por los movimientos del suelo. Además, se seleccionó en un principio que sería una estructura de acero entonces se eligió como sistema estructural el:

Sistema de Marcos de momento especiales de acero; Tabla 5.5.1 NSM 2022 (Anexos, pág. xxx).

Una vez determinado el sistema estructural, de la tabla 5.5.1 (Anexos, pág. xxx) se extraen los siguientes valores:

Coeficiente de modificación de respuesta:

$$R = 8$$

Factor de sobrerresistencia:

$$\Omega = 3$$

Coeficiente de amplificación de deflexiones:

$$Cd = 5.5$$

Distorsión máxima de piso:

$$\gamma_{max} = 0.025$$

Límite de altura: No posee limites

#### 5. Factor de amplificación por tipo de suelo

Para poder determinar el factor de amplificación por tipo de suelo requiere de la relación de la zonificación sísmica del país, siendo esto la representación de grafica de la distribución de aceleración sísmica a lo largo del territorio, y el tipo de suelo en la zona que se ubique la estructura, esto regido por la velocidad de onda de corte, la resistencia a penetración estándar y la resistencia al corte del suelo sin drenar.

Como definimos la ubicación de la estructura en managua y que esta se encuentra sobre un suelo rígido, se determinó que el valor del factor de amplificación vertical por tipo de suelo según la tabla 6.4.1 del NSM 2022 (Anexos, pág. xxxi) será de 1.4.

Zona sísmica: Z4; Figura 6.2.1 NSM 2022 (Anexos, pág. xxx).

Tipo de suelo: Tipo D Figura 6.3.1 NSM 2022 (Anexos, pág. xxxi).

$F_{as} = 1.4$ ; Tabla 6.4.1 NSM 2022 (Anexos, pág. xxxi).

#### 6. Factor de ajuste espectral por comportamiento de suelos

Estos valores son los que definen la meseta del espectro de elástico.

Esto siendo definido por el tipo de suelo previamente mencionado.

$$FS_{tb} = 2, FS_{tc} = 5/3 ; \text{Tabla 6.5.1 NSM 2022 (Anexos, pág. xxxii).}$$

### 3.1.2. Condiciones de Regularidad

Estas condiciones hacen referencias a que tan irregular sea la estructura, ya sea en planta o en elevación, en caso de ser irregular se tiene que tomar en cuenta y utilizar los factores que se determinan a partir de las tablas 5.4.2 (Anexos, pág. xxviii) y 5.4.3 (Anexos, pág. xxix), estas extraídas de la NSM 2022.

A continuación, se muestra los distintos tipos de irregularidades y si estas se presentaron en la estructura o no.

#### Factores de irregularidad en planta

##### Tipo 1. Irregularidad torsional

Los desplazamientos en todos los nodos presentes en las esquinas de cada nivel es la misma y esto presentándose en ambas direcciones, por lo cual no hay necesidad de sacar un promedio de las derivas ( $\Delta_1$  y  $\Delta_2$ ) a como indica el NSM 2022 en el apartado de irregularidad torsional.

Tabla 3.4 Irregularidad Torsional

Story	Derivas Máximas		1.2* $\Delta_x$	1.2* $\Delta_y$	Irregularidad en x	Irregularidad en y
	X	Y				
30	1.090	2.408	1.308	2.889	No presenta	No presenta
29	1.220	2.173	1.464	2.608	No presenta	No presenta
28	1.282	1.735	1.539	2.082	No presenta	No presenta
27	1.238	1.158	1.486	1.390	No presenta	No presenta
26	1.099	0.583	1.318	0.700	No presenta	No presenta
25	0.878	0.132	1.053	0.159	No presenta	No presenta
24	0.625	-0.117	0.750	-0.141	No presenta	Si presenta
23	0.388	-0.139	0.465	-0.167	No presenta	Si presenta
22	0.198	0.022	0.238	0.026	No presenta	Si presenta
21	0.081	0.293	0.097	0.352	No presenta	No presenta
20	-0.027	0.472	-0.032	0.566	Si presenta	No presenta

Fuente: Modelo ETABS, memoria de cálculo

*Continuación Tabla 3.4 Irregularidad Torsional*

19	-0.148	0.498	-0.177	0.598	Si presenta	No presenta
18	-0.204	0.508	-0.245	0.609	Si presenta	No presenta
17	-0.206	0.467	-0.247	0.560	Si presenta	No presenta
16	-0.189	0.322	-0.226	0.387	Si presenta	No presenta
15	-0.146	0.119	-0.175	0.143	Si presenta	No presenta
14	-0.059	-0.053	-0.071	-0.063	Si presenta	Si presenta
13	0.100	-0.082	0.120	-0.098	No presenta	Si presenta
12	0.372	0.119	0.447	0.143	No presenta	No presenta
11	0.616	0.352	0.740	0.423	No presenta	No presenta
10	0.801	0.529	0.961	0.635	No presenta	No presenta
9	1.067	0.839	1.280	1.007	No presenta	No presenta
8	1.345	1.188	1.613	1.426	No presenta	No presenta
7	1.617	1.526	1.941	1.831	No presenta	No presenta
6	1.897	1.865	2.276	2.238	No presenta	No presenta
5	2.138	2.146	2.565	2.575	No presenta	No presenta
4	2.271	2.285	2.725	2.743	No presenta	No presenta
3	2.190	2.179	2.628	2.615	No presenta	No presenta
2	1.754	1.706	2.104	2.047	No presenta	No presenta
1	0.787	0.740	0.945	0.887	No presenta	No presenta
Base	0.000	0.000	0.000	0.000	No presenta	No presenta

*Fuente: Modelo ETABS, memoria de cálculo*

### Tipo 2. Retrocesos excesivos en esquinas

La estructura en todos sus niveles no presenta de ningún tipo de entrantes, siendo todos los niveles teniendo pisos de 40x40 m. Así que no presenta este tipo de irregularidad.

### Tipo 3. Discontinuidad en los sistemas de piso

Como previamente se mencionó todos los niveles tienen la misma forma y mismas dimensiones por lo cual no hay ningún tipo de discontinuidad en este aspecto.

#### Tipo 4. Ejes estructurales no paralelos

Los ejes de la estructura son paralelos y simétricos en ambas direcciones, así cumpliendo con este parámetro indicando que no presenta es tipo de irregularidad.

#### Factores de irregularidad en elevación

##### Tipo1. Piso flexible

La irregularidad por piso flexible se presenta cuando la rigidez por piso es menor al 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor al 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores. En este caso la estructura no presento ser menor a ninguno de los limites previamente mencionados por lo cual no presenta irregularidad por piso flexible.

Tabla 3.5 Irregularidad en elevación - Piso Flexible

Story	X-Dir	Y-Dir	0.7*Kx	0.7*Ky	Irregularidad en X	Irregularidad en Y
	kgf/cm	kgf/cm				
30	178655.77	94343.81	125059.04	66040.67	No Presenta	No presenta
29	228633.87	123588.96	160043.71	86512.27	No presenta	No presenta
28	233624.94	128668.72	163537.46	90068.10	No presenta	No presenta
27	231310.96	132407.58	161917.67	92685.31	No presenta	No presenta
26	230507.40	139410.44	161355.18	97587.31	No presenta	No presenta
25	232714.45	147538.84	162900.12	103277.19	No presenta	No presenta
24	233921.66	155637.76	163745.16	108946.43	No presenta	No presenta
23	236343.10	167169.94	165440.17	117018.96	No presenta	No presenta
22	240570.88	179163.17	168399.62	125414.22	No presenta	No presenta
21	245982.04	185029.24	172187.43	129520.47	No presenta	No presenta
20	253252.81	184136.76	177276.97	128895.73	No presenta	No presenta
19	256386.83	181730.41	179470.78	127211.29	No presenta	No presenta
18	260407.95	181389.19	182285.57	126972.43	No presenta	No presenta
17	265486.97	181493.69	185840.88	127045.58	No presenta	No presenta
16	270500.35	182155.87	189350.25	127509.11	No presenta	No presenta
15	276466.22	185558.02	193526.35	129890.61	No presenta	No presenta
14	285812.64	194979.92	200068.85	136485.94	No presenta	No presenta

Fuente: Modelo ETABS, memoria de cálculo

*Continuación Tabla 3.5 Irregularidad en elevación - Piso Flexible*

13	300452.15	211876.98	210316.51	148313.89	No presenta	No presenta
12	320799.88	238735.03	224559.92	167114.52	No presenta	No presenta
11	336264.40	260501.84	235385.08	182351.29	No presenta	No presenta
10	341604.13	273431.06	239122.89	191401.74	No presenta	No presenta
9	349156.13	290258.48	244409.29	203180.94	No presenta	No presenta
8	352049.81	298174.05	246434.87	208721.84	No presenta	No presenta
7	348281.99	293045.68	243797.39	205131.98	No presenta	No presenta
6	346104.12	287458.12	242272.88	201220.68	No presenta	No presenta
5	360027.12	301085.38	252018.98	210759.77	No presenta	No presenta
4	400645.84	343714.58	280452.09	240600.21	No presenta	No presenta
3	492871.19	441391.50	345009.83	308974.05	No presenta	No presenta
2	707299.30	658659.00	495109.51	461061.30	No presenta	No presenta
1	1752421.36	1694805.84	1226694.95	1186364.09	No presenta	No presenta

*Fuente: Modelo ETABS, memoria de cálculo*

#### Tipo 2. Distribución de masa

La irregularidad por distribución de masas se presenta cuando la masa de un piso es mayor al 1.5 de la masa de los pisos adyacentes, en este caso la estructura no presente irregularidad por distribución de masa.

*Tabla 3.6 Irregularidad en elevación - Distribución de masa*

Story	ton	1.5*masa	Irregularidad
30	843.335	1265.003	No Presenta
29	981.731	1472.596	No Presenta
28	981.731	1472.596	No Presenta
27	981.731	1472.596	No Presenta
26	981.731	1472.596	No Presenta
25	983.841	1475.762	No Presenta
24	985.974	1478.961	No Presenta
23	985.974	1478.961	No Presenta
22	985.974	1478.961	No Presenta
21	985.974	1478.961	No Presenta
20	991.047	1486.570	No Presenta

*Fuente: Modelo ETABS*

Continuación Tabla 3.6 Irregularidad en elevación - Distribución de masa

19	996.324	1494.487	No Presenta
18	996.497	1494.746	No Presenta
17	996.519	1494.778	No Presenta
16	996.519	1494.778	No Presenta
15	996.519	1494.778	No Presenta
14	996.519	1494.778	No Presenta
13	996.519	1494.778	No Presenta
12	996.519	1494.778	No Presenta
11	997.806	1496.709	No Presenta
10	999.698	1499.548	No Presenta
9	999.698	1499.548	No Presenta
8	1007.028	1510.542	No Presenta
7	1014.411	1521.617	No Presenta
6	1014.411	1521.617	No Presenta
5	1014.411	1521.617	No Presenta
4	1014.411	1521.617	No Presenta
3	1014.411	1521.617	No Presenta
2	1014.411	1521.617	No Presenta
1	1014.411	1521.617	No Presenta
Base	39.103	58.655	No Presenta

Fuente: Modelo ETABS

### Tipo 3. Irregularidad geométrica

La estructura es regular ya que posee 40 metros de dimensión en cada lado y en cada nivel, así cumpliendo la condición de que la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso no es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente.

### Tipo 4. Piso débil

La estructura se considera irregular por piso débil cuando la resistencia lateral de los pisos es menor al 70% de la resistencia del piso superior o del 80% de la media de resistencia de los tres pisos superiores, en este caso la estructura no presento irregularidad por piso débil.

Tabla 3.7 Irregularidad en elevación – Piso débil

Story	X-Dir	Y-Dir	0.7*Fx	0.7*Fy	Irregularidad en x	Irregularidad en y
	tonf	tonf				
Story30	1167.01	1245.99	816.91	872.19	No presenta	No presenta
Story29	1802.20	1743.93	1261.54	1220.75	No presenta	No presenta
Story28	2080.64	1849.84	1456.45	1294.89	No presenta	No presenta
Story27	2202.48	1859.74	1541.74	1301.82	No presenta	No presenta
Story26	2263.67	1854.28	1584.57	1298.00	No presenta	No presenta
Story25	2287.63	1819.65	1601.34	1273.76	No presenta	No presenta
Story24	2271.53	1758.82	1590.07	1231.17	No presenta	No presenta
Story23	2237.72	1723.4	1566.40	1206.38	No presenta	No presenta
Story22	2204.14	1714.19	1542.90	1199.93	No presenta	No presenta
Story21	2179.48	1719.29	1525.64	1203.50	No presenta	No presenta
Story20	2165.72	1745.51	1516.00	1221.86	No presenta	No presenta
Story19	2155.11	1775.91	1508.58	1243.14	No presenta	No presenta
Story18	2159.58	1838.06	1511.71	1286.64	No presenta	No presenta
Story17	2178.72	1918.63	1525.10	1343.04	No presenta	No presenta
Story16	2198.84	1985.07	1539.19	1389.55	No presenta	No presenta
Story15	2208.81	2030.77	1546.17	1421.54	No presenta	No presenta
Story14	2211.93	2067.73	1548.35	1447.41	No presenta	No presenta
Story13	2203.30	2082.04	1542.31	1457.43	No presenta	No presenta
Story12	2187.07	2079.31	1530.95	1455.52	No presenta	No presenta
Story11	2160.38	2044.33	1512.27	1431.03	No presenta	No presenta
Story10	2117.63	1968.82	1482.34	1378.17	No presenta	No presenta
Story8	2125.72	1940.62	1488.00	1358.43	No presenta	No presenta
Story9	2171.83	1961.1	1520.28	1372.77	No presenta	No presenta
Story7	2242.10	1999.9	1569.47	1399.93	No presenta	No presenta
Story6	2363.37	2102.69	1654.36	1471.88	No presenta	No presenta
Story5	2604.40	2360.85	1823.08	1652.60	No presenta	No presenta
Story4	2974.79	2774.08	2082.35	1941.86	No presenta	No presenta
Story3	3472.24	3348.28	2430.57	2343.80	No presenta	No presenta
Story2	3965.39	3891.75	2775.77	2724.23	No presenta	No presenta
Story1	4397.05	4396.89	3077.94	3077.82	No presenta	No presenta

Fuente: Modelo ETABS

Por lo previamente mostrado, se considera una construcción regular según lo establecido en la sección 5.4 de la NSM 2022, ya que no presenta ninguna de las irregularidades descritas en las secciones 5.4.1 y 5.4.2 de la normativa. En este caso los coeficientes de regularidad toman el valor de la unidad.

$$\phi_P = \phi_E = 1 \quad (20)^{20}$$

Donde

$\phi_P$ : Factor de regularidad en planta

$\phi_E$ : Factor de regularidad en elevación

### 3.1.3. Espectro de respuesta elástico y reducido

a) Aceleración del suelo

$$A_0 = a_0 \times F_{as} \times I \quad (21)^{21}$$

$$F_{as} = 1.4$$

$$I = 1.3$$

Donde:

$A_0$ : Aceleración del terreno con la influencia del suelo y la importancia de la estructura.

$a_0$ : Aceleración del terreno en roca para periodo cero.

$F_{as}$ : Factor de amplificación vertical por tipo de suelo.

$I$ : Factor de importancia.

Para un factor de importancia  $I = 1.3$  el periodo de retorno es de 975 años.

Para calcular la aceleración del terreno se usará lo establecido en la sección 5.6.2 “Relación entre aceleraciones del suelo y periodos de retorno”, donde se establece que, si se conoce una aceleración del suelo para un periodo de retorno dado, se puede determinar un valor de aceleración del suelo proyectado con un valor de periodo de retorno diferente, a través de la siguiente ecuación:

---

<sup>20</sup> Tomada de la “Normativa Sismorresistente para la ciudad de managua” 2022, (MTI, 2022).

<sup>21</sup> Tomada de la “Normativa Sismorresistente para la ciudad de managua” 2022, (MTI, 2022).

$$\frac{a_2}{a_1} = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^K \quad (22)^{22}$$

Donde:

$a_1$ : Aceleración del suelo dado para el periodo de retorno  $T_1$ .

$a_2$ : Aceleración del suelo dado para el periodo de retorno  $T_2$ .

$T_1$ : Periodo de retorno 1.

$T_2$ : Periodo de retorno 2.

$K$ : Valor de ajuste en función de la relación de las aceleraciones y el periodo de retorno determinado, este determinado a partir de la tabla 5.6.1 del NSM 2022 (Anexos, pág. xxxiii)

Por lo tanto, conociendo que

$$a_1 = 0.36667$$

$$T_1 = 475 \text{ años}$$

$$T_2 = 975 \text{ años}$$

$$K = 0.36$$

Se despejo el valor  $a_2$  en la ecuación y se obtuvo

$$a_2 = 0.475$$

b) Cociente de la aceleración

$$\beta = 2.40$$

Donde:

$\beta$ : Cociente de la aceleración ( $a(\text{meseta})/a_0$ ).

; Sección 6.7 NSM 2022

c) Exponentes que definen la forma del espectro para un periodo de vibración mayor de  $T_c, T_d$

$$p = 0.80$$

$$q = 2.00$$

---

<sup>22</sup> Tomada de la "Normativa Sismorresistente para la ciudad de managua" 2022, (MTI, 2022).

Donde:

p, q: Son los exponentes que definen la forma del espectro para un periodo de vibración mayor de  $T_c \cdot T_d$  respectivamente.

; Sección 6.7 NSM 2022

d) Períodos característicos del espectro de respuesta

$$T_b = 0.05$$

$$T_c = 0.30$$

$$T_d = 2.00$$

; Sección 6.7 NSM 2022

Donde: Estos son periodos característicos del espectro de respuesta.

e) Factor de ajuste espectral por tipo de suelo

$$FS_{tb} \times T_b = 0.10$$

$$FS_{tc} \times T_c = 0.50$$

Donde:  $FS_{tb}$  y  $FS_{tc}$  son los factores de ajuste espectral para  $T_b$  y  $T_c$ .

; Sección 6.7 NSM 2022

f) Factor de comportamiento sísmico

Factor de regularidad en planta:  $\phi_P = 1.00$

Factor de regularidad en elevación:  $\phi_E = 1.00$

Coefficiente de modificación de respuesta:  $R = 8$

$$R_O = \phi_P \times \phi_E \times R = 8 \quad (23)^{23}$$

Se cumple a su vez que el factor de comportamiento sísmico es mayor a 1.

Determinados todos los valores anteriores, se procedió a calcular los valores tabulados de la aceleración en función del tiempo, se utilizaron las siguientes ecuaciones tomadas de la NSM 2022:

---

<sup>23</sup> Tomada de la "Normativa Sismorresistente para la ciudad de managua" 2022, (MTI, 2022).

## Espectro de diseño elástico

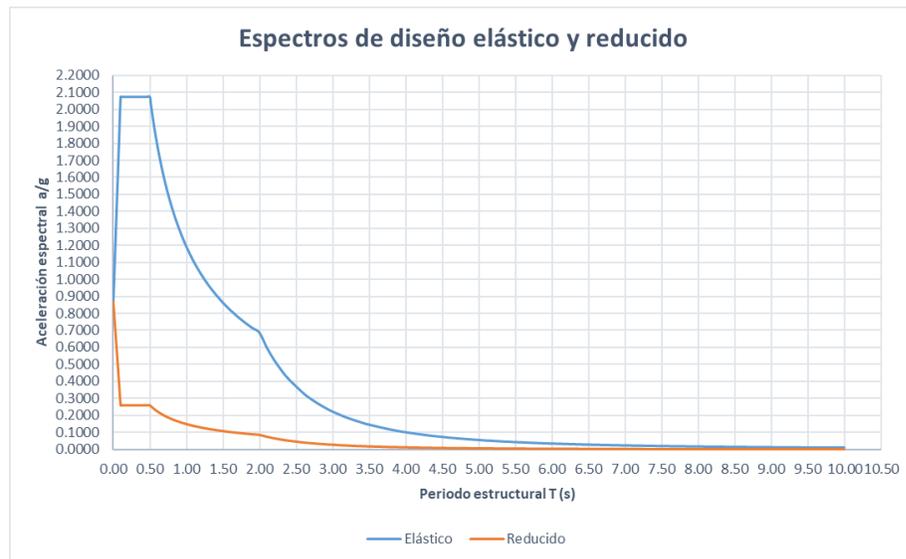
$$A_{(T)} = \begin{cases} A_0 \left[ 1 + \frac{T}{FS_{tb} \cdot T_b} (\beta - 1) \right] & 0 \leq T \leq FS_{tb} \cdot T_b \\ \beta A_0 & FS_{tb} \cdot T_b \leq T \leq FS_{tc} \cdot T_c \\ \beta A_0 \left( \frac{FS_{tc} \cdot T_c}{T} \right)^p & FS_{tc} \cdot T_c \leq T \leq T_d \\ \beta A_0 \left( \frac{FS_{tc} \cdot T_c}{T} \right)^p \left( \frac{T_d}{T} \right)^q & T_d \leq T \end{cases} \quad (24)^{24}$$

## Espectro de diseño reducido

Es el resultado de dividir las ecuaciones anteriores entre el coeficiente de modificación de respuesta ( $R_0$ ), excepto para la primera rama ascendente, cuya ecuación es la siguiente:

$$A_{(T)} = \left[ \frac{A_0 T}{FS_{tb} \cdot T_b} \left( \frac{\beta}{R_0} - 1 \right) \right] + A_0 \quad 0 \leq T \leq FS_{tb} \cdot T_b \quad (25)^{25}$$

Figura 4.3 Espectros de diseño elástico y reducido



Fuente: Propia, memoria de cálculo en Excel

<sup>24</sup> Tomada de la "Normativa Sismorresistente para la ciudad de managua" 2022, (MTI, 2022).

<sup>25</sup> Tomada de la "Normativa Sismorresistente para la ciudad de managua" 2022, (MTI, 2022).

Luego de haber realizado el espectro de respuesta elástico y reducido, se procedió a insertar estos datos en el modelo realizado en ETABS para continuar con el análisis de desplazamientos y respuesta de la estructura ante sollicitaciones sísmicas.

### 3.2. Masas y pesos por nivel

*Tabla 3.8 Masas por nivel*

Story	UX	UY
	ton	ton
Story30	843.3352	843.3352
Story29	981.7307	981.7307
Story28	981.7307	981.7307
Story27	981.7307	981.7307
Story26	981.7307	981.7307
Story25	983.8411	983.8411
Story24	985.974	985.974
Story23	985.974	985.974
Story22	985.974	985.974
Story21	985.974	985.974
Story20	991.0468	991.0468
Story19	996.3244	996.3244
Story18	996.4972	996.4972
Story17	996.5189	996.5189
Story16	996.5189	996.5189
Story15	996.5189	996.5189
Story14	996.5189	996.5189
Story13	996.5189	996.5189
Story12	996.5189	996.5189
Story11	997.8059	997.8059
Story10	999.6984	999.6984
Story9	999.6984	999.6984
Story8	1007.0279	1007.0279
Story7	1014.411	1014.411
Story6	1014.411	1014.411
Story5	1014.411	1014.411
Story4	1014.411	1014.411

*Fuente: Modelo ETABS*

Continuación Tabla 3.8 Masas y pesos por nivel

Story3	1014.411	1014.411
Story2	1014.411	1014.411
Story1	1014.411	1014.411
Base	39.1034	39.1034

Fuente: Modelo ETABS

### 3.3. Determinación de modos de vibrar y porcentajes de participación de masas

Se tomaron en cuenta 30 modos de vibración, estos se representan en la siguiente tabla:

Tabla 3.9 Modos de vibración y porcentajes de participación de masas

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
		sec				
Modal	1	11.399	0.0000	0.7283	0.0000	0.7283
Modal	2	7.825	0.7557	0.0000	0.7557	0.7283
Modal	3	7.666	0.0000	0.0000	0.7557	0.7283
Modal	4	3.585	0.0000	0.1026	0.7557	0.8309
Modal	5	2.560	0.0971	0.0000	0.8528	0.8309
Modal	6	2.454	0.0000	0.0000	0.8528	0.8309
Modal	7	1.886	0.0000	0.0429	0.8528	0.8738
Modal	8	1.439	0.0390	0.0000	0.8918	0.8738
Modal	9	1.327	0.0000	0.0000	0.8918	0.8738
Modal	10	1.174	0.0000	0.0307	0.8918	0.9044
Modal	11	0.959	0.0246	0.0000	0.9164	0.9044
Modal	12	0.850	0.0000	0.0000	0.9164	0.9044
Modal	13	0.799	0.0000	0.0203	0.9164	0.9247
Modal	14	0.689	0.0161	0.0000	0.9326	0.9247
Modal	15	0.590	0.0000	0.0000	0.9326	0.9247
Modal	16	0.576	0.0000	0.0133	0.9326	0.9380
Modal	17	0.519	0.0109	0.0000	0.9435	0.9380
Modal	18	0.432	0.0000	0.0000	0.9435	0.9380
Modal	19	0.424	0.0000	0.0110	0.9435	0.9489
Modal	20	0.401	0.0096	0.0000	0.9531	0.9489
Modal	21	0.333	0.0000	0.0084	0.9531	0.9574
Modal	22	0.323	0.0000	0.0000	0.9531	0.9574
Modal	23	0.323	0.0071	0.0000	0.9601	0.9574

Fuente: Modelo ETABS

Continuación Tabla 3.9 Modos de vibración y porcentajes de participación de masas

Modal	24	0.265	0.0000	0.0062	0.9601	0.9636
Modal	25	0.263	0.0054	0.0000	0.9656	0.9636
Modal	26	0.256	0.0000	0.0000	0.9656	0.9636
Modal	27	0.218	0.0046	0.0000	0.9701	0.9636
Modal	28	0.215	0.0000	0.0048	0.9701	0.9684
Modal	29	0.205	0.0000	0.0000	0.9701	0.9684
Modal	30	0.186	0.0045	0.0000	0.9746	0.9684

Fuente: Modelo ETABS

Haciendo referencia a la tabla anterior, el periodo y modo fundamental es el primero en dirección traslacional (eje Y) equivalente a 11.399 segundos con una participación modal igual a 0.7283. Según la sección 8.2.2.2 de la NSM 2022 el análisis debe incluir el número suficiente de modos de vibración de manera que se alcance por lo menos la participación modal del 90% de la masa sísmica en cada dirección horizontal ortogonal. Sabiendo esto, se puede observar que en el décimo modo de vibración en dirección del eje Y y en undécimo modo de vibración en dirección X se logra el 90% de la participación de masas, sumando los factores de participación de masas (columna Sum UY y columna Sum UX). De esta manera se alcanza el mínimo solicitado por normativa.

Una vez identificado el periodo fundamental en nuestro análisis dinámico, debemos verificar, según la sección 8.2.1.5 de la NSM 2022, cual es el menor valor entre T (periodo fundamental) y el producto del coeficiente para límite superior del período máximo calculado ( $C_u$ ) por el período fundamental aproximado ( $T_a$ ). Esto con el fin de calcular el coeficiente sísmico para posteriormente calcular el cortante basal estático y que luego este sea usado para corroborar que el cortante basal estático es igual al cortante basal dinámico.

Periodo Fundamental tomado de modelo ETABS

$$T_{Fund} = 11.399 \text{ s}$$

Coeficiente para el límite superior del periodo máximo calculado según lo establecido en la sección 8.2.1.5 y tomado de la tabla 8.2.1 de la NSM 22 (Anexos, pág. xxxii).

$$F_{as} \times a_o = 1.400 \times 0.475 = 0.665$$

$$C_u = 1.4$$

Donde:

$C_u$ : Coeficiente para el limite superior del periodo máximo calculado

Período fundamental aproximado

$$T_a = C_t * h_n^x \quad (26)^{26}$$

Donde:

$T_a$ : Periodo fundamental aproximado.

$h_n$ = altura de la estructura en metros.

$C_t, x$  = coeficientes para el cálculo del periodo aproximado mostrados en la Tabla 8.2-2 de la NSM 22 (Anexos, pág. xxxii).

$$h_n = 90 \text{ m}$$

$$C_t = 0.0724$$

$$x = 0.80$$

$$T_a = 0.0724 * (90)^{0.80} = 2.649 \text{ s}$$

Periodo máximo

$$T_{m\acute{a}x} = C_u \times T_a \quad (27)^{27}$$

$$T_{m\acute{a}x} = 1.4 \times 2.649$$

$$T_{m\acute{a}x} = 3.709 \text{ s}$$

---

<sup>26</sup> Tomada de la "Normativa Sismorresistente para la ciudad de managua" 2022, (MTI, 2022).

<sup>27</sup> Tomada de la "Normativa Sismorresistente para la ciudad de managua" 2022, (MTI, 2022).

Ya que  $T_{m\acute{a}x} < T_{Fund}$ , se usará el valor del periodo máximo en el cculo del coeficiente sísmico.

Coeficiente sísmico (Sección 8.2.1.3)

$$C_s = \begin{cases} \frac{\beta A_o}{R_o} & 0 \leq T \leq FS_{tc} \cdot T_c \\ \frac{\beta A_o}{R_o} \left( \frac{FS_{tc} \cdot T_c}{T} \right)^p & FS_{tc} \cdot T_c \leq T \leq T_d \\ \frac{\beta A_o}{R_o} \left( \frac{FS_{tc} \cdot T_c}{T} \right)^p \left( \frac{T_d}{T} \right)^q & T_d \leq T \end{cases} \quad (28)^{28}$$

Se utilizará la última ecuación respetando la condición

$$C_s = \frac{\beta A_o}{R_o} \left( \frac{FS_{tc} \cdot T_c}{T} \right)^p \left( \frac{T_d}{T} \right)^q \quad (29)^{29}$$

$$C_s = \frac{2.400 \times 0.865}{8} \left( \frac{0.50}{3.709} \right)^{0.8} \left( \frac{2.000}{3.709} \right)^2$$

$$C_s = 0.015$$

Coeficiente sísmico mínimo

$$C_{s\_min} = FS_{Tc} \times \beta \times \frac{A_o}{2R_o} \quad (30)^{30}$$

$$C_{s\_min} = 1.667 \times 2.400 \times \frac{0.865}{2 * 8} = 0.21613$$

Donde:

$C_{s\_min}$ : Coeficiente sísmico mínimo.

Fuerza de corte basal (cortante estático)

$$V_b = C_s \cdot W \quad (31)^{31}$$

Donde

$V_b$ : Cortante basal.

$C_s$ =coeficiente sísmico.

<sup>28</sup> Tomada de la "Normativa Sismorresistente para la ciudad de managua" 2022, (MTI, 2022).

<sup>29</sup> Tomada de la "Normativa Sismorresistente para la ciudad de managua" 2022, (MTI, 2022).

<sup>30</sup> Tomada de la "Normativa Sismorresistente para la ciudad de managua" 2022, (MTI, 2022).

<sup>31</sup> Tomada de la "Normativa Sismorresistente para la ciudad de managua" 2022, (MTI, 2022).

$W$  = Peso sísmico.

$$W = 20347.280 \text{ tonf}$$

$$V_b = 0.21613 \cdot 20347.280 \text{ t tonf}$$

$$V_b = 4397.695 \text{ tonf}$$

Corrección del cortante dinámico

*Tabla 3.10 Cortante dinámico*

TABLE: Base Reactions			
Output Case	Step Type	FX	FY
		tonf	tonf
Sismo X	Max	326.8	94.17
Sismo Y	Max	98.04	313.92

*Fuente: Modelo ETABS*

Según la sección 8.2.2.7 de NSM 2022, cuando la respuesta combinada para la cortante basal dinámico  $V_t$  resulte menor que el 100% del cortante basal modal estático  $V_b$ , debe realizarse una corrección incrementando las fuerzas mediante el siguiente factor de escala:

$$\text{Factor de escala} = \frac{V_b}{V_t} \quad (32)^{32}$$

Donde:

$V_b$ : Cortante basal estático.

$V_t$ : Cortante basal dinámico.

Primera Iteración

*Tabla 3.11 Primera iteración para corrección de cortante dinámico*

$V_{tx}$	326.8	tonf	7%	del cortante estático
$V_{ty}$	313.92	tonf	7%	del cortante estático

*Fuente: Propia*

<sup>32</sup> Tomada de la "Normativa Sismorresistente para la ciudad de managua" 2022, (MTI, 2022).

$$\text{Factor de escala (dir. x)} = \frac{V_{bx}}{V_{tx}} = \frac{4397.695 \text{ tonf}}{326.8 \text{ tonf}} = 13.457$$

$$\text{Factor de escala (dir. y)} = \frac{V_{by}}{V_{ty}} = \frac{4397.695 \text{ tonf}}{313.92 \text{ tonf}} = 14.009$$

### Segunda Iteración

Tabla 3.12 Segunda iteración para corrección de cortante dinámico

$V_{tx}$	4397.28	tonf	100%	del cortante estático
$V_{ty}$	4397.13	tonf	100%	del cortante estático

Fuente: Propia

$$\text{Factor de escala (dir. x)} = \frac{V_{bx}}{V_{tx}} = \frac{6288.751 \text{ tonf}}{6289.22 \text{ tonf}} = 1.000$$

$$\text{Factor de escala (dir. y)} = \frac{V_{by}}{V_{ty}} = \frac{6288.751 \text{ tonf}}{6288.82 \text{ onf}} = 1.000$$

Este factor de escala se introduce en el caso de carga o load case de los sismos definidos en el modelo de ETABS en "Scale" y se multiplica por la gravedad.

### 3.4. Desplazamientos y derivas de piso

Tabla 3.13 Desplazamientos máximos de la estructura

Desplazamientos Máximos						
Story	Elevation	Elevation	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Esc.	Y-Dir Esc.
		m	cm	cm	cm	cm
Story30	3.000	90.000	76.58	86.273	323.992	365.001
Story29	3.000	87.000	73.114	78.302	309.328	331.278
Story28	3.000	84.000	69.234	71.107	292.913	300.837
Story27	3.000	81.000	65.155	65.363	275.656	276.536
Story26	3.000	78.000	61.217	61.527	258.995	260.307
Story25	3.000	75.000	57.722	59.596	244.208	252.137
Story24	3.000	72.000	54.93	59.157	232.396	250.280
Story23	3.000	69.000	52.942	59.545	223.985	251.921
Story22	3.000	66.000	51.71	60.004	218.773	253.863
Story21	3.000	63.000	51.079	59.932	216.103	253.558

Fuente: Modelo ETABS

Continuación Tabla 3.13 Desplazamientos máximos de la estructura

Story20	3.000	60.000	50.821	58.961	215.012	249.450
Story19	3.000	57.000	50.906	57.399	215.372	242.842
Story18	3.000	54.000	51.376	55.748	217.360	235.857
Story17	3.000	51.000	52.025	54.067	220.106	228.745
Story16	3.000	48.000	52.679	52.521	222.873	222.204
Story15	3.000	45.000	53.28	51.451	225.415	217.677
Story14	3.000	42.000	53.742	51.054	227.370	215.998
Story13	3.000	39.000	53.93	51.224	228.165	216.717
Story12	3.000	36.000	53.611	51.488	226.816	217.834
Story11	3.000	33.000	52.427	51.08	221.807	216.108
Story10	3.000	30.000	50.465	49.899	213.506	211.111
Story9	3.000	27.000	47.918	48.13	202.730	203.627
Story8	3.000	24.000	44.525	45.332	188.375	191.789
Story7	3.000	21.000	40.248	41.373	170.280	175.040
Story6	3.000	18.000	35.104	36.292	148.517	153.543
Story5	3.000	15.000	29.071	30.087	122.993	127.291
Story4	3.000	12.000	22.27	22.953	94.219	97.109
Story3	3.000	9.000	15.047	15.358	63.660	64.976
Story2	3.000	6.000	8.082	8.119	34.193	34.350
Story1	3.000	3.000	2.504	2.455	10.594	10.387
Base	0.000	0.000	0	0	0.000	0.000

Fuente: Modelo ETABS

Según la sección 10.2 de la normativa NSM 2022, los desplazamientos utilizados para calcular la deriva de piso se determinan de acuerdo a la ecuación 10.2-2 que se muestra a continuación:

$$\delta_i = \frac{C_d \delta_{ie}}{I} \quad (33)^{33}$$

Donde

C<sub>d</sub>: coeficiente de amplificación tomado de la Tabla 5.5.1 NSM 2022 (Anexos, pág. xxx).

I: factor de importancia tomado de la Tabla 5.2.1 NSM 2022 (Anexos, pág. xxvii).

δ<sub>ie</sub>: desplazamiento lateral elástico

<sup>33</sup> Tomada de la “Normativa Sismorresistente para la ciudad de managua” 2022, (MTI, 2022).

Estos cálculos son los mostrados en las últimas dos columnas de la tabla anterior bajo el título “X-Dir Esc.” y “X-Dir Esc.”. Con estos desplazamientos se calcularon las derivas máximas utilizando lo también estipulado en la sección 10.2 de la normativa NSM 2022, la ecuación 10.2-1 es la siguiente para calcular deriva de piso:

$$\Delta_i = \delta_{i+1} - \delta_i \quad (34)^{34}$$

Donde

$\Delta_i$ : Deriva de piso

$\delta_{i+1}$ : desplazamiento piso superior

$\delta_i$ : desplazamiento piso inferior

Luego de obtener las derivas, se procedió a calcular las distorsiones de piso según lo establecido en la sección 10.4 de la normativa NSM 2022, en la cual se define como distorsión de piso  $i$ , como el cociente entre la deriva de piso y la altura correspondiente bajo el piso en consideración. La ecuación es la siguiente, ecuación 10.4-1 de la NSM 2022:

$$\gamma_i = \frac{\Delta_i}{h_i} \quad (35)^{35}$$

### 3.5. Distorsiones y distorsión máxima permitida

Tabla 3.14 Distorsiones en la estructura

Derivas Máximas		Distorsion	
$\Delta x$	$\Delta y$	$\gamma_x$	$\gamma_y$
cm	cm		
14.664	33.723	0.049	0.112
16.415	30.440	0.055	0.101
17.257	24.302	0.058	0.081
16.661	16.229	0.056	0.054
14.787	8.170	0.049	0.027

Fuente: Memoria de cálculo, datos iniciales extraídos de modelo ETABS

<sup>34</sup> Tomada de la “Normativa Sismorresistente para la ciudad de managua” 2022, (MTI, 2022).

<sup>35</sup> Tomada de la “Normativa Sismorresistente para la ciudad de managua” 2022, (MTI, 2022).

Continuación Tabla 3.14 Distorsiones en la estructura

11.812	1.857	0.039	0.006
8.411	-1.642	0.028	-0.005
5.212	-1.942	0.017	-0.006
2.670	0.305	0.009	0.001
1.092	4.108	0.004	0.014
-0.360	6.608	-0.001	0.022
-1.988	6.985	-0.007	0.023
-2.746	7.112	-0.009	0.024
-2.767	6.541	-0.009	0.022
-2.543	4.527	-0.008	0.015
-1.955	1.680	-0.007	0.006
-0.795	-0.719	-0.003	-0.002
1.350	-1.117	0.004	-0.004
5.009	1.726	0.017	0.006
8.301	4.997	0.028	0.017
10.776	7.484	0.036	0.025
14.355	11.838	0.048	0.039
18.095	16.750	0.060	0.056
21.763	21.497	0.073	0.072
25.524	26.252	0.085	0.088
28.773	30.182	0.096	0.101
30.559	32.133	0.102	0.107
29.467	30.627	0.098	0.102
23.599	23.963	0.079	0.080
10.594	10.387	0.035	0.035
0.000	0.000	0.000	0.000

Fuente: Memoria de cálculo, datos iniciales extraídos de modelo ETABS

Según la sección 10.4 de la NSM 2022, para edificios categoría de riesgo III, la distorsión máxima no será mayor que el 75% del valor establecido en la Tabla 5.5.1 de NSM 2022 (Anexos, pág. xxx). Este valor es el siguiente:

$$\gamma_{max} = 0.01875$$

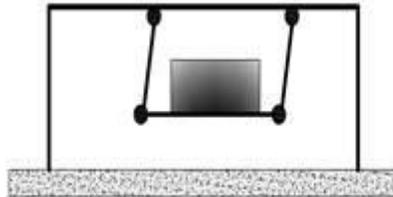
Debido a esto las distorsiones en el edificio no cumplieron con la sección 10.4 de la NSM 2022, ya que estas en su gran mayoría superan la distorsión máxima

## **CAPÍTULO 4. ANÁLISIS NO LINEAL TIME HISTORY**

#### 4.1. Proceso de modelación de anclaje de masa sintonizada

Como metodología para diseñar y modelar la masa sintonizada se utilizó el tutorial “Tuned-mass damper” proveído por el CSI (CSI, 2019), lo cual permitió llegar a la conclusión que el tipo de AMS a utilizar es el de péndulo simple, como se muestra a continuación:

Figura 4.1 Tipo de AMS “Péndulo Simple”



*Fuente: Tomado de “Amortiguadores de masa sintonizada: Una revisión general (Martinez , Blandón Valencia, & Lara Valencia, 2018)”*

Para interpretar la masa sintonizada, se utiliza un sistema de resorte-masa con amortiguamiento, para lograr esto en el modelo se utiliza el elemento “Link”, este elemento permite la representación del péndulo con movimiento en 3D, este posee dos “Joints”, uno en cada punta del elemento, en donde el “Joint i” estará anclado a la estructura mientras el “Joint j” queda libre, la masa y peso se le asignara al “Joint j” y el amortiguamiento o “Damping” será proveído por el mismo miembro “Link” que trae la propiedad de amortiguamiento lineal en sí mismo.

Para determinar los parámetros óptimos que se introdujeron en el programa, se realizó un proceso iterativo por el cual se realizó los análisis con distintos parámetros, comparando los resultados, en donde los que tenían una variación significativa en cuando a fuerza sísmica, desplazamientos, energía y periodo. Se seleccionaron, así estos siendo los que a continuación se muestran:

El primer parámetro a determinar fue la masa equivalente que esta tendrá, para ello se determinó que se usaría el 5% de la masa total de la estructura. Según

Sadek (1996), la masa sintonizada debe ser entre 1% y el 5% de la masa total de la estructura (Sadek, Mohraz, Taylor, & Chung, 1996).

La masa total de la estructura se extrajo del modelo de ETABS, siendo la masa total de la estructura de 29,766.084 ton al multiplicarlo por el 5% dio un resultado de 1,488.304 ton, luego esto multiplicado por la gravedad así obteniendo el peso que será de 14,595.053 kN. Se demuestra a continuación:

$$m_{5\%} = m_{total} * 5\% \quad (36)^{36}$$

$$m_{5\%} = 29,766.084 \text{ ton} \times 0.05 = 1,488.304 \text{ ton}$$

$$w = m_{5\%} \times g \quad (37)^{37}$$

$$w = 1,488.304 \text{ ton} \times 9.807 \frac{m}{s^2} = 14,595.053 \text{ kN}$$

Donde:

$m_{total}$ : La masa total de la estructura.

$m_{5\%}$ : La masa equivalente del AMS con respecto a la estructura.

5%: El porcentaje que corresponde a la masa equivalente de la estructura.

$w$ : Peso asignado al AMS.

$g$ : Valor de la gravedad.

El elemento "Link" posee de tres rigideces traslacionales a lo largo de los ejes U1, U2, U3.

La rigidez lineal a lo largo del eje U1 es la que representa las propiedades axiales del amortiguador. Según (CSI, 2019), este se debe de ser basado en la rigidez del conector, por lo cual este se le atribuye al módulo elástico del material, a como se muestra a continuación:

$$\frac{EA}{L} \quad (38)^{38}$$

---

<sup>36</sup> Tomada del tutorial "Tuned-mass damper" del CSI,2019 (CSI, 2019).

<sup>37</sup> Tomada del tutorial "Tuned-mass damper" del CSI,2019 (CSI, 2019).

<sup>38</sup> Tomada del tutorial "Tuned-mass damper" del CSI,2019 (CSI, 2019).

$E$ : Modulo elástico del material.

$A$ : Área de la sección de transversal del elemento.

$L$ : Longitud del elemento

Tomando en cuenta el carácter idealizado de la estructura, se siguió el ejemplo planteado por (CSI, 2019) y se utilizó como rigidez en el eje U1.

$$k_{U_1} = 1.0 \times 10^6 \text{ kN/m}$$

Donde:

$k_{U_1}$ : Rigidez a través del eje U1, la rigidez atribuida al conector.

Las propiedades de la rigidez lineal de U2 y U3 se calculan a partir de la siguiente ecuación:

$$k = \frac{mg}{L} \quad (39)^{39}$$

Donde:

$k$ : Rigidez.

$m$ : Masa.

$g$ : Gravedad

$l$ : Longitud.

La longitud del enlace es la distancia que al modelar el "Link" separa ambas puntas de este, al modelar se ancla en un punto el elemento y luego se mueve el cursor, así mostrando esta longitud que tendrá, esta longitud del péndulo afecta directamente el periodo del amortiguador de masa sintonizada, pero esta longitud al poder ser modelada por conveniencia, se decidió dejarla de 1 metro.

La longitud en las propiedades del "Link" se presenta como "Shear Distance", que se deja como "0 m" para que como previamente mencionado la longitud al modelar sea irrelevante para las propiedades del elemento, pero esta longitud hace

---

<sup>39</sup> Tomada del tutorial "Tuned-mass damper" del CSI, 2019 (CSI, 2019).

presencia en las propiedades a partir de las rigideces U2 Y U3, como previamente se mostró en la ecuación anterior y esta longitud se obtiene a partir de la siguiente ecuación del periodo:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{mg/L}} = 2\pi \sqrt{\frac{L}{g}} \quad (40)^{40}$$

Despejando la longitud de la ecuación así quedando la ecuación de la siguiente manera:

$$L = \frac{T^2}{4\pi^2} g \quad (41)^{41}$$

Donde:

$L$ : Longitud a utilizar en la ecuación 39

$T$ : Periodo extraído de los resultados del análisis modal.

$g$ : Gravedad.

Extrayendo el valor del periodo del análisis modal siendo este de 11.399 segundos, por lo cual la longitud resultaría de 32.276 metros.

$$L = \frac{(11.399 \text{ s})^2}{4\pi^2} \times 9.8065 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 32.276 \text{ m}$$

Así pudiendo obtener los valores de la rigidez en los ejes U2 y U3:

$$k_{U_2 \text{ o } U_3} = \frac{14595.053 \text{ kN}}{32.276 \text{ m}} = 452.195 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Para finalizar se calcula el valor del dampening del "Link", considerando que según Ilharreguy Araya (2012) el amortiguamiento mientras mayor sea, mayor será la disminución de la respuesta de frecuencias de resonancia haciendo al sistema

---

<sup>40</sup> Tomada del tutorial "Tuned-mass damper" del CSI,2019 (CSI, 2019).

<sup>41</sup> Tomada del tutorial "Tuned-mass damper" del CSI,2019 (CSI, 2019).

más estable y robusto, además de considerar como ejemplo el trabajo monográfico de Rojas Panduro (2021), se determinó que la relación de amortiguamiento sería de un 20%, así usando la siguiente ecuación para determinar el amortiguamiento a introducir en las propiedades del link:

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{km}} = \frac{c}{2\sqrt{m^2g/L}} = \frac{c}{2m\sqrt{g/L}} \quad (42)^{42}$$

Donde:

$\xi$ : Relación de amortiguamiento.

$c$ : Amortiguamiento.

$m$ : Masa.

$g$ : Gravedad.

$L$ : Longitud

Despejando el amortiguamiento de la ecuación 42 y aplicándola dio un amortiguamiento de:

$$c = 2\xi m \sqrt{g/L} \quad (43)^{43}$$

$$c = 2 \times 0.2 \times 1,488.304 \text{ kN} \cdot \text{s}^2/\text{m} \times \sqrt{\frac{9.8065 \text{ m}/\text{s}^2}{32.276 \text{ m}}}$$

$$c = 328.147 \text{ kN} \cdot \text{s}/\text{m}$$

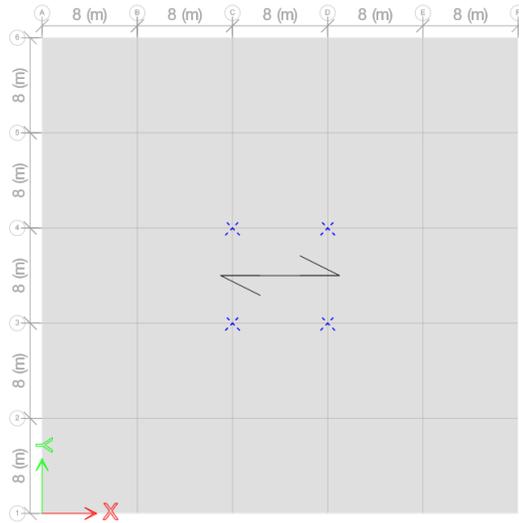
Al momento de dibujar este elemento, inicialmente se pensó en dibujar un único elemento "Link" implementando los valores previamente calculados y este se dibujó en el centro geométrico del último nivel y así aprovechar que la estructura es simétrica en todos sus ejes, pero al ser anclado a una viga ya que, por el diseño de la distribución de columnas, no hay una columna que este en este punto, al

<sup>42</sup> Tomada del tutorial "Tuned-mass damper" del CSI,2019 (CSI, 2019).

<sup>43</sup> Tomada del tutorial "Tuned-mass damper" del CSI,2019 (CSI, 2019).

correr el análisis, el programa mostraba mensajes sobre inestabilidad en la estructura. Por esa razón, después de consultar el tutorial proveído por el CSI, se llegó a la conclusión que se debía anclar a columnas.

*Figura 4.2 Vista de planta: Anclaje de masa sintonizada en ultimo nivel*



*Fuente: Modelo ETABS*

Por lo tanto, al anclarse a 4 columnas centrales, así teniendo que dividir los valores previamente calculados entre estas 4, siendo los valores utilizados a continuación:

$$m/4 = 372.075 \text{ ton}$$

$$w/4 = 3648.763 \text{ kN}$$

$$k_{U_1}/4 = 250000 \text{ kN/m}$$

$$k_{U_2 \text{ o } U_3}/4 = 113.049 \text{ kN/m}$$

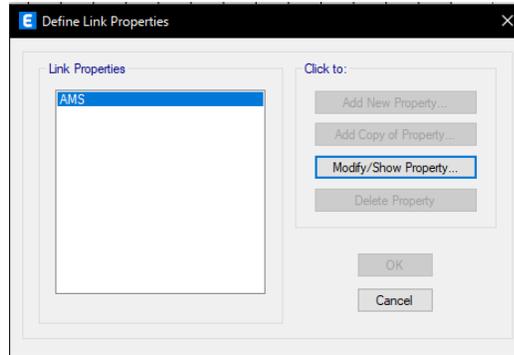
$$c/4 = 82.037 \text{ kN}^s/\text{m}$$

## 4.2. Proceso de modelación de la masa sintonizada

Primero se tiene que determinar las propiedades del elemento "Link" y para ello se toma la siguiente dirección: Define>Section Properties> Link/Support properties

Abriendo esta Ventana, a continuación:

*Figura 4.3 Definición de propiedades "Link"*



*Fuente: Modelo ETABS*

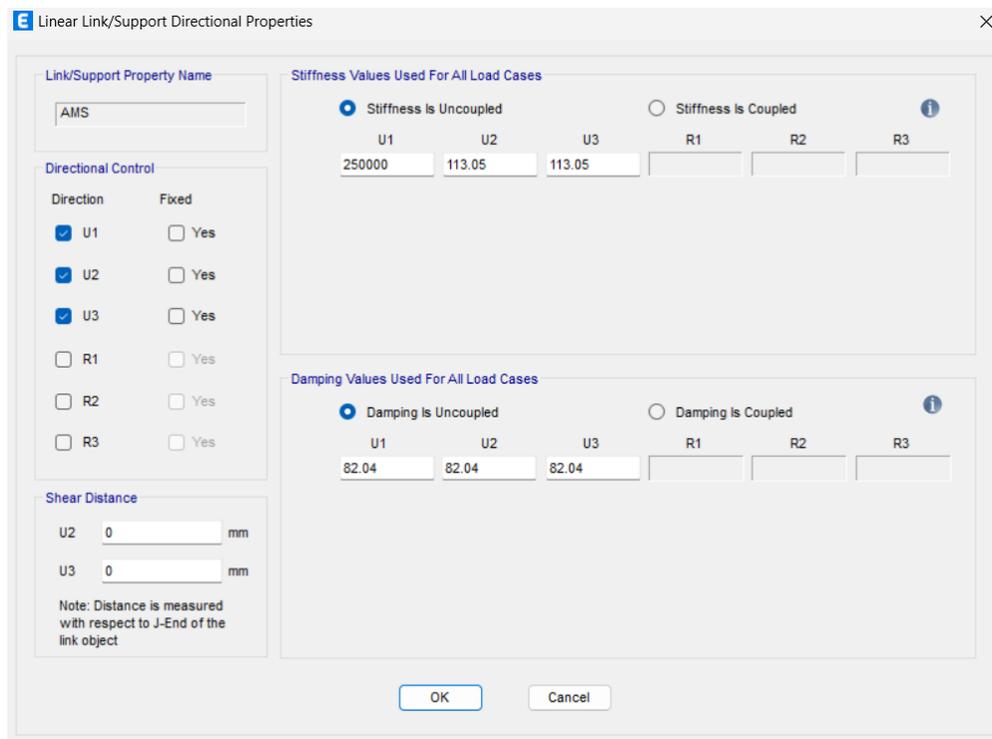
Se da click en "Add New Property", abriendo la siguiente ventana:

*Figura 4.4 Datos de propiedades "Link"*

*Fuente: Modelo ETABS*

Nos aseguramos de que en el apartado que dice “Link Type”, seleccionemos linear, en esta ventana no se introduce nada más que la masa y las rigideces. Para introducir las rigideces y el valor de amortiguamiento se da click en “Modify/Show for All” en el apartado de “Directional Properties”, así abriendo la siguiente ventana:

*Figura 4.5 Ventana para agregar las rigideces traslacionales del “Link”*



*Fuente: Modelo ETABS*

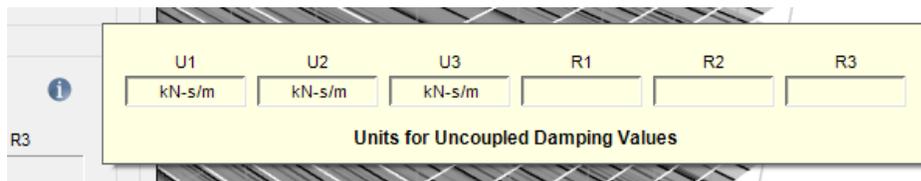
Luego de introducir los valores se tiene que asegurar de que este remarcado el circulo que dice “Stiffness is Uncoupled” y “Damping is Uncoupled” y que las dimensiones estén de acuerdo con las cantidades que se introducen, esto se verifica al pasar el cursor en el signo de admiración a la derecha de la ventana, como se muestra a continuación.

Figura 4.6 Ventana de unidades para valores de rigideces desacopladas



Fuente: Modelo ETABS

Figura 4.7 Ventana de unidades para valores de amortiguamiento desacopladas

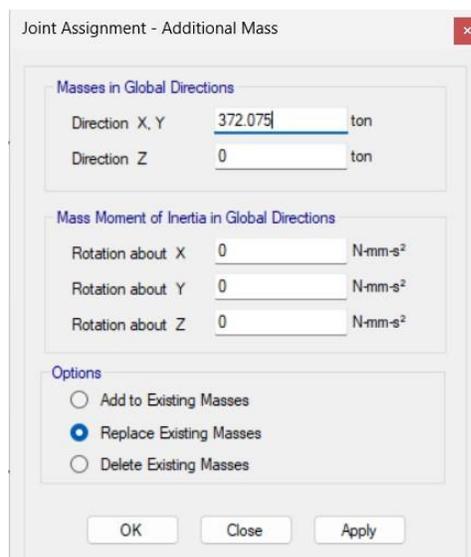


Fuente: Modelo ETABS

Para finalizar se le tiene que asignar el peso y la masa al “Joint j” que queda libre, para ellos se tiene que:

Dirigir a Assign>Joint>Additional Mass, así mostrando la siguiente ventana:

Figura 4.8 Asignación de masa para “Joint j”



Fuente: Modelo ETABS

En esta se introduce el valor de la masa en el recuadro que dice “Direction X,Y”.

Con respecto al valor del peso, para ello se tiene que seguir la secuencia de Assign>Joint loads>Force, apareciendo la siguiente ventana:

*Figura 4.9 Asignación de peso para “Joint j”*

Joint Load Assignment - Force

Load Pattern Name: Dead

**Loads**

Force Global X	0	tonf
Force Global Y	0	tonf
Force Global Z	-372.08	tonf
Moment Global XX	0	N-mm
Moment Global YY	0	N-mm
Moment Global ZZ	0	N-mm

**Options**

- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

**Size of Load for Punching Shear**

X Dimension	0	mm
Y Dimension	0	mm

OK Close Apply

*Fuente: Modelo ETABS*

En esta ventana se tiene que introducir el peso como un “Dead load” a como se muestra en la imagen y este se introduce como un valor negativo en el apartado de “Force Global Z”, para que así la dirección en la que se asigna sea en dirección de la gravedad.

Para concluir, es de suma importancia seguir estos pasos porque la masa afecta la influencia que toma el AMS en la respuesta de la estructura, por esta misma razón es que la masa se ve modelada en distintas fases previamente mostradas.

#### 4.3. Registros sísmicos a usar en método Time History

Para poder realizar el análisis dinámico no lineal haciendo uso del método time history se requiere de 11 registros de movimientos sísmicos (según indica el ASCI 16.2.2). Los utilizados en este proyecto monográfico se obtuvieron del PEER ground motion database (Pacific Earthquake Engineering Research Center), para poder seleccionar sismos y utilizar la información sísmica, estos deben de haberse registrado en condiciones similares a las que se encuentra la estructura a analizar, a continuación, se verán los parámetros de búsqueda de registros sísmicos:

*Tabla 4.1 Parámetros para motor de búsqueda PGMD*

<b>Table 1: Parameters for PGMD Search Engine</b>	
<b>Data Field</b>	<b>Explanations</b>
Magnitude	Restrict range of moment magnitude, input in the format of [min, max] or leave as blank for no restriction.
Fault Type	Types of fault mechanism. Options are: (1) All types of fault; (2) Strike Slip; (3) Normal or Normal Oblique; (4) Reverse or Reverse Oblique; (5) Combination of (2, 3); (6) Combination of (2,4); (7) Combination of (3,4).
D5-95(sec)	Restrict range of the significant duration of the records, input in the format of [min, max], or leave as blank for no restriction. The duration is defined as the time needed to build up between 5 and 95 percent of the total Arias intensity.
R_JB (km)	Restrict range of Joyner-Boore distance, input in the format of [min, max], or leave as blank for no restriction.
R_rup (km)	Restrict range of closest distance to rupture plane, input in the format of [min, max], or leave as blank for no restriction.
Vs30 (m/s)	Average shear wave velocity of top 30 meters of the site.
Pulse	Restrict the pulse characteristics of the searched record. Options are: (1) Any record; (2) Only pulse-like record; (3) No pulse-like record.

*Fuente: Tomado de Tabla 1, página 9, Manual para usuarios para usar la aplicación web Peer Ground Motion Database (PGMD)*

Los parámetros utilizados para la búsqueda de los registros sísmicos fueron obtenidos a partir de la monografía “Caracterización de la amenaza sísmica en la ciudad de Managua Nicaragua”, siendo estos los siguientes:

*Tabla 4.2 Parámetros de búsqueda utilizados en este documento*

Información de campo	Valor (min, max)
Magnitud	5.7
Tipo de falla	Strike slip (SS) + Normal
D5-95 (seg)	-
R_JB (km)	3,5
R_rup (km)	3,5
Vs30 (m/s)	180,502
Pulso	-

*Fuente: Tomado del trabajo monográfico “Caracterización de la amenaza sísmica en la ciudad de Managua Nicaragua” (Solano Jarquin , Rueda Pérez, & Chavarría Flores).*

De la base de datos se obtuvieron 13 registros seleccionando 11, siendo estos los siguientes:

*Tabla 4.3 Registros seleccionados.*

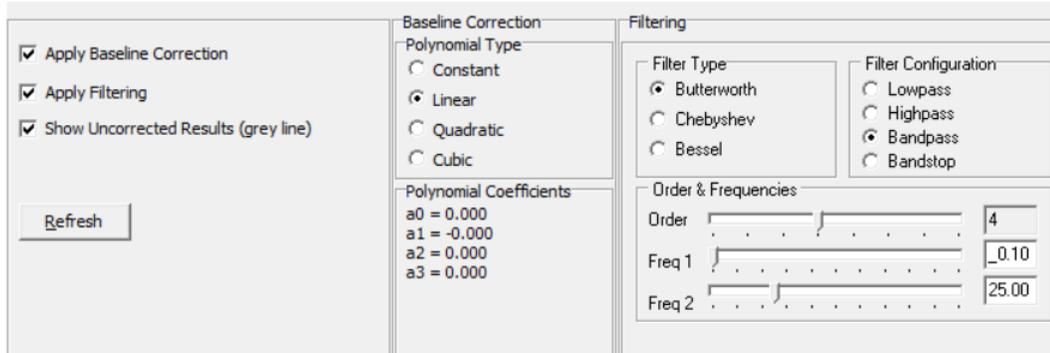
<b>Earthquake Name</b>	<b>Year</b>	<b>Station Name</b>	<b>Magnitude</b>
"Managua 01"	1972	"Managua_ ESSO"	6.24
"Managua 02"	1972	"Managua_ ESSO"	5.2
"Imperial Valley"	1979	"El Centro Array #8"	6.53
"Mammoth Lakes"	1980	"Mammoth Lakes H. S."	6.06
"Morgan Hill Anderson Dam"	1984	"Anderson Dam (Downstream)"	6.19
"Morgan Hill Halls Valley"	1984	"Halls Valley"	6.19
"Baja California"	1987	"Cerro Prieto"	5.5
"Kobe Japan"	1995	"Port Island (0 m)"	6.9
"Parkfield JOAQUIN CANYON"	2004	"PARKFIELD - JOAQUIN CANYON"	6
"Parkfield STOCKDALE"	2004	"PARKFIELD - STOCKDALE MTN"	6
"Parkfield CHOLAME"	2004	"Parkfield - Cholame 4W"	6

*Fuente: Base de datos PEER*

Una vez seleccionados los registros sísmicos estos se limpiaron de todo ruido sucio que distorsione estos y por consecuencia estos no den resultados veraces.

Esto se realizó haciendo uso del programa “Siesmo Signal”, en el cual se introdujeron los siguientes parámetros:

*Figura 4.10 Parámetros usados para el filtrado de los registros sísmicos*

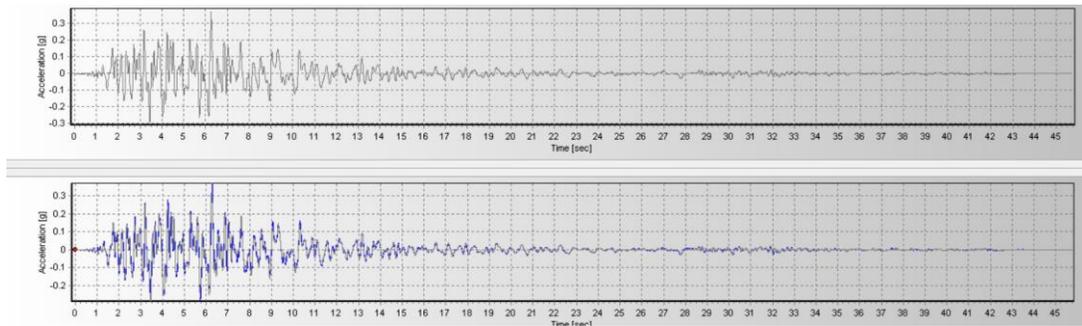


*Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal*

Estos parámetros se utilizaron a como el programa tenía por defecto, solamente se seleccionó que se aplicara la corrección para la línea base y se aplicara el filtrado y este teniendo el filtrado entre los 0.10 Hz y los 25 Hz.

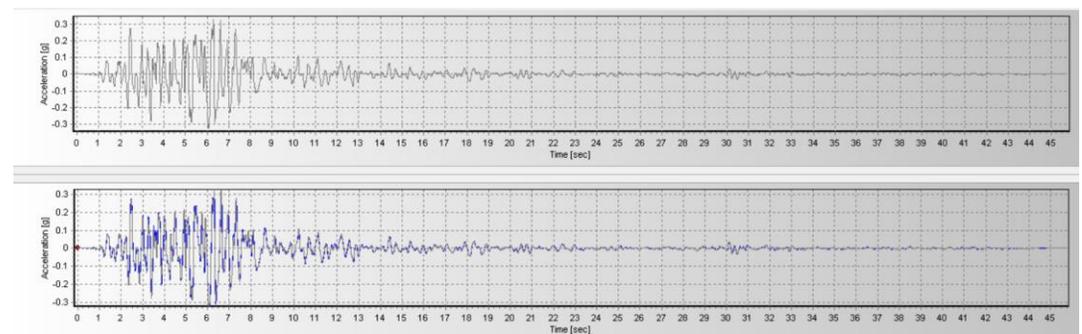
A continuación, se mostrarán todos los registros sísmicos ya filtrados, en donde se aprecia en la parte superior de las figuras el acelerograma de color gris, este siendo el registro original a como se extrajo de la base de datos del PEER, y en la parte inferior se encuentra el acelerograma ya filtrado, este de color azul.

Figura 4.11 Filtrado de Managua 01 dirección en x.



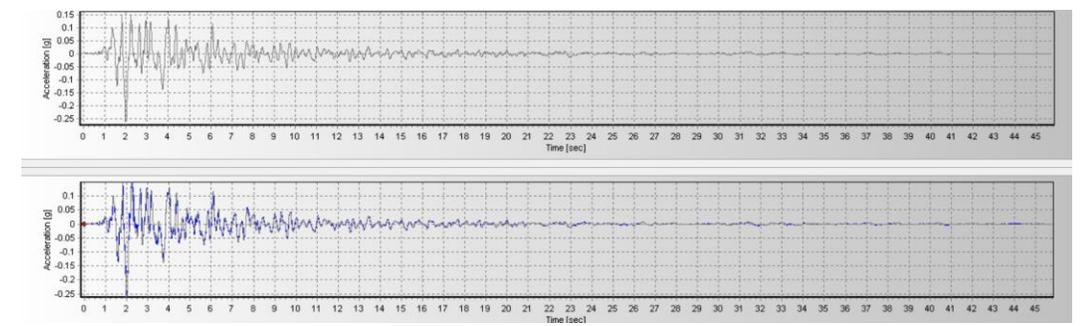
Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal

Figura 4.12 Filtrado de Managua 01 dirección en y.



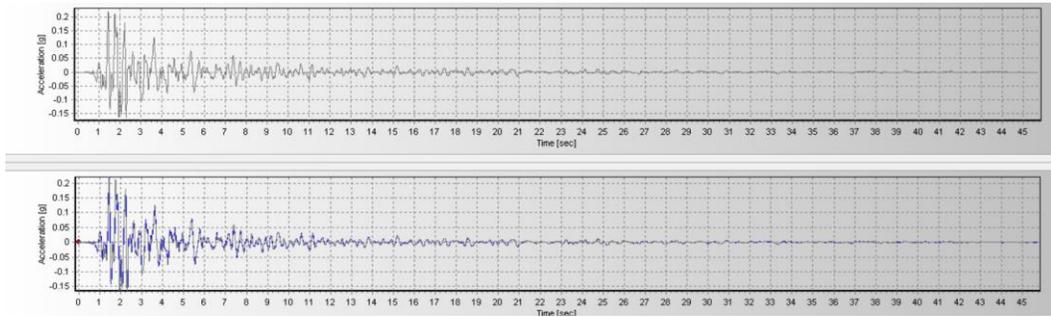
Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal

Figura 4.13 Filtrado de Managua 02 dirección en x.



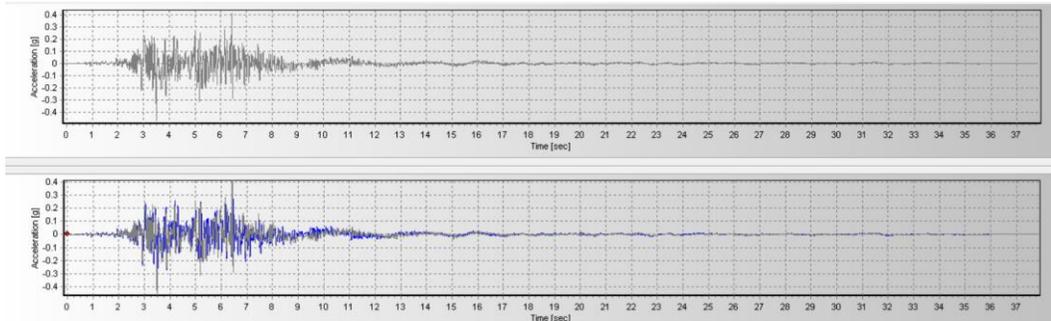
Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal

Figura 4.14 Filtrado de Managua 02 dirección en y.



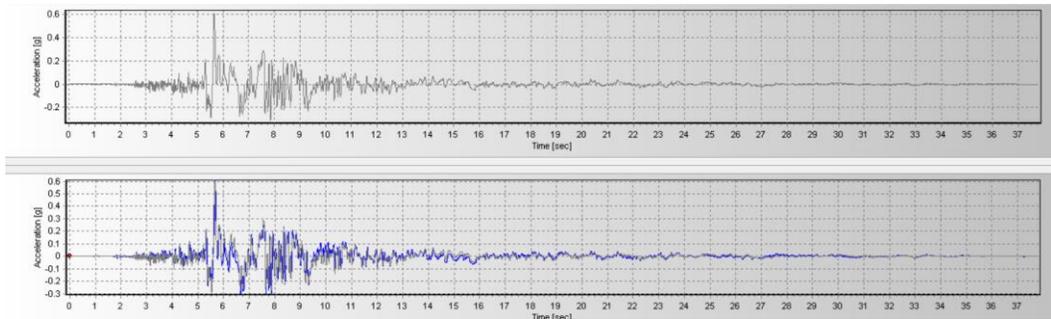
Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal

Figura 4.15 Filtrado de Imperial Valley dirección en x.



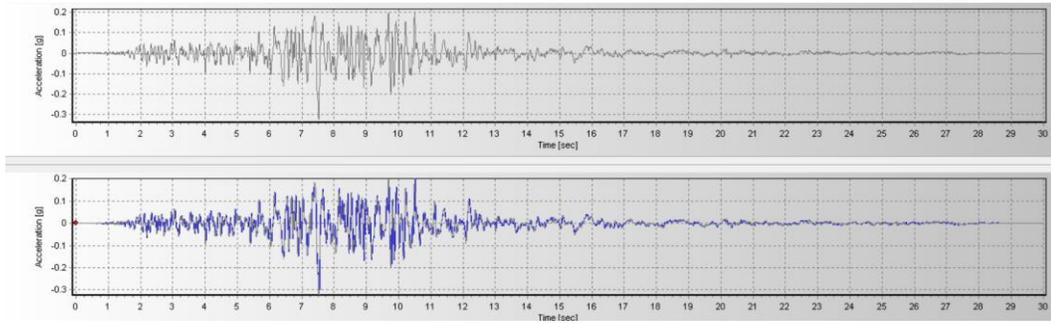
Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal

Figura 4.16 Filtrado de Imperial Valley dirección en y.



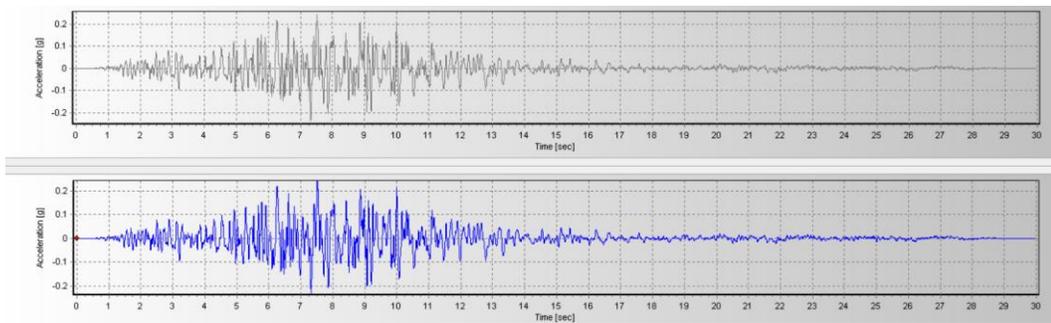
Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal

Figura 4.17 Filtrado de Mammoth Lakes dirección x.



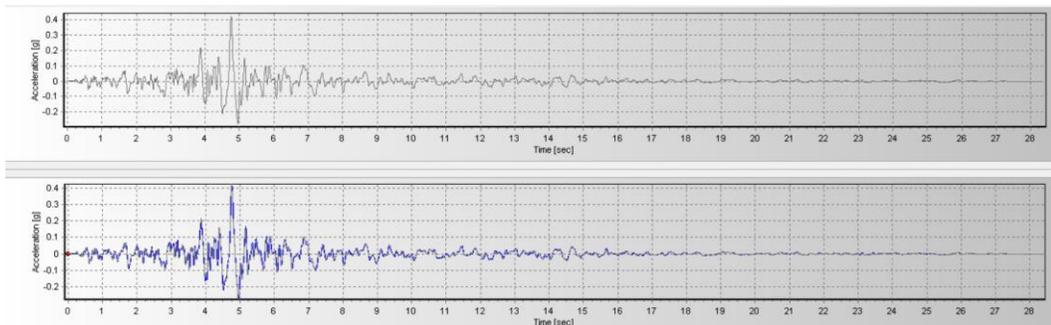
Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal

Figura 4.18 Filtrado de Mammoth Lakes dirección en y.



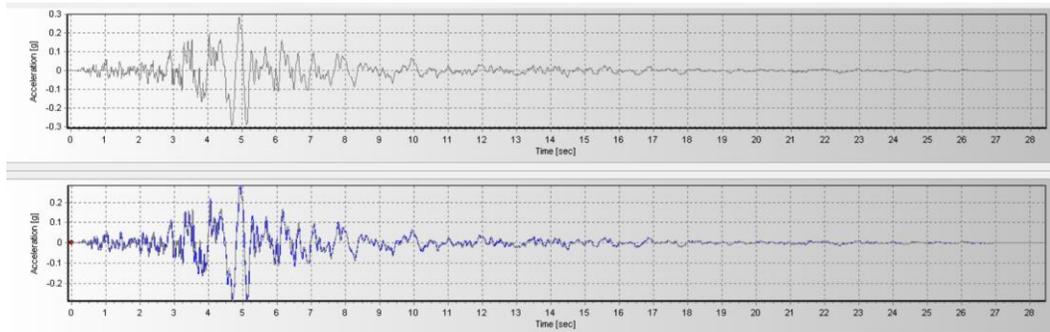
Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal

Figura 4.19 Filtrado de Morgan Hill Anderson Dam dirección en x.



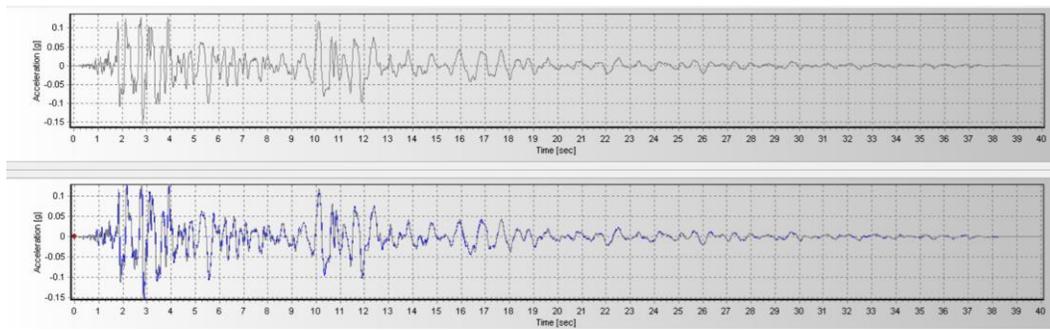
Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal

*Figura 4.20 Filtrado de Margon Hill Anderson Dam dirección en y.*



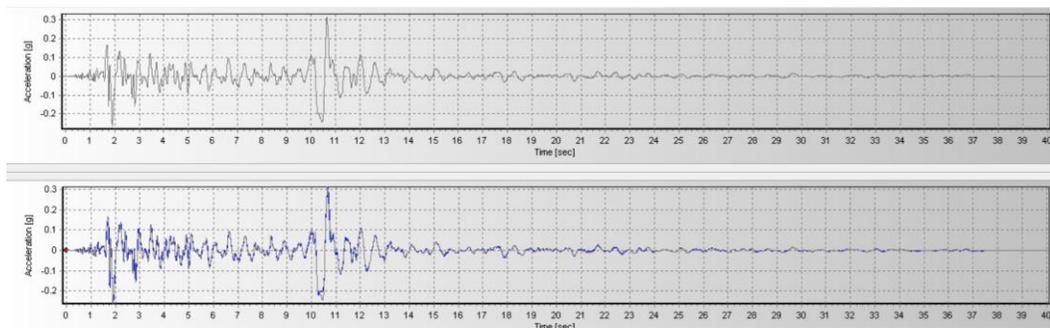
*Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal*

*Figura 4.21 Filtrado de Morgan Hill Halls Valley dirección en x.*



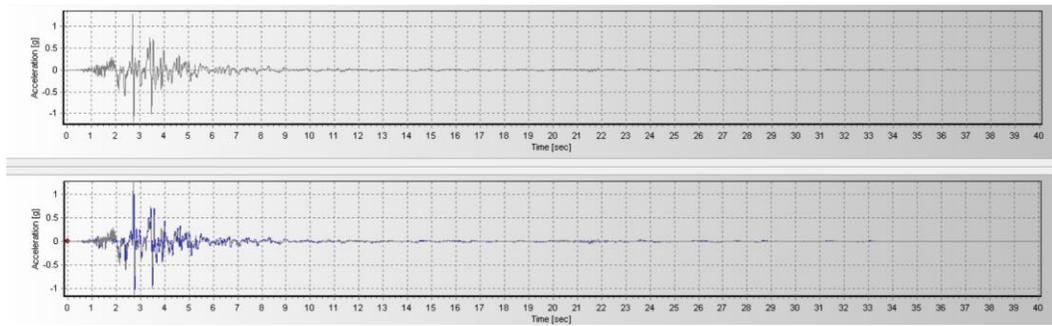
*Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal*

*Figura 4.22 Filtrado de Morgan Hill Halls Valley dirección en y.*



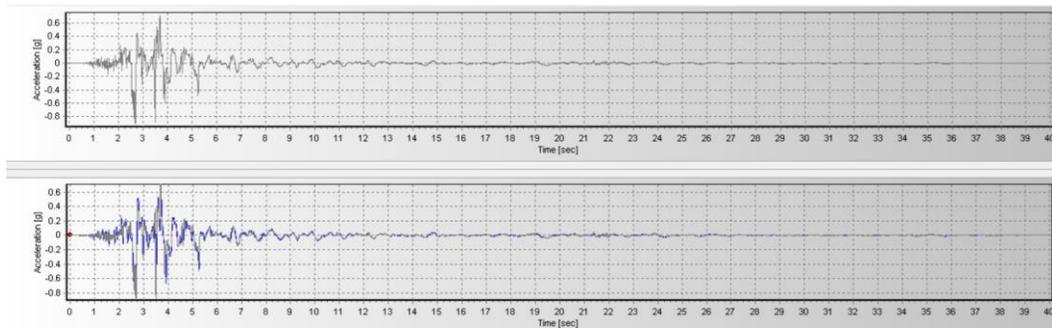
*Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal*

Figura 4.23 Filtrado de Baja California dirección en x.



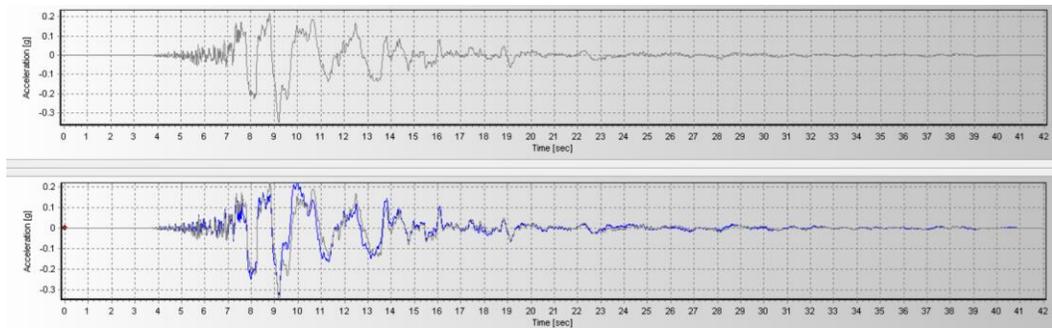
Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal

Figura 4.24 Filtrado de Baja California dirección en y.



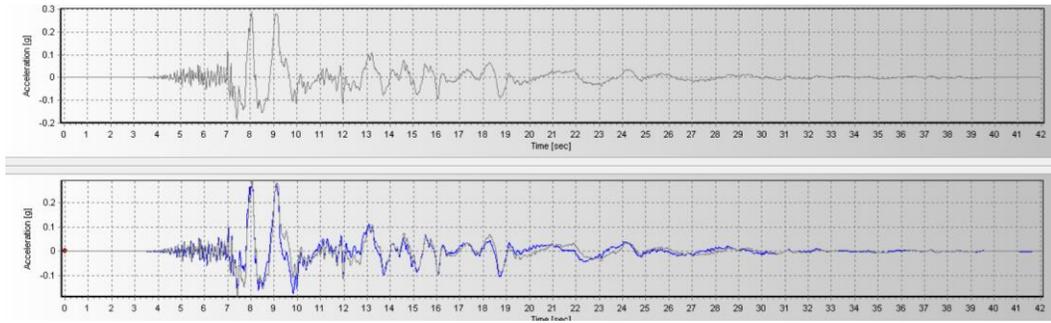
Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal

Figura 4.25 Filtrado de Kobe Japa dirección en x.



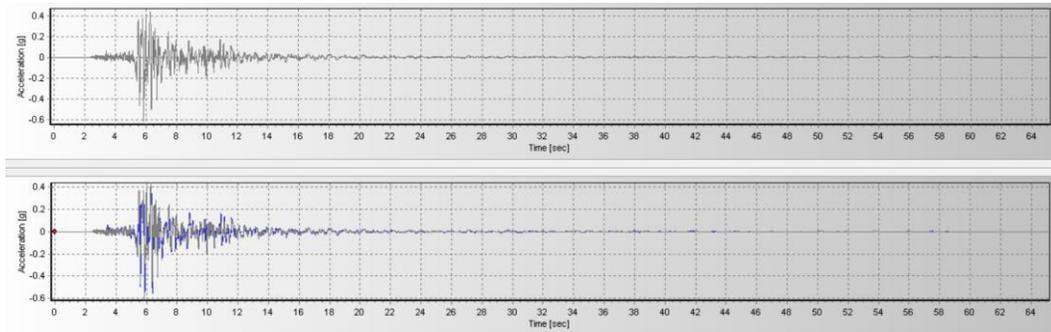
Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal

*Figura 4.26 Filtrado de Kobe Japan dirección en y.*



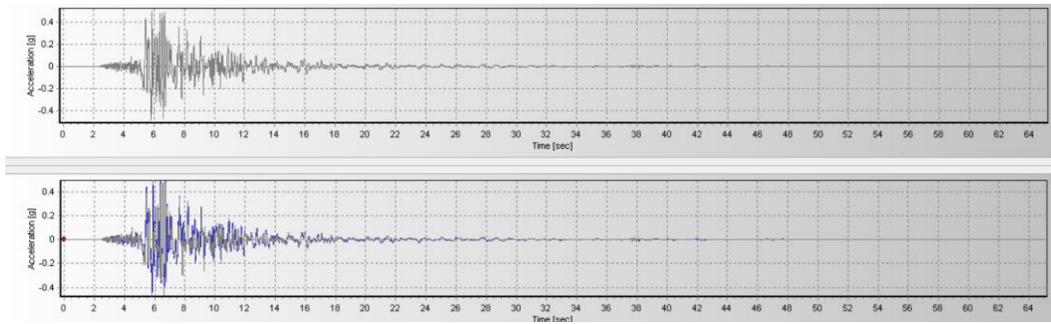
*Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal*

*Figura 4.27 Filtrado de Parkfield Joaquin Canyon dirección en x.*



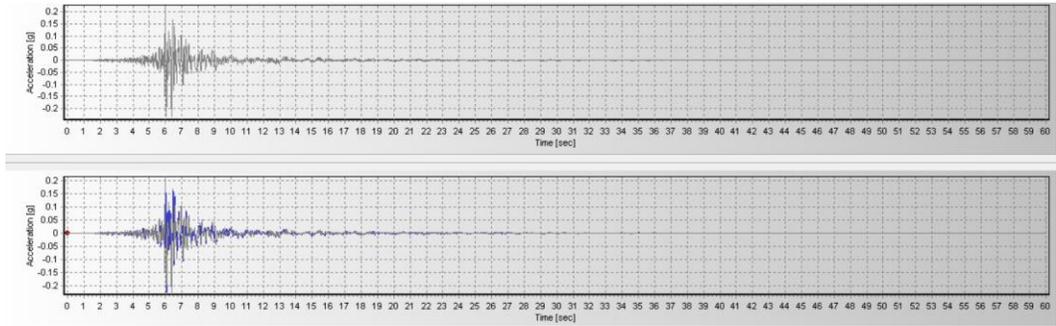
*Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal*

*Figura 4.28 Filtrado de Parkfield Joaquin Canyon dirección en y.*



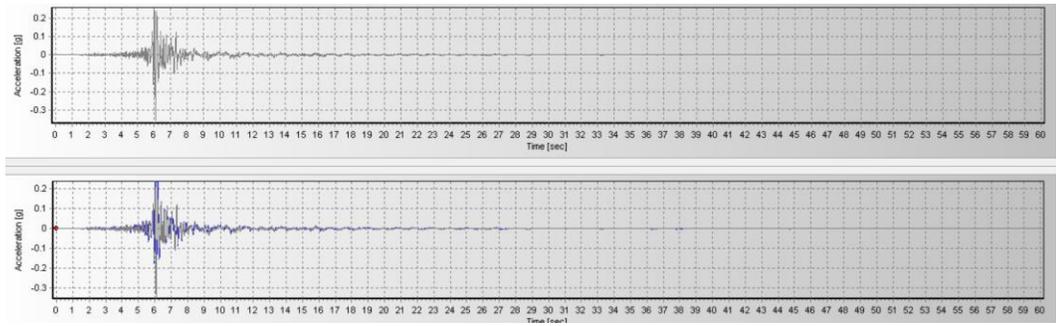
*Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal*

*Figura 4.29 Filtrado de Parkfield Stockdale dirección en x.*



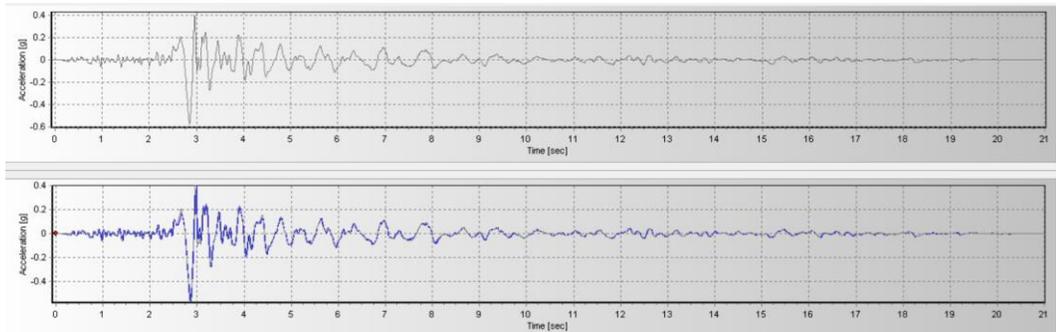
*Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal*

*Figura 4.30 Filtrado de Parkfield Stockdale dirección en y.*



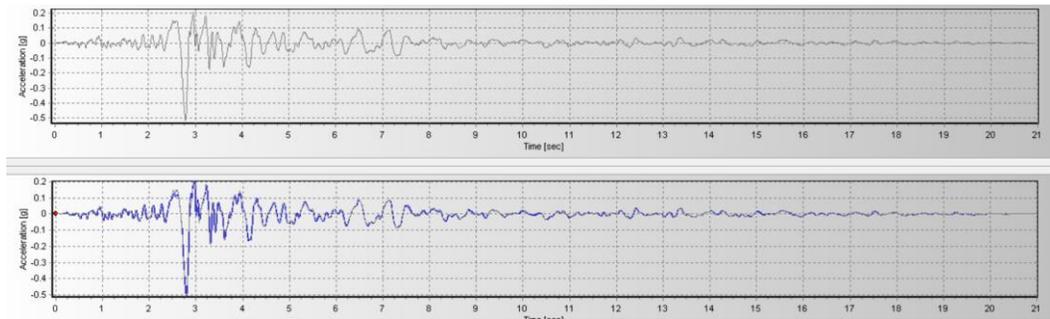
*Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal*

*Figura 4.31 Filtrado de Parkfield Cholame dirección en x.*



*Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal*

Figura 4.32 Filtrado de Parkfield Cholame dirección en y.



Fuente: Filtrado de registros Seismo Signal

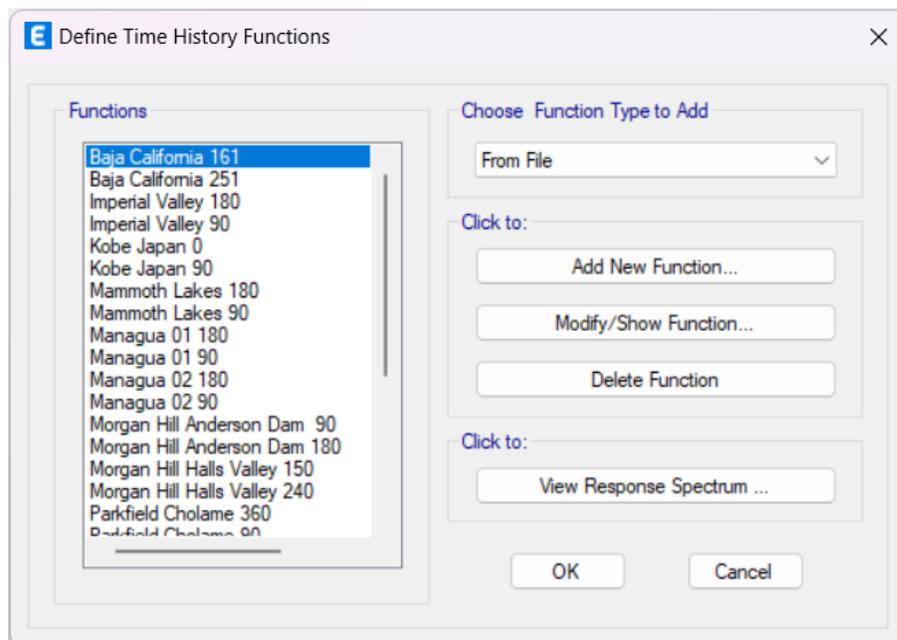
#### 4.4. Análisis time history no lineal

Una vez obtenidos los registros sísmicos, el espectro sísmico y estructuras listas para analizar, se procede a realizar el análisis dinámico no lineal utilizando el método time history.

Para introducir estos registros en el software ETABS, se realizó el procedimiento a continuación:

Define>Functions > Time history

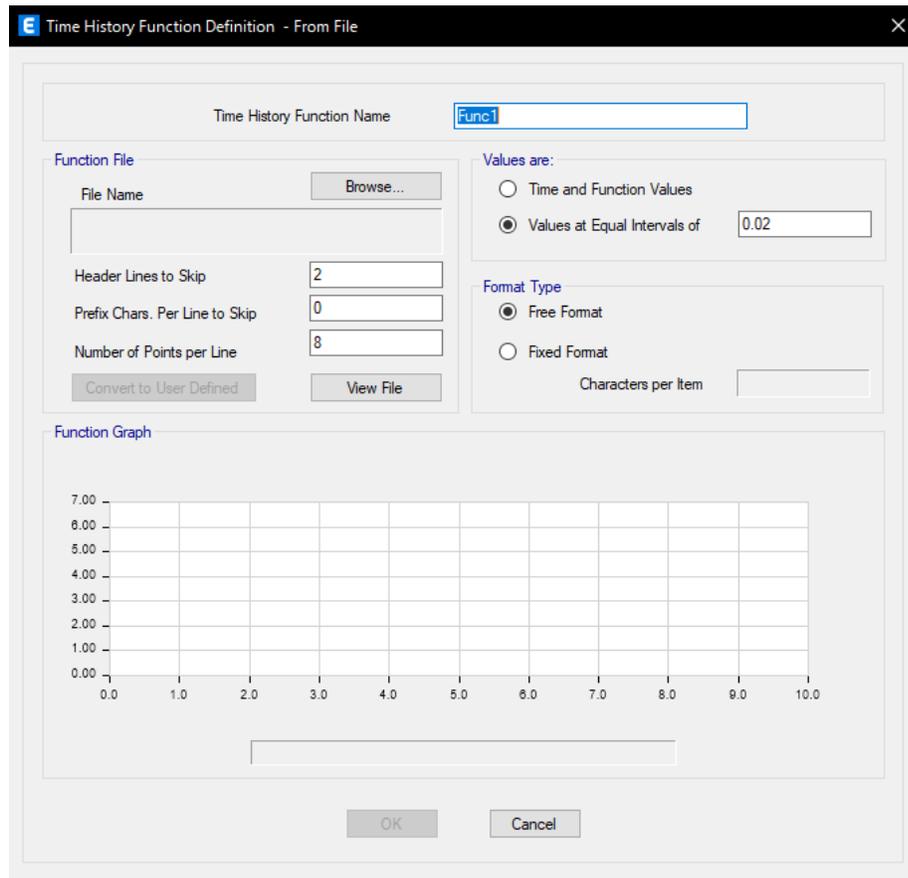
Figura 4.33 Ventana para definir sismos en método time history



*Fuente: Modelo ETABS*

En “Choose Function Type to Add” se selecciona “From file” de las distintas alternativas, se da click en “Add New Fuction” lo cual abriría la siguiente ventana:

*Figura 4.34 Definición de funciones método Time History*



*Fuente: Modelo ETABS*

En esta ventana se daría click en el recuadro que dice “Browse”, así abriendo una ventana del explorador de archivos de Windows, así buscando los archivos de texto que contengan la información de las aceleraciones de los sismos en cuestión, en esta misma ventana se tienen que introducir ciertos valores que ajustaran la función y estos cambios se reflejaran en la gráfica de la parte inferior de la ventana.

La siguiente imagen es uno de los archivos de texto que hace parte del conjunto de registros sísmicos obtenido para este proyecto. A partir de estos archivos de textos se determinará los valores previamente mencionados.

*Figura 4.35 Demostración de archivo de texto de registro sísmico a introducir al modelo*

```

RSN95_MANAGUA_A-ESO090.AT2: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
PEER NGA STRONG MOTION DATABASE RECORD
Managua Nicaragua-01, 12/23/1972, Managua ESS0, 90
ACCELERATION TIME SERIES IN UNITS OF G
NPTS= 9139, DT= .0050 SEC,
-.6637404E-03 -.6788899E-03 -.6927943E-03 -.7064839E-03 -.7186032E-03
-.7303988E-03 -.7409398E-03 -.7522379E-03 -.7644151E-03 -.7806121E-03
-.8018398E-03 -.8317704E-03 -.8715707E-03 -.9234978E-03 -.9855357E-03
-.1055361E-02 -.1126537E-02 -.1198490E-02 -.1267859E-02 -.1336742E-02
-.1404272E-02 -.1470240E-02 -.1531626E-02 -.1580618E-02 -.1601482E-02
-.1577799E-02 -.1489376E-02 -.1324530E-02 -.1092080E-02 -.8291786E-03
-.5764865E-03 -.3771803E-03 -.2475237E-03 -.1673795E-03 -.1472662E-03
-.2102796E-03 -.3555983E-03 -.5571599E-03 -.7781050E-03 -.1008704E-02
-.1227335E-02 -.1397751E-02 -.1493743E-02 -.1539583E-02 -.1585704E-02
-.1650286E-02 -.1743803E-02 -.1878723E-02 -.2055384E-02 -.2259893E-02
-.2468607E-02 -.2669101E-02 -.2858075E-02 -.3022702E-02 -.3134010E-02
-.3202210E-02 -.3196578E-02 -.3081348E-02 -.2828951E-02 -.2435848E-02

```

*Fuente: Modelo ETABS*

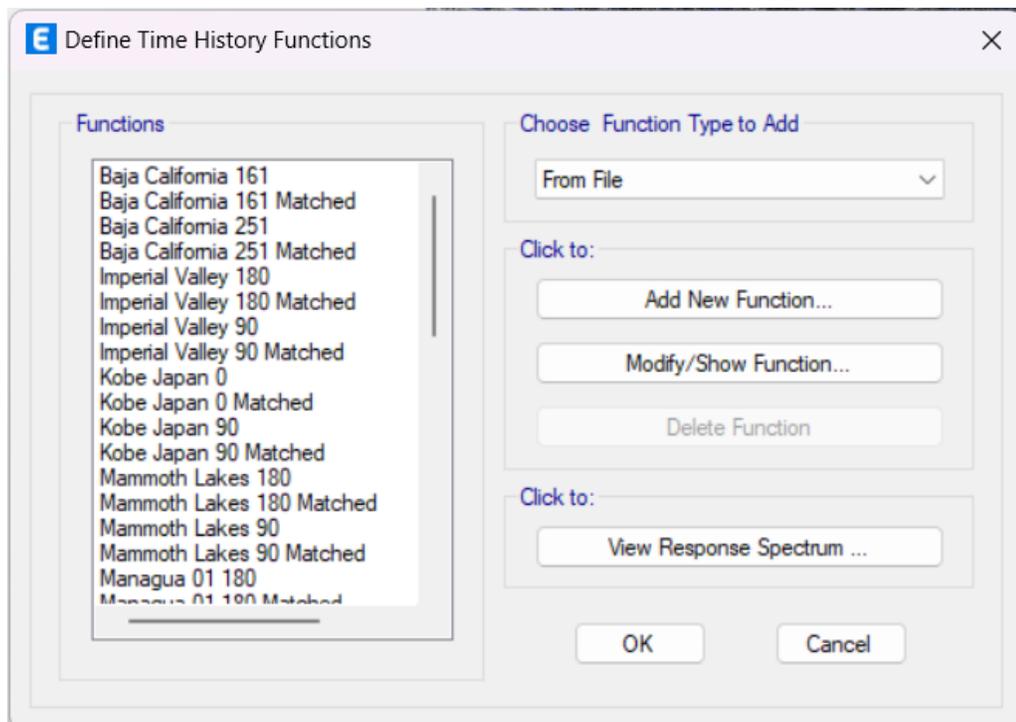
El “Header Lines to Skip” es la cantidad de líneas de texto que hay antes de los datos, en este caso siendo 4 líneas, el “Number of Points per Line” son la cantidad de columnas de datos en el archivo de texto, en este caso siendo de 5 columnas y el “Values of Equal Intervals of” son los intervalos de tiempo con el que el equipo registro la aceleración del sismo, en este caso siendo de 0.005 segundos.

Para finalizar se da click en el recuadro que dice “Convert to User Defined”, así esta información ya es parte del archivo del modelo. Este proceso se realizará con los 11 sismos y en ambas direcciones ortogonales del mismo, al final se tendrían 22 registros de la aceleración de sismos en función del tiempo.

Estos registros se obtuvieron sin escalamientos en su espectro de respuesta, este será el siguiente paso en el proceso, para su uso en el análisis, estos tienen que

escalarse para que el sismo este parejo con el espectro de respuesta usado en los modelos realizados para este documento. Para esto se hace un “matching” o emparejamiento de las funciones de los registros con el espectro y así obteniendo las funciones sintéticas siendo los que se usaran en el análisis.

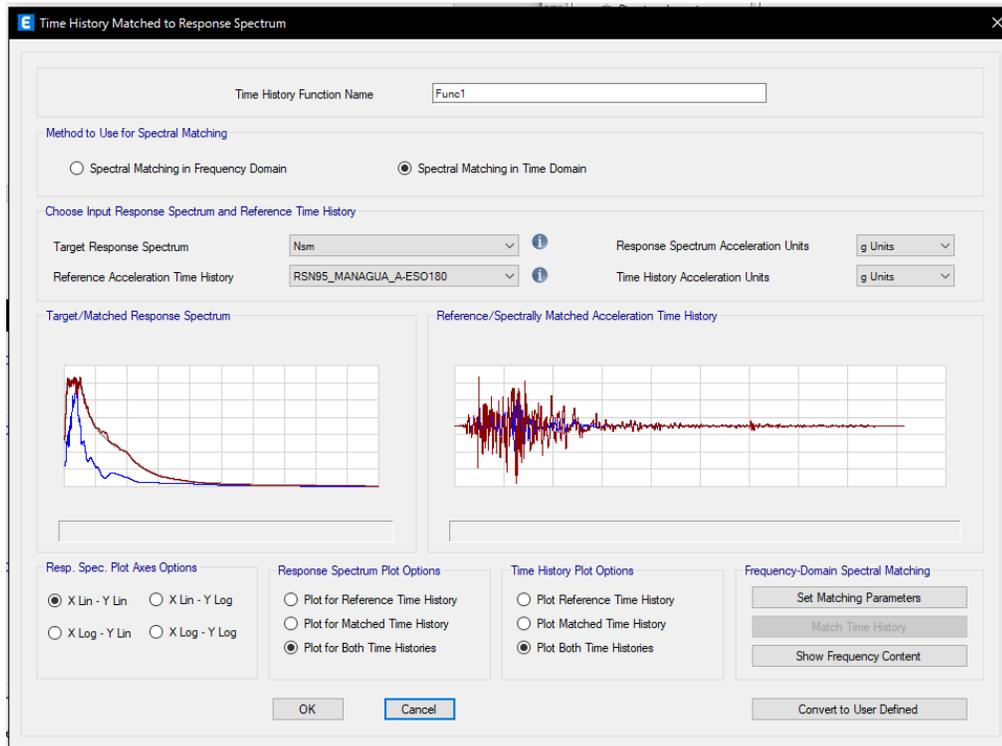
*Figura 4.36 Ventana inicial para realización de “matching” con espectros dados por registro con los espectros usados*



*Fuente: Modelo ETABS*

Para realizar el “matching” de los registros se selecciona la opción de “Matched to Response Spectrum” en la lista de opciones de “Choose Function Type to Add”, al darle en “Add New Function” saldrá la siguiente ventana:

Figura 4.37 Ventana “Matched to Response Spectrum”



Fuente: Modelo ETABS

En esta ventana se nombrará, elegirá método para el emparejamiento de espectro, además se podrá ver la diferencia entre la función a como fue introducida y como se verá al hacer el emparejamiento.

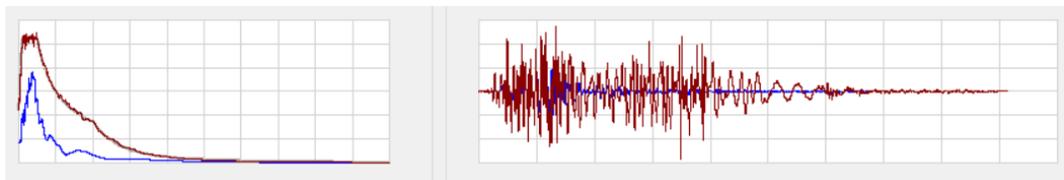
En cuando al método se recomienda el “Spectral Matching in Time Domain” porque este se aproxima con mayor precisión al espectro elegido, todo con el coste de que el “matching” duraría unos segundos más, en “Target Response Spectrum” se seleccionara el espectro de respuesta no reducido, en “Reference Acceleration Time History” se selecciona la función respectiva, a la derecha de estos se puede introducir la unidad en lo que se encuentra tanto el espectro como la función, siendo este detalle de gran importancia, en este caso ambos se encontraban en unidades de gravedad.

Una vez todo introducido se da click en “Match Time History”. Una vez terminado, se pueden notar la diferencia del registro de referencia con el emparejado, siendo

el de referencia el de color azul y el ya emparejado el de color rojo, esta diferencia entre uno y otro se puede observar de mejor manera al darle en los cuadros que dicen “Response Spectrum Plot Options” y “Time History Plot Options”. Este proceso se realiza con todos los registros.

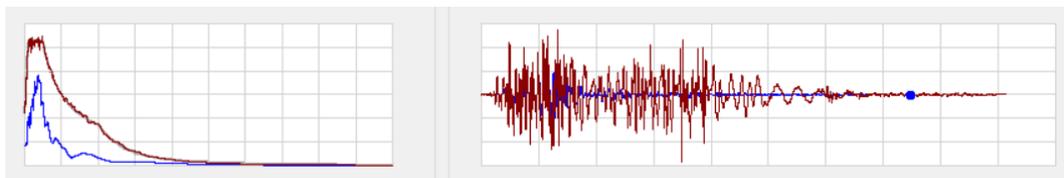
A continuación, se muestran todos los registros sísmicos al realizarse el “matching”:

*Figura 4.38 “Matching” de Managua 01 dirección en x.*



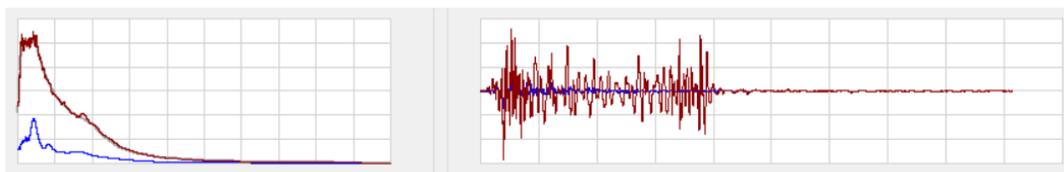
*Fuente: Modelo ETABS*

*Figura 4.39 “Matching” de Managua 01 dirección en y.*



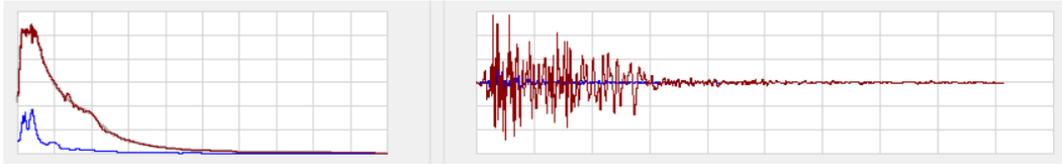
*Fuente: Modelo ETABS*

*Figura 4.40 “Matching” de Managua 02 dirección en x.*



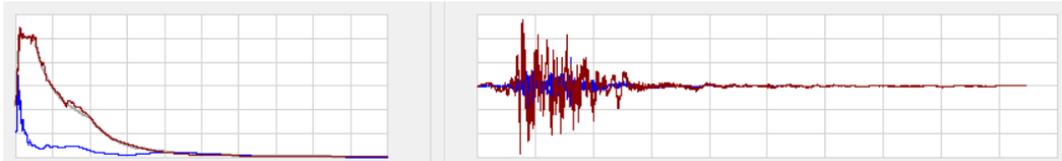
*Fuente: Modelo ETABS*

Figura 4.41 "Matching" de Managua 02 dirección en y.



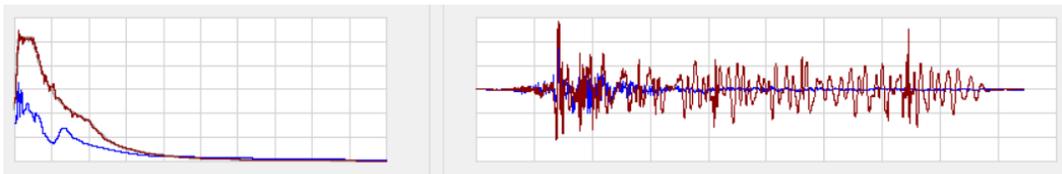
Fuente: Modelo ETABS

Figura 4.42 "Matching" de Imperial Valley dirección en x.



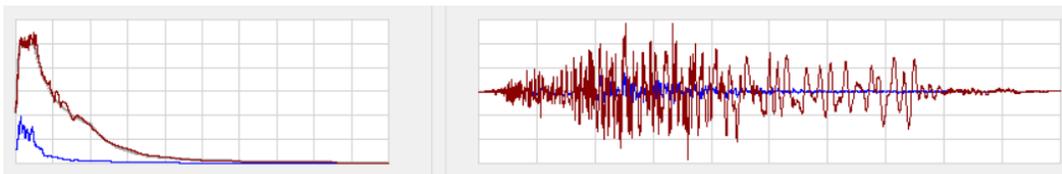
Fuente: Modelo ETABS

Figura 4.43 "Matching" de Imperial Valley dirección en y.



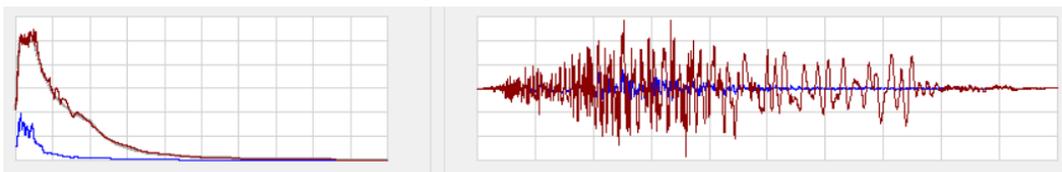
Fuente: Modelo ETABS

Figura 4.44 "Matching" de Mammoth Lakes dirección en x.



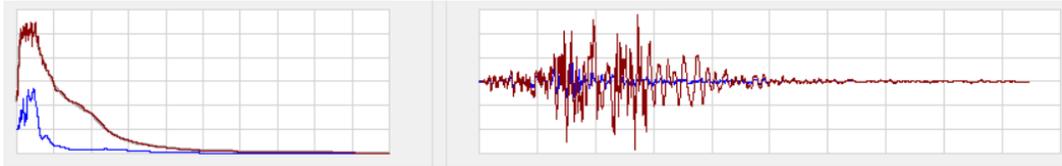
Fuente: Modelo ETABS

Figura 4.45 "Matching" de Mammoth Lakes dirección en y.



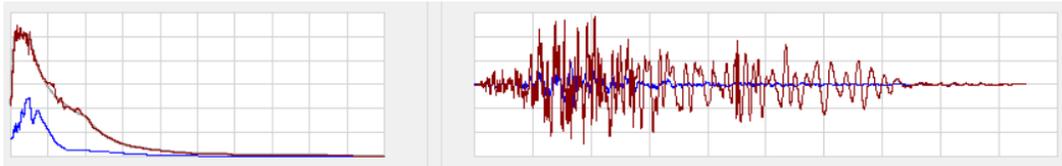
Fuente: Modelo ETABS

Figura 4.46 "Matching" de Morgan Hill Anderson Dam dirección en x.



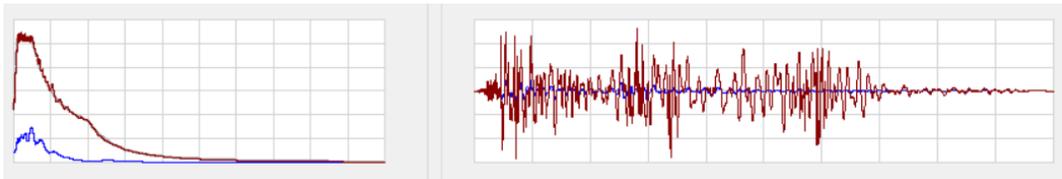
Fuente: Modelo ETABS

Figura 4.47 "Matching" de Morgan Hill Anderson Dam dirección en y.



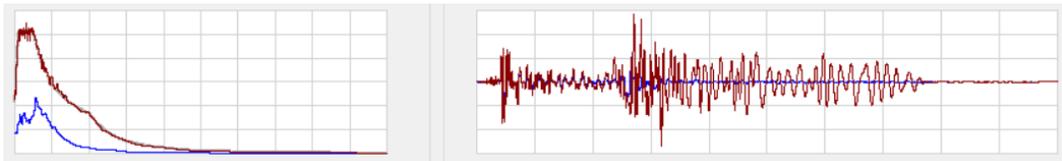
Fuente: Modelo ETABS

Figura 4.48 "Matching" de Morgan Hill Halls dirección en x.



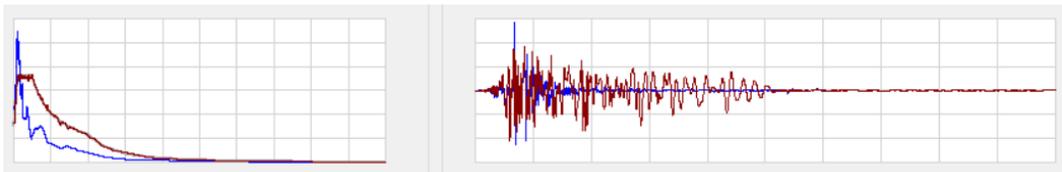
Fuente: Modelo ETABS

Figura 4.49 "Matching" de Morgan Hill dirección en y.



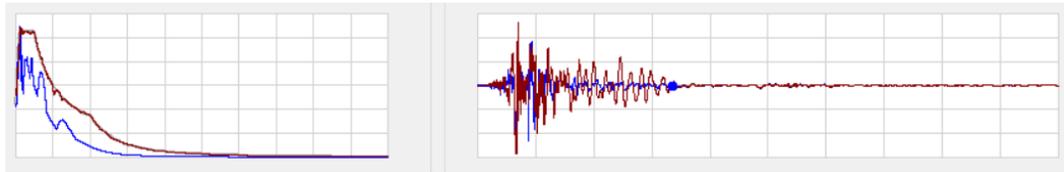
Fuente: Modelo ETABS

Figura 4.50 "Matching" de Baja California dirección en x.



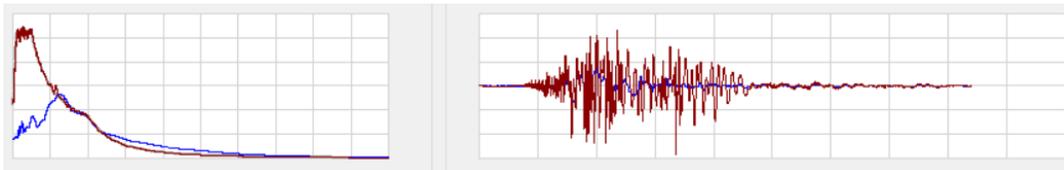
Fuente: Modelo ETABS

Figura 4.51 "Matching" de Baja California dirección en y.



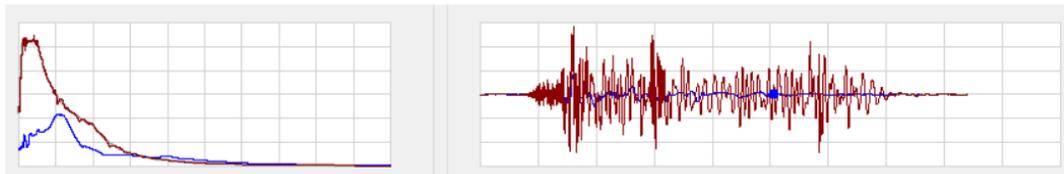
Fuente: Modelo ETABS

Figura 4.52 "Matching" de Kobe Japan dirección en x.



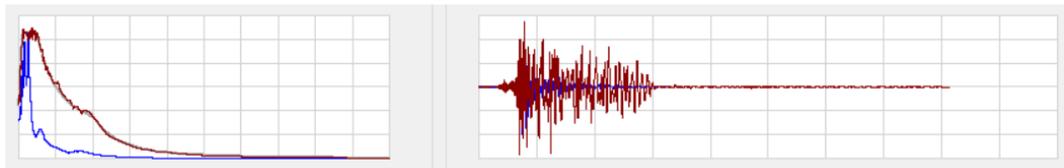
Fuente: Modelo ETABS

Figura 4.53 "Matching" de Kobe Japan dirección en y.



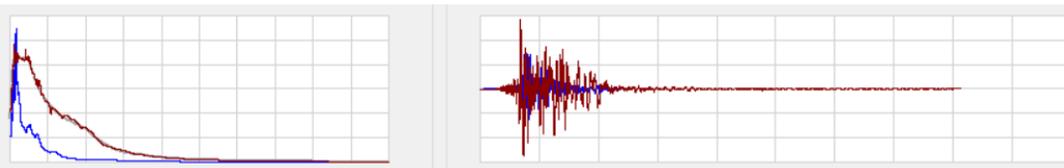
Fuente: Modelo ETABS

Figura 4.54 "Matching" de Parkfield Joaquin Canyon dirección en x.



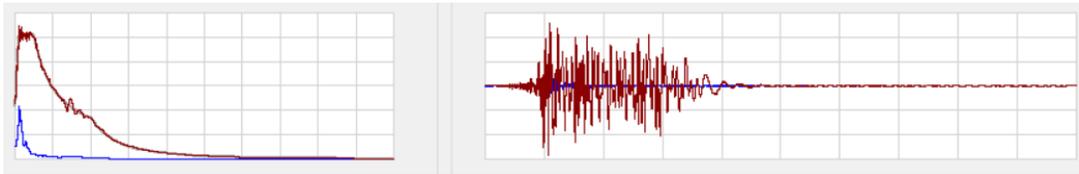
Fuente: Modelo ETABS

Figura 4.55 "Matching" de Parkfield Joaquin Canyon dirección en y.



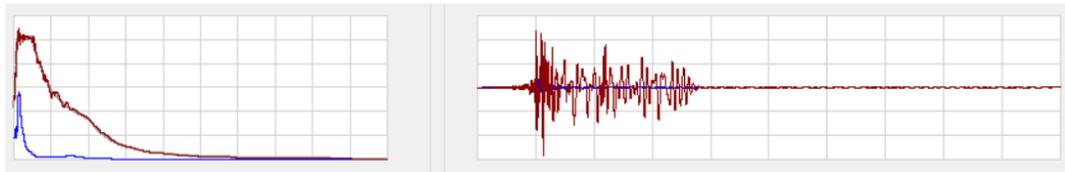
Fuente: Modelo ETABS

Figura 4.56 "Matching" de Parkfield Stockdale dirección en x.



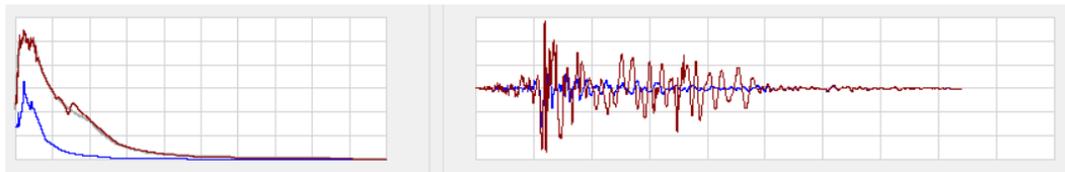
Fuente: Modelo ETABS

Figura 4.57 "Matching" de Parkfield Stockdale dirección en y.



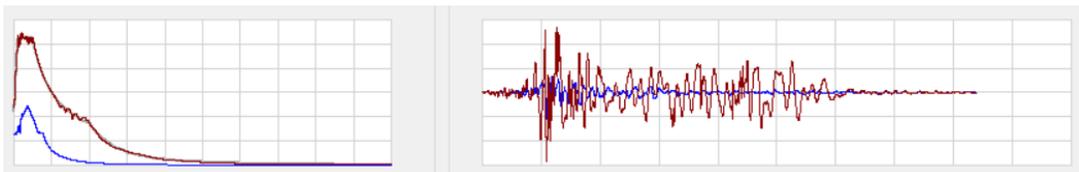
Fuente: Modelo ETABS

Figura 4.58 "Matching" de Parkfield Cholame dirección en x.



Fuente: Modelo ETABS

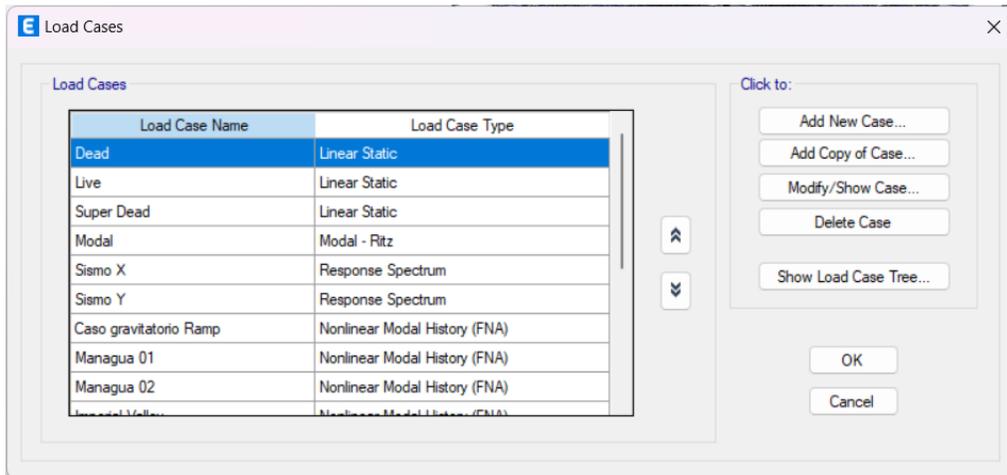
Figura 4.59 "Matching" de Parkfield Cholame dirección en y.



Fuente: Modelo ETABS

Ahora el último paso para poder correr el análisis en el programa es el crear los distintos "load cases" que se ejecutaran en este, para ello se da click en Define>Load Cases apareciendo la siguiente ventana:

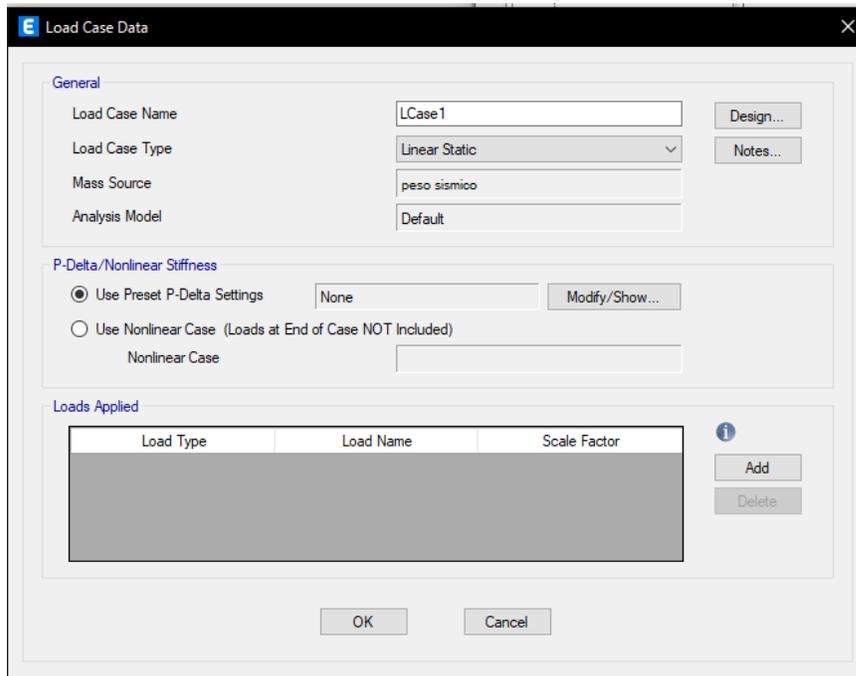
Figura 4.60 Ventana para selección de casos de carga a ser ejecutados



Fuente: Modelo ETABS

Se da click en “Add New Case”, así apareciendo la siguiente ventana:

Figura 4.61 Ventana datos de caso de carga



Fuente: Modelo ETABS

En esta ventana se da click en “Load Case Type” y se selecciona “Time History”, cambiara la ventana, como a continuación se aprecia:

*Figura 4.62 Ventana de datos de caso de carga*

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	Dead	Ramp	1
Load Pattern	Live	Ramp	0.25
Load Pattern	Super Dead	Ramp	1

*Fuente: Modelo ETABS*

Al lado de “Time History” se seleccionará la opción de “Nonlinear Modal (FNA)”, en este caso se seleccionó este método debido a que la otra alternativa para un análisis no lineal es la de “Nonlinear Direct Integration” que es un método iterativo que llevaría tiempo realizando el análisis, teniendo en cuenta que se debe multiplicar por los 11 registros.

En el apartado de generales, en el “Mass Source” se usa el mismo que fue utilizado en el análisis modal, y el “Analysis Model” en default.

En el apartado de Condiciones iniciales, se selecciona la condición de “Continue from State at End of Nonlinear Case”, en donde al darle click nos dejara seleccionar el “Nonlinear Case” siendo este el “Caso gravitatorio Ramp”, como se muestra a continuación:

Figura 4.63 Uso de Caso gravitatorio Ramp en caso de carga

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name: Managua 01 [Design...]

Load Case Type/Subtype: Time History [v] Nonlinear Modal (FNA) [v] [Notes...]

Mass Source: Previous (peso sismico)

Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Caso gravitatorio Ramp [v]

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	MANAGUA 01 90 Matched	9.81
Acceleration	U2	Managua 01 180 Matched	9.81

[Add] [Delete] [Advanced]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal [v]

Number of Output Time Steps: 9139

Output Time Step Size: 0.005 sec

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

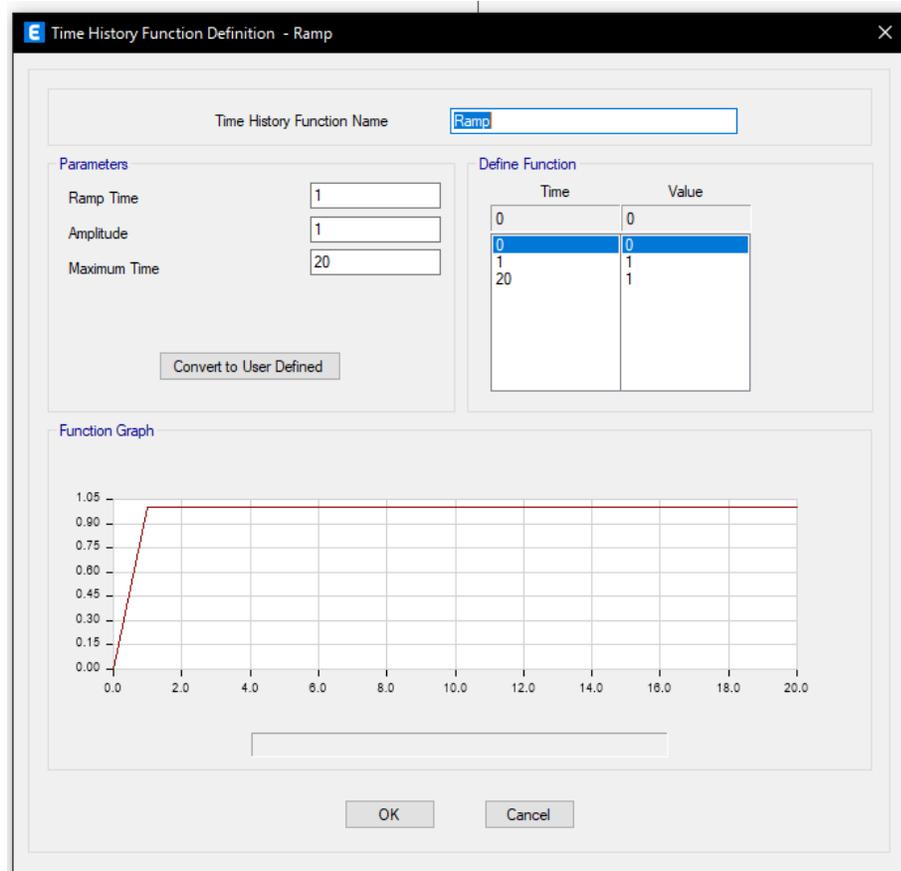
Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Fuente: Modelo ETABS

El “Caso gravitatorio Ramp” es un load case de time history nonlinear modal (FNA), que será el primero de todos los load cases de time history en ser realizado en el análisis. Este es el que determina las condiciones iniciales de la estructura para el resto de estos, es necesario que se realice este porque el programa al realizar estos solo toma en cuenta las cargas con comportamiento dinámico, así que no lo combina con las cargas estáticas que afectan la estructura, por lo cual de esta manera podemos dinamizar estas cargas estáticas y a si al realizarse los distintos análisis, estos ya incluirán estas cargas, en donde estas son los “load patterns” de las cargas muertas y carga viva, esta última siendo reducida por un factor de escala de 0.25, en donde se realizaron a partir de la función “Ramp”, a como se muestra a continuación:

*Figura 4.64 Función Ramp*

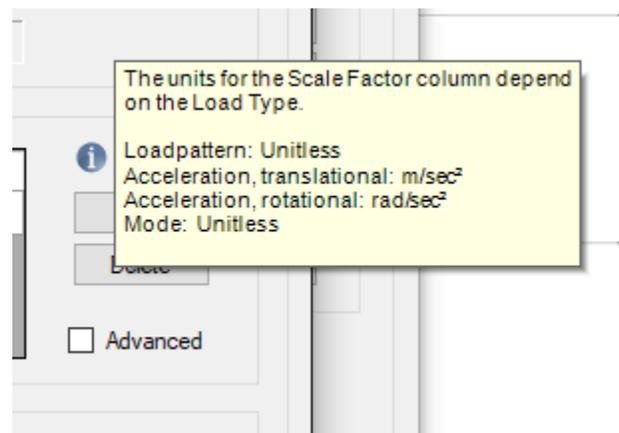


*Fuente: Modelo ETABS*

En el apartado de cargas aplicadas se tiene que poner como “Load Type” aceleración ya que este es el tipo de información introducida de los registros, luego en “Load Name” aparecen las alternativas de “U1,U2,U3” siendo cada uno de estos haciendo referencia a uno de los ejes en el que la carga se dirige, entonces se tomó en cuenta que el registro introducido en “Function” este emparejado con su respectivo eje y así el programa realice el análisis en donde la componente “X” del modelo sea atacado por la información en el ángulo de registro respectivo, mientras el componente “Y” del modelo sea atacado por el componente que fue registrado a 90° del previo.

Para finalizar, en este apartado está el “Scale Factor” que es de gran importancia, este introducido con cuidado en el programa, porque como previamente se mencionó estas funciones utilizadas en los análisis están en función de gravedad por lo cual estos tienen que ser escalados por el valor de gravedad (9.80605 m/seg<sup>2</sup>). Por consiguiente, se tiene que tomar en cuenta las unidades de la aceleración en que se encuentra el programa, siendo comprobado esto al pasar el cursor sobre el signo de exclamación a la derecha de este apartado, a como se muestra a continuación:

*Figura 4.65 Demostración de unidades correctas para gravedad en factor de escala*



*Fuente: Modelo ETABS*

En el apartado de otros parámetros, el “Number of Output Time Steps” y “Output Time Step Size”, es lo que dictamina la duración y pasos del análisis mismo.

Una vez terminado los distintos load cases para cada distinto registro sísmico, se tiene que correr el análisis y el programa trabajara en cada uno de estos.

## **CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS**

## 5.1. Periodo

La tabla presente muestra la ligera diferencia que hay entre los periodos obtenidos de los análisis realizados. Se muestra esta relación de los periodos entre un modelo y el otro, esto presentado en porcentajes, así demostrando si incremente o disminuyo.

*Tabla 5.1 Comparación de Periodos entre el modelo sin ams y el modelo con ams.*

Modo	Sin AMS	Con AMS	Relación
	Periodo	Periodo	
	sec	sec	
1	11.399	12.080	5.974%
2	7.825	8.262	5.585%
3	7.666	7.717	0.665%
4	3.585	3.817	6.471%
5	2.560	2.705	5.664%
6	2.454	2.472	0.733%
7	1.886	2.014	6.787%
8	1.439	1.521	5.698%
9	1.327	1.339	0.904%
10	1.174	1.237	5.366%
11	0.959	1.007	5.005%
12	0.850	0.857	0.824%
13	0.799	0.836	4.631%
14	0.689	0.720	4.499%
15	0.590	0.597	1.186%
16	0.576	0.595	3.299%
17	0.519	0.539	3.854%
18	0.432	0.436	0.926%
19	0.424	0.435	2.594%
20	0.401	0.413	2.993%
21	0.333	0.341	2.402%

*Fuente: Realizado con resultados de ETABS*

Continuación Tabla 5.1 Comparación de Periodos entre el modelo sin ams y el modelo con ams.

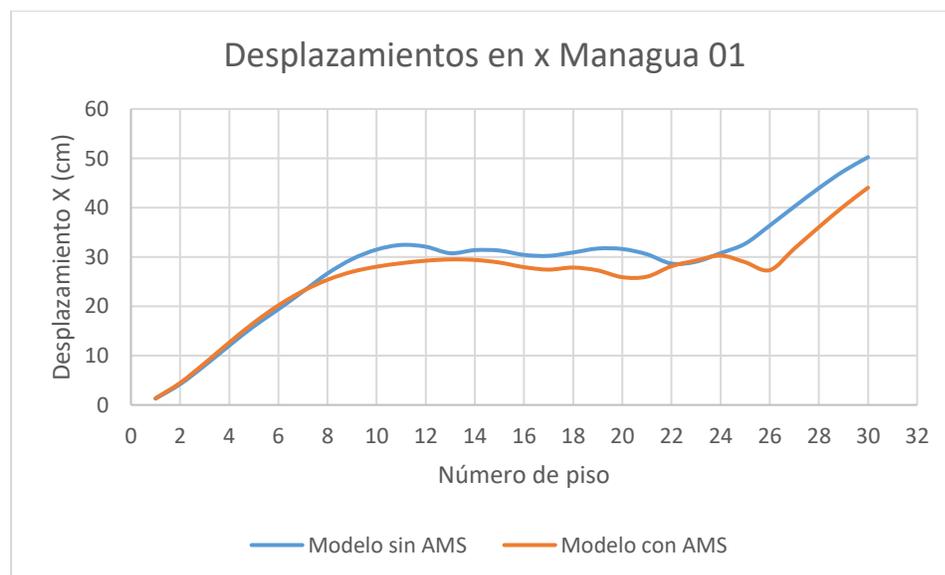
22	0.323	0.331	2.477%
23	0.323	0.325	0.619%
24	0.265	0.270	1.887%
25	0.263	0.269	2.281%
26	0.256	0.258	0.781%
27	0.218	0.222	1.835%
28	0.215	0.218	1.395%
29	0.205	0.209	1.951%
30	0.186	0.209	12.366%
		Promedio	3.388%

Fuente: Realizado con resultados de ETABS

## 5.2. Desplazamiento

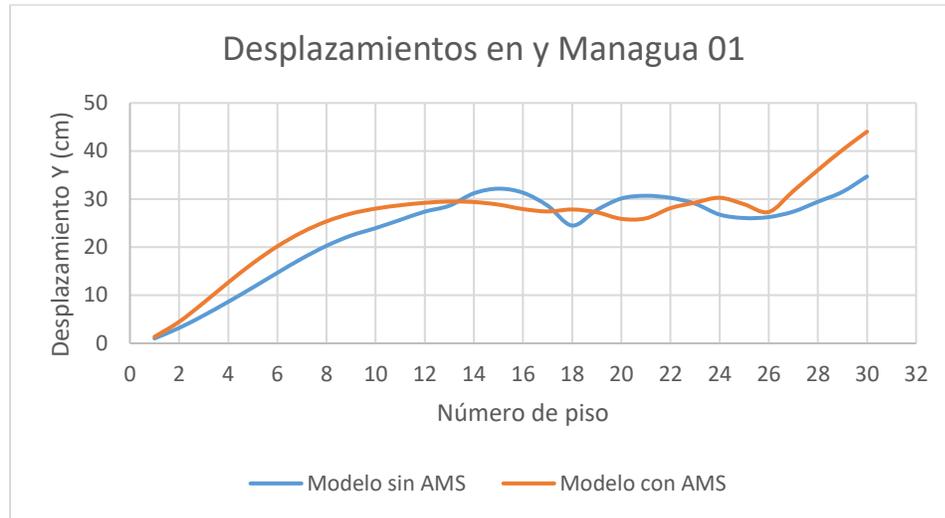
En las gráficas a mostrar a continuación se aprecia la variación de desplazamientos resultantes de un modelo y el otro. La grafica del modelo con ams en su gran mayoría disminuye en comparación a la del modelo sin ams pero en ciertas situaciones esta aumenta teniendo un comportamiento variado de nivel a nivel de la estructura y eso grafica también cambiando con respecto al comportamiento de los registros.

Figura 5.1 Desplazamiento en dirección X para Managua 01.



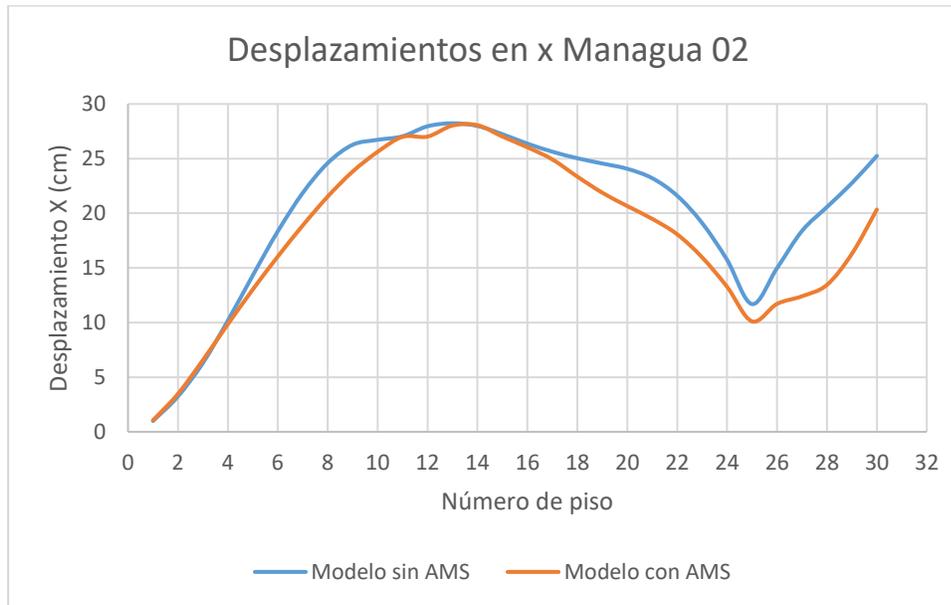
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.2 Desplazamiento en dirección Y para Managua 01.



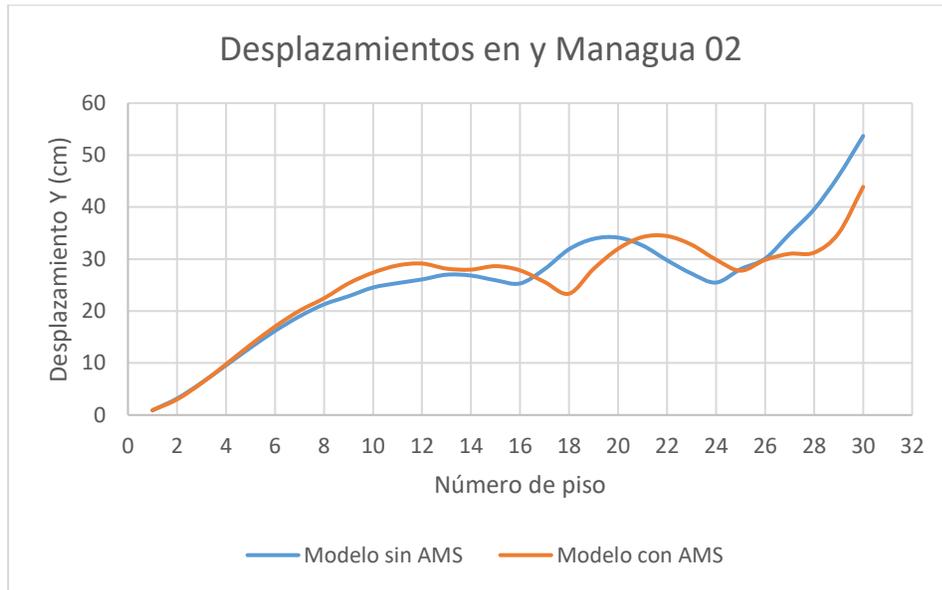
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.3 Desplazamiento en dirección X Managua 02.



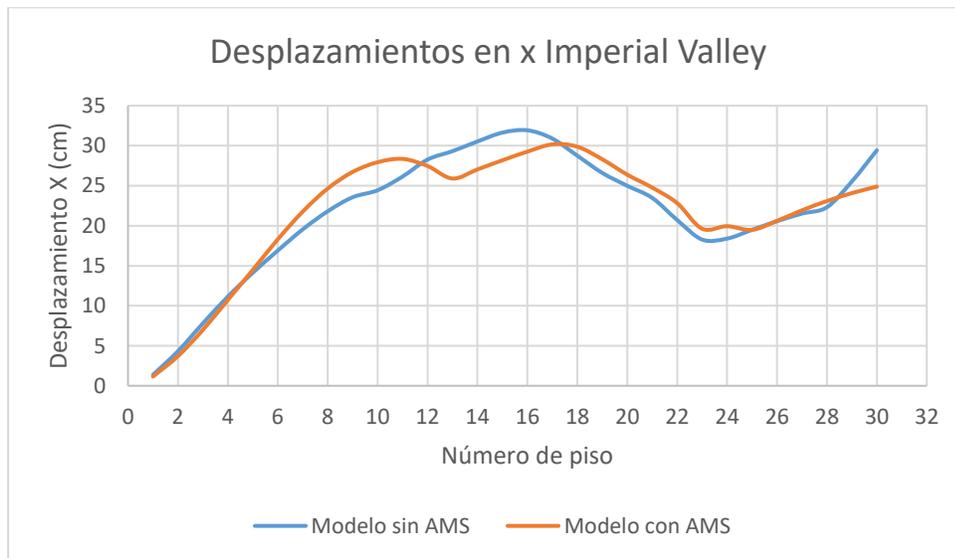
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.4 Desplazamiento en dirección Y Managua 02.



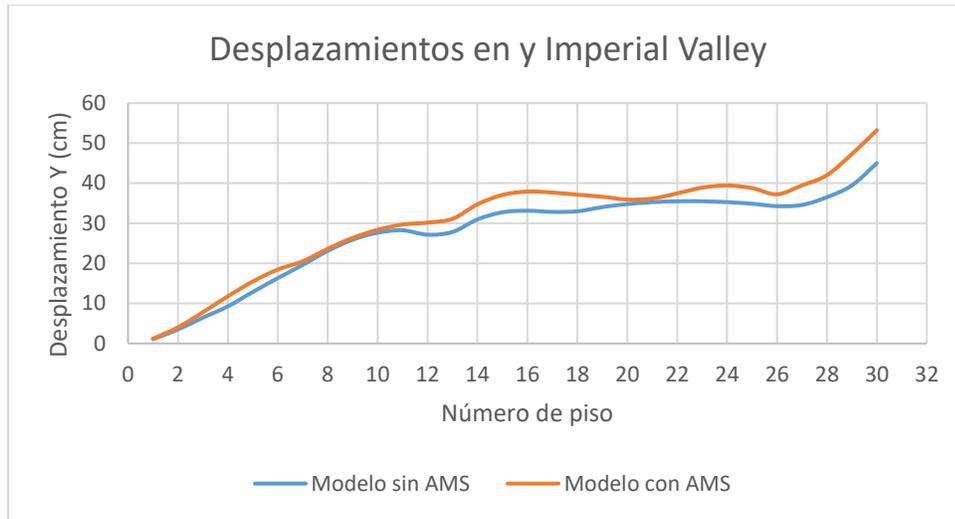
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.5 Desplazamiento en dirección X Imperial Valley.



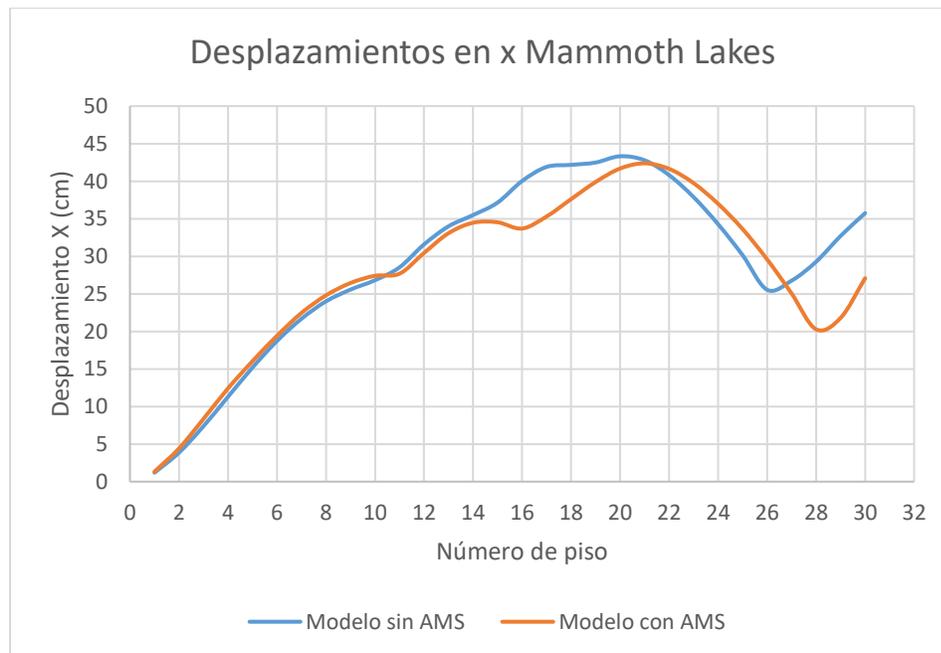
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.6 Desplazamiento en dirección Y Imperial Valley.



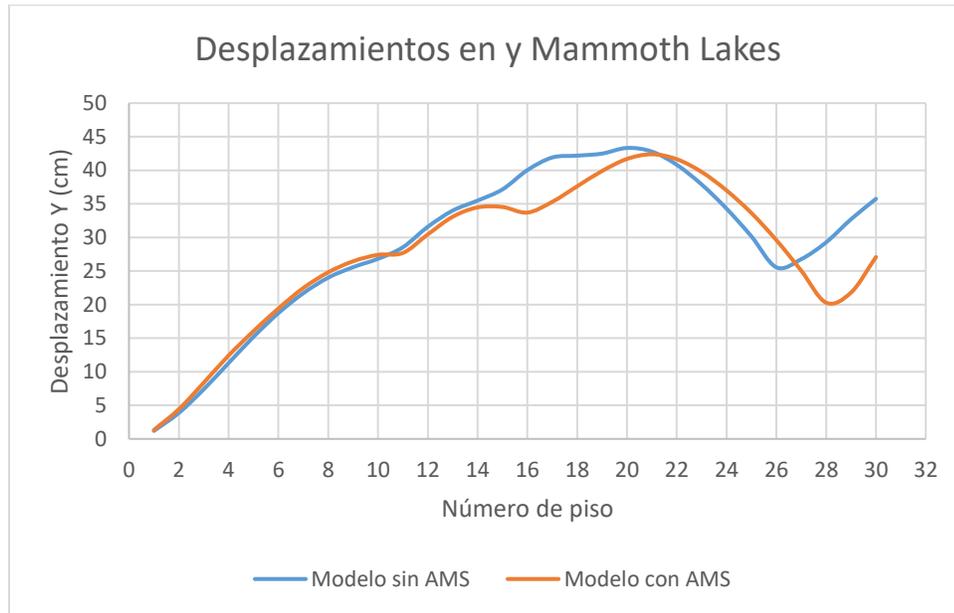
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.7 Desplazamiento en dirección X Mammoth Lakes.



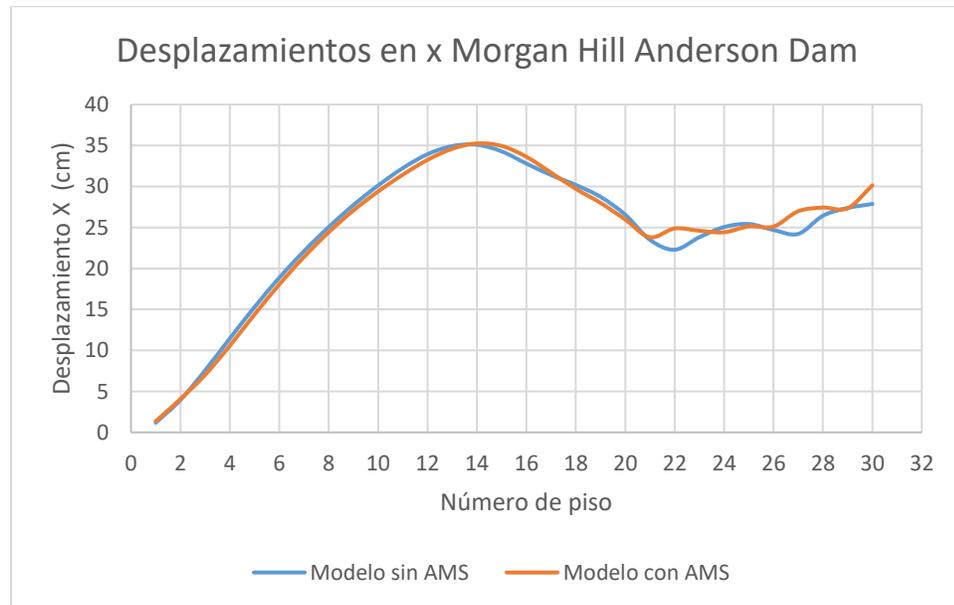
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.8 Desplazamiento en dirección Y Mammoths Lakes.



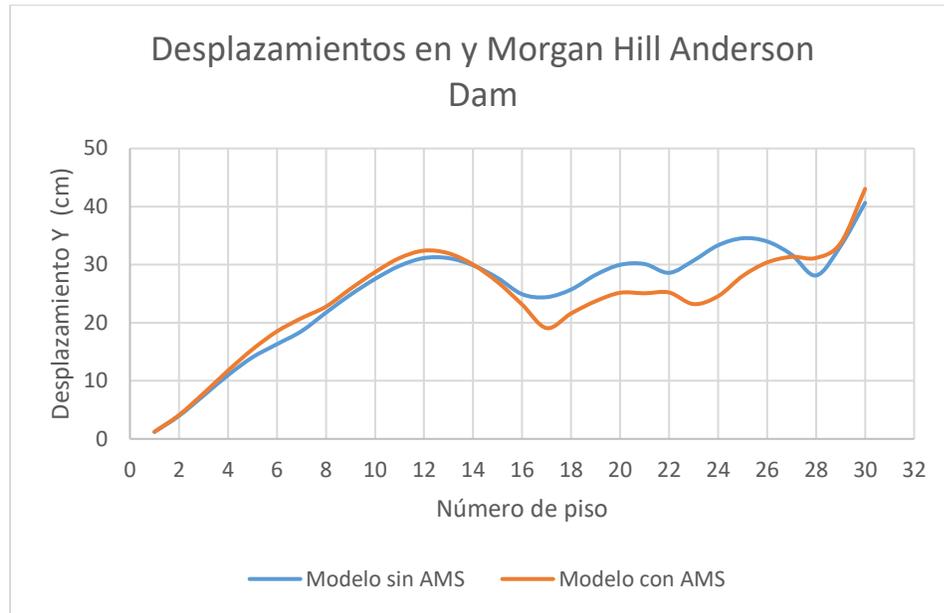
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.9 Desplazamiento en dirección X Morgan Hill Anderson Dam.



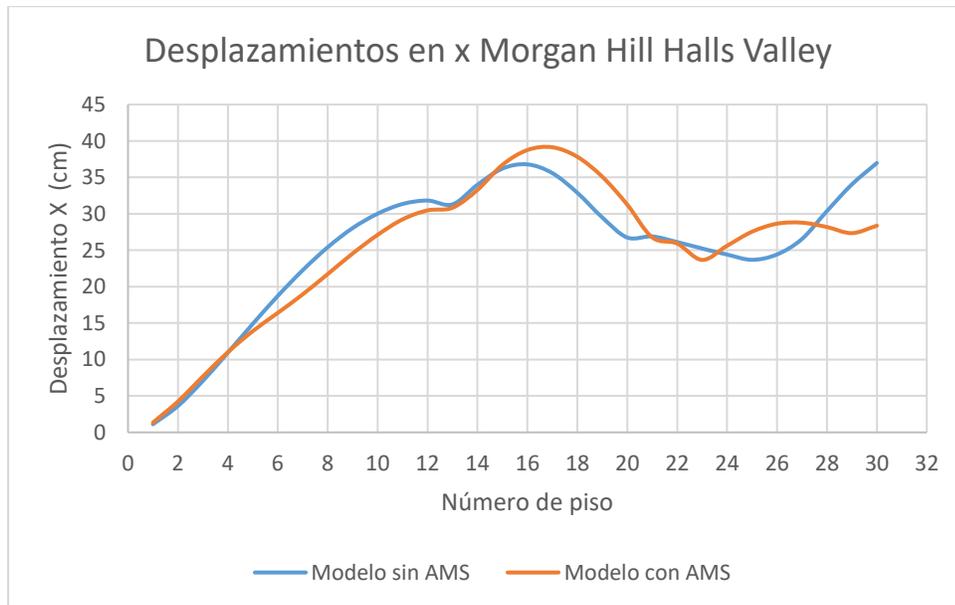
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.10 Desplazamiento en dirección Y Morgan Hill Anderson Dam.



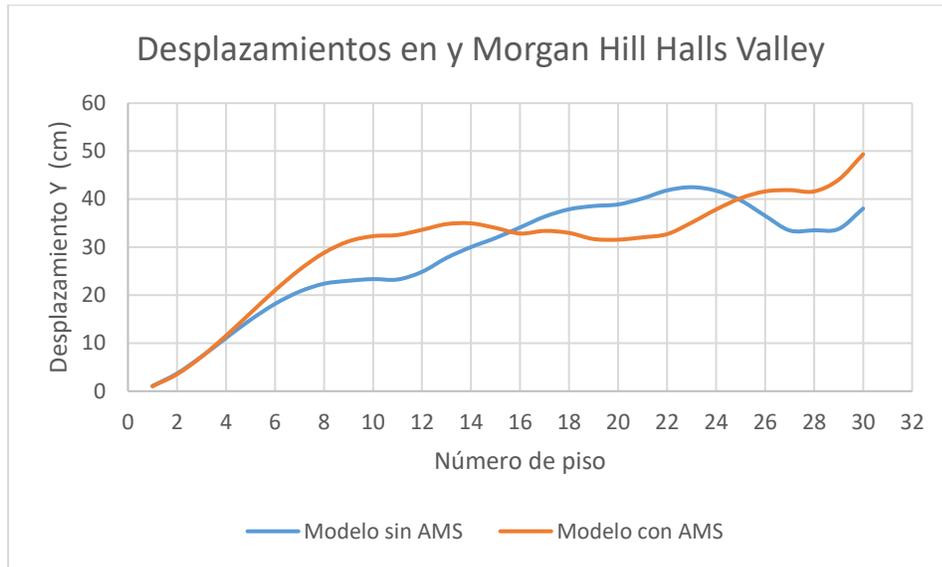
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.11 Desplazamiento en dirección X Morgan Hill Halls Valley.



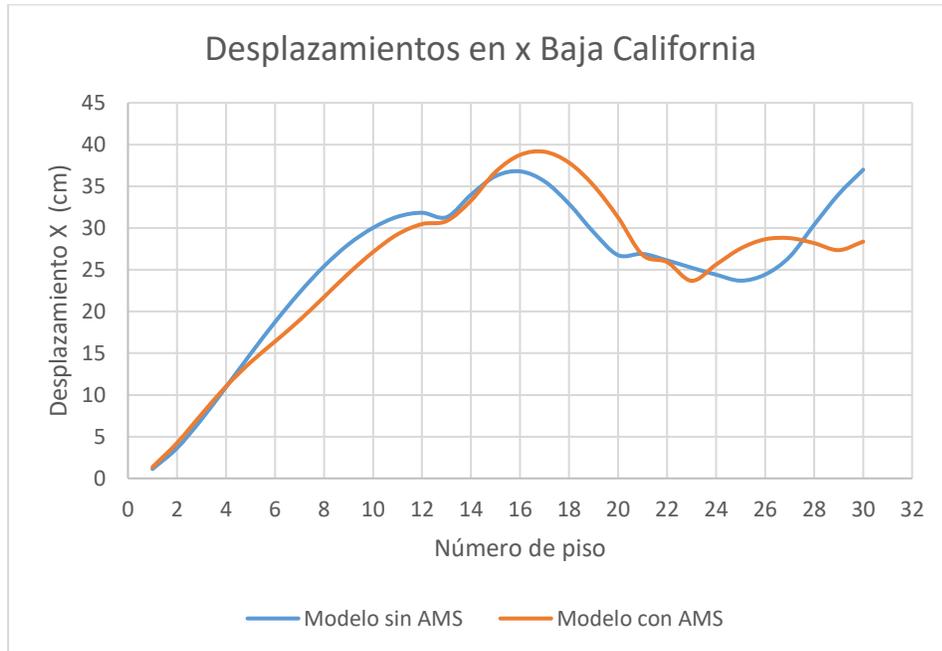
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.12 Desplazamiento en dirección Y Morgan Hill Halls Valley.



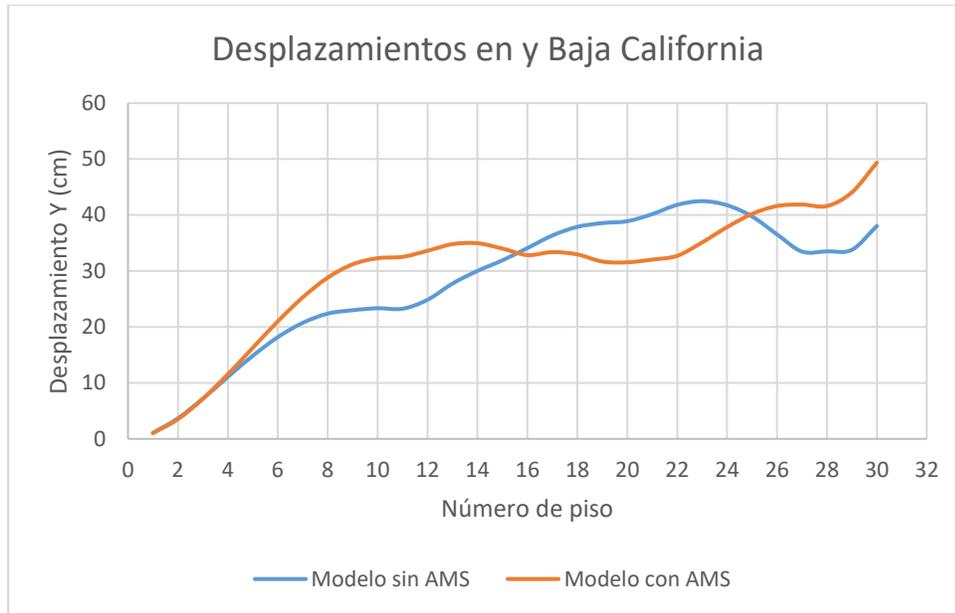
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.13 Desplazamiento en dirección X Baja California.



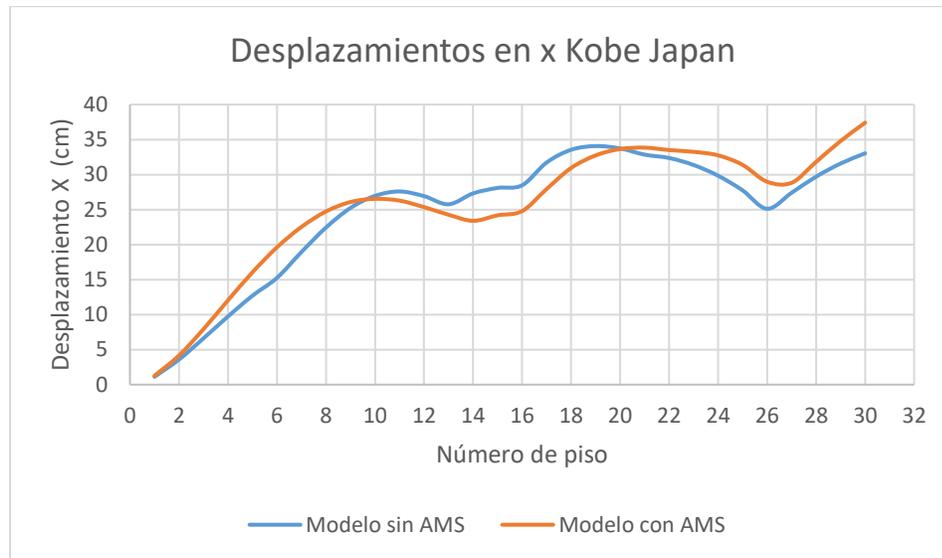
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.14 Desplazamiento en dirección Y Baja California.



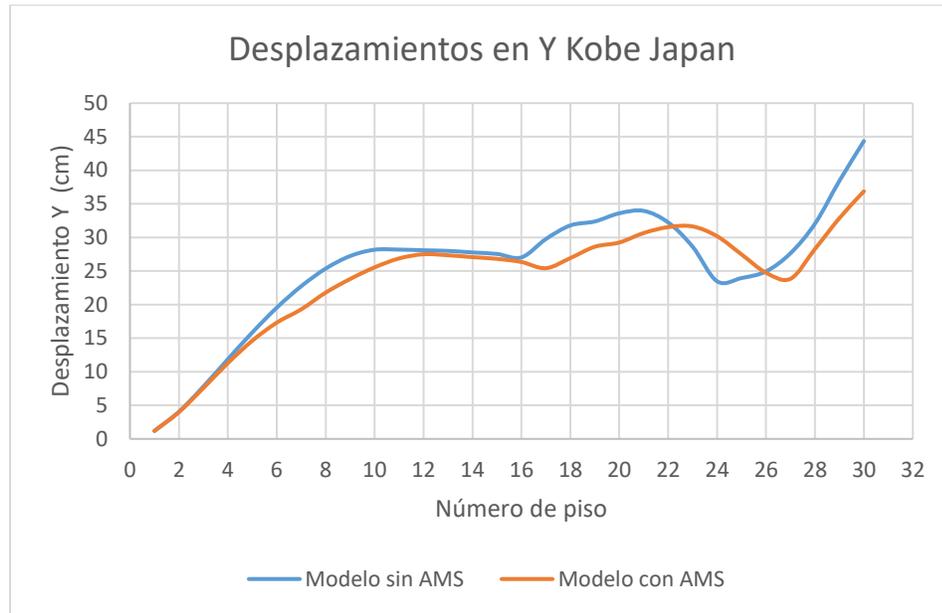
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.15 Desplazamiento en dirección X Kobe Japan.



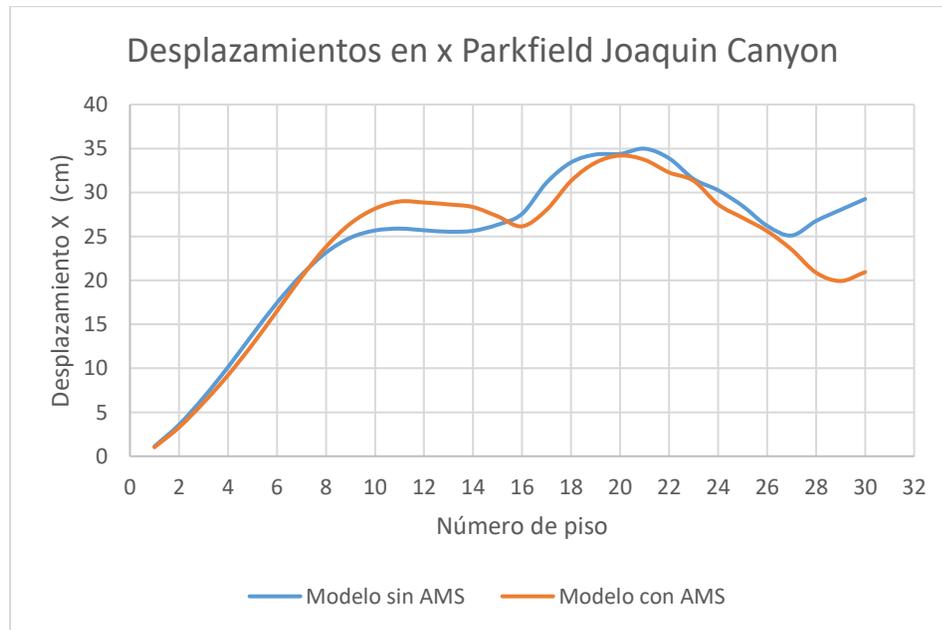
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.16 Desplazamiento en dirección Y Kobe Japan.



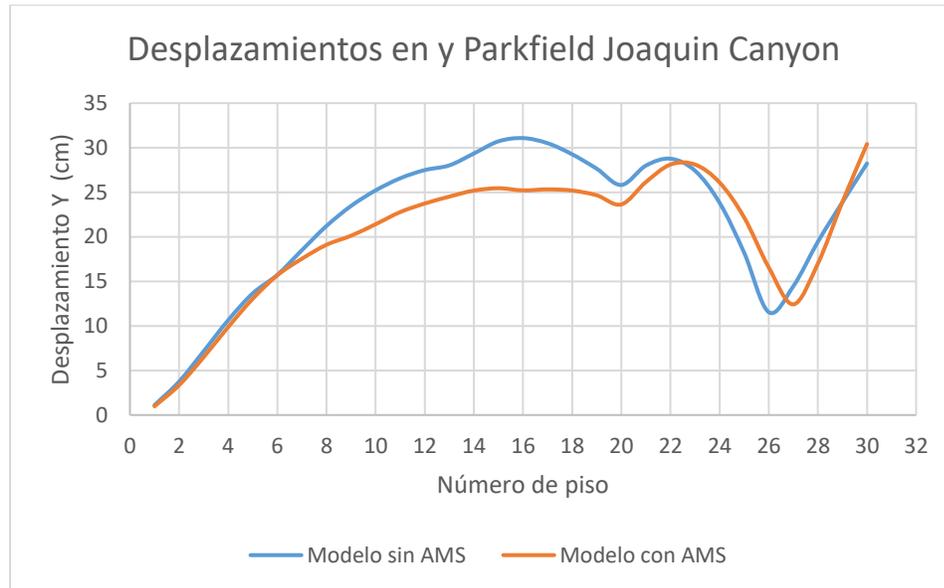
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.17 Desplazamiento en dirección X Parkfield Joaquin Canyon.



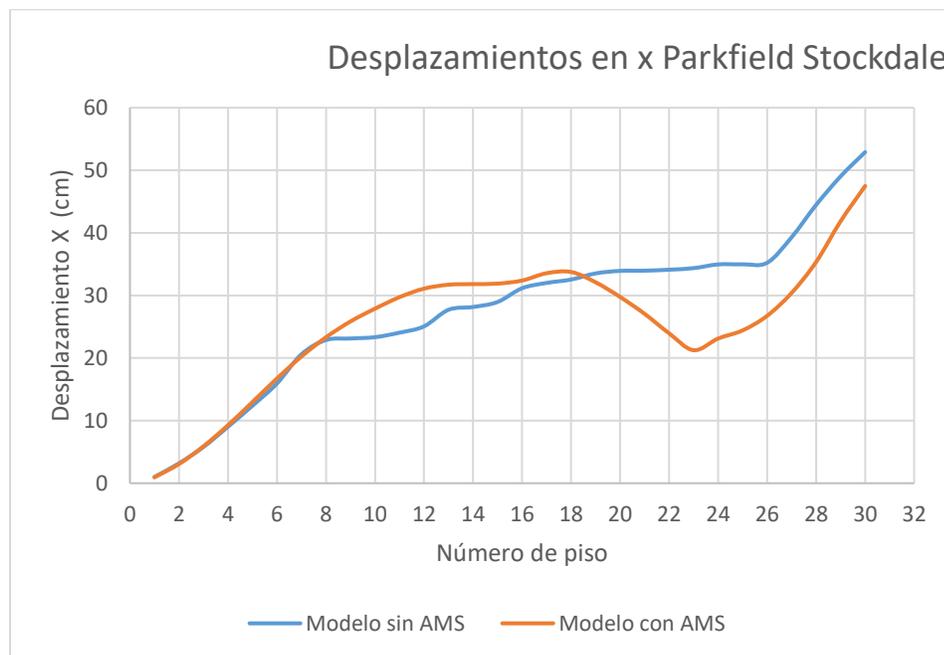
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.18 Desplazamiento en dirección Y Parkfield Joaquin Canyon.



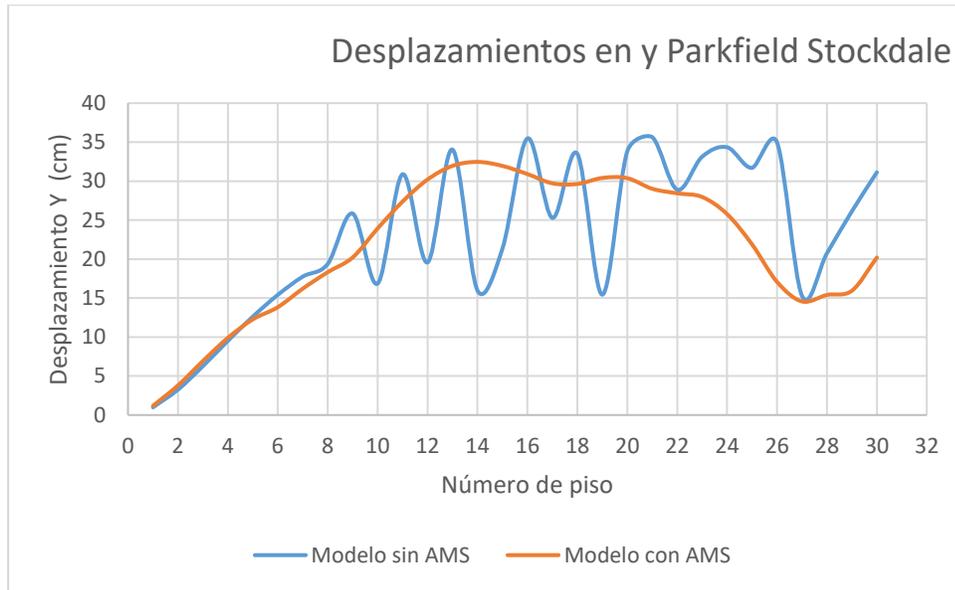
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.19 Desplazamiento en dirección X Parkfield Stockdale



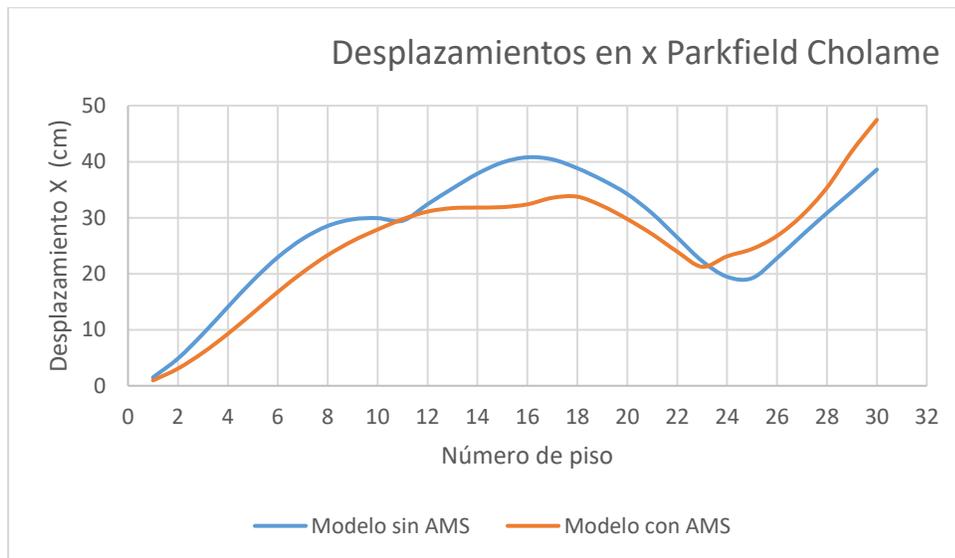
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.20 Desplazamiento en dirección Y Parkfield Stockdale.



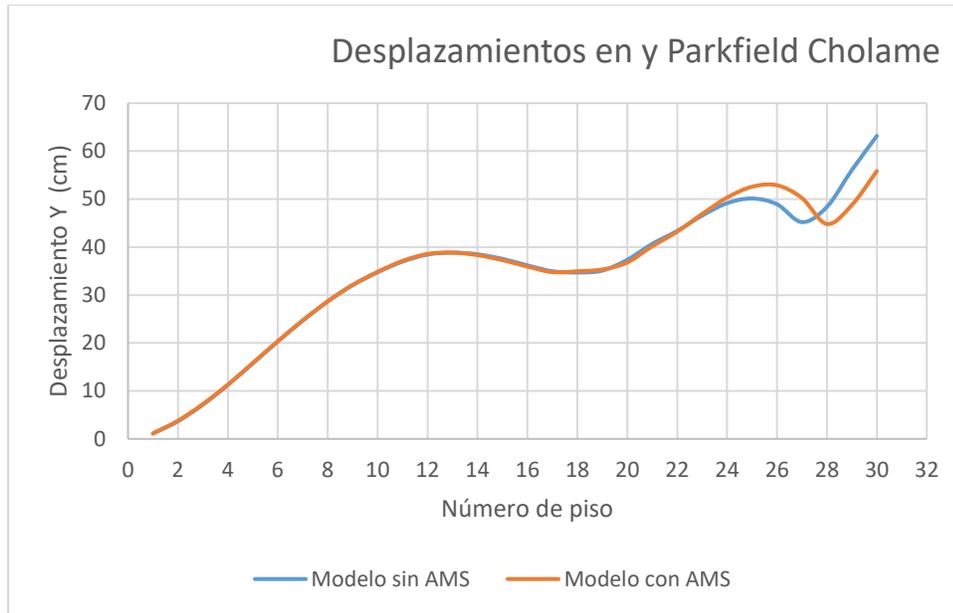
Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.21 Desplazamiento en dirección X Parkfield Cholame.



Fuente: Realizado con resultados de ETABS

Figura 5.22 Desplazamiento en dirección Y Parkfield Cholame.

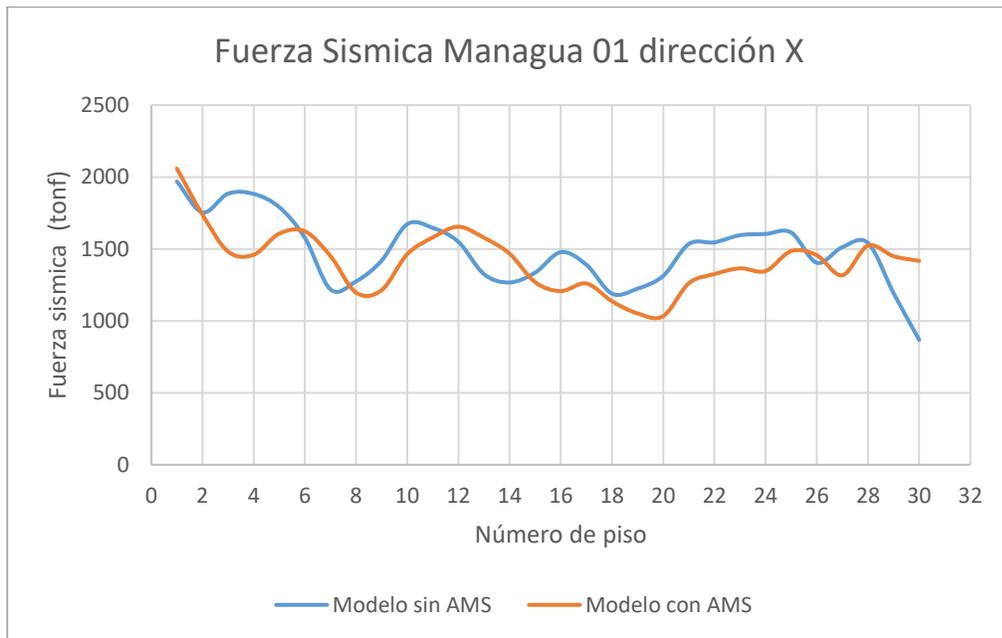


Fuente: Realizado con resultados de ETABS

### 5.3. Fuerza sísmica

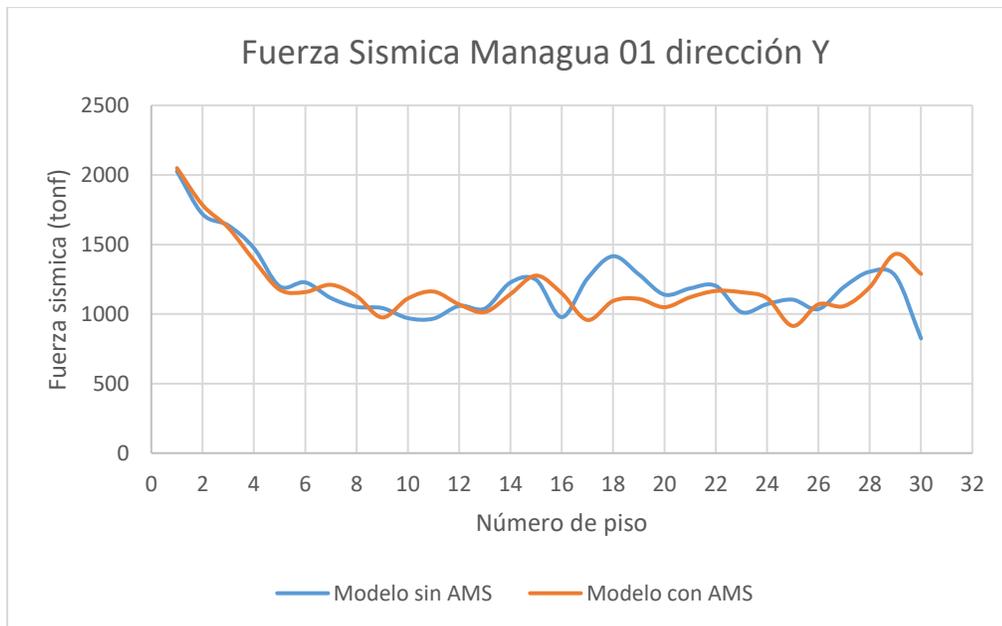
En las gráficas previas se realizaron a partir de los resultados de cortantes por nivel recopilados del análisis no lineal time history de los 11 pares de registros sísmicos. En cada una de estas se aprecia en el plano los distintos cortantes por nivel obtenidos respectivamente, ya sea resultados del modelo con AMS como del modelo sin AMS, en el eje de las ordenadas se presentan el valor de la fuerza sísmica en toneladas fuerza mientras en el eje de la abscisa se presentan los 30 niveles de las estructuras, así pudiéndose ver al comparar las gráficas si la fuerza sísmica es mayor o menor en alguno de los modelos con respecto al otro.

Figura 5.23 Fuerza Sísmica en dirección X Managua 01.



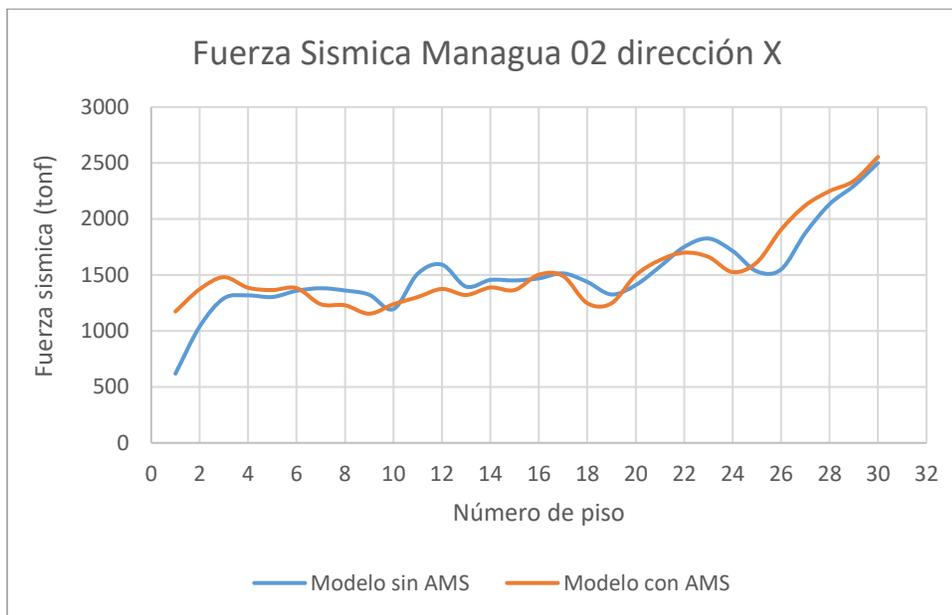
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.24 Fuerza Sísmica en dirección Y Managua 01.



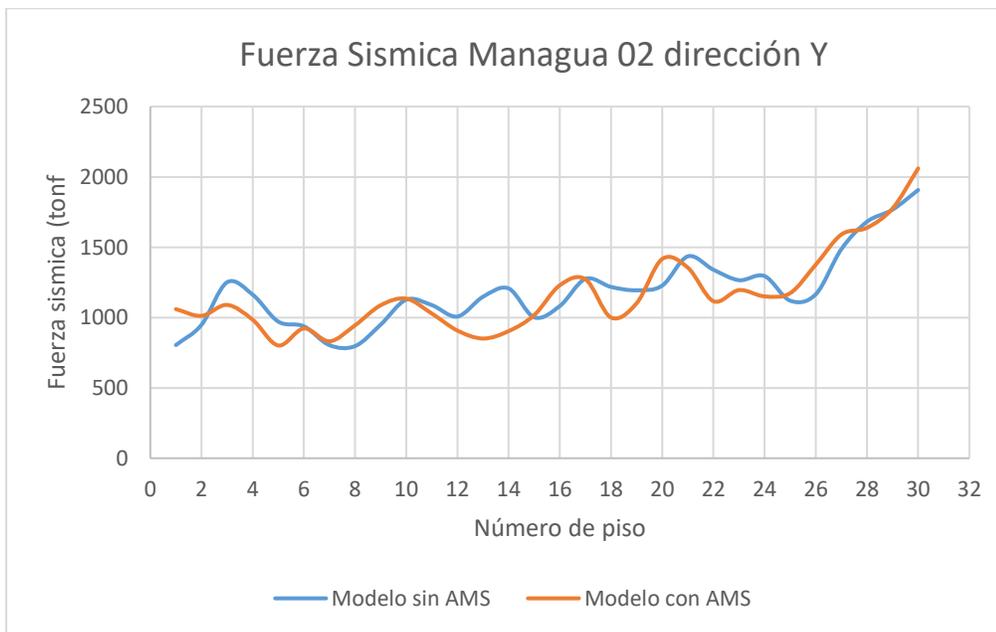
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.25 Fuerza Sísmica dirección X Managua 02.



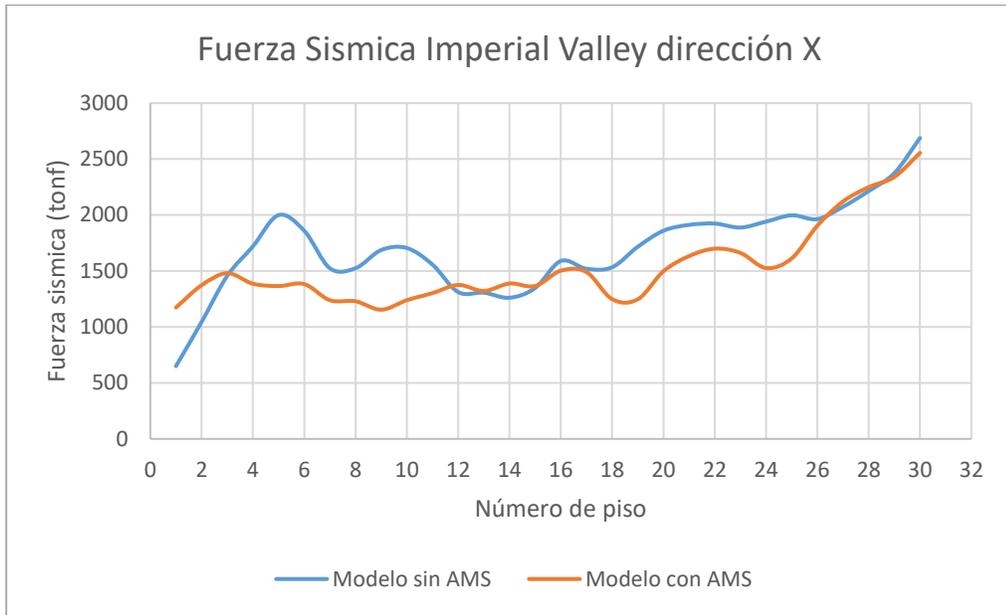
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.26 Fuerza Sísmica dirección Y Managua 02.



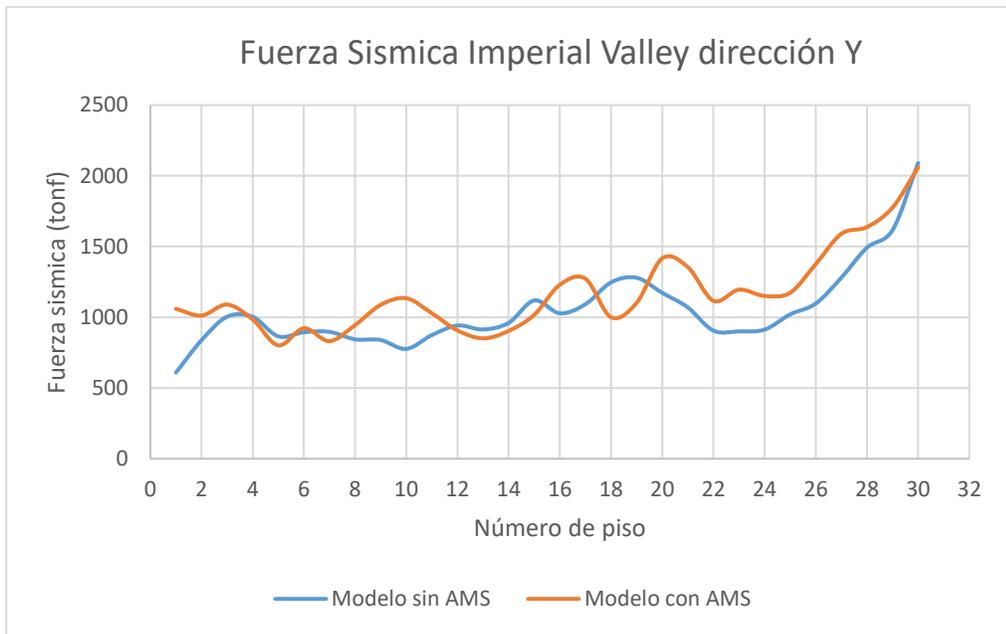
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.27 Fuerza Sísmica dirección X Imperial Valley.



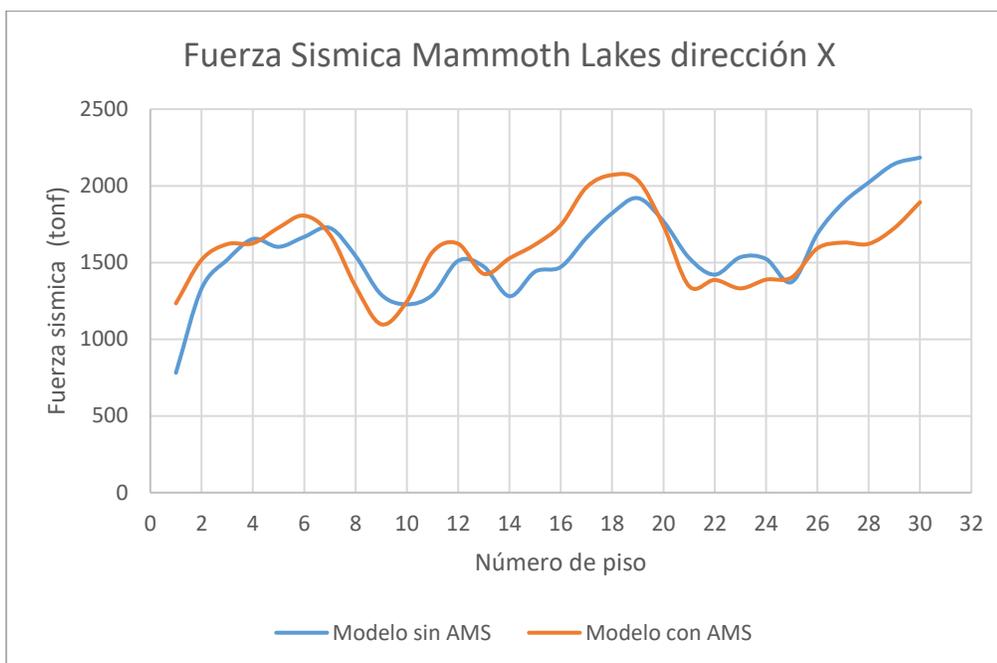
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.28 Fuerza Sísmica dirección Y Imperial Valley.



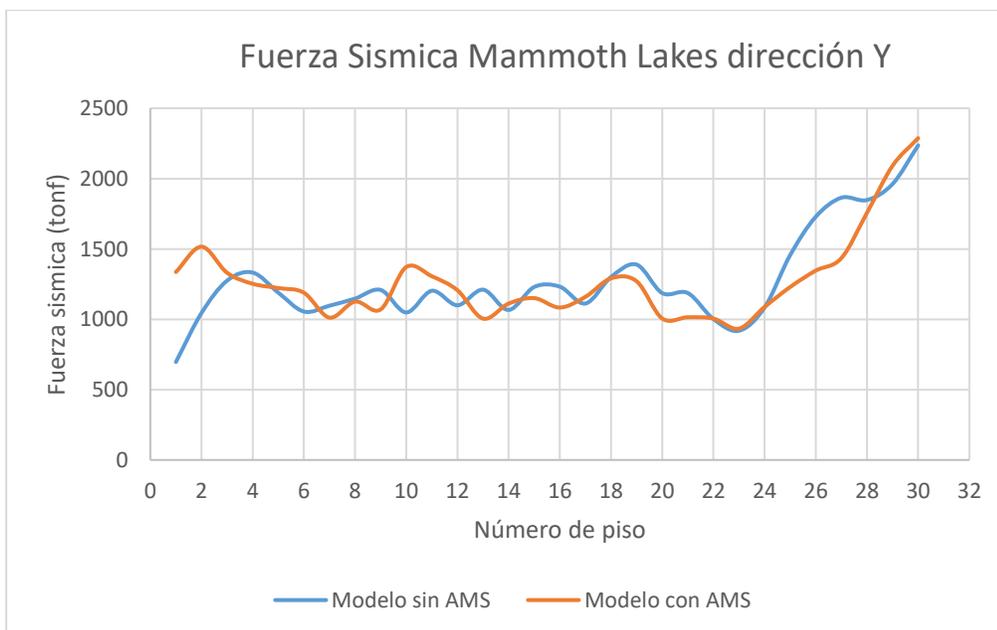
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.29 Fuerza Sísmica dirección X Mammoth Lakes.



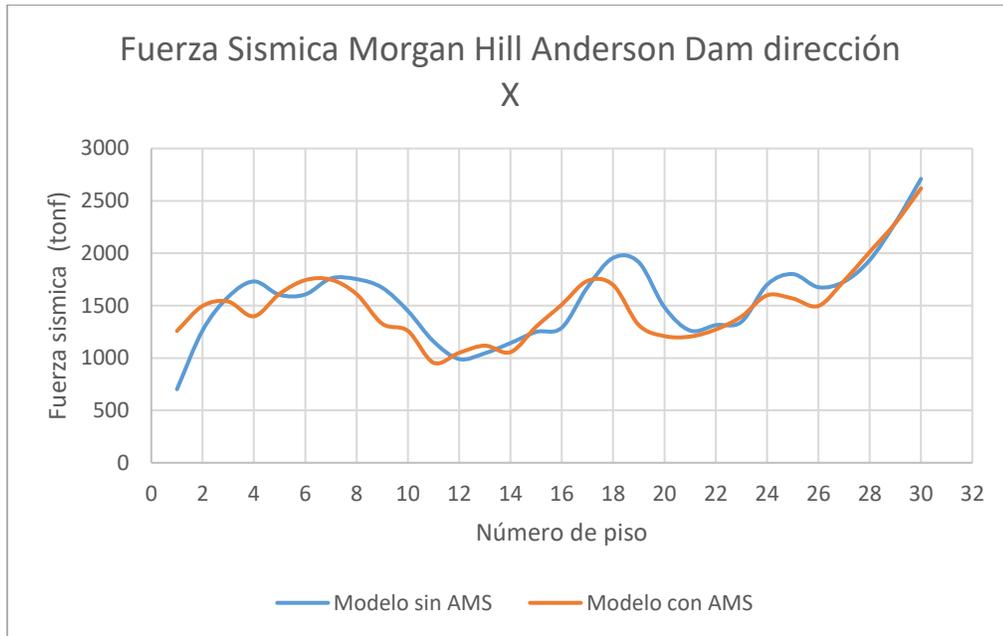
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.30 Fuerza Sísmica dirección Y Mammoth Lakes.



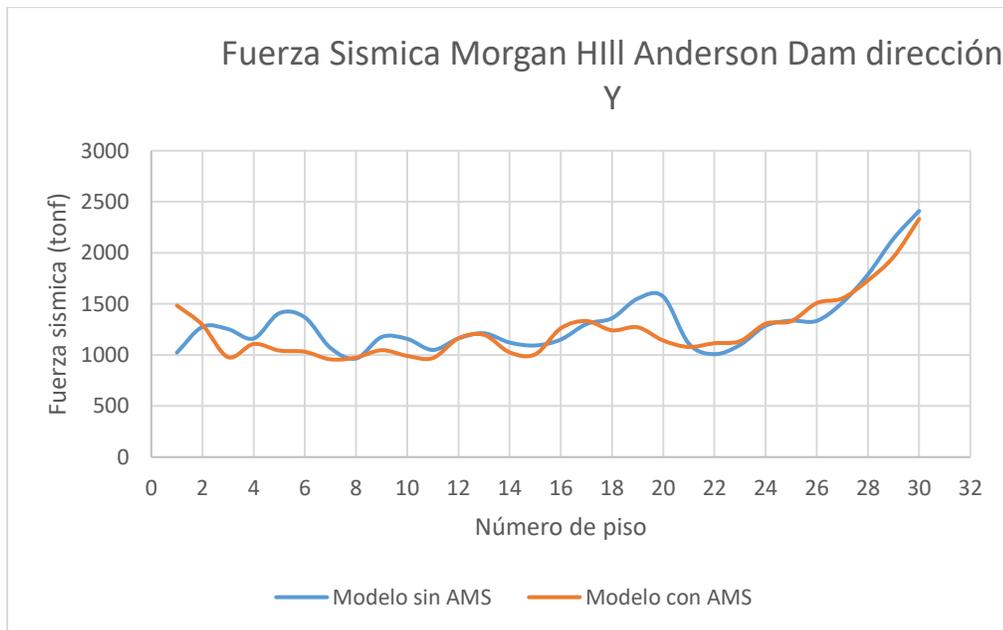
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.31 Fuerza Sísmica dirección X Morgan Hills Anderson Dam.



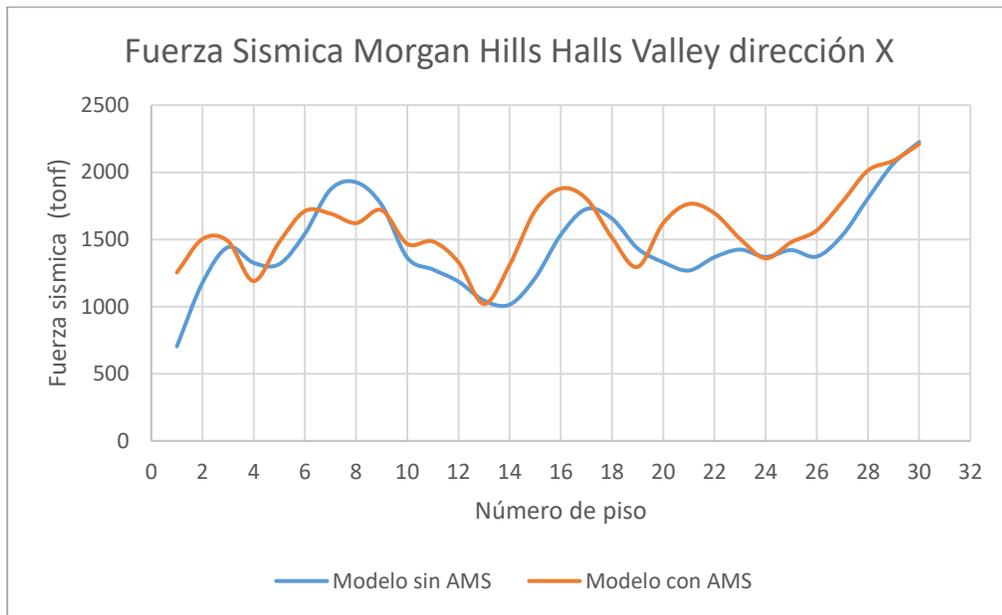
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.32 Fuerza Sísmica dirección Y Morgan Hills Anderson Dam.



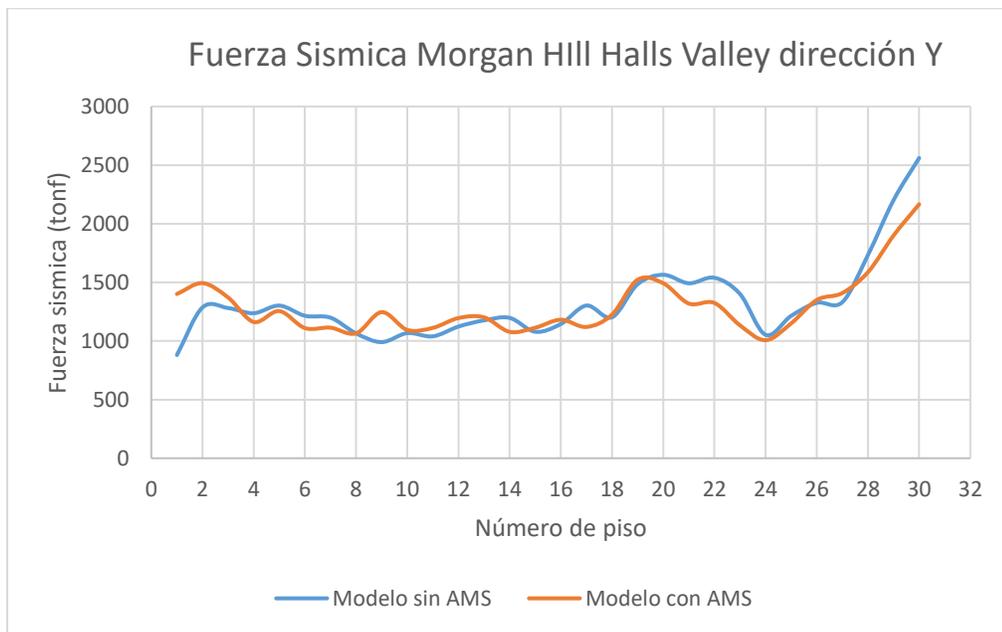
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.33 Fuerza Sísmica dirección X Morgan Hill Halls Valley.



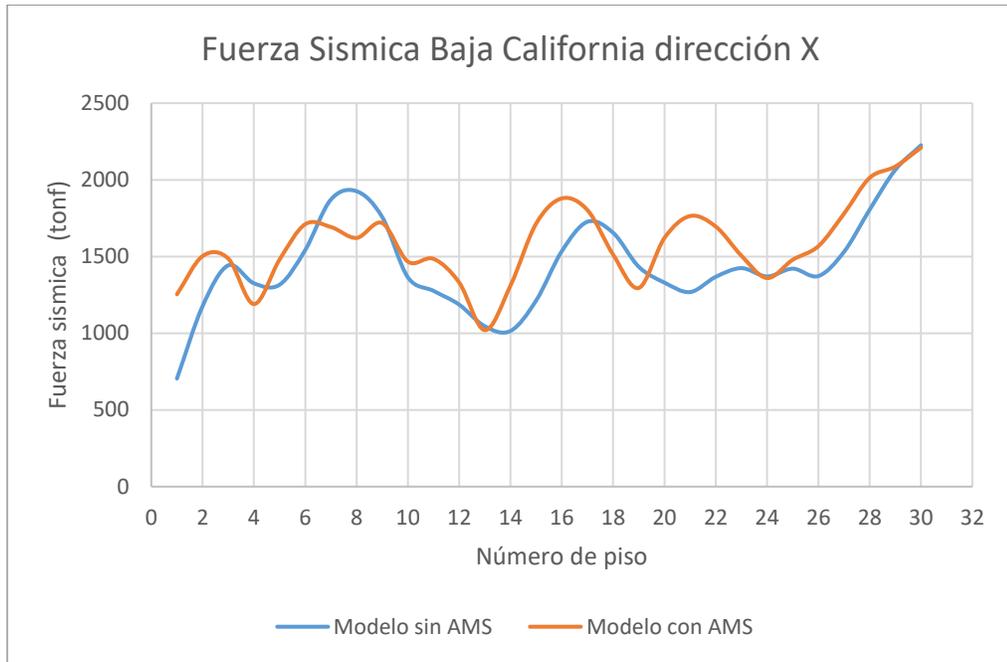
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.34 Fuerza Sísmica dirección Y Morgan Hill Halls Valley.



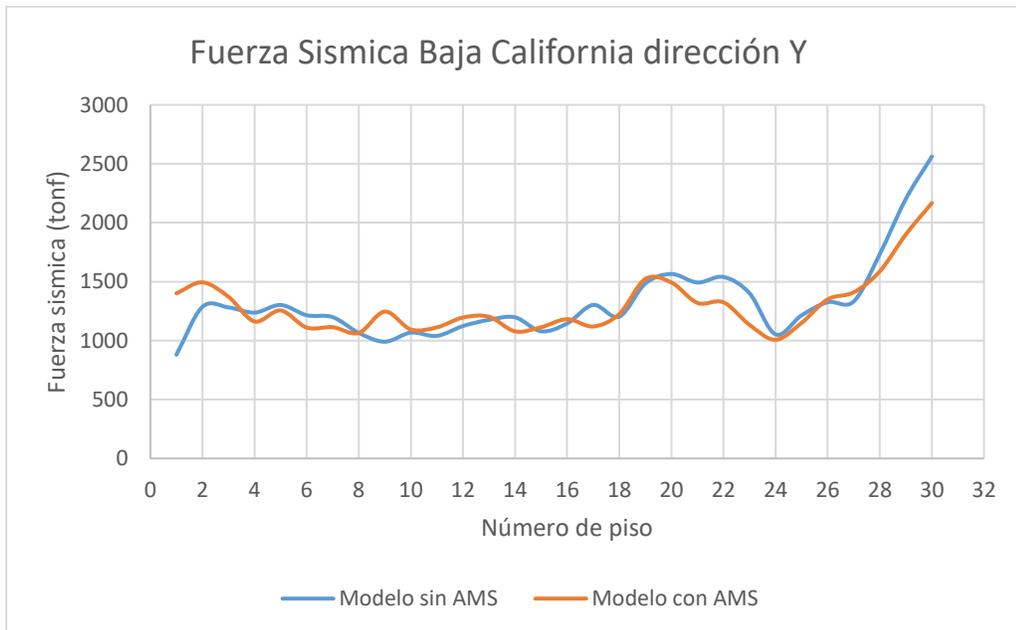
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.35 Fuerza Sísmica dirección X Baja California.



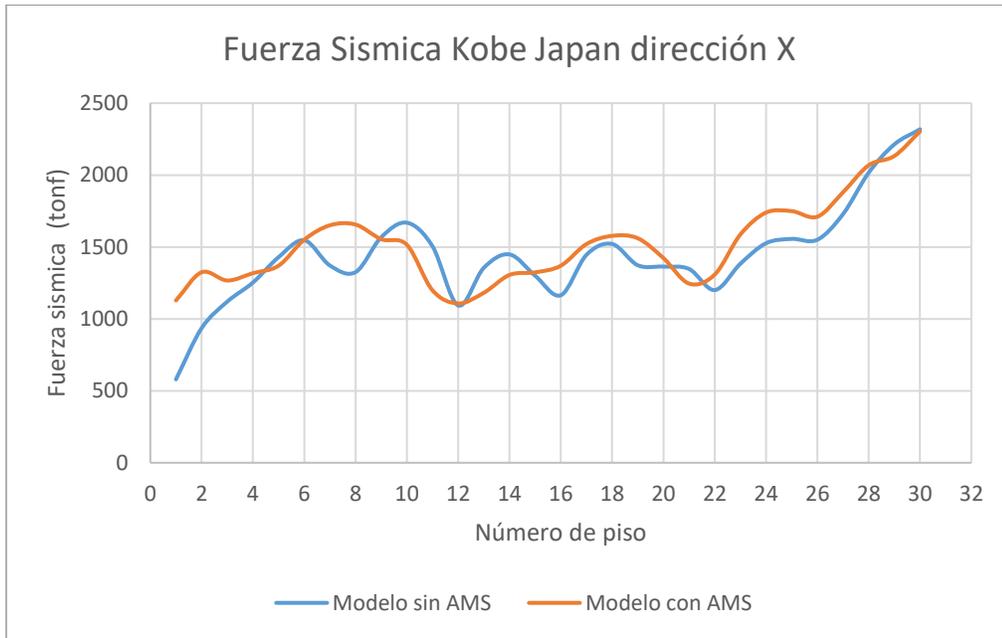
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.36 Fuerza Sísmica dirección Y Baja California.



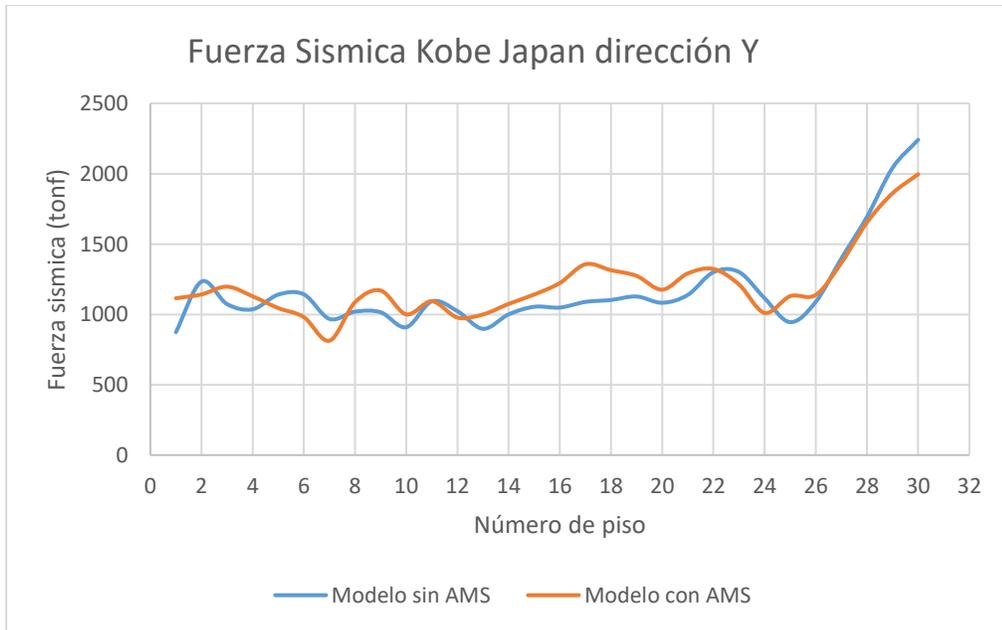
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.37 Fuerza Sísmica dirección X Kobe Japan.



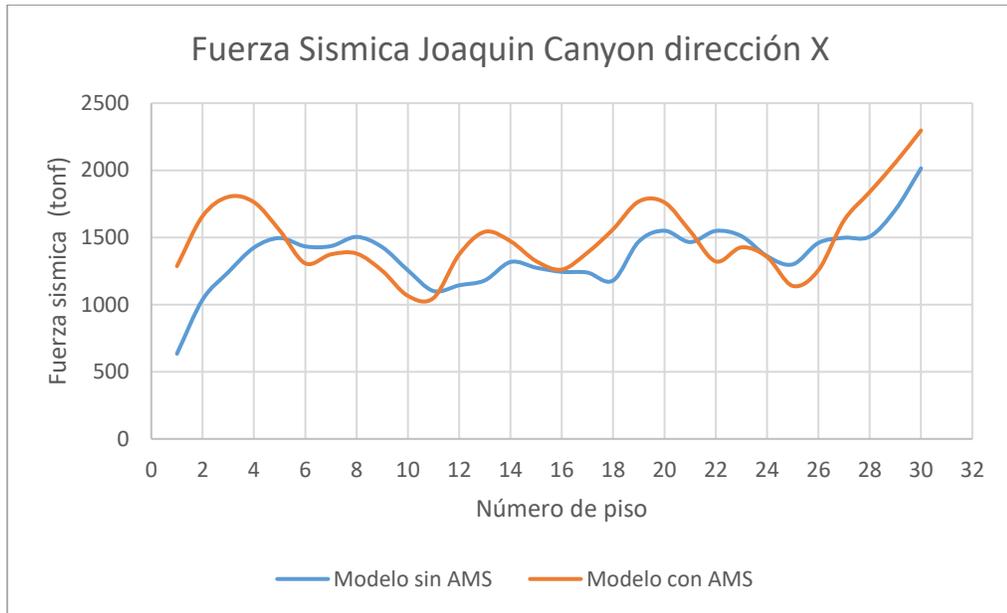
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.38 Fuerza Sísmica dirección Y Kobe Japan.



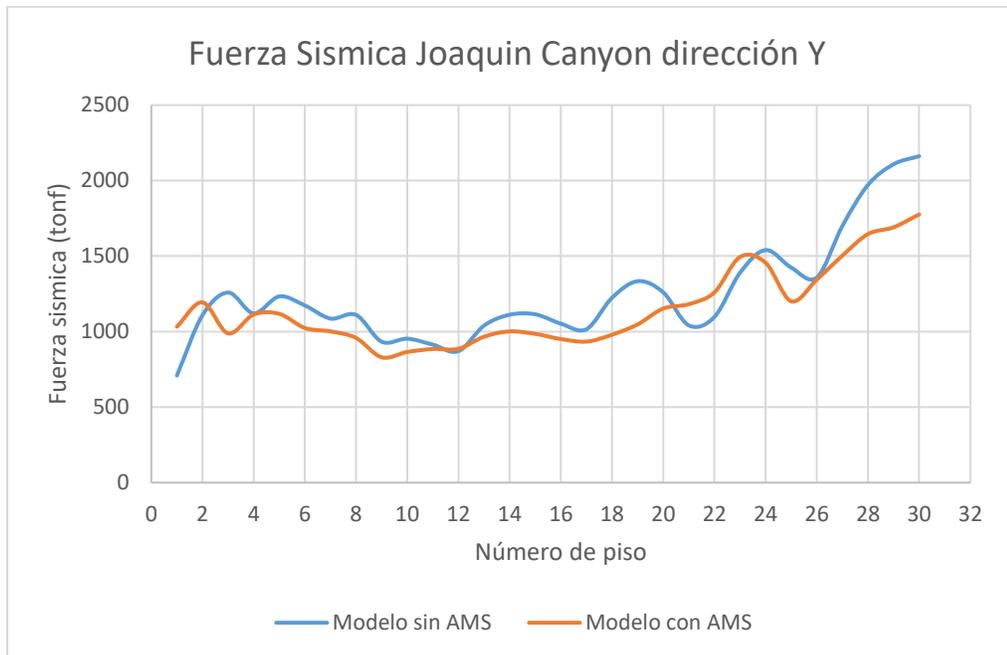
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.39 Fuerza Sísmica dirección X Parkfield Joaquin Canyon.



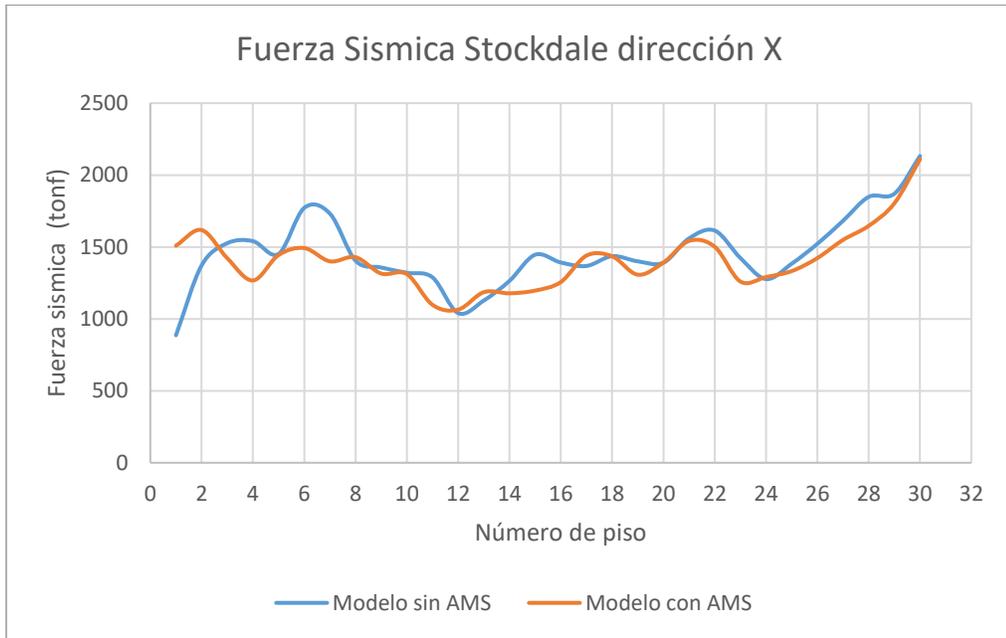
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.40 Fuerza Sísmica dirección Y Parkfield Joaquin Canyon.



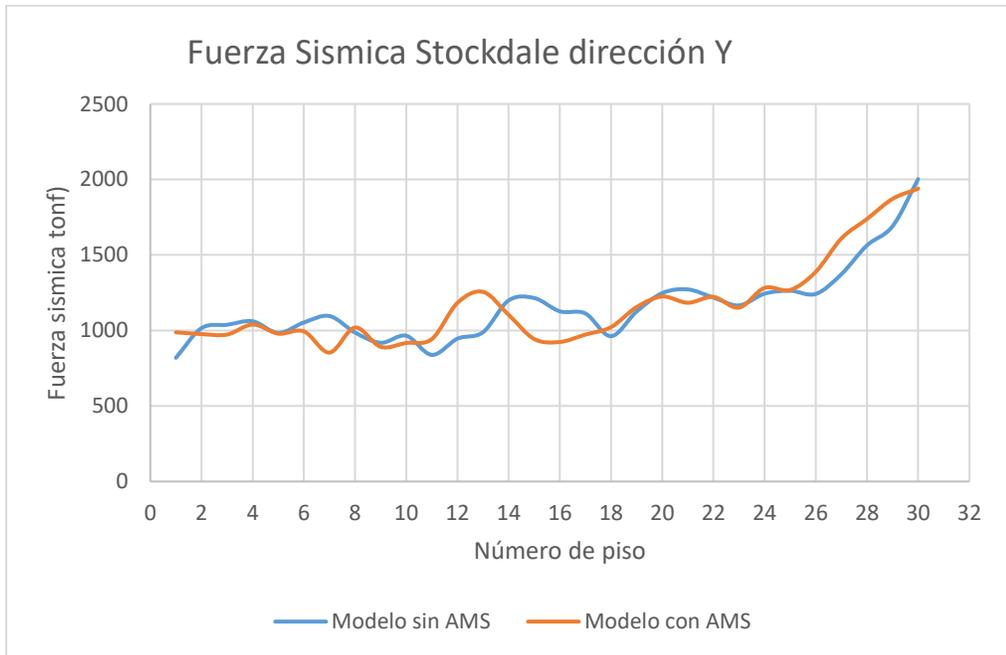
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.41 Fuerza Sísmica dirección X Parkfield Stockdale.



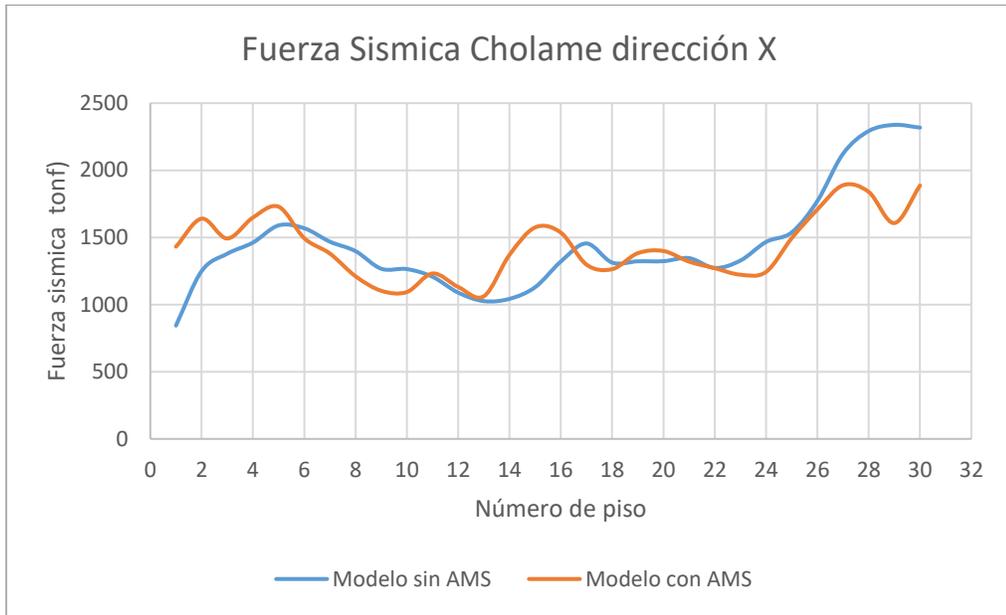
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.42 Fuerza Sísmica dirección Y Parkfield Stockdale.



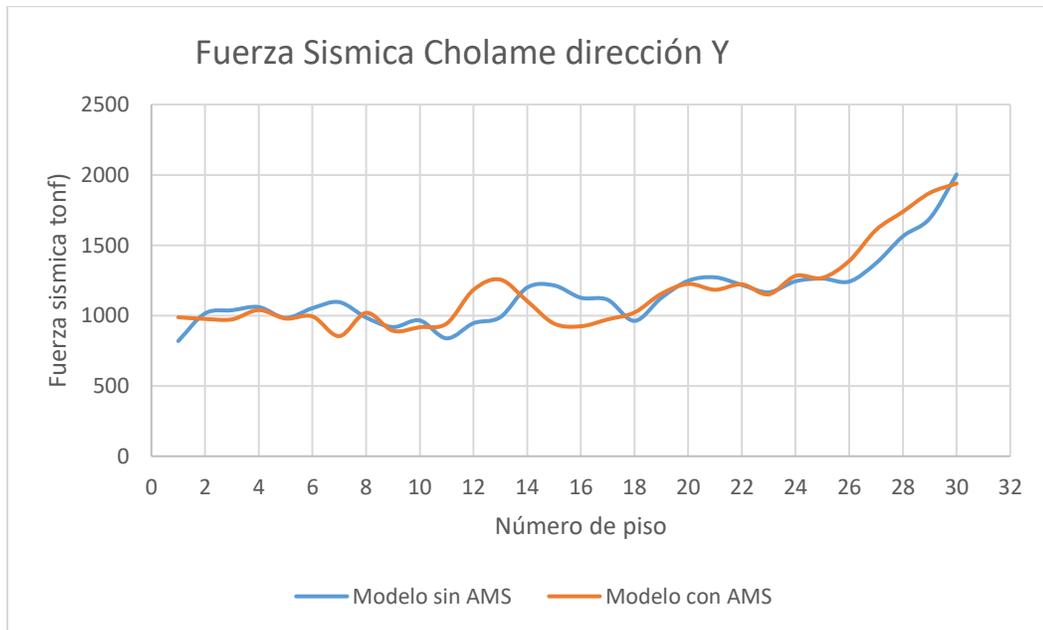
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.43 Fuerza Sísmica dirección X Parkfield Cholame



Fuente: Elaboración propia

Figura 5.44 Fuerza Sísmica dirección Y Parkfield Cholame.

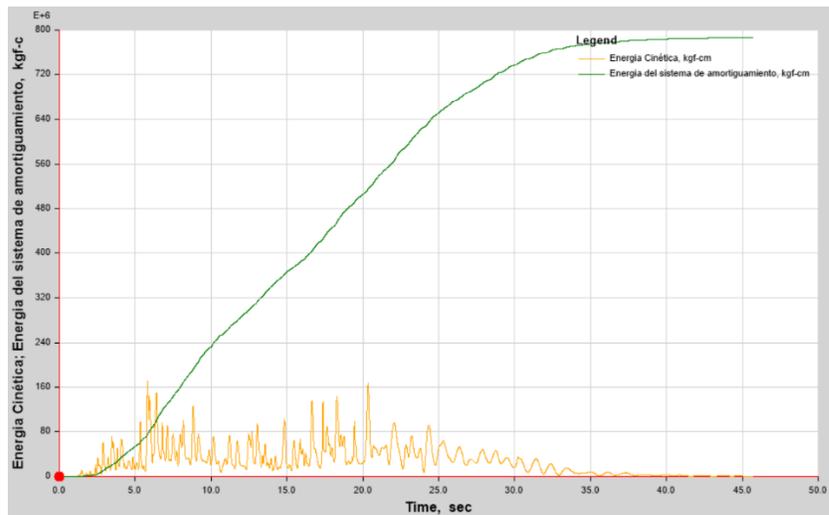


Fuente: Elaboración propia

## 5.4. Energía

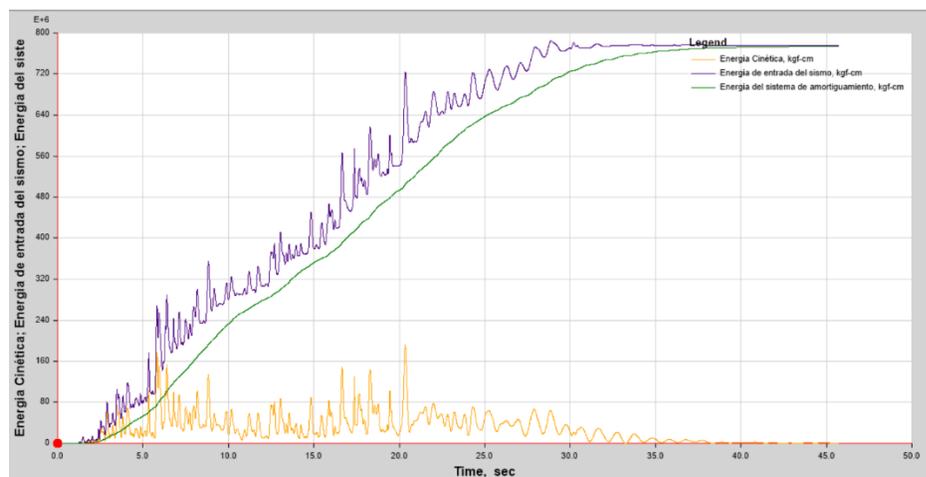
A continuación, se muestran graficas que presentan los componentes de energía de energía entrante, energía cinética y energía del sistema de amortiguamiento, estas a través del tiempo, siendo una por cada registro y una por cada modelo.

Figura 5.45 Energía Modelo sin ams Managua 01.



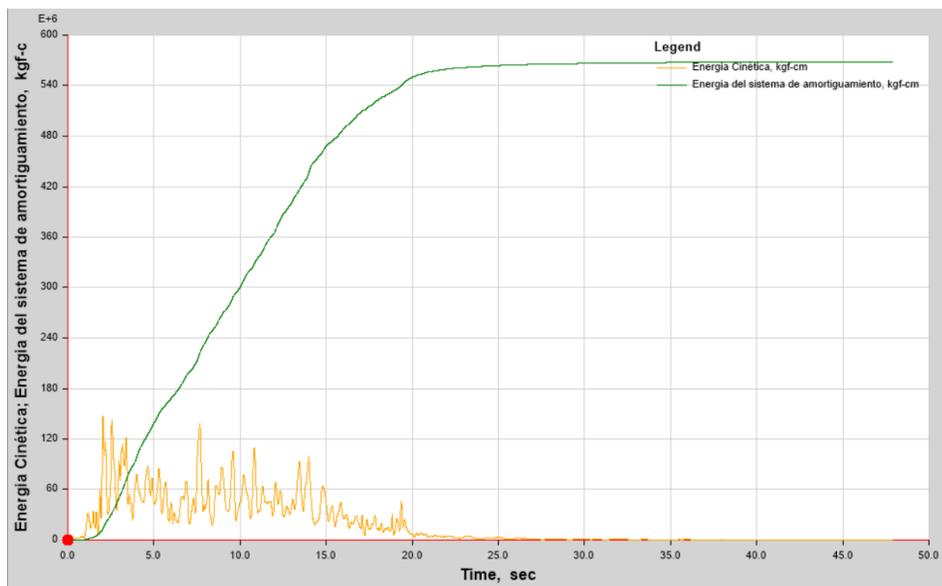
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.46 Energía Modelo con ams Managua 01.



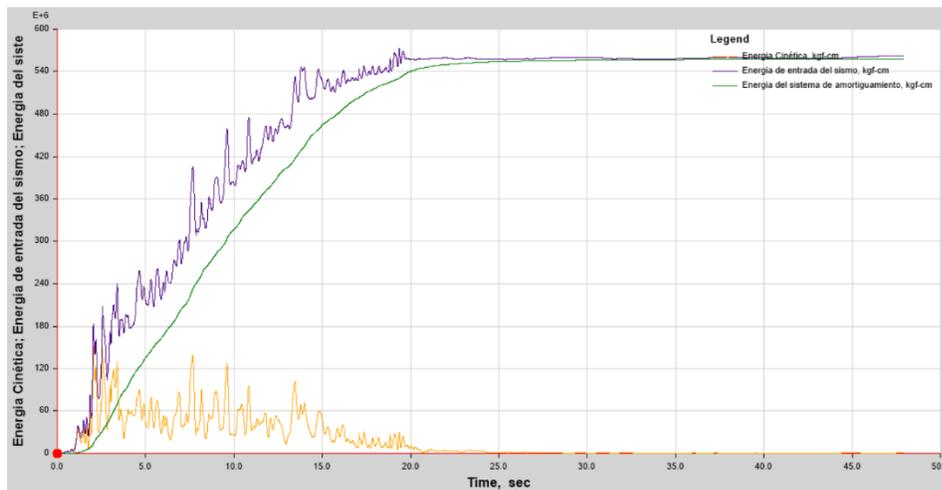
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.47 Energía Modelo sin ams Managua 02.



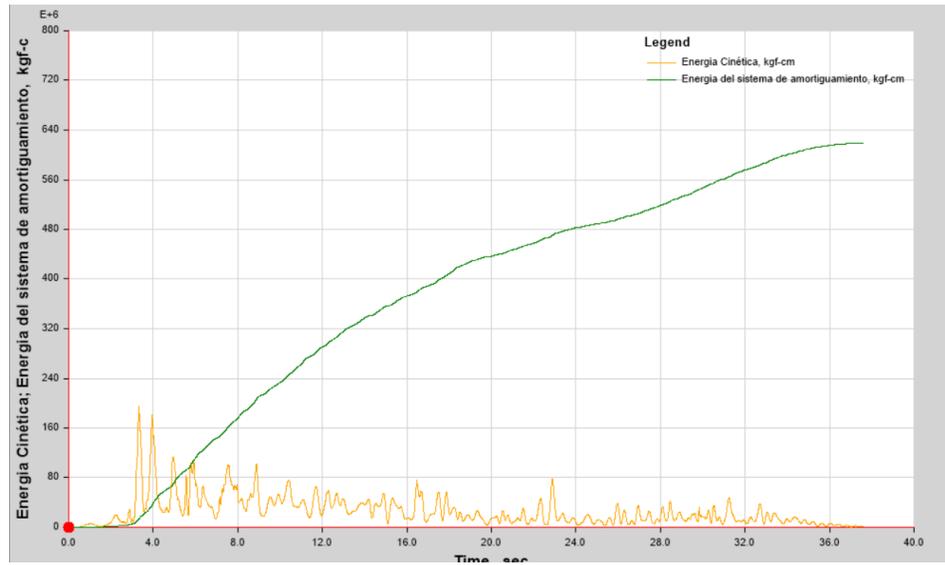
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.48 Energía Modelo con ams Managua 02.



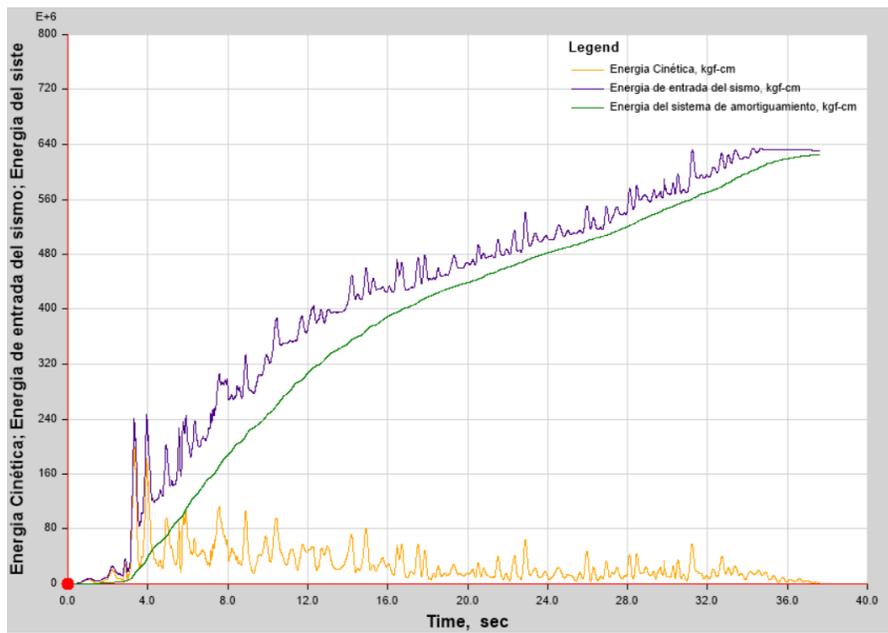
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.49 Energía Modelo sin ams Imperial Valley.



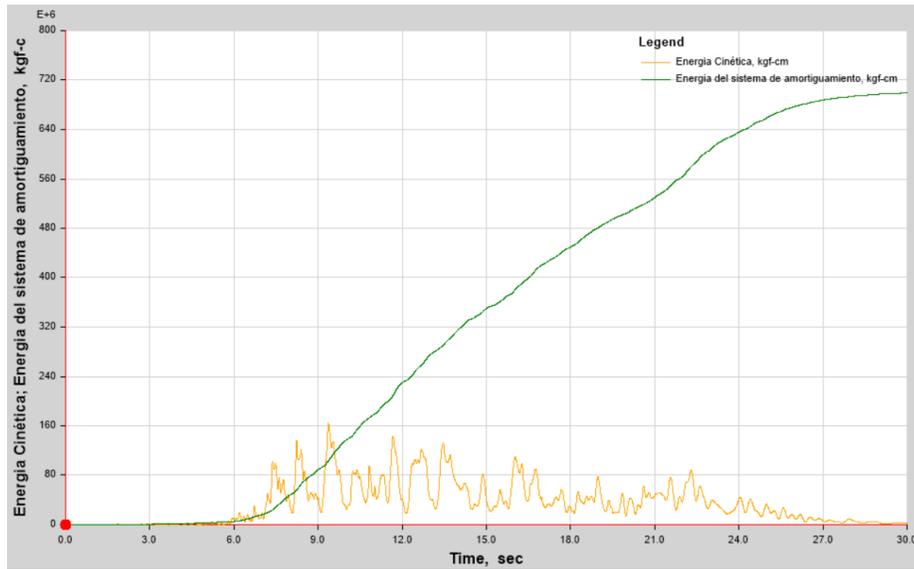
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.50 Energía Modelo con ams Imperial Valley.



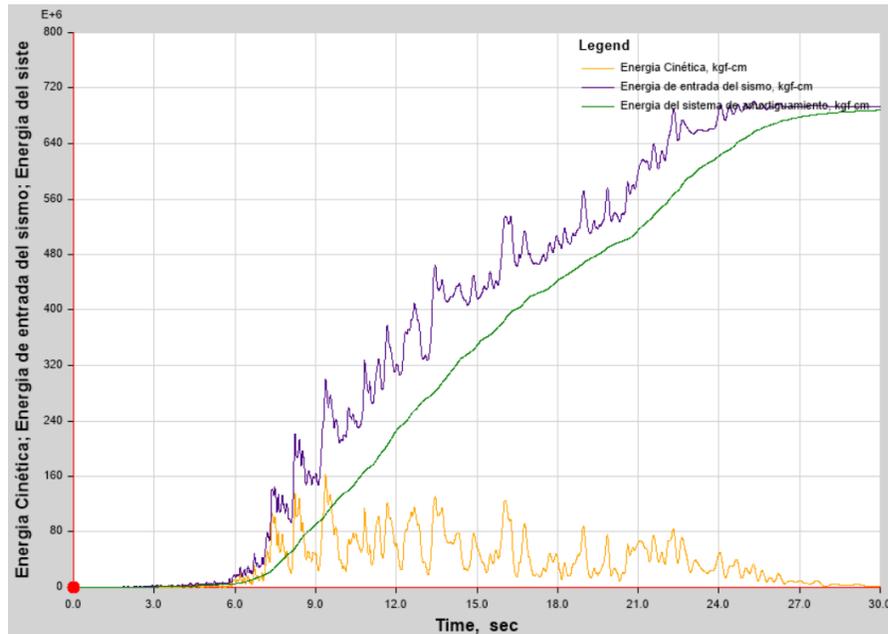
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.51 Energía Modelo sin ams Mammoth Lakes.



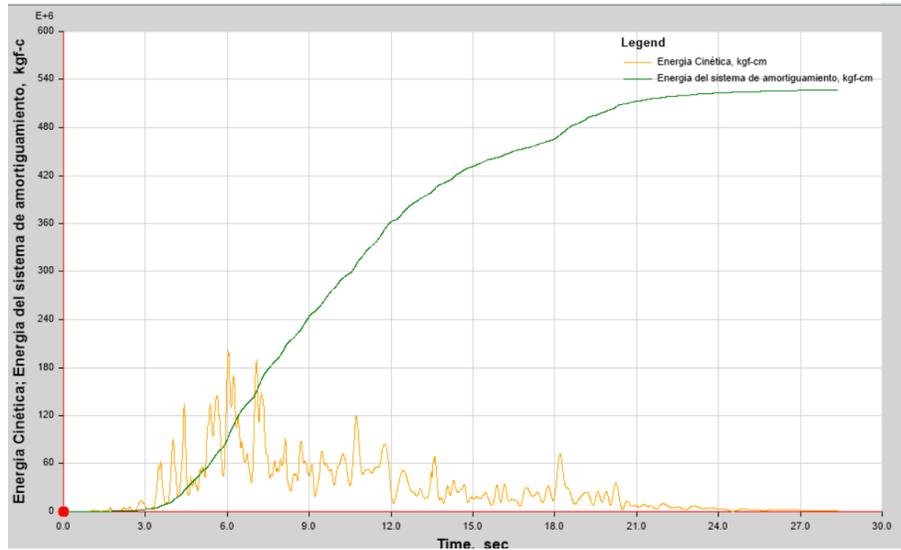
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.52 Energía Modelo con ams Mammoth Lakes.



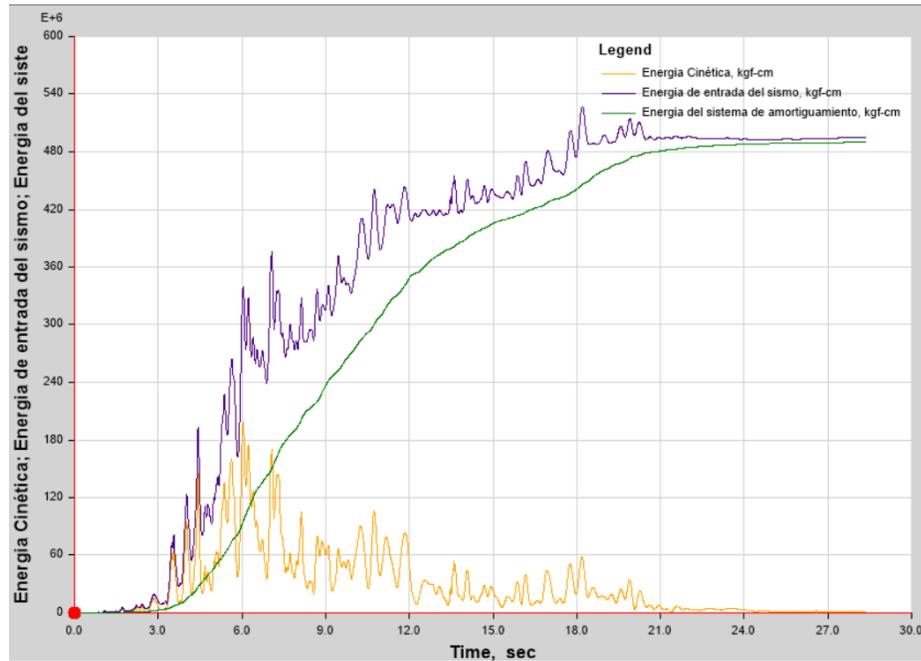
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.53 Energía Modelo sin ams Morgan Hill Anderson Dam.



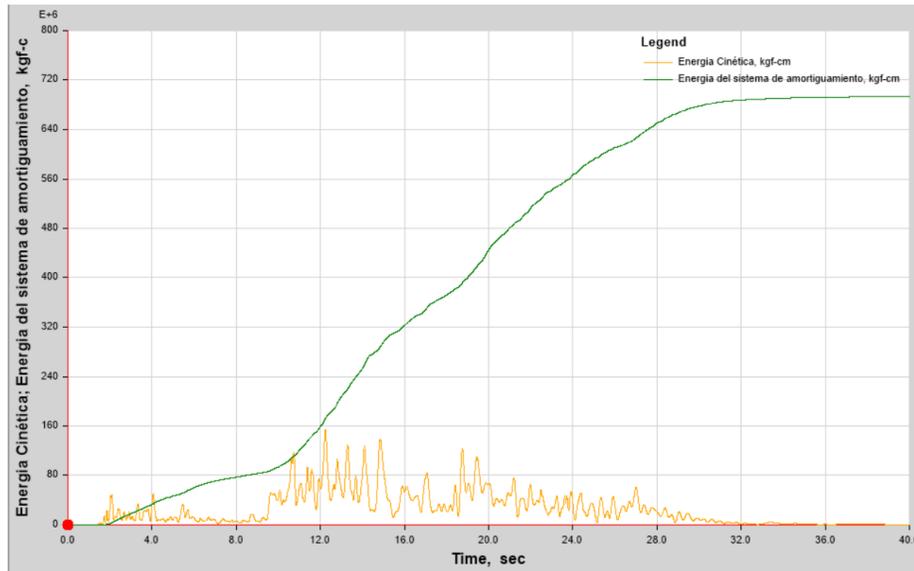
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.54 Energía Modelo con ams Morgan Hill Anderson Dam.



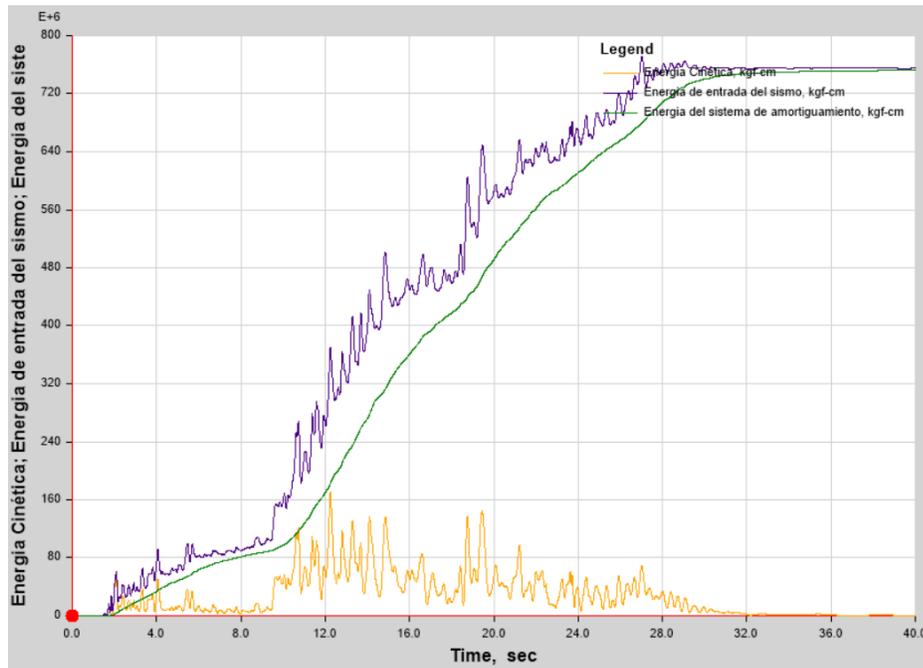
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.55 Energía Modelo sin ams Morgan Hill Halls Valley.



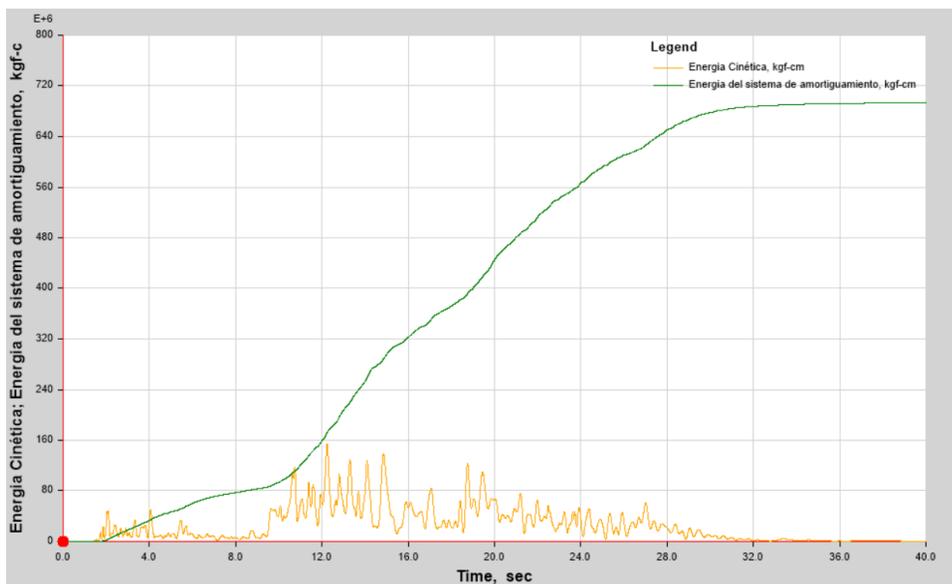
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.56 Energía Modelo con ams Morgan Hill Halls Valley.



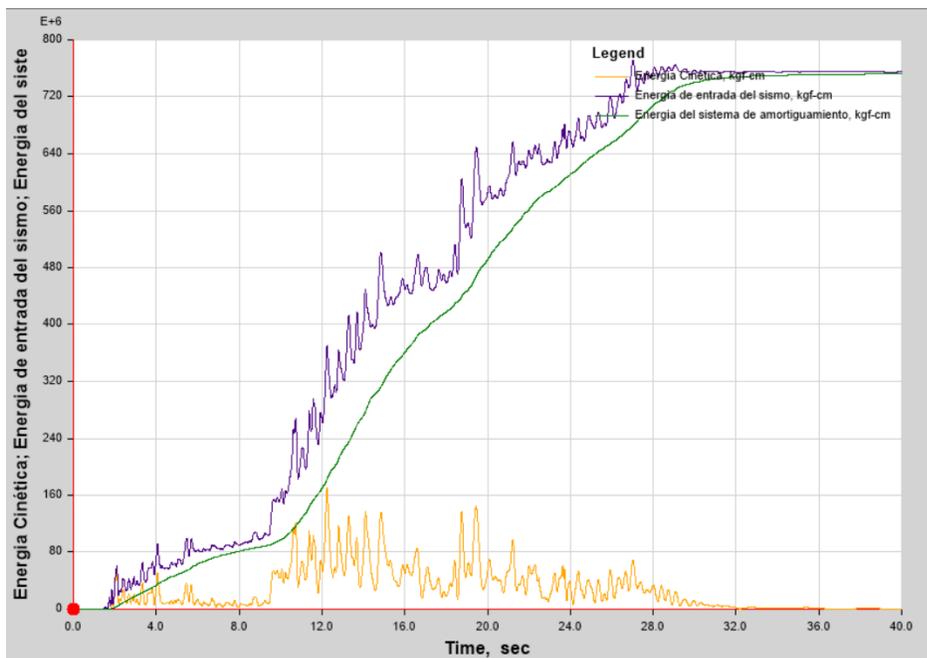
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.57 Energía Modelo sin ams Baja California



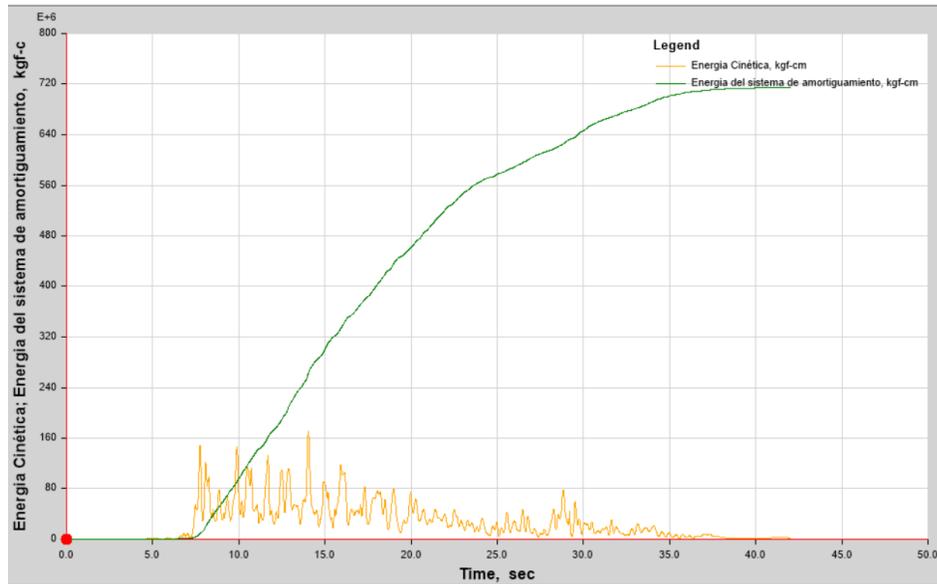
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.58 Energía Modelo con ams Baja California.



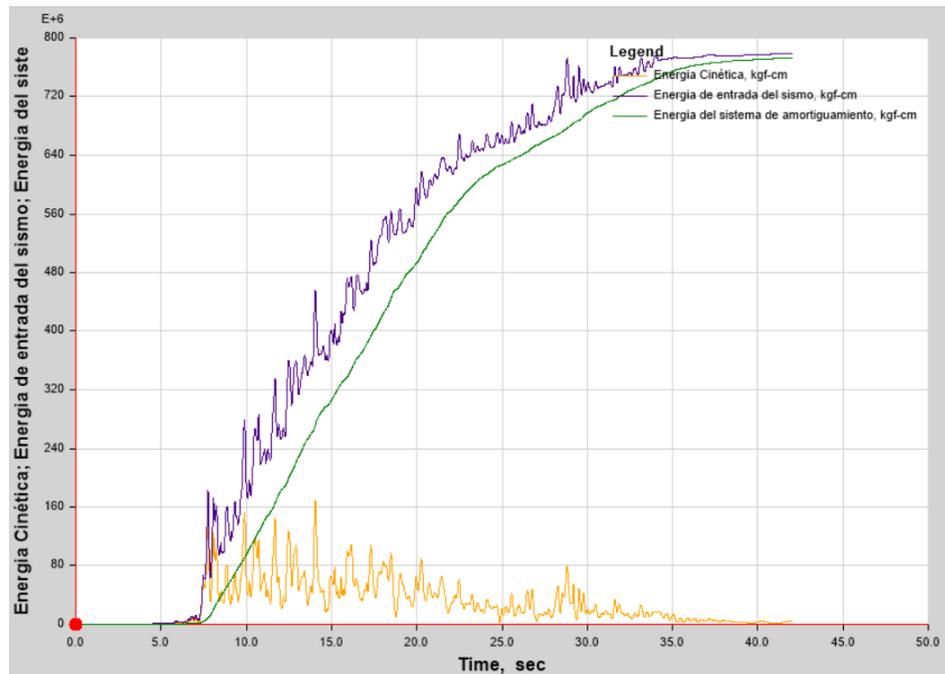
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.59 Energía Modelo sin ams Kobe Japan.



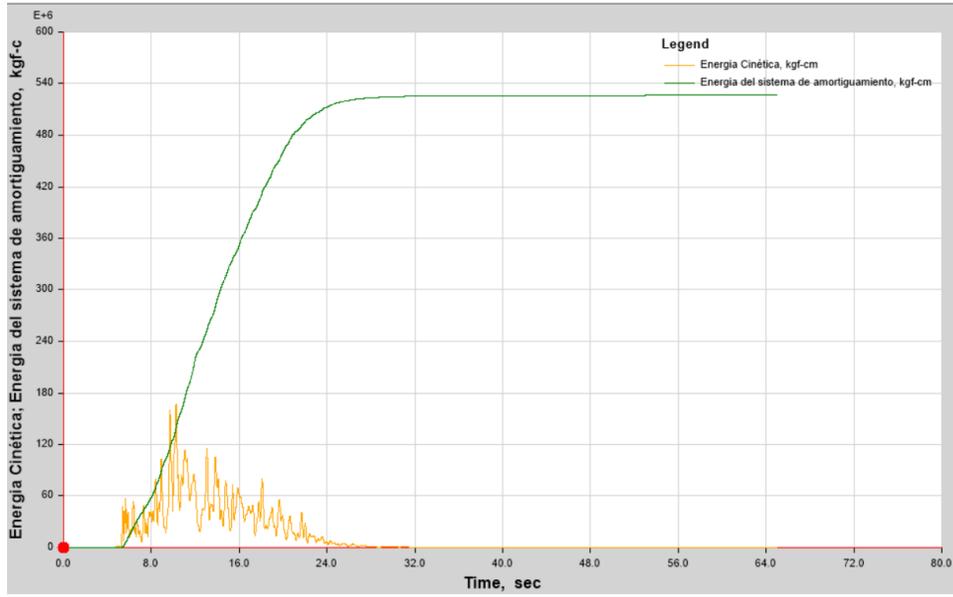
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.60 Energía Modelo con ams Kobe Japan.



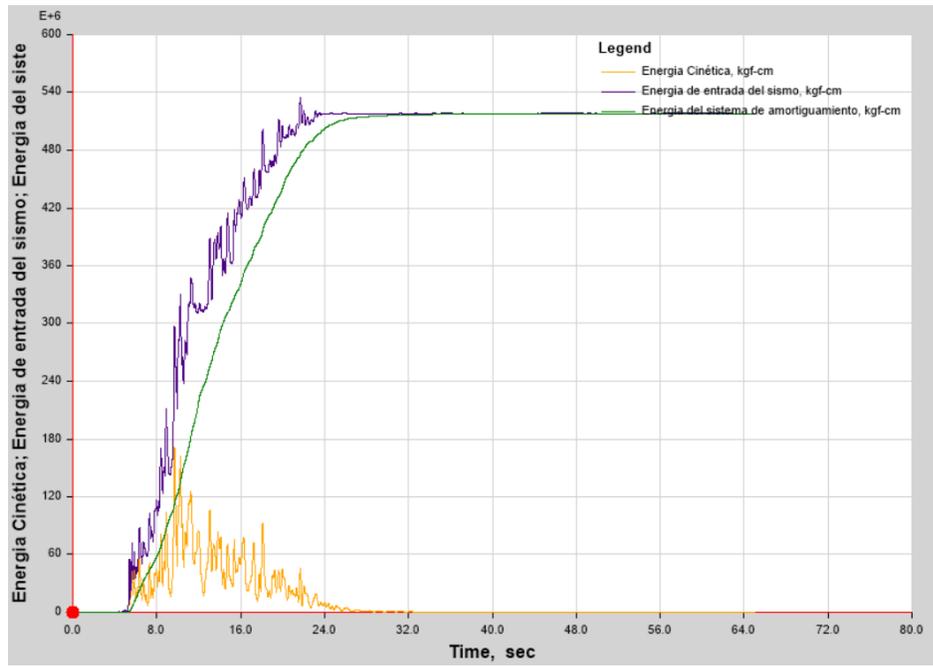
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.61 Energía Modelo sin ams Parkfield Joaquin Canyon.



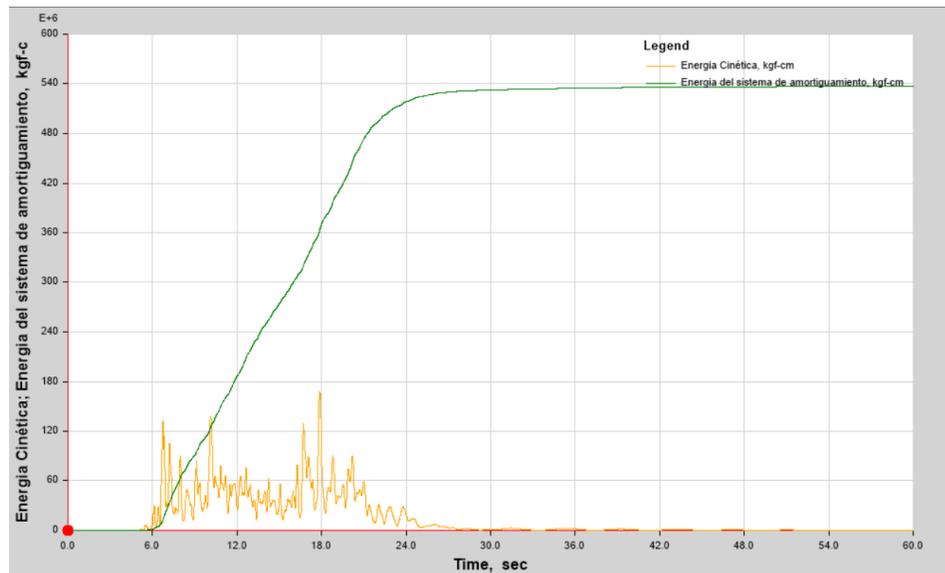
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.62 Energía Modelo con ams Parkfield Joaquin Canyon.



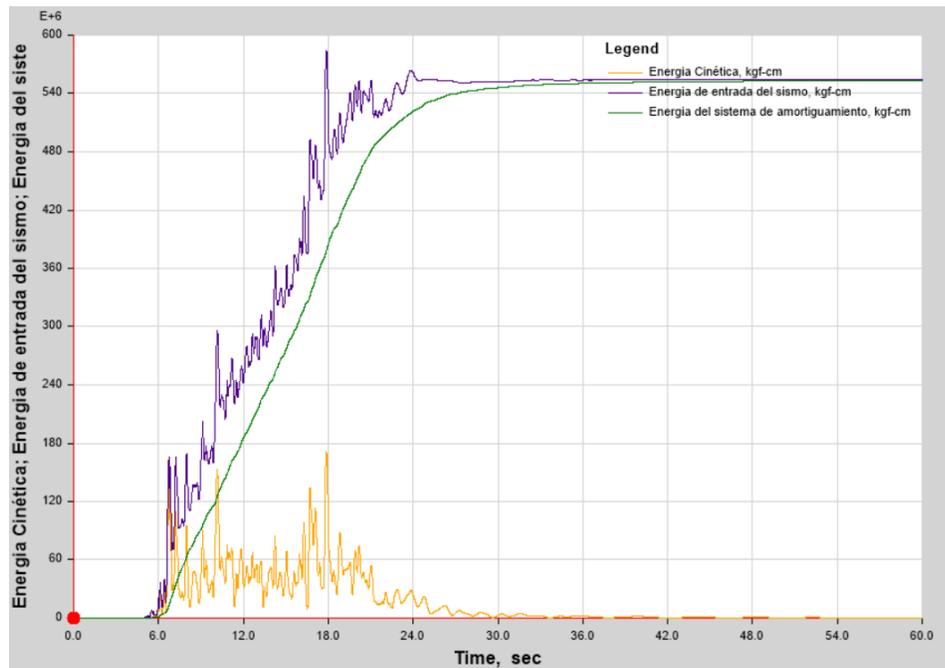
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.63 Energía Modelo sin ams Parkfield Stockdale.



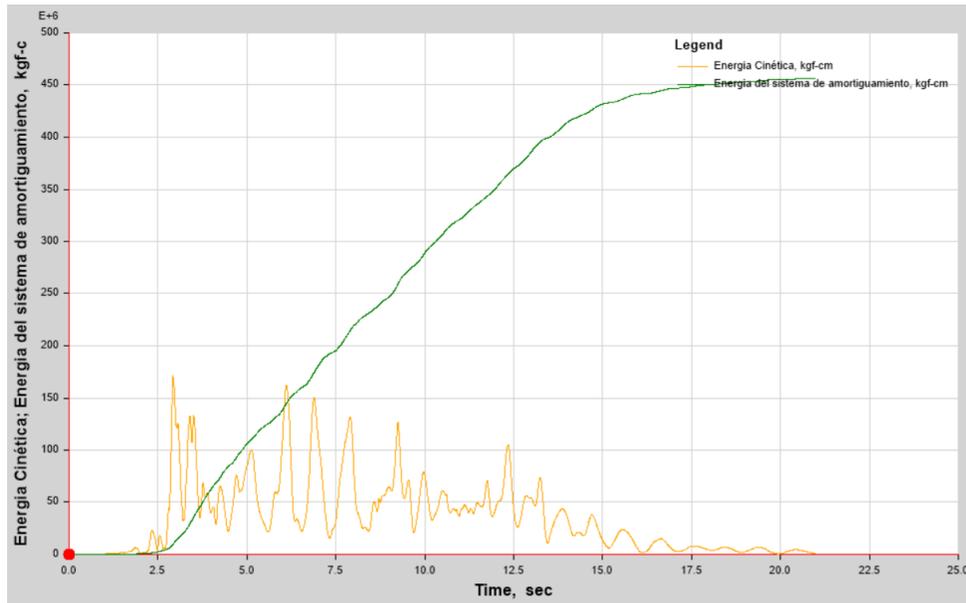
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.64 Energía Modelo con ams Parkfield Stockdale.



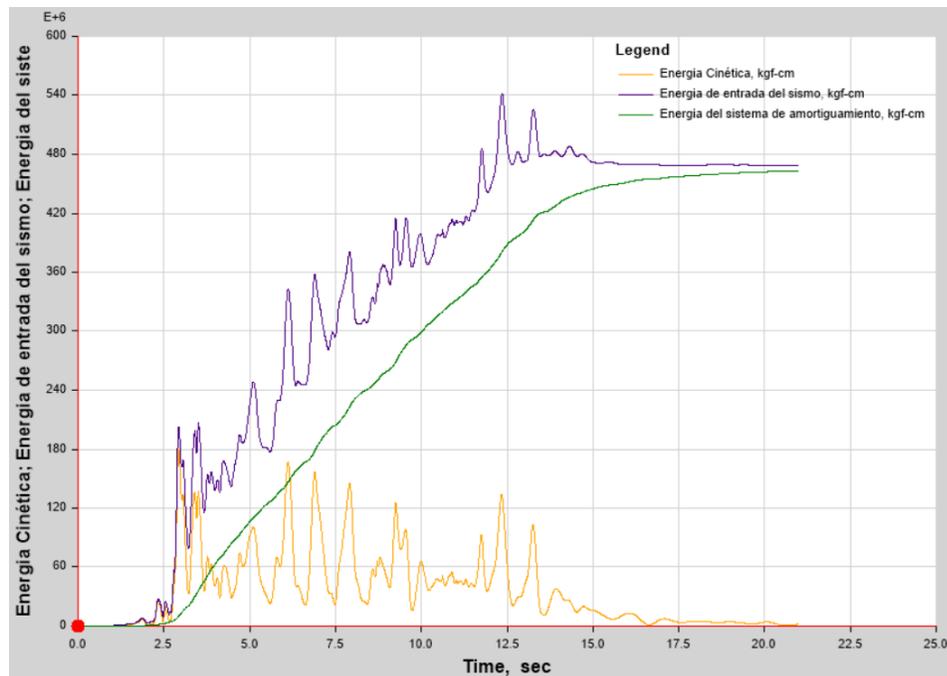
Fuente: Elaboración propia

Figura 5.65 Energía Modelo sin ams Parkfield Cholame



Fuente: Elaboración propia

Figura 5.66 Energía Modelo con ams Parkfield Cholame.



Fuente: Elaboración propia

## Conclusiones

- Uno de los beneficios que presento la implementación de la masa sintonizada fue que el periodo aumento en todos los modos del análisis, en donde presento un incremento del 5.97% en el primer modo, en la estructura con sistema de pórticos especiales resistentes a momento presento un periodo de 11.399 segundos, mientras que la estructura con el sistema de masa sintonizada presento un periodo de 12.080 segundos. Estos incrementos varían, el mayor fue de un 6.79% en el décimo modo y el menor siendo de 0.62% en el veinticuatroavo modo.
- Un beneficio de la implementación del sistema de masa sintonizada es la disminución de los desplazamientos obtenidos y estos cambios presentándose en distintas magnitudes, esto debido a los distintos registros sísmicos. En donde en el mejor de los casos se presentaron reducciones de los desplazamientos de más del 30%.
- Al aplicar el amortiguador de masa sintonizada se presentaron transformaciones en la que la energía de amortiguamiento global se ve reducida y esto se ve transformado en energía de amortiguamiento del link y en energía de histéresis del link, esto transformación de energía se promedia un 8.89% de la energía de amortiguamiento global resultante del modelo sin ams, presentando una máximo de 27.61%.
- Los resultados mostraron que los cortantes por piso presentan un incremento sobre todo en el treintavo piso de la estructura que promedia un incremento del 63.14% en dirección x y un 56.25% en dirección y, estos incrementos se presentan en el resto de pisos, pero no son tan significativos, incluso en ciertos pisos la fuerza sísmica disminuye, pero no equilibra el incremento general de esta.

## Recomendaciones

En base a las previas conclusiones podemos realizar las siguientes recomendaciones:

- Se invita a explorar otro tipo de alternativas de tipo amortiguador de masa como lo son tanques de agua para comprobar si los resultados son más significativos.
- Se recomienda que si se requiere un diseño de una estructura con un sistema de masa sintonizada se utilice también un sistema alternativo como arriostres dado que la altura significativa del edificio incrementa el periodo y desplazamientos, haciendo que un único sistema de disipación de energía sea insuficiente para un edificio de acero de tantos pisos.
- Debido a la naturaleza de este trabajo monográfico, no se realizó un estudio económico del construir una estructura con el sistema de masa sintonizada. Así sugiriendo el realizar uno en el que se tome en cuenta la efectividad del sistema con respecto al valor al construirlo y compararlo con otros sistemas.

## BIBLIOGRAFÍA

- Ahmsa. (2018). *Manual de diseño para la construcción con acero*. Obtenido de [www.ahmsa.com](http://www.ahmsa.com).
- Arguello Cruz, S. A. (2021). Evaluación del desempeño sísmico de un edificio regular que presenta torsión dominante, usando el reglamento nacional de la construcción 2007 (RNC07) y método time history no lineal. *Monografía*. Universidad Nacional de Ingeniería, Managua.
- Cacciola, P., Espinosa, M. G., & Tombari, A. (2015). Vibration control of piled-structures through structure-soil-structure-interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 11.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras*.
- CSI. (27th de March de 2019). *Tuned-mass damper*. Obtenido de Computers and Structures, INC: <https://wiki.csiamerica.com/display/tutorials/Tuned-mass+damper>)
- CSI. (23 de Octubre de 2022). *Direct-Integration*. Obtenido de CSI Knowledge Base: <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Direct-integration+time-history+analysis#:~:text=Direct%2Dintegration%20time%2Dhistory%20analysis%20is%20a%20nonlinear%2C%20dynamic,is%20subjected%20to%20dynamic%20loading>.
- Duque, E. P. (2013). *Eficiencia de disipadores sintonizados de masa en estructuras con comportamiento elasto-plástico sometidas a cargas sísmicas*. Córdoba, Argentina.
- Elnashai, A. S., & Sarno, L. D. (2008). *Fundamentals of earthquake engineering*. United Kingdom: Wiley.
- Flores Velazque, K. J., Medrano Vilchez, B. A., & Tellez Martinez, D. G. (2022). Análisis comparativo del comportamiento de un edificio usando disipadores de energía tipo TADAS contra edificio convencional haciendo uso del método

- dinamico no lineal en la ciudad de managua, año 2022. *Protocolo de monografía*. Universidad Nacional de Ingeniería, Managua.
- Hernandez, H. P. (2022). *Empleo de amortiguadores de masa sintonizada en la atenuacion de vibraciones estructurales*. Cuba.
- Ilharreguy Araya, P. L. (2012). Estimación multimodelo de parámetros estructurales para el diseño y sintonía de amortiguadores de masa sintonizados. *Tesis*. Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago de Chile.
- Imbaquingo, D. E. (2020). *Análisis modal espectral mediante el uso de vectores Ritz aplicados a una estructura*. Quito.
- INETER. (2002). *Actualización del Mapa de Fallas Geológicas en Managua*. Managua.
- Kogan, B. I. (2016). *Amortiguadores de masa sintonizada en edificios sometidos a registros sísmicos en Chile*. Santiago, Chile.
- Lopez Vanegas, R. E., & Mendez Riso, G. S. (2018). *Análisis de una estructura metálica de 20 niveles con sistemas de masas sintonizadas*. Managua.
- Martinez , G., Blandón Valencia, J. J., & Lara Valencia, L. A. (2018). *Amortiguadores de masa sintonizada: Una revision general*. Universidad Nacional de Colombia, Bogota.
- Mendez Rizo, G. S., & Lopez Vanegas, R. E. (2015). Modelo y analisis de una estructura metalica de 20 niveles con sistema de masas sintonizadas. *Protocolo de monografía*. Universidad Nacional de ingeniería, Managua, Nicaragua.
- Mishra, R. (2011). Application of tuned mass damper for vibration control of frame structures under seismic excitations. *Tesis*. National Institute of technology, Rourkela.
- Mishra, R. (2011). *Application of Tuned Mass Damper for Vibration Control of Frame Strucutres under Seismic Excitations*. Rourkela, India.

- MTI. (2022). *Norma sismorresistente para la ciudad de Managua*. Managua.
- Oviedo, J. A., & Duque, M. d. (2006). Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones. *Revista EIA*, 16.
- Rojas Panduro, G. (2021). Mejoramiento de la respuesta dinámica de una edificación de 9 pisos usando amortiguadores de masa sintonizada con tanques elevados en el distrito de Magdalena del Mar. *Tesis*. Universidad Ricardo Palma, Lima.
- Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A. M., & Chung, R. M. (1996). *A Method of Estimating the Parameters of Tuned Mass Dampers for Seismic Applications*. Gaithersburg: U.S Department of Commerce.
- Solano Jarquin , M. C., Rueda Pérez, D. J., & Chavarría Flores, L. L. (s.f.). Caracterización de la amenaza sísmica en la ciudad de Managua, Nicaragua. *Informe de investigación*. Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua, Managua, Managua.

## **ANEXOS**

### **A. Proceso de modelación**

Para este proyecto monográfico se realizaron dos modelos estructurales. El primer modelo se llevó a cabo bajo un análisis lineal dinámico, conocido también como método modal espectral. El segundo modelo implemento un dissipador de energía del tipo de amortiguador de masa sintonizada (AMS). Ambos modelos fueron analizados con el fin de comparar resultados ante eventos sísmicos.

Para iniciar con el diseño se determinaron las dimensiones, las cuales serían iguales para ambos modelos. Se eligió modelar un total de treinta pisos con el fin de que los resultados fuesen significativos para realizar las comparaciones. Se determino una altura entre pisos de tres metros, siendo la altura total de los modelos noventa metros. Cada piso tiene una dimensión de 40 x 40 metros, esto realizado en el apartado de “grids” y “storys”.

Utilizamos a nuestro favor el que el programa por sí mismo pueda diseñar estructuras y analizarlas para determinar que todo este correcto en ella, por lo cual una vez determinado el “grids” y los “storys”, continuamos por determinar las propiedades de las secciones. El programa al realizar el proceso de diseño realiza la prueba sección por sección con las cargas respectivas y así se determina el perfil adecuado. Para facilitar este proceso iterativo se realizaron series de listas en el programa, llamadas “auto listas”, que tienen en ellas una gran variedad de perfilierías de acero.

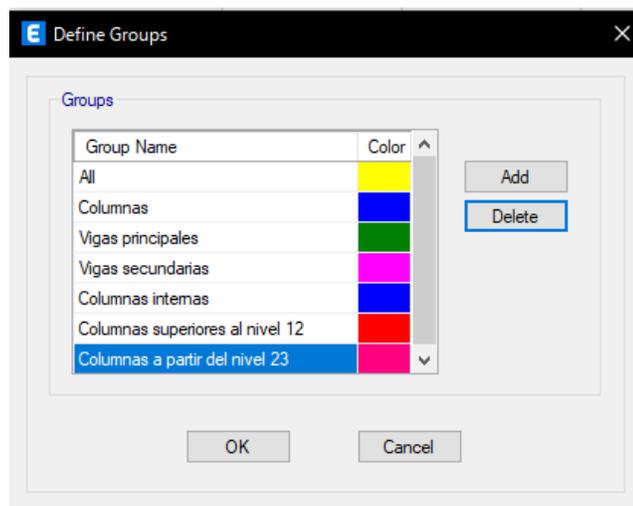
Para facilitar el trabajo de diseñar el modelo se realizaron autolistas que variarían en intervalos de 100, así separando los perfiles por su peso. Incluso para facilitar aún más este proceso, se realizaron grupos en el cual se engloban distintos elementos del modelo, que, al hacer uso de estos grupos, se seleccionan los

distintos miembros y así poderles asignarles la respectiva “autolista” de manera más fácil. En las situaciones que un grupo de miembros no cumplía con la relación de demanda-capacidad se cambiaba la autolista y se volvía a realizar el proceso del diseño y se volvía a revisar que los miembros cumplieran, hasta que se llegara al objetivo deseado.

A continuación, se mostrará el proceso previamente descrito:

Se inicio el proceso creando los grupos. Se toma la dirección Define>Group Definitions y se muestra la siguiente ventana:

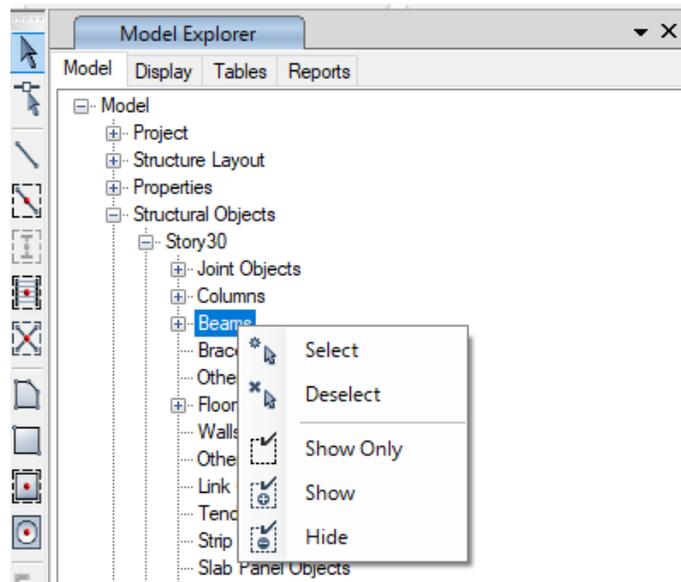
*Figura A.1 Definición de Grupos*



*Fuente: Modelo ETABS*

En ella agregamos y nombramos a los grupos a nuestra conveniencia. Para asignar los miembros a estos grupos se tienen que en primer lugar seleccionar los miembros ya sea uno por uno o de manera grupal utilizando el “Model Explorer” como se muestra a continuación:

Figura A.2 Ventana “Model Explorer”



Fuente: Modelo ETABS

Para agregarlos se toma la dirección Assign> Assign Object to Group, mostrando la siguiente ventana:

Figura A.3 Ventana “Assign Objects to Group”

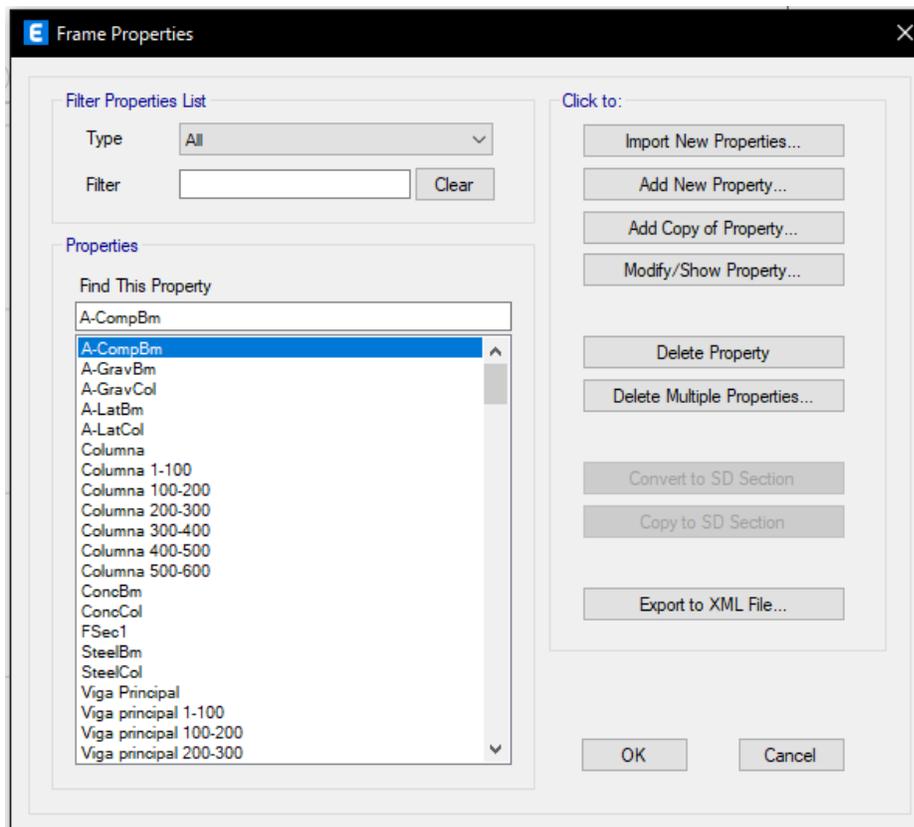


Fuente: Modelo ETABS

En la que seleccionamos el grupo respectivo y le damos en “Apply”.

Continuaríamos definiendo las propiedades de las secciones, como previamente mencionamos, se crearán las autolistas para facilitar el proceso, esto se realizará tanto para columnas como vigas principales y secundarias. Para esto se tendría que seguir la dirección de Define>Sections Properties> Frame Sections, mostrando la siguiente ventana:

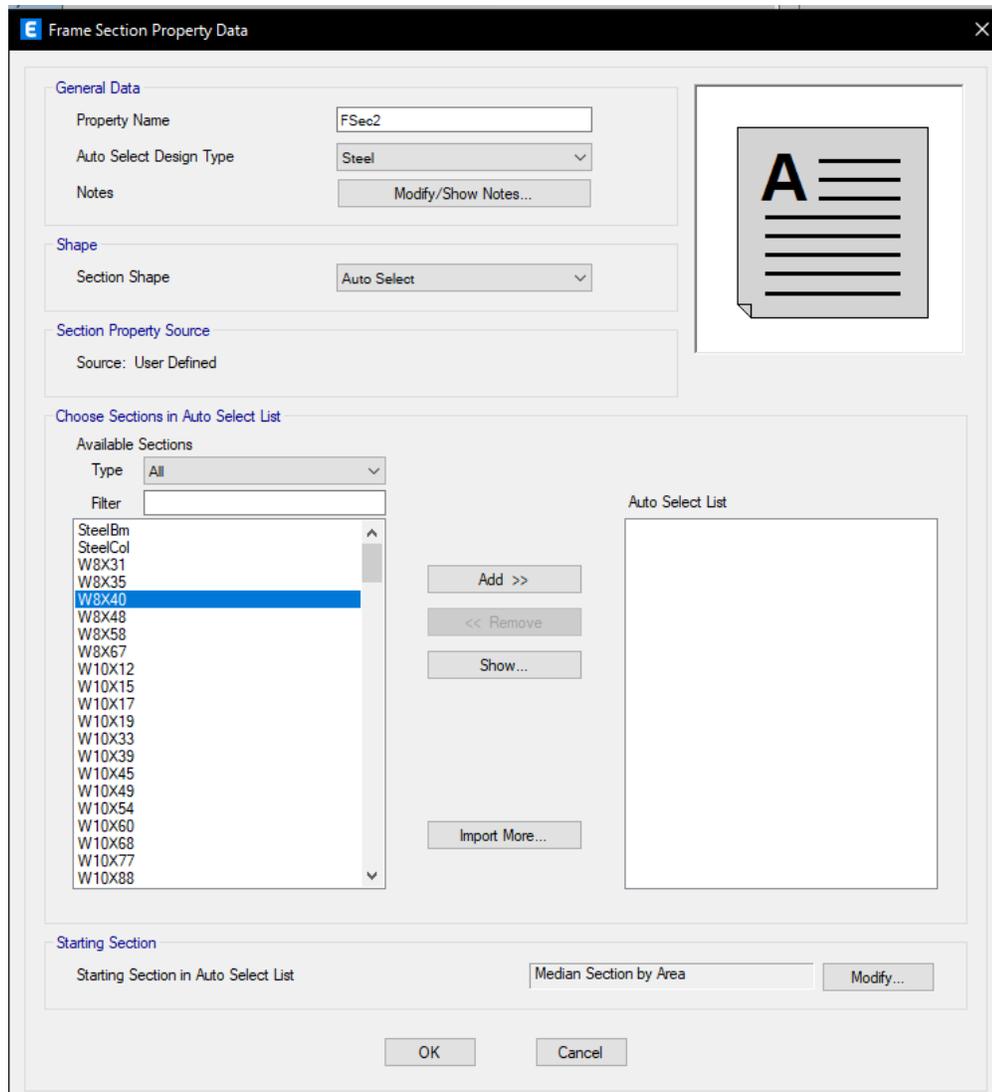
*Figura A.4 Ventana Frame Properties*



*Fuente: Modelo ETABS*

Se da click en “Add New Property”, mostrando la siguiente ventana:

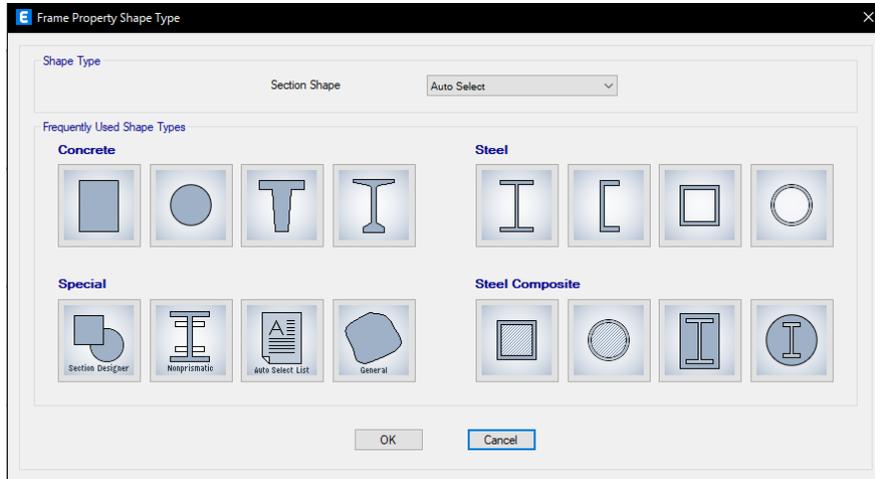
*Figura A.5 Ventana “Add New Property”*



*Fuente: Modelo ETABS*

Se da click en “Auto Select List” del apartado de especial, mostrando la siguiente ventana:

*Figura A.6 Ventana “Frame Property Shape Type”*

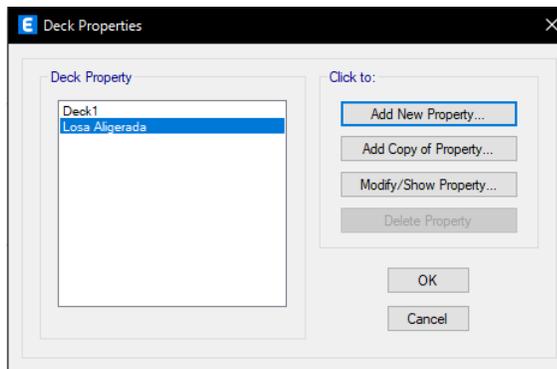


*Fuente: Modelo ETABS*

En esta ventana se elegirán los perfiles que formarán la auto lista, para ello se selecciona uno por uno, luego se da click en “Add”. Así realizando esto por cada miembro.

También se requirió definir las propiedades de la losa aligerada que se utilizara en todos los pisos de la estructura, para ello se dirigió hacia Define>Sections Properties> Deck Sections, así abriendo la siguiente ventana:

*Figura A.7 Propiedades de losa*



*Fuente: Modelo ETABS*

Al darle click en “Add New Property” nos mostrara la siguiente ventana:

*Figura A.8 Ventana Propiedades de Losa: “Losa Aligerada”*

General Data	
Property Name	Losa Aligerada
Type	Filled
Slab Material	4000Psi
Deck Material	A992Fy50
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Slab Depth, tc	9 cm
Rib Depth, hr	7.5 cm
Rib Width Top, wrt	17.5 cm
Rib Width Bottom, wrb	12.5 cm
Rib Spacing, sr	30 cm
Deck Shear Thickness	0.1 cm
Deck Unit Weight	0.001 kgf/cm <sup>2</sup>
Shear Stud Diameter	1.9 cm
Shear Stud Height, hs	15 cm
Shear Stud Tensile Strength, Fu	4078.86 kgf/cm <sup>2</sup>

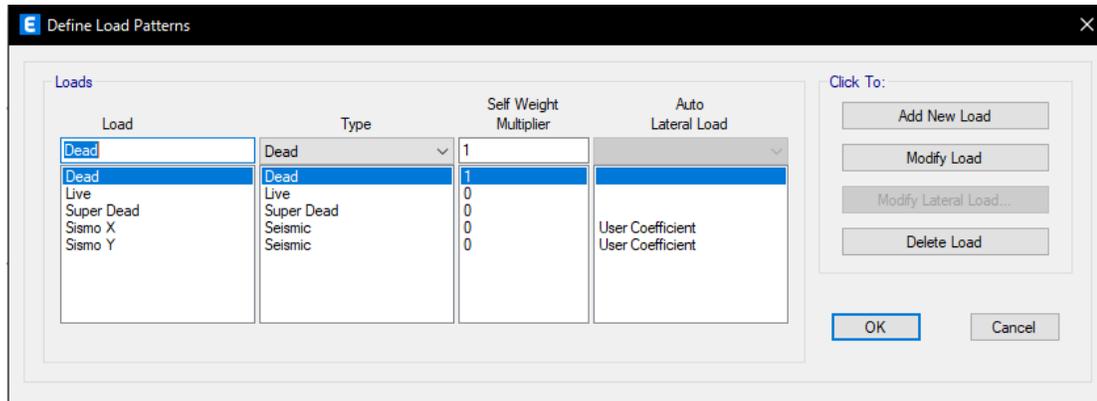
*Fuente: Modelo ETABS*

En esta ventana se seleccionan las dimensiones deseadas ya sea modificando cada una o solo cambiando una y dejando que le programa mismo ajuste el resto.

A continuación, se tendría que definir los patrones de cargas que los análisis y después el diseño/ chequeo de diseño tendrán que aplicar a través de los “Load

Cases”, para ello se toma la siguiente dirección: Define>Load Patterns, así abriendo la siguiente ventana:

*Figura A.9 Definición de Patrones de Carga*



*Fuente: Modelo ETABS*

En esta ventana se definen los “Load Patterns”, esta ventana tiene 4 columnas que se tienen que utilizar para crear una nueva carga. Describiendo cada columna de izquierda a derecha, en la columna bajo el nombre “Load” se nombra la carga por conveniencia del usuario. En la siguiente columna se define el tipo de carga.

En la tercera columna, “Self Weight Multiplier” se puede notar que la única carga que posee un valor corresponde a la carga “Dead”, esto se debe a que cuando el programa realiza el análisis calcula el peso muerto de todos los elementos estructurales y esto se va incluyendo a su peso propio, mientras que las cargas “Super Dead” y “Live” se definirán y se asignarán a los miembros respectivos como se mostrara más adelante en esta sección del documento. Por último, la columna “Auto Lateral Load” permite definir parámetros al usuario. Las únicas cargas que tienen este apartado son la de “Sismo X” y “Sismo Y” que al ya haber creado la carga nos permitirá darle click en el botón a la derecha de “Modify Lateral Load...” en el apartado de “Click To:”, así abriendo la siguiente ventana:

Figura A.10 Ventana Patrón de carga para Sismo X

Seismic Load Pattern - User Defined

**Direction and Eccentricity**

X Dir       Y Dir

X Dir + Eccentricity       Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity       Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)      0.05

Overwrite Eccentricities      Overwrite...

**Factors**

Base Shear Coefficient, C      0.21613

Building Height Exp., K      1

**Story Range**

Top Story      Story30

Bottom Story      Base

OK      Cancel

Fuente: Modelo ETABS

Figura A.11 Ventana Patrón de carga para Sismo Y

Seismic Load Pattern - User Defined

**Direction and Eccentricity**

X Dir       Y Dir

X Dir + Eccentricity       Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity       Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)      0.05

Overwrite Eccentricities      Overwrite...

**Factors**

Base Shear Coefficient, C      0.21613

Building Height Exp., K      1

**Story Range**

Top Story      Story30

Bottom Story      Base

OK      Cancel

Fuente: Modelo ETABS

En esta ventana se marcó el cuadro de la dirección en la que se da la carga lateral respectivamente y se definió el Coeficiente sísmico (Cs). Teniendo en cuenta la cantidad de niveles del modelo, se supuso que tendría altos periodos por lo cual se consideró como coeficiente sísmico el coeficiente sísmico mínimo, calculado con la siguiente ecuación:

$$C_{s\_min} = FS_{tc} \times \beta \frac{A_0}{2R_0}$$

Esta ecuación obtenida del capítulo 8.2.1.4 “Coeficiente sísmico mínimo” del NSM 2022, así dando el coeficiente un valor de 0.21613. Este cálculo fue mostrado a detalle anteriormente, en la sección 3.3 “Determinación de modos de vibrar y porcentajes de participación de masas” de este documento, subtítulo Coeficiente sísmico mínimo.

Teniendo en cuenta las características de la estructura: ubicación, uso, tipo de suelo, aceleración del terreno, para que las cargas de sismo “X” y “Y” se apliquen a la estructura, se tiene que introducir el espectro de respuesta respectivo al programa y así al realizarse los análisis de manera correcta.

Para ello se tiene que guardar los espectros de respuesta como archivos de texto.

En un archivo de texto se colocaron los periodos estructurales junto con sus respectivas aceleraciones espectrales en dos columnas a como se muestra

*Figura A.12 Demostración de uso de bloc de notas (.txt) para insertar espectro*

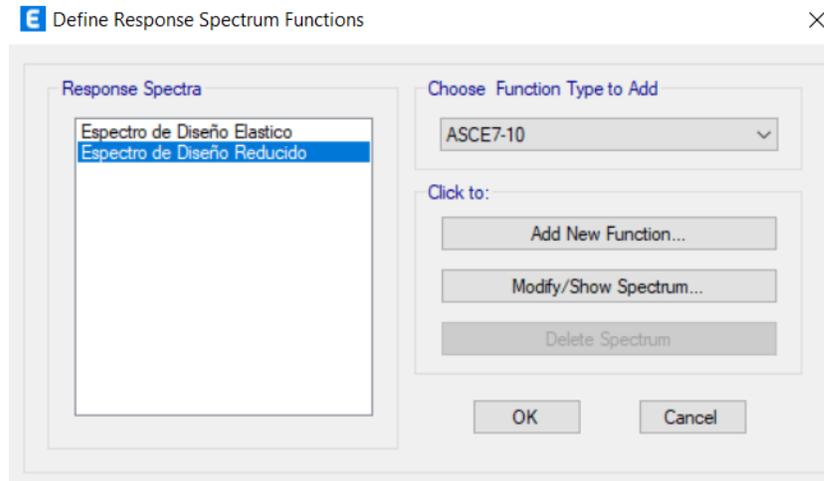
espectro reducido: Bloc de notas

Archivo	Edición	Formato	Ver	Ayuda
0.00	0.8645			
0.02	0.7435			
0.04	0.6225			
0.05	0.5619			
0.06	0.5014			
0.08	0.3804			
0.10	0.2594			
0.12	0.2594			
0.14	0.2594			
0.16	0.2594			
0.18	0.2594			
0.20	0.2594			
0.25	0.2594			
0.30	0.2594			
0.35	0.2594			
0.40	0.2594			
0.45	0.2594			
0.50	0.2594			
0.55	0.2403			

*Fuente: Propia*

La columna de la izquierda son los periodos estructurales y la columna de la derecha son las aceleraciones espectrales. Para introducirlo al programa seguimos la dirección de; Define>Function>Response Spectrum, mostrando la siguiente ventana:

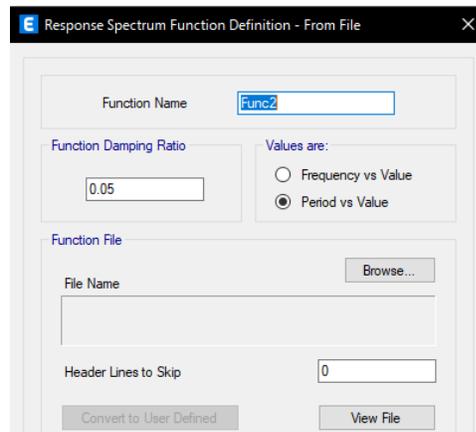
*Figura A.13 Definición de Espectros de Respuesta*



*Fuente: Modelo ETABS*

En el apartado de “Choose Function Type to Add” seleccionamos la opción “From File” y le damos click en “Add New Function”, mostrando la siguiente ventana:

*Figura A.14 Selección de Espectro de Respuesta extraído de archivo .txt*

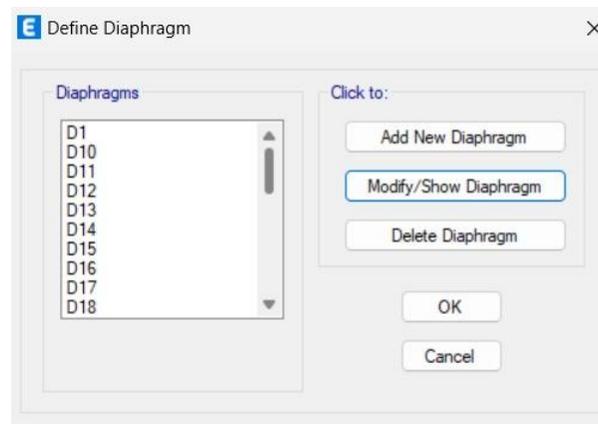


*Fuente: Modelo ETABS*

En esta ventana le damos click en “Browse” buscando el archivo de texto que contiene la información de los espectros de respuestas y los introducimos correspondientemente, así pudiendo ver la gráfica en la parte inferior y después darle al botón “Convert to User Defined” para que la información del espectro sea guardada en el archivo del modelo mismo y no dependa de un archivo externo.

Continuando con las definiciones del modelo. para que se dé una correcta distribución de cargas y todos los procesos del análisis se realicen de manera correcta se tiene que definir los diafragmas de las losas, siendo una definición de diafragma rígido por piso, para ello nos dirigimos hacia: Define>Diaphragm, así mostrando la siguiente ventana:

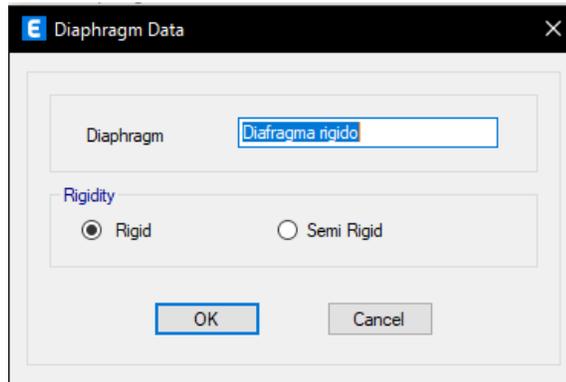
*Figura A.15 Ventana para definir diafragma*



*Fuente: Modelo ETABS*

En esta ventana le damos en click en “Add New Diaphragm”, mostrando la siguiente ventana, en la que solamente lo nombraremos y lo definiremos como un diafragma rígido.

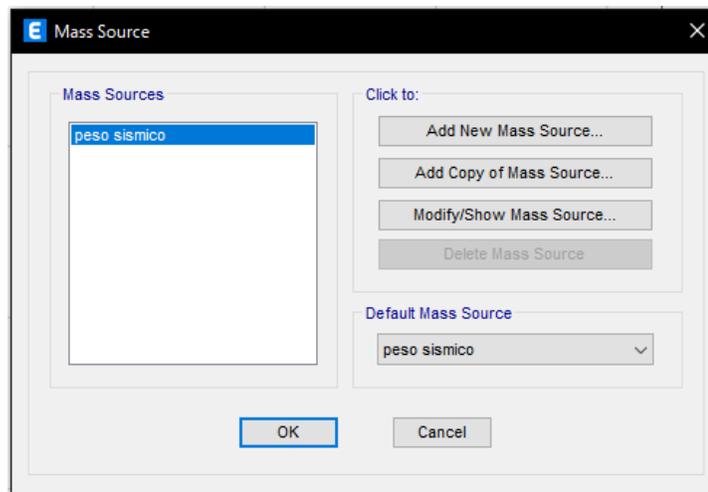
*Figura A.16 Datos de diafragma*



*Fuente: Modelo ETABS*

Otro de los aspectos a definir para que se dé el respectivo análisis y diseño de la estructura, es el “Mass Source” de la estructura, en el que se recopila todas las masas a considerar en los análisis, para ello se toma la siguiente dirección Define>Mass Source, así apareciendo la siguiente ventana:

*Figura A.17 Ventana “Mass Source”*



*Fuente: Modelo ETABS*

En la que le damos click en “Add New Mass Source”, que nos abre la siguiente ventana:

Figura A.18 Ventana “Mass Source Data”

Mass Source Name:

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
  - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
  - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Super Dead	1
Live	0.15

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Fuente: Modelo ETABS

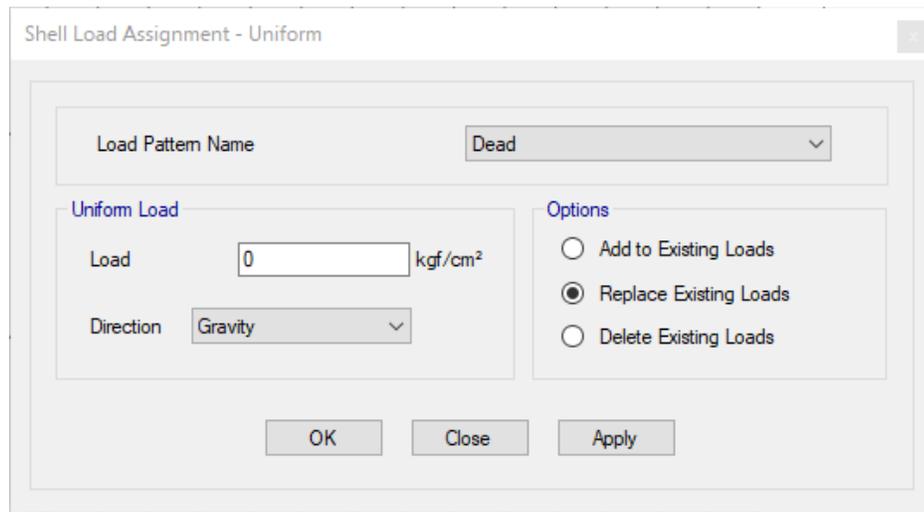
En esta ventana tenemos que definir los distintos factores que crearán el conjunto de cargas a tomar en cuenta en el “Mass Source”, iniciando por el costado izquierdo de la ventana marcamos los recuadros de “Element Self Mass” para que tome en cuenta la masa de los elementos estructurales y “Specified Load Patterns” que habilita la posibilidad de especificar los patrones de cargas, estas serán cargas externas a los miembros estructurales.

El patrón de carga que utilizamos fue el que se encuentra en la página 104, capítulo 9.6 peso sísmico efectivo, del NSM 2022, que indica que el peso sísmico a tomar en cuenta es el 100% de la carga muerta: en este caso el “Super Dead”, más el 15% de la carga viva, siendo estos los factores que multiplicaran las cargas asignadas.

A continuación, se muestra como asignamos estas cargas:

Se toma la dirección Assign>Shell loads>Uniform, mostrando la siguiente ventana:

*Figura A.19 Ventana “Shell Load Assignment”*

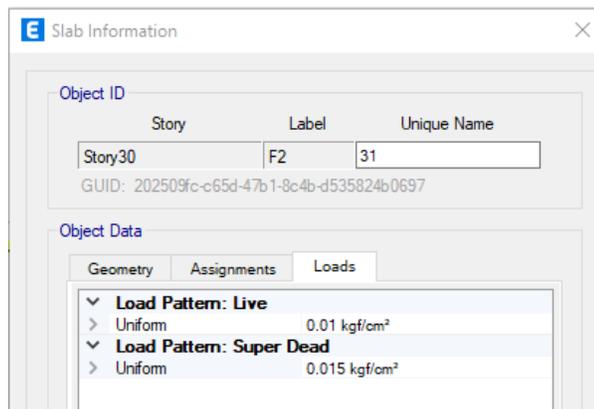


*Fuente: Modelo ETABS*

En ella seleccionaremos el “Load Pattern Name”, indicamos el valor de la carga, la dirección que estas tendrán siempre en dirección de la gravedad y marcando la opción que reemplace la carga existente.

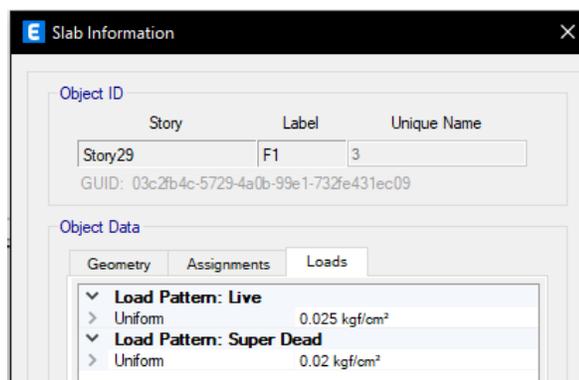
Con respecto a las cargas vivas asignadas se asignó para la azotea 100 kg/m<sup>2</sup> y el resto de niveles 250 kg/m<sup>2</sup>, esto según la tabla 7.1.1 “Cargas Variables Unitarias Mínimas kg/m<sup>2</sup>” en la página 55 del NSM 2022. Tomando en cuenta que es una estructura idealizada y que el uso de esta es de oficinas, así asignándole como carga muerta sobreimpuesta a la azotea 150 kg/m<sup>2</sup> y al resto de niveles 200 kg/m<sup>2</sup>. A continuación, se muestra cómo se verían las cargas asignadas a la losa del nivel 30 (azotea) y nivel 29.

Figura A.20 Definición de carga viva y carga super dead en azotea



Fuente: Modelo ETABS

Figura A.21 Definición de carga viva y carga super dead en nivel 29

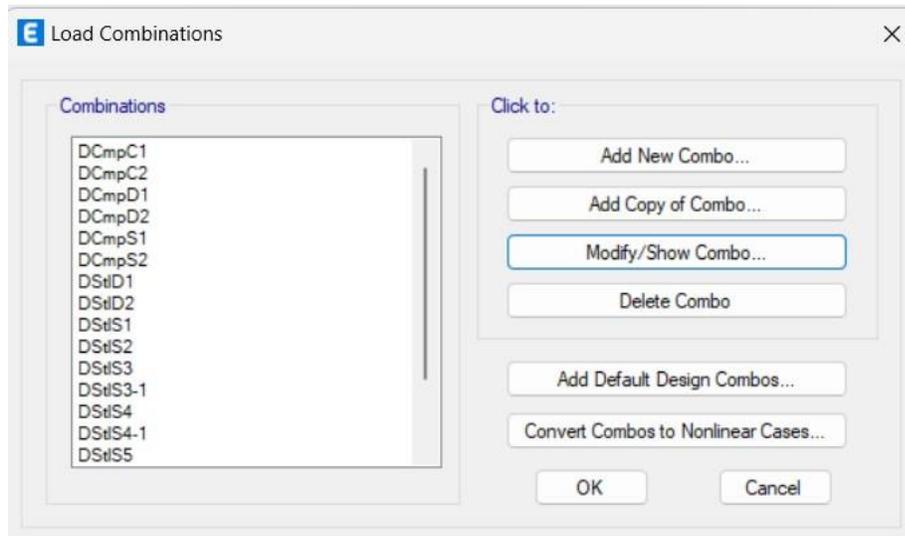


Fuente: Modelo ETABS

Como último paso antes de realizar el diseño y revisión de este, se tiene que definir los “Load Cases” y “Load Combinations”. En el caso de las combinaciones de carga, el programa mismo te permite el agregar los load cases por defecto, para ello se definieron de esta manera:

Siguiendo la dirección de Define>Load Combinations, así abriendo la siguiente ventana:

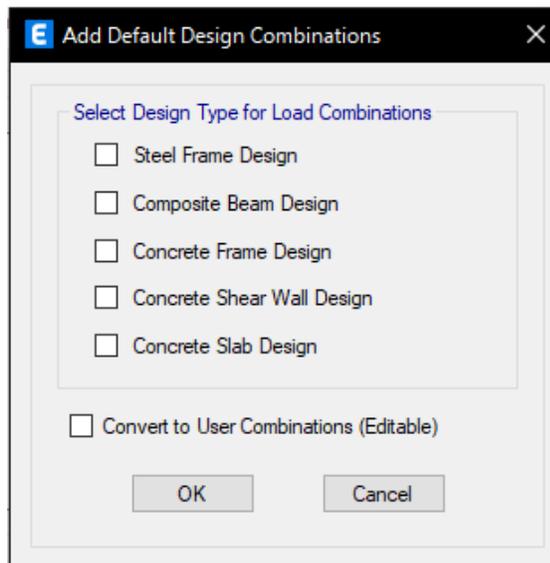
Figura A.22 Ventana combinaciones de carga



Fuente: Modelo ETABS

Le damos al botón “Add Default Design Combos” y nos muestra la siguiente ventana:

Figura A.23 Ventana para agregar combinaciones de diseño por defecto



Fuente: Modelo ETABS

En ella seleccionamos los tipos de diseños que se realizarán y al darle “ok” aparecerán estos en la ventana previa. De no realizarse esto, al realizar los diseños el programa mismo los agregaría, pero por lo menos de esta manera nos permite la opción de editarlos previo al diseño.

Para editar los “Load Combinations” se seleccionan estos y se da click en “Modify/Show Combo”, mostrando la siguiente ventana:

*Figura A.24 Ventana “Load Combination Data”*

Load Name	Scale Factor
Dead	1.2
Live	1
Super Dead	1.2
Sismo X	1

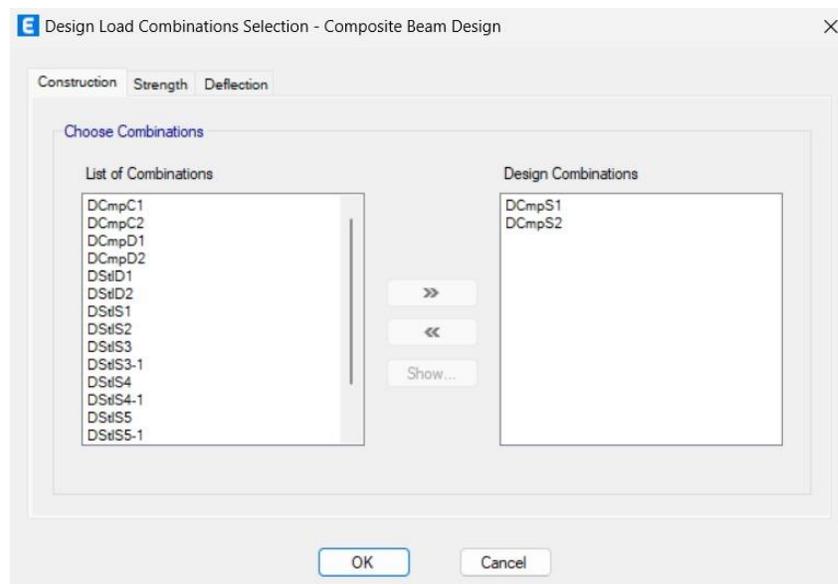
*Fuente: Modelo ETABS*

Una vez en esta ventana se pueden cambiar los valores que multiplicaran las cargas de acuerdo a lo que dictan los reglamentos.

Los “Load Combinatios” utilizados se atribuyen al capítulo 7.5 “Combinaciones de carga para diseño por LRFD” del NSM 2022 y al capítulo 2 “Combinations of loads” del Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures del American Society of Civil Engineers (ASCE 7-22).

Etabs al realizar los diseños, el programa toma en cuenta distintas combinaciones de cargas para las distintas situaciones del diseño o incluso tomando en cuenta la etapa de construcción de la misma, como se muestra en la imagen a continuación:

*Figura A.25 Ventana “Design Load Combination Selection”*



*Fuente: Modelo ETABS*

Así prestando atención que las combinaciones de carga correspondientes esten en su respectiva ventana, las combinaciones de carga utilizadas fueron las siguientes:

Para el “Steel Frame Design” son:

Stregth:

- 1.4 CM
- 1.2CM+1.6CV
- 1.2CM+CV+E

Deflection:

- CM
- CM+CV

Para el "Composite Beam Design" son:

Construction y Stregth:

- 1.4CM
- 1.2CM+1.6CV

Deflection:

- CM+CV

Donde:

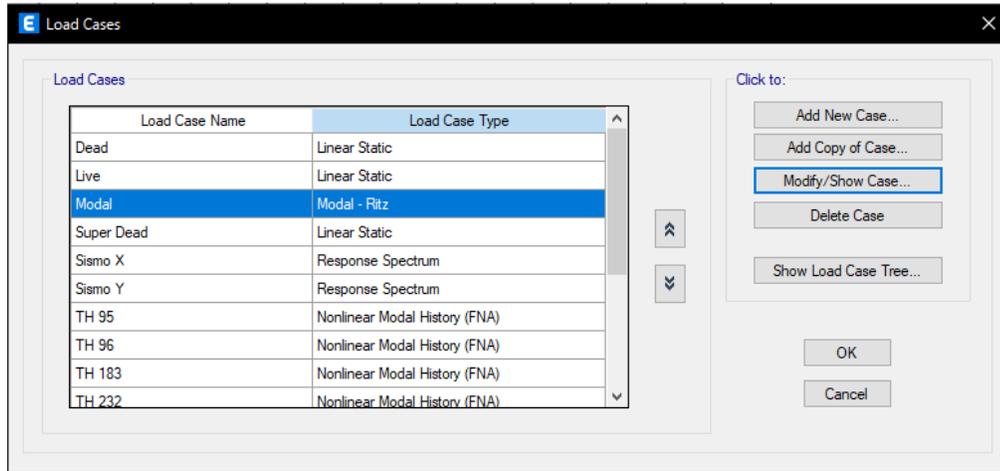
CM: La carga muerta es dividida en la carga muerta de los elementos estructurales, calculado por el programa y la carga muerta sobrepuesta que es la que nosotros definimos previamente.

CV: La carga viva previamente definida.

E: La carga de sismo que tiene su componente en "x" y "y", así teniendo sus respectivos "Load Combinatios".

En el caso de los "Load Cases", al ser estos los que definen como la carga será aplicada a la estructura, estos se crearán uno por "load pattern", en donde la carga muerta, carga viva y carga muerta sobrepuesta serán tipo lineal estático, mientras que las cargas de sismo en dirección "X" y "Y", por su misma naturaleza tienen que ser del tipo "Response Spectrum" para que se apliquen con respecto al espectro de respuesta reducido previamente calculado e introducido al modelo. El "Load Case" llamado "Modal" es el que hace referencia al análisis dinámico lineal que se hace pasar la estructura.

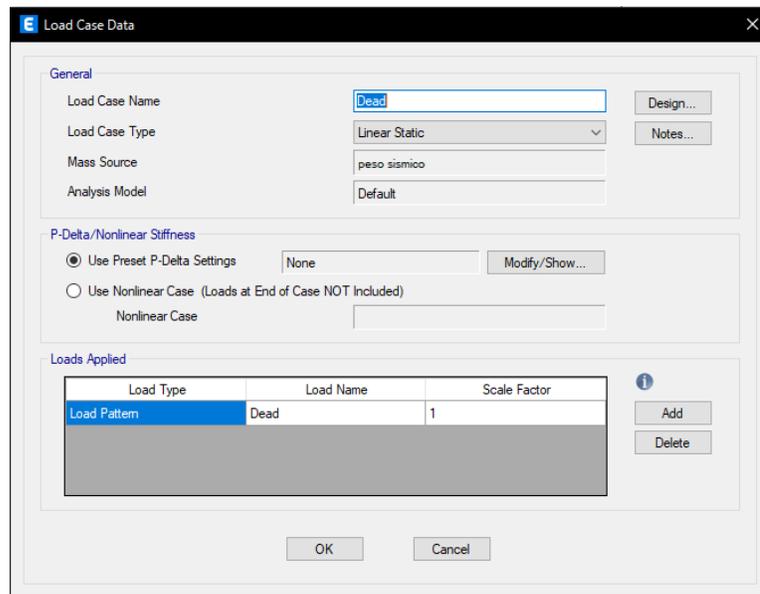
Figura A.26 Ventana "Load Cases" con su respectivo tipo



Fuente: Modelo ETABS

En las siguientes ventanas no se realizaron muchos cambios más que ciertos detalles respectivamente como:

Figura A.27 Ventana casos de carga para carga muerta



Fuente: Modelo ETABS

En estos casos se tiene que verificar que el "Mass Source" sea el respectivo y que no tenga algún factor de escala distinto a 1. En el caso del "Load Case Modal", lo

único que hay que tomar en cuenta es el “Mass Source” sea el correcto, también tomar en cuenta que es el subtipo sea “Ritz” cumpliendo con lo establecido en la sección C7.4.4.2.3 de la norma ASCE/SEI 41-17.

El análisis se llevó a cabo haciendo uso de vectores Ritz en vez de vectores Eigen con el fin de reducir el problema de valores y vectores característicos.

*Figura A.28 Definición de caso de carga “Modal”*

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration	UY	0	99
Acceleration	RZ	0	99

*Fuente: Modelo ETABS*

En el caso de los sismos: Sismo X y Sismo Y, se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

Figura A.29 Definición de caso de carga para Sismos

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	reducido	9.807

Fuente: Modelo ETABS

- 1) En la columna de "Load Name" se asignó la dirección respectiva al "Load Case" que se hace referencia, en el caso del "Sismo X" la dirección es "U1" Y "Sismo Y" la dirección es "U2".
- 2) En la columna de "Scale Factor" se tiene que introducir el valor de la aceleración de la gravedad como factor de escala, esto debido que los espectros son graficas de aceleraciones espectrales (a/g) vs periodo, y al ser la carga una aceleración se tiene que nulificar la gravedad de las aceleraciones espectrales. Siempre asegurando que el valor introducido este en las unidades correspondientes, esto verificándose al pasar el cursor por el signo de admiración.

Para finalizar se realizó el diseño de la estructura, en otras palabras, que el programa defina las secciones que cumplen con una relación de demanda/capacidad satisfactoria.

Para ello se tiene que correr primero el análisis de la estructura al darle click al signo de “play” en la barra superior de la ventana del programa o al seguir la dirección de: Analyze>Run Analysis.

Una vez el análisis termina tenemos que seleccionar el tipo de diseño respectivo a los elementos modelados, en nuestro caso se realizaron dos tipos de diseño. El primero fue el “Composite Beam Design” para las vigas secundarias y para el resto de la estructura el “Steel Frame Design”.

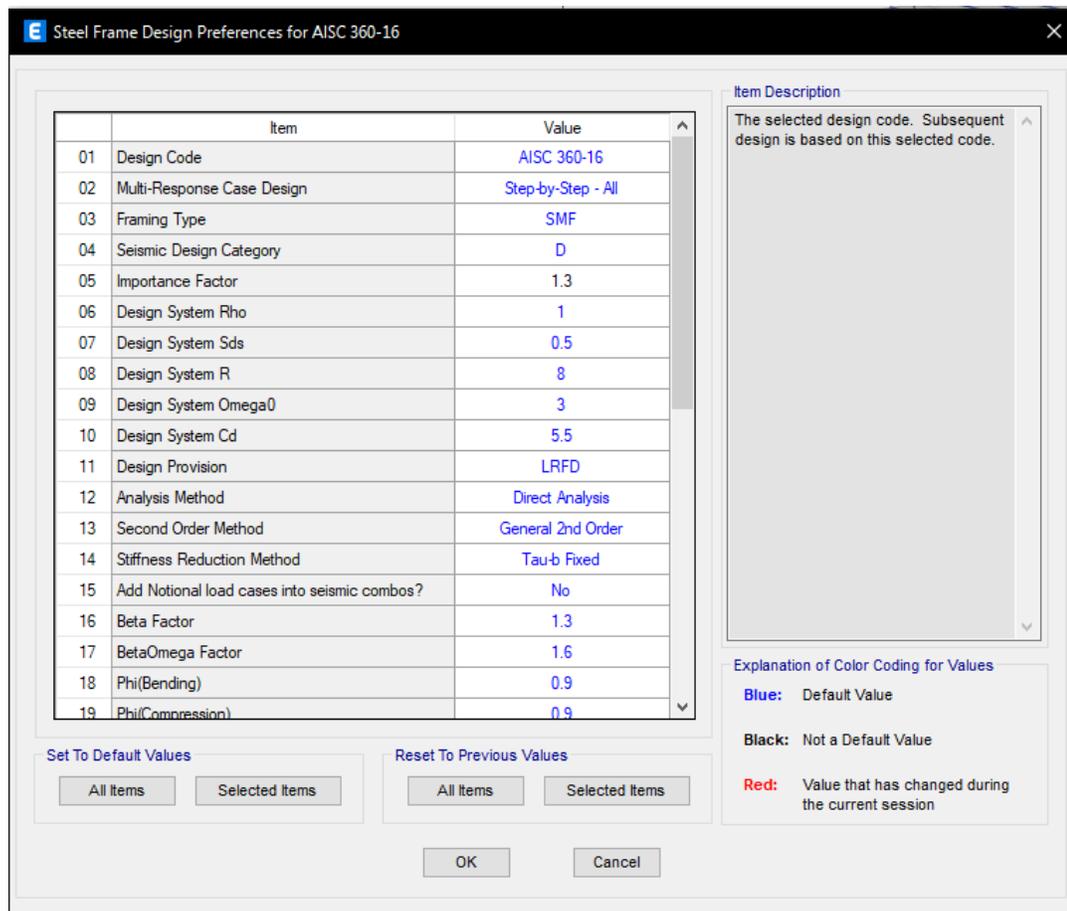
El proceso para ambos es básicamente el mismo, en donde ya corrido el análisis en el modelo, se seleccionan los elementos a diseñar, se toma la dirección Design> Composite Beam Design/ Steel Frame Design>Start Design/Check, así el programa comenzara a hacer el proceso iterativo, en donde el mismo programa indica que se tiene que correr el análisis y diseño otra vez.

Esto se da porque cada vez que se realiza esto las secciones se revisan hasta que las secciones del análisis y el diseño sean los mismos. Para realizar lo anterior hay dos comandos que se utilizan al final del proceso iterativo previamente mencionado, uno de ellos siendo el “Make Auto Select Section Null”, este consiste en el quitar la opción de auto seleccionar las secciones de las listas creadas, esto se realiza una vez los resultados del diseño nos parecen satisfactorios y así al realizar otra corrida del análisis y diseño, lo realice con las ultimas secciones usadas.

El segundo comando es el de “Verify Analysis vs Design Section” que simplemente se usa para verificar si el miembro usado en el último análisis es la misma sección del diseño actual.

Un aspecto que se tomó muy en cuenta fue en el apartado de “View/Revise Preferences...” en el diseño del “Steel Frame Design” en estas preferencias aparezca que el tipo de estructura a diseñar sea un “SMF” (Special Moment Frame) o en otras palabras un pórtico especial resistente a momento, a como se puede apreciar en la siguiente ventana:

*Figura A.30 Ventana Steel Frame Design*



*Fuente: Modelo ETABS*

A. Tablas y figuras extraídas del NSM 2022

Figura A.31 “Tabla 5.2.2 - Categoría de riesgo de las estructuras según su grupo de importancia”.

Grupo de Importancia	Categoría de Riesgo	Ejemplos
Estructuras no destinadas a habitación	I	<p>Estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en el caso de falla, cuyo colapso no puede causar daño a estructuras que pertenecen a otros grupos de importancia. Incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Estructuras provisionales con un servicio menor a tres años.</li> <li>• Instalaciones agrícolas, sin ocupación humana permanente.</li> <li>• Instalaciones de un nivel destinadas a almacén de productos no tóxicos, ni otro que exponga la seguridad pública.</li> </ul>
Estructuras de ocupación normal	II	<p>Estructuras comunes de ocupación normal.</p> <p>Estructuras de la categoría III que no cumplan con la condición de albergar más de 500 personas, más de 10 pisos, con área de construcción mayor a 10,000 m<sup>2</sup>, proyectos con un número mayor de 10 edificios y/o más de 50 unidades de vivienda unifamiliar o bifamiliar.</p> <p>En general por defecto, cualquier estructura que no pertenezca a las categorías III, y IV o estructura de la categoría I que pueda poner en peligro a estructuras de este grupo.</p>
Estructuras de ocupación especial	III	<p>Estructuras de alta ocupación tal como se detalla a continuación o cuya falla representa un riesgo sustancial para la vida humana y gran impacto de pérdida económica y/o alteración masiva de la vida civil cotidiana.</p> <p>Estructuras no incluidas en la categoría IV o estructuras de los grupos I y II que puedan poner en peligro a estructuras de este grupo.</p> <p>Construcciones que se deben mantener en operación inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo extremo I. Como lo son:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Estructuras destinadas a vivienda, oficina, comercio, hotel, banco, teatro, restaurante e industria que alberguen a más de 500 personas o más de 10 pisos o cuya área de construcción sea mayor a 10,000 m<sup>2</sup>.</li> <li>• Estructuras pertenecientes a un proyecto en el cual se construirá un número mayor de 10 edificios o de 50 unidades de vivienda unifamiliar o bifamiliar.</li> <li>• Centros de educación preescolar, primaria y secundaria públicos o privados con más de 500 alumnos.</li> <li>• Centros de educación superior o carreras técnicas públicos y privados con más de 500 alumnos.</li> <li>• Centros deportivos que alberguen más de 500 personas.</li> <li>• Centros de convención que reúna a más de 500 personas.</li> <li>• Centros de salud comunitarios, clínicas y Ambulatorios que alberguen a más de 500 pacientes, sean públicas o privadas.</li> <li>• Iglesias con asientos para más de 500 personas.</li> <li>• Puentes con tramos entre 15 y 34 metros de longitud.</li> </ul>

Fuente: Norma Sismorresistente para la ciudad de managua NSM 2022.

Figura A.32 “Tabla 5.2.1 - Factor de importancia”.

Categoría de riesgo	I
I	0.75
II	1.0
III	1.3
IV	1.65

Fuente: Norma Sismorresistente para la ciudad de managua NSM 2022.

Figura A.33 “Tabla 5.3.1 – Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de aceleración  $a_0$  PGA. Con un periodo de retorno de 475 años”.

PGA Valores de $a_0$ en g	Categoría de riesgo	
	I, II	III, IV
$a_0 \leq 0.10$	A	B
$0.10 < a_0 < 0.15$	B	C
$0.15 \leq a_0 < 0.30$	C	D
$0.30 \leq a_0$	D	D

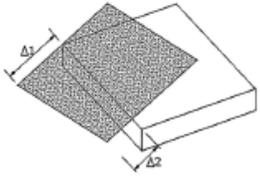
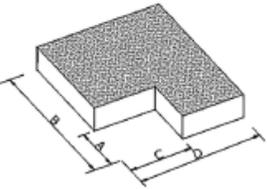
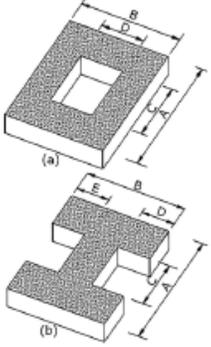
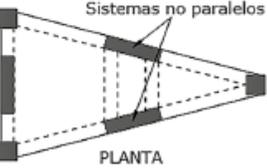
Fuente: Norma Sismorresistente para la ciudad de managua NSM 2022.

Figura A.34 “Tabla 5.4.1 - Factor de regularidad”.

Factor de regularidad en planta	Factor de regularidad en elevación
$\Phi_p = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}$	$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB}$
Donde: D	onde:
$\Phi_p$ -- Factor de regularidad en planta	$\Phi_E$ -- Factor de regularidad en elevación
$\Phi_{PA}$ – Mínimo valor de $\phi_{pi}$ de cada piso $i$ para el caso de irregularidades del tipo 1,2 y/o 3.	$\Phi_{EA}$ – Mínimo valor de $\phi_{Ei}$ de cada piso $i$ para el caso de irregularidades del tipo 1 y 4.
$\Phi_{PB}$ – Mínimo valor de $\phi_{pi}$ de cada piso $i$ para el caso de irregularidades del tipo 4.	$\Phi_{EB}$ – Mínimo valor de $\phi_{Ei}$ de cada piso $i$ para el caso de irregularidades del tipo 2 y 3.
$\phi_{pi}$ – Factor de irregularidad en planta	$\phi_{Ei}$ – Factor de irregularidad en elevación

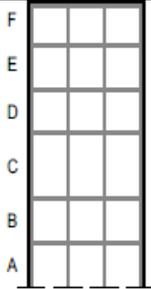
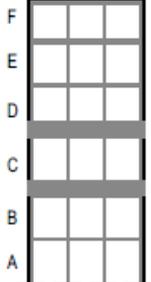
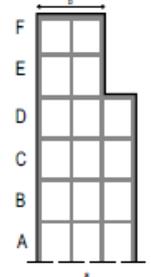
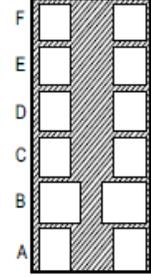
Fuente: Norma Sismorresistente para la ciudad de managua NSM 2022.

Figura A.35 “Tabla 5.4.2 - Factores de irregularidad en planta”.

<p><b>Tipo 1 – Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_{pi} = 0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 * \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right)</math>                      Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en la sección 9.6 de la presente norma.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retroceso excesivos en las esquinas</b>  <math>\phi_{pi} = 0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math>                      La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3 – Discontinuidad en los sistemas de piso</b>  <math>\phi_{pi} = 0.9</math>                      a) <math>C \times D &gt; 0.5A \times B</math>                      b) <math>[C \times D + C \times E] &gt; 0.5A \times B</math>                      La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 – Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_{pi} = 0.8</math>                      La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p><b>Nota:</b> La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere incluir en los modelos de análisis las deformaciones por flexión, fuerza axial, cortante y por torsión de los elementos estructurales y el método de análisis deberá ser dinámico espacial.</p>	

Fuente: Norma Sismorresistente para la ciudad de managua NSM 2022.

Figura A.36 “Tabla 5.4.3 – Factores de irregularidad en elevación”.

<p><b>Tipo 1 – Piso flexible</b>  <math>\phi_{Ei} = 0.8</math>  <i>Rigidez</i> <math>K_c &lt; 0.70</math> <i>Rigidez</i> <math>K_D</math>  <math>Rigidez K_c &lt; 0.80 \cdot \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math>                      La estructura se considera irregular o de piso flexible cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 – Distribución de masa</b>  <math>\phi_{Ei} = 0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50m_E</math> o  <math>m_D &gt; 1.50m_C</math>                      La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 – Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_{Ei} = 0.9</math>                      La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p><b>Tipo 4 – Piso débil</b>  <math>\phi_{Ei} = 0.8</math>  <i>Fuerza de piso</i> <math>F_{PB} &lt; 0.7 F_{PC}</math>  <math>Fuerza de piso F_{PB} &lt; 0.80 \cdot \frac{(F_C + F_D + F_E)}{3}</math>                      La estructura se considera irregular o de piso débil, cuando la resistencia lateral de un piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior o menor que el 80% del promedio de la resistencia lateral de los tres pisos superiores. Entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada.</p>	
<p><b>Nota:</b> La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere incluir en los modelos de análisis las deformaciones por flexión, fuerza axial, cortante y por torsión de los elementos estructurales y el método de análisis deberá ser dinámico espacial. En los casos de aumento de masas con la altura y esbeltez excesiva, se deberá incorporar el efecto P-Delta en el análisis.</p>	

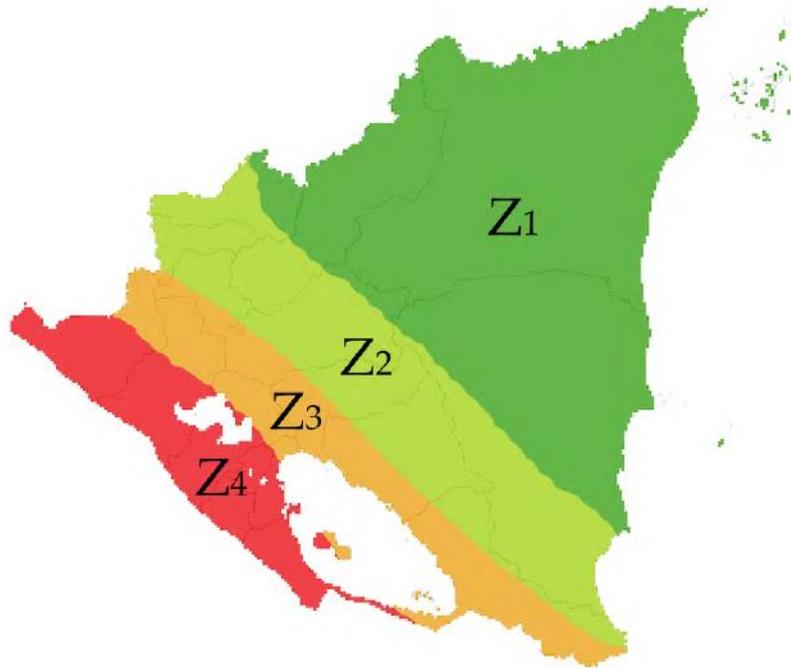
Fuente: Norma Sismorresistente para la ciudad de managua NSM 2022.

Figura A.37 “Tabla 5.5.1 – Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sismicas”.

Sistema Estructural	Coeficiente de modificación respuesta, $R^*$	Factor de sobrerresistencia, $\Omega_s^b$	Coeficiente de deflexión, $C_d$	Distorsión Máxima De piso $\gamma_{max}$	Incluyendo el límite de altura (m) <sup>c</sup>			
					Categoría de diseño sísmico			
					A	B	C	D
<b>C. SISTEMAS DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO</b>								
1. Marcos de momento especiales de acero	8	3	5 ½	0.025	SL	SL	SL	SL
2. Marcos de momento de cerchas especiales de acero	7	3	5 ½	0.02	SL	SL	SL	50
3. Marcos de momento intermedio de acero	4 ½	3	4	0.020	SL	SL	SL	9 <sup>d</sup>
4. Marcos de momento ordinario de acero	3 ½	3	3	0.015	SL	SL	SL	NP <sup>d</sup>
5. Marcos de momento especiales de concreto armado	8	3	5 ½	0.02	SL	SL	SL	SL
6. Marcos de momento intermedios de concreto armado	5	3	4 ½	0.015	SL	SL	SL	NP
7. Marcos de momento ordinarios de concreto armado	3	3	2 ½	0.010	SL	SL	NP	NP
8. Marcos de momento especiales compuestos <sup>d</sup>	8	3	5 ½	0.025	SL	SL	SL	SL
9. Marcos de momento intermedio compuestos <sup>d</sup>	5	3	4 ½	0.020	SL	SL	SL	NP
10. Marcos de momento ordinario compuestos <sup>d</sup>	3	3	2 ½	0.015	SL	SL	NP	NP

Fuente: Norma Sismorresistente para la ciudad de managua NSM 2022.

Figura A.38 “Figura 6.2.1 – Mapa de zonificación sísmica para Nicaragua”.



Fuente: Norma Sismorresistente para la ciudad de managua NSM 2022.

Figura A.39 “Tabla 6.3.1 – Clasificación por tipo de suelo”.

Clasificación del sitio	Descripción	Definición		
		Velocidad de onda de corte $V_s$ (m/s)	Resistencia de penetración estándar $\bar{N}$	Resistencia al corte del suelo sin drenar $S_u$ (kg/cm <sup>2</sup> ).
A	Roca rígida	$V_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca	$760 < V_s \leq 1500$	N/A	N/A
C	Suelo muy Denso y Roca Blanda	$360 < V_s \leq 760$	$\bar{N} > 50$	$S_u \geq 1.0$
D	Suelo Rígido	$180 < V_s \leq 360$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$0.5 \leq S_u \leq 1.0$
E	Suelo Blando	$V_s < 180$	$\bar{N} < 15$	$S_u < 0.5$
E	-	Además, se considerará un suelo tipo E, cualquier capa de suelo con más de 3m que tenga las siguientes características. <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Índice de Plasticidad <math>PI &gt; 20</math></li> <li>2. Contenido de humedad <math>w \geq 40\%</math></li> <li>3. Resistencia al cortante sin drenar <math>S_u &lt; 0.2 \text{ kg/cm}^2</math></li> </ol>		

Fuente: Norma Sismorresistente para la ciudad de managua NSM 2022.

Figura A.40 “Tabla 6.4.1 - Factores de amplificación vertical por tipo de suelo”.

Zona Sísmica	Tipo de Suelo				
	A	B	C	D	E
$Z_1$	0.8	1	1.4	1.7	2.2
$Z_2$	0.8	1	1.4	1.6	2.0
$Z_3$	0.8	1	1.4	1.5	ver nota
$Z_4$	0.8	1	1.3	1.4	ver nota

Fuente: Norma Sismorresistente para la ciudad de managua NSM 2022.

Figura A.41 “Tabla 6.5.1 - Factor de ajuste espectral  $FS$  para  $T_b$  y  $T_c$ ”.

Clasificación del sitio	$FS_{T_b}$	$FS_{T_c}$
A	1	5/6
B	1	1
C	1	4/3
D	2	5/3

Fuente: Norma Sismorresistente para la ciudad de managua NSM 2022.

Figura A.42 “Tabla 8.2.1 – Coeficiente para el límite superior del periodo máximo calculado”.

$F_{as} * a_0$	$C_u$
$\geq 0.3$	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
$\leq 0.1$	1.7

Fuente: Norma Sismorresistente para la ciudad de managua NSM 2022.

Figura A.43 “Tabla 8.2.2 – Coeficientes para el cálculo del periodo aproximado”.

Tipo de estructura	$C_t$	$x$
Marcos resistentes a momentos en los que los marcos resisten el 100% de la fuerza sísmica y que no estén ligados a componentes rígidos que impidan o restrinjan su desplazamiento lateral.		
<ul style="list-style-type: none"> <li>Marcos de acero resistentes a momentos.</li> </ul>	0.0724	0.80
<ul style="list-style-type: none"> <li>Marcos de concreto reforzados resistentes a momentos.</li> </ul>	0.0466	0.90
Marcos de acero arriostrados excéntricamente.	0.0731	0.75
Marcos de acero arriostrados con pandeo restringido.	0.0731	0.75
Todos los demás sistemas estructurales.	0.0488	0.75

Fuente: Norma Sismorresistente para la ciudad de managua NSM 2022.

Figura A.44 “Tabla 5.6.1 – Niveles de amenaza sismica”

Nivel de sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno $T_r$ (años)	Tasa de excedencia ( $1/T_r$ )	$K$	Coficiente I
Servicio (moderado)	20%	225	0.004453	0.38	0.75
Diseño (severo)	10%	475	0.002105	-	1
Extremo I	5%	975	0.001025	0.36	1.3
Extremo II	2%	2475	0.000404	0.305	1.65

Fuente: Norma Sismorresistente para la ciudad de managua NSM 2022.