

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN - TACNA

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

“REDUCCIÓN DE DAÑOS ESTRUCTURALES FRENTE A UN SISMO SEVERO CON DISPOSITIVOS PASIVOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOZO PARA EL EDIFICIO DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA METALÚRGICA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN”

TESIS

Presentada por:

Bach. Juliano Jhonatan Anampa Pancca

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

TACNA - PERÚ

2016

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

REDUCCIÓN DE DAÑOS ESTRUCTURALES FRENTE A UN SISMO SEVERO CON DISPOSITIVOS PASIVOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO PARA EL EDIFICIO DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA METALÚRGICA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN.

TESIS

Presentada por:

Bach. Juliano Jhonatan Anampa Pancca

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Aprobada por el Jurado Integrado por:



Ing. Luis Alfaro Ravello
Presidente



Ing. Jorge Barriga Gamarra
Secretario



Ing. Salvador Fuentes Huallpachoque
Vocal

*Dedico esta tesis a
mis padres: Raúl y Teresa,
por ser el sustento de mis metas logradas;
y a la Escuela de Ingeniería Civil
de la UNJBG.*

AGRADECIMIENTOS

Agradezco en forma especial al Ing. Fredy Talace Martínez y al Ing. José Alberto Acero Martínez por sus precisas recomendaciones, la disponibilidad para el asesoramiento y revisión de la presente tesis durante todo el tiempo en que se desarrolló.

Agradezco al Dr. Genner Villarreal Castro por su asesoramiento externo y consejos brindados.

Agradezco también al Ing. Juan José Contreras Bálaro por sus recomendaciones en el modelamiento de la estructura de la presente tesis.

También quiero agradecer a la Escuela de Ingeniería Civil de la UNJBG y a mis profesores, quienes dan lo mejor de sí; a mis amigos, en especial a Arturo Cohayla, Lisbeth Choqueza, Eryl Enríquez y Jhon Chejani.

CONTENIDO

RESUMEN

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES	Pág.
1.1. ANTECEDENTES	01
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	02
1.3. HIPÓTESIS	04
1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	04
1.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	06
1.6. OPERACIÓN DE VARIABLES	06
1.7. ALCANCES Y LIMITACIONES	07
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	
2.1. PELIGRO SÍSMICO EN LA CIUDAD DE TACNA	08
2.1.1. DEFINICIÓN DE PELIGRO SÍSMICO	08
2.1.2. CARACTERÍSTICAS ELEMENTALES DE LA CIUDAD DE TACNA	09
2.1.3. ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA EN TACNA	10
2.1.4. NIVELES DE PELIGROS EN TACNA	12
2.2. REHABILITACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS	15
2.2.1. OBJETIVOS DE REHABILITACIÓN	17
2.2.2. RELACIÓN DAÑO-DERIVA	21
2.2.3. ESTRATEGIAS DE REHABILITACIÓN SEGÚN FEMA 356	22
2.2.4. REFORZAMIENTOS TRADICIONALES EXISTENTES	25
2.2.5. CAUSAS DE FALLAS SÍSMICAS EN EDIFICACIONES	26
2.2.6. EDIFICACIONES SIN DAÑOS EN SISMOS INTENSOS: LECCIONES	29

2.2.7.	SISTEMAS MODERNOS PASIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA	32
2.3.	DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO	37
2.3.1.	FUNCIONAMIENTO	38
2.3.2.	DESCRIPCIÓN Y DETALLES DE LOS DISPOSITIVOS	42
2.3.3.	CONFIGURACIONES DE LOS DISPOSITIVOS	43
2.3.4.	RECOMENDACIONES EN FUNCIÓN DEL TIPO DE SIST. ESTRUCTURAL	46
2.4.	RESPUESTA DE EDIFICIOS CON DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA	47
2.4.1.	REPRESENTACIÓN DE LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS	47
2.4.2.	EVALUACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO	47
2.4.3.	EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA FRENTE A SEÑALES SÍSMICAS	50
2.4.4.	ANÁLISIS ESPECTRAL CON ESPECTROS REDUCIDOS POR AMORTIGUAMIENTO	51
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO		
3.1.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	54
3.2.	POBLACIÓN Y MUESTRA DE ESTUDIO	54
3.3.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS	55
3.3.1.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS EN EL TRABAJO DE CAMPO	55
3.3.2.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS EN LABORATORIO	55
3.3.3.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS EN GABINETE	57
3.4.	PROCEDIMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN	58
3.4.1.	ALGUNOS PROCEDIMIENTOS USADOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA	58
3.4.2.	METODOLOGÍA GENERAL DE LA REHABILITACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS PROPUESTA	59

CAPÍTULO IV: EVALUACIÓN CUALITATIVA

4.1.	UBICACIÓN DEL EDIFICIO	65
4.2.	RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN EXISTENTE	65
4.3.	ARQUITECTURA DEL EDIFICIO	66
4.4.	SISTEMA ESTRUCTURAL	67
4.5.	VERIFICACIÓN DE DIMENSIONES EN CAMPO	68
4.6.	POTENCIALES CAUSAS DE FALLAS SÍSMICAS RÁPIDAMENTE IDENTIFICADAS (EE Y ENE)	69
4.6.1.	COLUMNA CORTA	69
4.6.2.	PISO BLANDO	70
4.6.3.	EXCENRICIDAD Y TORSIÓN	70
4.6.4.	INSUFICIENCIA DE ESTRIBOS Y ANCLAJE	70
4.6.5.	FALLAS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	70
4.7.	EVALUACIÓN CUALITATIVA USANDO FEMA 154	72

CAPÍTULO V: EVALUACIÓN DETALLADA

5.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO CON LA NORMA NTE. E030-2016	74
5.1.1.	MODELO MATEMÁTICO DEL EDIFICIO	74
5.1.2.	ANÁLISIS PARA CARGAS DE GRAVEDAD	76
5.1.3.	PARÁMETROS SÍSMICOS	77
5.1.4.	ANÁLISIS MODAL	81
5.1.5.	ANÁLISIS ESPECTRAL	82
5.1.6.	RESULTADOS PRINCIPALES DEL ANÁLISIS SÍSMICO	83
5.2.	EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL EDIFICIO	88
5.2.1.	EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE VIGAS	88
5.2.2.	EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS	91

5.2.3.	EVALUACIÓN DE LA FALLA POR COLUMNA CORTA	96
5.2.4.	EVALUACIÓN DEL TIPO DE FALLA	98
5.3.	ESTUDIO DE LAS IRREGULARIDADES DEL EDIFICIO SEGÚN LA NORMA E.030-2016	99
5.3.1.	IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	99
5.3.2.	IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	102
5.4.	ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA ESTRUCTURAL (ESE=CDC+EC)	105
5.4.1.	CALIDAD DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUC. (CDC)	105
5.4.2.	ESTADO DE CONSERVACIÓN DE LA ESTRUCTURA (EC)	105
5.5.	VULNERABILIDAD NO ESTRUCTURAL	113
5.5.1.	ESTABILIDAD DE TABIQUES	113
5.5.2.	OTROS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	116
5.6.	DIAGNÓSTICO DE LA EVALUACIÓN	117
5.7.	VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO	118
CAPÍTULO VI: OBJETIVOS Y ESTRATEGIAS DE REHABILITACIÓN PREVIAS APLICADAS AL EDIFICIO SIN DISIPACIÓN DE ENERGÍA		
6.1.	GENERALIDADES	120
6.2.	OBJETIVOS DE LA REHABILITACIÓN SÍSMICA	120
6.3.	ESTRATEGIAS DE REHABILITACIÓN PREVIAS (FEMA356; ASCE41; NEC-SE-RE, 2014)	122
6.3.1.	ELIMINACIÓN O REDUCCIÓN DE IRREGULARIDADES EXISTENTES	122
6.3.2.	REDUCCIÓN DE MASAS	122
6.4.	APLICACIÓN DE LAS ESTRATEGIAS DE REHABILITACIÓN PREVIAS	122
6.4.1.	PARÁMETROS SÍSMICOS	124
6.4.2.	ANÁLISIS SÍSMICO ESPECTRAL	124
6.4.3.	RESULTADOS PRINCIPALES DEL ANÁLISIS SÍSMICO	125

6.4.4.	ESTUDIO DE LAS IRREGULARIDADES DEL EDIFICIO	128
6.5.	DIAGNÓSTICO DEL ESTUDIO DEL EDIFICIO SIN DISIPACIÓN DE ENERGÍA	134

CAPÍTULO VII: SELECCIÓN Y PROCESAMIENTO DE SEÑALES SÍSMICAS

7.1.	GENERALIDADES	135
7.2.	TRATAMIENTO DE LOS ACELEROGRAMAS	135
7.3.	SELECCIÓN Y PROCESAMIENTO DE LOS ACELEROGRAMAS	136
7.3.1.	SELECCIÓN DE LOS REGISTROS	137
7.3.2.	ESCALAMIENTO DE LOS REGISTROS SELECCIONADOS SEGÚN LA NORMA E.030-2016	145
7.3.3.	ESCALAMIENTO DE LOS REGISTROS SELECCIONADOS SEGÚN EURO CÓDIGO EC08.	148
7.3.4.	ESCALAMIENTO DE LOS REGISTROS SELECCIONADOS SEGÚN LA NORMA CHILENA NCH2369	153
7.3.5.	ESCALAMIENTO DE LOS REGISTROS SELECCIONADOS SEGÚN LA NSR-10	157

CAPÍTULO VIII: REHABILITACIÓN SÍSMICA CON DISIPACIÓN DE ENERGÍA

8.1.	GENERALIDADES	164
8.2.	ANÁLISIS TIEMPO - HISTORIA	164
8.3.	ANÁLISIS TIEMPO – HISTORIA CON DISIPADORES EN Y-Y	166
8.3.1.	UBICACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS EN LA ESTRUCTURA	166
8.3.2.	PROPIEDADES DEL DISIPADOR	167
8.3.3.	ITERACIONES REALIZADAS	168
8.3.4.	RIGIDIZACIÓN GLOBAL DE LA ESTRUCTURA E INCORPORACIÓN DE LOS DISIPADORES	171

8.4.	ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA CON DISIPADORES EN X-X	172
8.4.1.	ITERACIONES REALIZADAS	172
8.4.2.	ITERACIONES REALIZADAS (REFORZANDO COLUMNAS)	176
8.5.	ESQUEMA FINAL DE LA REHABILITACIÓN PROPUESTA	190
8.6.	ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA DE LA PROPUESTA DE REHABILITACIÓN	192
8.6.1.	PROPIEDADES DEL DISIPADOR	192
8.6.2.	RESPUESTA DEL EDIFICIO REHABILITADO A SEÑALES SÍSMICAS	193
8.6.3.	PERÍODOS OBTENIDOS CON LA REHABILITACIÓN SÍSMICA PROPUESTA	194
8.6.4.	ESTIMACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO EN BASE A LA RESPUESTA SÍSMICA	195
8.6.5.	DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO REDUCIDO POR AMORTIGUAMIENTO	197
8.7.	ANÁLISIS SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL (X-X)	199
8.8.	EVALUACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA	200
CAPÍTULO IX: DISCUSIÓN DE RESULTADOS		
9.1.	GENERALIDADES	201
9.2.	VALIDEZ INTERNA DE LA INVESTIGACIÓN	201
9.2.1.	EVALUACIÓN CUALITATIVA	201
9.2.2.	EVALUACIÓN DETALLADA	202
9.2.3.	SELECCIÓN Y PROCESAMIENTO DE LAS SEÑALES SÍSMICAS	208
9.2.4.	REHABILITACIÓN SÍSMICA CON DISIPADORES DE ENERGÍA	210
9.3.	CALIDAD DE LA VALIDEZ EXTERNA DE LA INVESTIGACIÓN	213
9.4.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	214
9.5.	ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURA SIN DISIPACIÓN – ESTRUCTURA CON DISIPACIÓN (EJE Y-Y)	220

9.6.	ANÁLISIS DEL COSTO DE LA PROPUESTA DESARROLLADA	223
9.7.	CONTRASTE DE HIPÓTESIS	228

CAPÍTULO X: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1.	CONCLUSIONES	230
10.2.	RECOMENDACIONES	233

	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	236
--	----------------------------	-----

	BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA	241
--	-------------------------	-----

ANEXOS

ANEXO 01:	MATRIZ DE CONSISTENCIA DE LA TESIS.
ANEXO 02:	ENTREVISTA AL DR. HERNANDO TAVERA H. EN EL INSTITUTO GEOFÍSICO DEL PERÚ.
ANEXO 03:	CONFERENCIA DEL DR. ALVA HURTADO EN EL “I SIMPOSIO REGIONAL DE INGENIERÍA CIVIL”, REALIZADO EN TACNA, 2014.
ANEXO 04:	INFORME DEL ENSAYO DE ROTURAS DE DIAMANTINAS REALIZADO EN LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA (UNI).
ANEXO 05:	RESULTADOS DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS DE LA INVESTIGACIÓN Y OTROS.
ANEXO 06:	DISEÑO DE LOS DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO.
ANEXO 07:	REGISTROS SÍSMICOS USADOS.
ANEXO 08:	PRESUPUESTO BASE DE LA OBRA DE LA FACULTAD DE CIENCIAS CONTABLES Y FINANCIERAS DE LA UNJBG-TACNA.
ANEXO 09:	PLANOS EXISTENTES Y DE LA REHABILITACIÓN SÍSMICA.

LISTA DE TABLAS

	Pág
	.
Tabla 01.- Control de daño y niveles de desempeño para edificios	19
Tabla 02.- Niveles de amenaza sísmica	19
Tabla 03.- FEMA 356- Niveles de desempeño esperado por peligro sísmico	20
Tabla 04.- FEMA 356- Niveles de Objetivos de Rehabilitación	20
Tabla 05.- HAZUS- Niveles de tipo de daño por exigencias de diseño de código bajo	22
Tabla 06.- Tipo de daño de los edificios reparados y reforzados.	33
Tabla 07.- Usos de los edificios reparados y reforzados	33
Tabla 08.- Factores de reducción (B) según FEMA 356	53
Tabla 09.- Pesos por piso	76
Tabla 10.- Factores de zona	77
Tabla 11.- Factores de suelo "S"	78
Tabla 12.- Valores de "Tp" y "Tl"	78
Tabla 13.- Sistemas estructurales en edificios	81
Tabla 14.- Parámetros sísmicos del edificio en estudio	81
Tabla 15.- Distorsiones máximas por piso	83
Tabla 16.- Modos y períodos del edificio	84
Tabla 17.- Cortante en la base por el método estático y dinámico.	87
Tabla 18.- Fuerzas internas máximas por sismo en X-X	87
Tabla 19.- Fuerzas internas máximas por sismo en Y-Y	87
Tabla 20.- Demanda vs capacidad de vigas del edificio sin reforzar	91
Tabla 21.- Cargas últimas en X-X columna eje D-1 del 1° piso:	92
Tabla 22.- Cargas últimas en Y-Y columna eje D-1 del 1° piso:	92
Tabla 23.- Cargas últimas en X-X columna eje D-4 del 1° piso:	94
Tabla 24.- Cargas últimas en Y-Y columna eje D-4 del 1° piso:	94

Tabla 25.- Coordenadas de centro de masa y centro de rigidez	100
Tabla 26.- Muestras realizadas al edificio en estudio	110
Tabla 27.- Muestras realizadas al edificio por Talace (2004)	110
Tabla 28.- Parámetros para evaluar la vulnerabilidad sísmica	118
Tabla 29.- Rango numérico para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica	119
Tabla 30.- Vulnerabilidad sísmica del edificio de Ingeniería Metalúrgica	119
Tabla 31.- FEMA 356- Niveles de desempeño esperado por peligro sísmico	121
Tabla 32.- La Derivas de entrepiso en el límite para el estado de daño (leve, moderado, severo o completo).	121
Tabla 33.- Parámetros sísmicos de la estructura	124
Tabla 34.- Máximas distorsiones y desplazamientos	125
Tabla 35.- Distorsiones y desplazamientos promedio	126
Tabla 36.- Modos, períodos y masa participativa del edificio	126
Tabla 37.- Cortante en la base del edificio por el método estático y dinámico	127
Tabla 38.- Fuerzas internas máximas en columnas	128
Tabla 39.- Fuerzas internas máximas en columnas	128
Tabla 40.- Irregularidad torsional en X-X según la E030-2003, 2016 y NSR10	131
Tabla 41.- Irregularidad torsional en Y-Y según la E030-2003, 2016 y NSR10	131
Tabla 42.- Coordenadas de centro de masa y centro de rigidez	132
Tabla 43.- Irregularidad extrema de rigidez	133
Tabla 44.- Parámetros sísmicos del espectro de diseño	140
Tabla 45.- Factores de escala según E.030-2016	148
Tabla 46.- Factores de escala según Eurocódigo EC08	152
Tabla 47.- Factores de escala según Nch2369	157
Tabla 48.- Factores de escala obtenidos con los 4 códigos usados	163
Tabla 49.- Datos principales de los registros usados	165
Tabla 50.- Propiedades del perfil metálico	167

Tabla 51.- Derivas obtenidas con la primera iteración	168
Tabla 52.- Derivas obtenidas con la segunda iteración	169
Tabla 53.- Resumen de las iteraciones realizadas	170
Tabla 54.- Resumen de las iteraciones realizadas	172
Tabla 55.- Derivas obtenidas con la primera iteración	173
Tabla 56.- Derivas obtenidas con la segunda iteración	173
Tabla 57.- Resumen de las iteraciones realizadas	175
Tabla 58.- Resultados obtenidos de primera iteración	178
Tabla 59.- Resultados obtenidos de segunda iteración	179
Tabla 60.- Resultados obtenidos de tercera iteración	181
Tabla 61.- Resultados obtenidos de cuarta iteración	183
Tabla 62.- Resultados obtenidos de quinta iteración	185
Tabla 63.- Resultados obtenidos de sexta iteración	186
Tabla 64.- Resultados obtenidos de séptima iteración	188
Tabla 65.- Resumen de las iteraciones realizadas	190
Tabla 66.- Rigidez efectiva de elementos en FEMA 356	192
Tabla 67.- Propiedades del perfil metálico HSS 7,50x0,50	192
Tabla 68.- Distorsiones de entrepiso obtenidas con el análisis tiempo-historia	194
Tabla 69.- Desplazamientos de entrepiso obtenidos con el análisis tiempo-historia	194
Tabla 70.- Período y porcentaje de masas acumulativas	195
Tabla 71.- Distorsiones de entrepiso obtenidas con el análisis tiempo historia y con el espectro reducido.	196
Tabla 72.- Desplazamientos y distorsiones de entrepiso obtenidas con el espectro reducido según FEMA356	198
Tabla 73.- Relación demanda/capacidad instalada en vigas más esforzadas	199
Tabla 74.- Distorsiones de entrepiso en X-X	199
Tabla 75.- Distorsiones de entrepiso en Y-Y	220

Tabla 76.- Derivas promedio Y-Y	221
Tabla 77.- Distorsiones de entrepiso obtenidas con el análisis tiempo-historia	222
Tabla 78.- Desplazamientos de entrepiso obtenidos con el análisis tiempo-historia	222
Tabla 79.- Incidencia de costos con disipadores y/o aisladores	223
Tabla 80.- Comparación de metrados: edificio “El Refugio”	225
Tabla 81.- Comparación de costo en soles: edificio “El Refugio”	225
Tabla 82. Evaluación económica de los amortiguadores de fluido-viscoso	226
Tabla 83. Presupuesto total	227
Tabla 84. Contraste de hipótesis	229

LISTA DE FIGURAS

	Pág
Figura 01. Zonificación Geotécnica de Tacna	11
Figura 02. Zonificación Geotécnica por Capacidad Portante	12
Figura 03. Pasos del proceso de Rehabilitación de edificios existentes	17
Figura 04. Colapso parcial y daños en escuelas por columnas cortas en Moquegua, Perú.	27
Figura 05. Edificio con irregularidad torsional.	27
Figura 06. Falla debido al golpeteo entre edificios adyacentes que no coinciden en altura sus entrepisos.	28
Figura 07. Sistemas de protección sísmica	33
Figura 08. Comparación de respuesta sísmica de edificio sin aislación y edificio con aislamiento basal	34
Figura 09. Disminución de la demanda sísmica por medio de aisladores	35
Figura 10. Clasificación de los disipadores de energía	36
Figura 11. Dispositivo histerético metálico Tipo ADAS.	36
Figura 12. Disipador de Energía Viscoelástico	37
Figura 13. Relación fuerza-desplazamiento en dispositivos de fluido viscoso con distintos valores de "α"	39
Figura 14. Comportamiento desfasado del disipador viscoso	39
Figura 15. Relación fuerza-desplazamiento en dispositivos de fluido viscoso no lineales con distintos valores de C y $\alpha = 0.6$	41
Figura 16. Diagrama balance de energía	41
Figura 17. Funcionamiento del disipador de energía de fluido viscoso	43
Figura 18. Disipador en Aeropuerto Jorge Chávez	45
Figura 19. Configuración Chevron Brace Invertida	45

Figura 20. Disipadores en configuración diagonal	45
Figura 21. Disipadores en configuración doble diagonal	45
Figura 22. Configuración Scissor Jack.	46
Figura 23. Espectro al 5% y al 30% de amortiguamiento crítico.	53
Figura 24. Ensayo de Testigos Diamantinos en la UNI.	56
Figura 25. Diagrama de Flujo para el Diseño de Disipadores.	64
Figura 26. Elevación principal del edificio	66
Figura 27. Elevación posterior del edificio	67
Figura 28. Planta típica del edificio	67
Figura 29. Zapata en Intersección Eje A - 7	68
Figura 30. Elevación principal del edificio	69
Figura 31. Columnas cortas en el edificio	69
Figura 32. Fisuras en muros de albañilería	71
Figura 33. Muros con juntas insuficientes, tercer piso.	71
Figura 34. Formulario de evaluación visual rápida del FEMA 154	73
Figura 35. Modelo matemático del edificio	75
Figura 36. Zonificación sísmica del Perú	77
Figura 37. Pseudo aceleración espectro X-X	82
Figura 38. Pseudo aceleración espectro Y-Y	82
Figura 39. Modo 1	85
Figura 40. Modo 3	85
Figura 41. Modo 3	85
Figura 42. Modo 4	85
Figura 43. Envoltente viga 1er. piso Eje A-C/4	89
Figura 44. Envoltente viga 1er. piso Eje A-C/5	89
Figura 45. Envoltente viga 1er. piso Eje C-D/1	89
Figura 46. Envoltente viga primer piso eje 1-2/D	89

Figura 47. Envolvente viga primer piso eje 6-7/A	89
Figura 48. Envolvente viga primer piso eje 7-8/A'	89
Figura 49. Diagrama de interacción en X-X de columna Eje D-1 del 1° piso	93
Figura 50. Diagrama de interacción en Y-Y de columna Eje D-1 del 1° piso	93
Figura 51. Diagrama de interacción en X-X de columna Eje D-4 del 1° piso	95
Figura 52. Diagrama de interacción en Y-Y de columna Eje D-4 del 1° piso	95
Figura 53. "Lt" y "Lc" en Columna corta	96
Figura 54. Falla de columna corta	97
Figura 55. Falla de columna corta	97
Figura 56. Esquinas entrantes en el edificio existente	101
Figura 57. Irregularidad de rigidez (piso blando)	102
Figura 58. Irregularidad de masa	103
Figura 59. Irregularidad geométrica vertical en edificios	103
Figura 60. Humedad en el concreto aledaño a jardín	107
Figura 61. Fisura vertical en columna eje 6-A	107
Figura 62. Humedad en jardín	107
Figura 63. Acero corroído en vigueta	108
Figura 64. Medición de dimensiones de testigos diamantinos	109
Figura 65. Agregado de canto rodado en muestra	111
Figura 66. Presencia de mayo agregado fino en muestra	111
Figura 67. Gráfica fuerza vs tiempo en la aplicación de la carga a la muestra	112
Figura 68. Comportamiento de un muro de albañilería no aislado	113
Figura 69. Trituración en muros de albañilería no aislados	114
Figura 70. Juntas insuficientes en tabiques	116
Figura 71. Estructura aislada	123
Figura 72. Espectro en X e Y	125
Figura 73. Irregularidad torsional según la NSR10	129

Figura 74. Información del acelerómetro seleccionado	137
Figura 75. Espectros de las componentes de los registros	139
Figura 76. Componentes de TAC 06 E-W Y N-S	141
Figura 77. Componentes de TAC 05 E-W Y N-S	141
Figura 78. Componentes de TAC 04 E-W Y N-S	142
Figura 79. Componentes de TAC 03 E-W Y N-S	142
Figura 80. Componentes de TAC 01 E-W Y N-S	143
Figura 81. Componentes de TAC 02 E-W Y N-S	143
Figura 82. Componentes de TAC 10 E-W Y N-S	144
Figura 83. Componentes de L74 E-W Y N-S	144
Figura 84. Espectros "SRSS" de registros seleccionados	146
Figura 85. Espectro promedio SRSS	147
Figura 86. Espectros seleccionados	150
Figura 87. Promedios de espectros de registros	151
Figura 88. Espectros escalados	151
Figura 89. Promedio de espectros de registros	152
Figura 90. Espectros de registros seleccionados	154
Figura 91. Espectro resultante de la combinación SRSS	155
Figura 92. Espectros, luego de aumentar el factor de escala	156
Figura 93. Espectro resultante	156
Figura 94. Espectros escalados NSR10	160
Figura 95. Componentes TAC 01	161
Figura 96. Componentes y prom. TAC 02	161
Figura 97. Componentes TAC10	162
Figura 98. Componentes LIMA 74	162
Figura 99. Promedios de espectros SRSS	163
Figura 100. Historia de aceleraciones de los registros sísmico	166

Figura 101. Configuración en diagonal de los disipadores incorporados	167
Figura 102. Balance de energía	169
Figura 103. Balance de energía	170
Figura 104. Balance de energía	174
Figura 105. Curva histerética del disipador	174
Figura 106. Estructura con disipadores incorporados	176
Figura 107. Balance de energía	177
Figura 108. Curva histerética del disipador	178
Figura 109. Ubicación en planta de los disipadores en X-X	179
Figura 110. Incorporación de disipadores en la estructura	179
Figura 111. Balance de energía	180
Figura 112. Ubicación en primer piso de disipadores en X-X	180
Figura 113. Ubicación en segundo piso de disipadores en X-X	180
Figura 114. Balance de energía	181
Figura 115. Ubicación en primer piso de disipadores en X-X	182
Figura 116. Ubicación en segundo piso de disipadores en X-X	182
Figura 117. Balance de energía	183
Figura 118. Ubicación de disipadores en X-X	184
Figura 119. Balance de energía	185
Figura 120. Curva histerética del disipador	186
Figura 121. Ubicación de disipadores en X-X	187
Figura 122. Balance de energía	188
Figura 123. Propuesta final en eje longitudinal A-A	191
Figura 124. Propuesta final en eje longitudinal E-E	191
Figura 125. Propuesta final en X-X	191
Figura 126. Espectro de la componente TAC01 E-W construido con 5% y 28% de amortiguamiento	196

Figura 127. Espectro de diseño para reforzamiento (reducido) y espectro de la norma	
E.030	198
Figura 128. Factores de escala	209
Figura 129. Relación de fuerza cortante de diseño y desplazamiento	211
Figura 130. Distorsiones máximas de entrepiso Y-Y	216
Figura 131. Distorsiones máximas de entrepiso X-X	217
Figura 132. Períodos de entrepiso	217
Figura 133. Excentricidades centro de masa y centro de rigidez X-X	219
Figura 134. Excentricidades centro de masa y centro de rigidez Y-Y	219
Figura 135. Edificio sin disipación de energía	220
Figura 136. Edificio sin disipadores de energía	221
Figura 137. Edificio con disipadores de energía	221
Figura 138. Edificio con disipación de energía	222
Figura 139. Costo de reparación por “fallas en edificios”	224
Figura 140. Costo de reparación por “tiempo en el que ocurre”	224
Figura 141. Costo invertido en “reparación”	225
Figura 142. Comparación de los costos directos en 03 diferentes reforzamientos	227

RESUMEN

En la presente tesis se estudió el comportamiento sísmico de la estructura existente del Edificio de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG antes y después de la incorporación de dispositivos de disipación de energía. Existen diferentes metodologías para determinar la vulnerabilidad sísmica de edificios así como abundante literatura sobre rehabilitación sísmica, sin embargo dichas metodologías no se ajustan necesariamente a la realidad y tipología estructural de los edificios peruanos. Se propuso una metodología para la determinación de la vulnerabilidad sísmica basada en documentos como el FEMA 356, la NEC-SE-RE 2014, la NSR-10, E.030-2016, los criterios de Kuroiwa (2001) y Mosqueira (2012), determinándose que el edificio existente presenta una vulnerabilidad sísmica alta ante un sismo severo. Se propone también una sencilla metodología de rehabilitación sísmica basada en objetivos, estrategias de rehabilitación y nivel de desempeño esperado frente a una amenaza sísmica determinada. El objetivo de la rehabilitación propuesta es que el edificio alcance un daño leve frente a un sismo severo, para ello se definió, según HAZUS, una deriva objetivo de 5‰. Se comprobó que los disipadores son muy efectivos en sistemas estructurales flexibles y aporricados pero, frente a una estructura con irregularidad extrema de rigidez, es necesario adicionar elementos complementarios. Con el sistema de protección diseñado, la estructura podría alcanzar un amortiguamiento efectivo del orden del 25%, y las distorsiones de entrepiso son menores a la deriva objetivo. Económicamente la propuesta de rehabilitación es viable, pues el costo directo es de S/.716 100,69.

Palabras clave: disipación de energía, daños estructurales, vulnerabilidad sísmica, rehabilitación sísmica, análisis tiempo-historia, resistencia, rigidez y ductilidad.

ABSTRACT

In this thesis the seismic behavior of the existing structure of the building Metallurgical Engineering UNJBG before and after incorporation of energy dissipation devices was studied. There are different methods to determine the seismic vulnerability of buildings and abundant literature on seismic rehabilitation, however these methodologies are not necessarily conform to reality and structural typology of the Peruvian buildings. a methodology for determining the seismic vulnerability-based documents such as FEMA 356, the NEC-SE-RE 2014, the NSR-10, E.030-2016, criteria Kuroiwa (2001) and Mosqueira (2012) proposed it was determined that the existing building has a high seismic vulnerability to a severe earthquake. a simple methodology based on objective seismic rehabilitation, rehabilitation strategies and expected level of performance against a particular seismic hazard is also proposed. The goal of rehabilitation proposal is that the building reaches a slight damage against a severe earthquake, for it was defined as HAZUS, a target of 5% or drift. It was found that the heat sinks are very effective in flexible structural systems and aporticados but against a structure with extreme irregularity of stiffness, is necessary to add additional elements. With the protection system designed, the structure could achieve an effective damping of the order of 25%, and the distortions are smaller mezzanine drifting goal. Financially the proposed rehabilitation is feasible, because the direct cost is S / .716 100,69.

Keywords: Power Dissipation, structural damage, Seismic Vulnerability, Seismic Rehabilitation, Time-History Analysis, strength, stiffness and ductility.

INTRODUCCIÓN

El diseño convencional de estructuras sismorresistentes se fundamenta en los conceptos de ductilidad e hiperestatismo o redundancia estructural que constituyen la base de los criterios actuales de diseño y que permiten reducir de forma significativa las fuerzas inducidas por sismos severos, teniendo también en cuenta la capacidad de disipación de energía en los elementos de las estructuras y en sus conexiones. La ductilidad, sin embargo, significa daño en los elementos estructurales y, en muchos casos, incluso daño significativo que origina el cierre por lo menos temporal del edificio.

El diseño convencional de edificios difícilmente garantiza que los elementos no estructurales no sufran daños frente a un sismo severo, e incluso la reparación de los elementos principales puede ser difícil (Bozzo & Barbat, 1995; Oviedo, 2009). Por ésta razón, en los últimos 30 años se han desarrollado técnicas que reducen la fuerza sísmica a fin de evitar el daño en la estructura, o que lo localice en determinados puntos o zonas predefinidas en la estructura.

Estas técnicas pueden agruparse en sistemas de disipación de energía y de aislamiento de base.

Una tendencia moderna de diseño sísmico es buscar sistemas estructurales que localicen las demandas de ductilidad en determinados “puntos débiles”, que disipen la energía en forma estable y que, además, sean reparables. Los disipadores de energía se pueden considerar como una continuación de la mencionada tendencia moderna de diseño sismorresistente. Los puntos “débiles”

en este caso corresponden a dispositivos que disipan energía de forma estable fácilmente reemplazables (Bozzo & Barbat, 1995).

Existen muchos sistemas propuestos con este objetivo y varios han sido empleados en edificios y puentes (Jara, 1994; Hanson et al, 1993). En el Perú también cuenta ya con un número apreciable de edificaciones proyectadas o reforzadas con estas técnicas modernas de protección sísmica, siendo la primera experiencia el reforzamiento de la torre de vuelos internacionales del Aeropuerto Nacional Jorge Chávez en el que se emplearon disipadores de Fluido Viscoso en configuración Chevron.

Con fines didácticos la presente Tesis fue dividida en 10 capítulos. A continuación se hace una breve descripción de cada uno de los mismos:

El capítulo I hace referencia al problema de investigación, los antecedentes, hipótesis y objetivos, así como las limitaciones de la investigación.

El capítulo II abarca el estado del arte en rehabilitación sísmica de edificios y disipadores de energía de fluido viscoso.

En el capítulo III se presenta la metodología propuesta para la rehabilitación sísmica.

En el capítulo IV se realiza la evaluación cualitativa del edificio.

En el capítulo V se realiza la evaluación detallada del edificio.

En el capítulo VI se presenta los objetivos y estrategias de la rehabilitación sísmica, así como la aplicación de algunas de ellas en el edificio.

En el capítulo VII se realiza la selección y procesamiento de las señales sísmicas usadas.

En el capítulo VIII se realiza la rehabilitación sísmica, incorporando los dispositivos de disipación de energía.

En el capítulo IX se realiza la discusión de los resultados de la presente investigación, se analiza la validez interna, la validez externa, la comparación de los resultados con todos los antecedentes y la bibliografía consultada. Asimismo se determina la viabilidad económica de la rehabilitación propuesta, comparando su costo directo con el obtenido en el reforzamiento planteado por Talace (2004) y el realizado en el pabellón de Contabilidad. Luego se determina el contraste de la hipótesis.

Finalmente, el capítulo X presenta las conclusiones y recomendaciones obtenidas en el presente trabajo de Tesis.

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1. ANTECEDENTES

El antecedente directo de la presente investigación es la Tesis realizada por Talace (2004), titulada “Evaluación de la Vulnerabilidad Estructural y Reforzamiento del Edificio de la Facultad de Metalurgia” en la que obtuvo como resultado que el edificio en estudio es altamente vulnerable frente a un sismo severo, el tipo de falla que ésta presentaría (viga fuerte-columna débil) así como su mala configuración arquitectónica y estructural debido a su irregularidad en planta haría colapsar la edificación. Como propuesta de solución se planteó en dicha investigación reforzar el edificio con muros de concreto armado.

Luego del sismo ocurrido el 23 de junio del 2001 no se ha realizado ningún reforzamiento al edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica hasta la fecha (diciembre del 2015).

En cuanto a investigaciones realizadas con disipadores de energía, se tiene la tesis realizada por Oviedo (2009), en la cual compara y estudia los tipos de disipadores (viscoelástico, viscoso, plastificación y fricción). Para ello se empleó como muestra un edificio existente de uso esencial (clínica).

Otra investigación realizada a un edificio existente fue la realizada por Morales & Contreras (2012) cuya muestra fue un edificio de aulas de cuatro niveles de la PUCP a los cuales aplicaron una rehabilitación sísmica con disipadores en el sentido largo y arriostres metálicos en el sentido corto del edificio. Los resultados indicaron que los dispositivos eran muy efectivos en edificios flexibles y de planta alargada, consecuentemente se redujeron las distorsiones de entrepiso al incorporar dichos dispositivos a la estructura.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

El diseño sismorresistente convencional de estructuras está basado en la ductilidad de los elementos estructurales en los edificios. Sin embargo, actualmente hay modernas técnicas de protección sísmica (disipación de energía y aislamiento en la base). Existen ya varios estudios sobre disipadores de energía a nivel internacional. Si bien en el Perú ya existen experiencias en edificios con disipadores viscosos, son varias las aplicaciones en edificios “nuevos” y aún existen “vacíos” en aplicaciones e investigaciones en edificios existentes que estudien cómo será el comportamiento sísmico de dichos edificios luego de la incorporación de los amortiguadores.

Es por ello que la presente investigación pretende determinar en qué medida la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso influye en la reducción de daños estructurales, frente a un sismo severo,

tomando como muestra el sistema estructural aporticado del edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG. Se encontrará una propuesta de rehabilitación lo más viable posible en términos de seguridad, funcionalidad y economía en costos y tiempos.

Así, ante lo anteriormente expuesto, la pregunta principal que guía ésta investigación es: *¿En qué medida la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso influye en la reducción de daños estructurales frente a un sismo severo en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG?*

Formulación del Problema

Problema General

¿En qué medida la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso influye en la reducción de daños estructurales frente a un sismo severo en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG?

Problemas Específicos:

- ¿Cómo son los daños estructurales frente a un sismo severo *antes* de la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso actualmente en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG?
- ¿Cómo son los daños estructurales frente a un sismo severo *después* de la disipación de energía con disipadores de Fluido

Viscoso en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG?

1.3. HIPÓTESIS

Hipótesis General:

La disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso disminuye significativamente los daños estructurales frente a un sismo severo en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG.

Hipótesis Específicas:

- Los daños estructurales, antes de la disipación de energía con dispositivos de Fluido Viscoso, son altos frente a un sismo severo en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG.
- Los daños estructurales, después de la disipación de energía con dispositivos de Fluido Viscoso, son bajos frente a un sismo severo en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG.

1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

La ciudad de Tacna es considerada una zona de alta actividad sísmica y experimenta un gran silencio sísmico (Alva et al., 2003). El daño estructural que se puede esperar en la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG frente a un sismo severo sería considerable dada la alta vulnerabilidad estructural de dicho edificio. Según Talace (2004) el edificio colapsaría totalmente frente a un sismo severo.

Al respecto, frente a las deficiencias estructurales reconocidas en el edificio en estudio (Talace, 2004), la importancia esencial del mismo y la alta amenaza sísmica en Tacna (H. Tavera, en comunicación personal, 12 de setiembre, 2015), urge estudiar y aplicar una técnica de rehabilitación sísmica que sea eficiente, funcional, económica y con el mínimo tiempo de ejecución. Es conocido que los métodos destructivos, como incorporación de muros de concreto armado, son demasiado invasivos (Aseretto & Gamboa, 2012), ello se puede corroborar en el edificio realizado en el Pabellón de Contabilidad de la UNJBG (de configuración idéntica al edificio en estudio) en el que se incorporó gran cantidad de muros de concreto armado siendo su tiempo de ejecución extenso, costoso y naturalmente afectando el servicio del edificio a los estudiantes y profesores. La presente investigación se justifica pues tiene como finalidad obtener una propuesta de solución, lo más óptima posible, a la alta vulnerabilidad sísmica del edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica que, como se explicó anteriormente, colapsaría ante un sismo severo (Talace, 2004). También es importante pues, como complemento, se propuso una metodología de rehabilitación de edificios y de evaluación de la vulnerabilidad sísmica, fundamentándose en documentos como el FEMA 356, NSR 10, NEC-SE-RE 2014, los criterios de Kuroiwa (2001) y Mosqueira (2012), E.030-2016 entre otros. Otro beneficio de la presente investigación fue la selección y procesamiento de registros sísmicos para un análisis tiempo-historia en suelo S1 aplicables a la ciudad de Tacna.

1.5. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN

Objetivo General

Determinar en qué medida la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso influye en la reducción de daños estructurales frente a un sismo severo en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG.

Objetivos Específicos

- Determinar los daños estructurales frente a un sismo severo en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG, antes de la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso.
- Determinar los daños estructurales frente a un sismo severo en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG, después de la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso.

1.6. OPERACIÓN DE VARIABLES

Variable independiente

X: Disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso.

Variable dependiente

Y: Daños estructurales en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica.

1.7. ALCANCES Y LIMITACIONES

El análisis sísmico y cálculo de la edificación actual se realizó con las normas pertinentes (E.020, E.050, E.060 y E.070) del RNE vigente y la Norma E.030-2016. Para el análisis sísmico y diseño de los Disipadores de Fluido Viscoso se tuvieron en cuenta las recomendaciones del capítulo 18 del ASCE/SEI 7-10, que es el documento que nuestra norma recomienda utilizar en el caso de aisladores de base y disipadores de energía; el comité VISION 2000 así como el FEMA 356 y el ATC 40. En el Perú no se cuenta con una norma sobre disipadores de energía. Los registros de aceleraciones que pueden ser utilizados en un análisis tiempo-historia son muy escasos en Tacna. No hay un registro del sismo del 23 de junio del 2001.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. PELIGRO SÍSMICO EN LA CIUDAD DE TACNA

La ciudad de Tacna está situada en la zona de subducción de la placa Nazca y la placa Sudamericana. Ésta es una zona de alta actividad sísmica en donde, se ha producido intensidades de hasta grado IX MM. El período de recurrencia de estos sismos severos es del orden de un siglo, por lo que ésta región es considerada de alto peligro sísmico ante la posibilidad de ocurrencia de un gran evento en un futuro cercano (Olarte & López, 2001).

2.1.1. Definición de Peligro Sísmico

El peligro sísmico se define por la probabilidad que en un lugar determinado ocurra un movimiento sísmico de una intensidad igual o mayor que un valor fijado (Alva & Castillo, 1993).

En general, se hace extensivo el término intensidad a cualquier otra característica de un sismo, tal como su magnitud, la aceleración máxima, el valor espectral de la velocidad, el valor espectral del desplazamiento del suelo, el valor medio de la intensidad Mercalli Modificada u otro parámetro.

2.1.2. Características elementales de la ciudad de Tacna

De acuerdo con las investigaciones realizadas por Alva (1988); Cotrado & Siña (1994); el proyecto INDECI (2004); Berrios & Silva (1998), entre otros investigadores, las características principales de la ciudad de Tacna son:

Geomorfológicamente está asentada en el valle del río Caplina, a una altura de 550 m.s.n.m., entre los cerros Arunta e Intiorko.

Climáticamente la ciudad de Tacna es de características desérticas, con prácticamente inexistencia de lluvias en la propia ciudad.

Litoestratigráficamente la formación geológica más antigua de su entorno es la Formación Moquegua miembro Superior, de edad Terciario Superior, compuesta de horizontes de conglomerados, areniscas, limonitas y arcillas en la base del cerro Arunta.

La geología del valle de Tacna se encuentra dentro de un sistema de fosas tectónicas de hundimiento que se inician en el sector de calientes prologándose hacia el mar. El área que comprende la ciudad está localizada en su mayor parte en depósitos fluvio-aluvionales del río Caplina.

Hidrogeológicamente, está probada la existencia de aguas subterráneas en toda la ciudad a profundidades del orden de 100 m, no constituyendo problema geotécnico para las edificaciones. No existe posibilidad de licuación de los suelos en la ciudad.

2.1.3. Estudios de Microzonificación Sísmica en Tacna

Los estudios de microzonificación sísmica en la ciudad de Tacna aumentaron con el pasar de los años.

Las 85 mediciones con equipo microtremor realizadas por Tokeshi (1990) en Tacna indican que la mayor parte de la ciudad tienen períodos predominantes de 0,1 a 0,25 s, solo algunas zonas tienen periodo de 0,25 a 0,30 s. También determinó que el período de vibración del suelo de la UNJBG es del orden de 0,09 a 0,10 s correspondientes a un suelo muy rígido.

Otra investigación notable fue realizada por Cotrado & Siña (1994) que geotécnicamente determinaron cinco tipos de suelos en la ciudad de Tacna.

De acuerdo con dicha investigación, el suelo de la UNJBG se clasifica como del Tipo I (material fino o relleno de hasta 0,5 m, por debajo grava tipo conglomerado), siendo el que presenta las mejores condiciones geotécnicas con una capacidad portante mayor a 3,00 kg/cm². El tipo de suelo que corresponde a esta clasificación puede ser un GP o un GW con una potencia indeterminada.

Cabe mencionar que, según el proyecto INDECI (2004), este valor de capacidad portante alcanza un máximo de 4,50 kg/cm² en suelos GP asociados a todo el flanco este del valle.

En la figura 01 se muestra la zonificación geotécnica de Tacna.

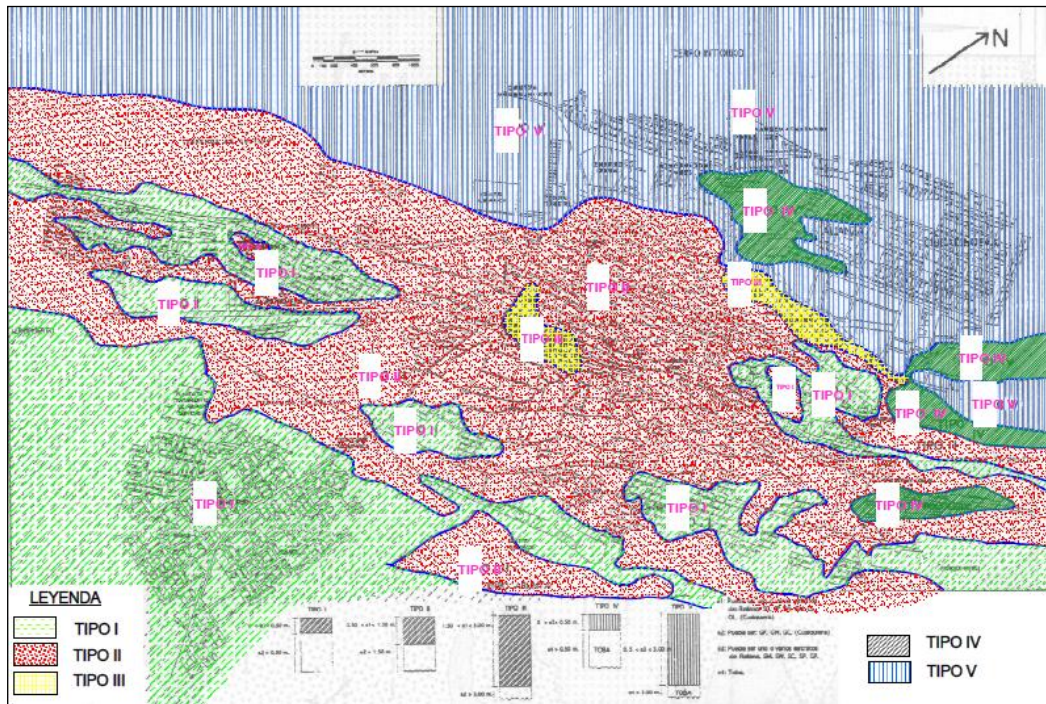


Figura 01. Zonificación Geotécnica de los suelos de la ciudad de Tacna.
Fuente: Cotrado & Siña (1994).

Berrios & Silva (1998) estudiaron los suelos para cimentaciones en edificaciones del cono norte de la ciudad de Tacna (ver figura 02), obteniendo cinco zonas:

Zona A: Suelo rocoso.

Zona B: Suelo muy denso.

Zona C: Suelo medio.

Zona D: Suelo suelto.

Zona E: Suelo muy suelto

De acuerdo a la clasificación SUCS, los suelos de Tacna están conformados de tipos GP, gravas mal graduadas; GW, gravas bien

graduadas; SP, arenas mal graduadas; CL, arcillas de baja compresibilidad y SM, arenas limosas; así como rellenos (INDECI, 2004).

En el CD del Anexo 03 se muestra los últimos avances en Microzonificación Sísmica en la conferencia dada por el Dr. Jorge Alva Hurtado en el “I Simposio Regional de Ingeniería Civil” llevado a cabo en la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, en el año 2014.

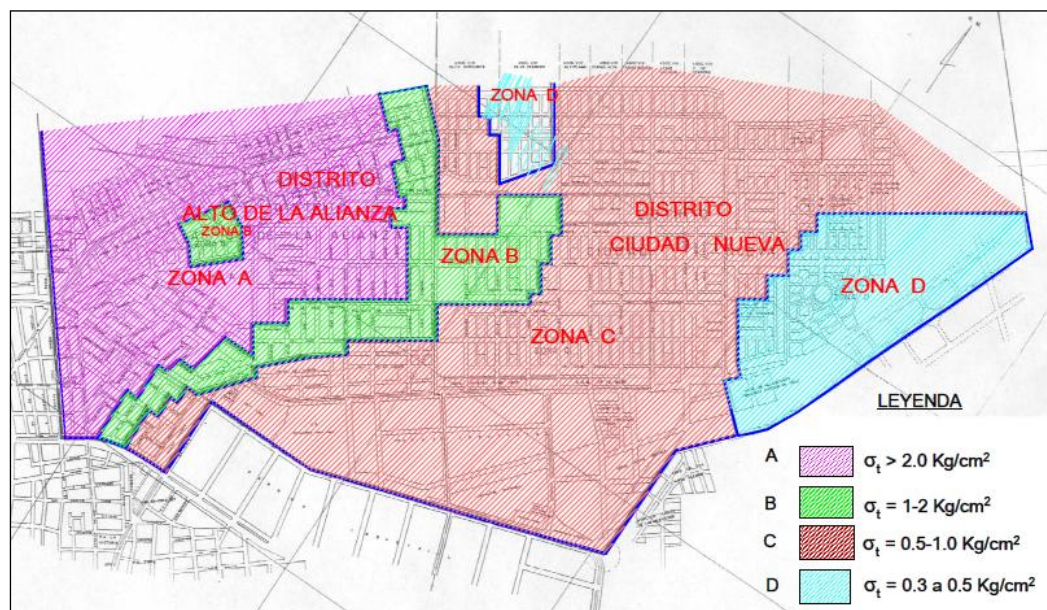


Figura 02. Zonificación Geotécnica por Capacidad Portante de los suelos de la ciudad de Tacna.

Fuente: Berrios & Silva (1998).

2.1.4. Niveles de peligros en Tacna

En la ciudad de Tacna se han establecido cuatro niveles de peligros múltiples en función del análisis de la información recogida en el campo y testimonial de la ocurrencia de fenómenos de origen geológico-

geotécnico y fenómenos climáticos (INDECI, 2004). Se describen a continuación:

Zona de Peligro Bajo

Suelos de clasificación GW y GP en la mayor parte, presentes en los distritos de Pocollay, en aproximadamente el 50% de su superficie; Cercado, casi en su totalidad y Gregorio Albarracín Lanchipa, totalmente. Con capacidades portantes en el rango de 2,54 Kg/cm² como mínimo y 4,50 Kg/cm² máximo, con bajo peligro climático por avenidas o inundaciones; no presenta problemas de colapsabilidad de suelos, grandes asentamientos ni de amplificación de ondas sísmicas.

Es importante mencionar que según el plano de peligros del INDECI (2004) el suelo de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann se sitúa en esta zona de peligro bajo.

Zona de Peligro Medio

Con suelos de clasificación SM arenas limosas, que abarcan casi la totalidad de los distritos de Alto de la Alianza, Ciudad Nueva y sector nor-oeste del distrito de Cercado de Tacna.

Asimismo, canales rellenos del antiguo río Caramolle y áreas próximas al actual cauce del río Caplina por la quebrada Arunta. Con amplificaciones moderadas de ondas sísmicas, asentamiento determinado bajo, así como potenciales de colapso bajo, del orden de 0,7 cm a 2 cm.

Zona de Peligro Alto

Conformada por depósitos antropogénicos de relleno y suelos, clasificación SM de arenas limosas, con importantes amplificaciones de ondas sísmicas, valores de potencial de colapso entre 5% a 100%, (rango problema). Suelos propensos a falla por corte, asentamiento mayor a 3 cm, y capacidad portante entre 0,63 Kg/cm² a 0,76 Kg/cm², definida en algunos sectores de los distritos de Alto de la Alianza, como el Terminal del Altiplano de Ciudad Nueva en las laderas del Cerro Intiorko, estadio la Bombonera, extremo Oeste de la Asociación de Vivienda 28 de Agosto y en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa en áreas aledañas a la cantera del Municipio Provincial de Tacna.

En el Hospital Hipólito Unanue y zonas aledañas, valores de potencial de colapso mayores a 10%, que significa grandes riesgos de que el suelo falle por corte, con valor de asentamiento esperado mayor a 6 cm y capacidad portante de 0,58 Kg/cm² a 0,64 Kg/cm².

Considerando un evento climático excepcional producto de desbordes e inundaciones, la zona de la derivación Calana del río Caplina y puente vial en la cabecera de la ciudad, y el codo Arunta de la quebrada del mismo nombre, en el distrito Gregorio Albarracín Lanchipa, por donde discurren actualmente las crecidas del río Caplina.

Zona de Peligro Muy Alto

Con suelos compuestos por rellenos de importante espesor de características geotécnicas muy malas, y riesgo climático de avenidas,

desbordes e inundaciones, en la entrega de la Quebrada del Diablo, distrito de Alto de la Alianza.

2.2. REHABILITACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS

En la actualidad, una cantidad significativa de edificios ubicados en zonas de actividad sísmica en todo el mundo no cumplen con los requerimientos de diseño sismorresistente que exigen los códigos modernos, de modo que son vulnerables y podrían resultar dañados ante la acción de un terremoto (Crisafulli, 2012). Este problema se puso en evidencia en el terremoto de San Fernando, USA, en 1971, por lo que se iniciaron tareas de investigación para identificar y mitigar el riesgo sísmico (Moehle, 2000). Estas tareas continuaron, y se extendieron a otros países, lo que permitió que en la década de 1990 se dispusiera de criterios y procedimientos confiables para la rehabilitación.

La rehabilitación sísmica de construcciones existentes es un complejo proceso a través del cual se busca mejorar el comportamiento estructural ante la acción de terremotos y, por ende, reducir su vulnerabilidad. Para ello, se deben fijar objetivos a cumplir y, a partir de las deficiencias detectadas en los estudios de evaluación, adoptar medidas o estrategias de rehabilitación. De esta manera es factible modificar favorablemente propiedades del sistema estructural tales como resistencia, ductilidad, rigidez, redundancia, regularidad estructural, etc. En la figura 03 se presentan, en forma esquemática y resumida, los pasos del proceso de rehabilitación. Estos pasos son solo indicativos.

Distintas organizaciones internacionales han editado documentos o reglamentos vinculados a la rehabilitación sísmica, como Federal Emergency Management Agency (FEMA 356, 2000h; FEMA 440, 2005), American Society of Civil Engineers (ASCE 41 - 2006) y New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE, 2006).

Se acepta generalmente que la denominación "rehabilitación sísmica" se aplica en los casos de construcciones existentes que no cumplen con los criterios modernos de seguridad o desempeño, de modo que se implementan mejoras en forma preventiva (en la bibliografía en inglés: retrofit, rehabilitation, upgrade o improvement). En los casos en que la estructura ha sido dañada por un sismo, y su seguridad se ve comprometida, se usa normalmente el término "reparación" para designar el proceso destinado a recuperar un cierto nivel de seguridad (Crisafulli, 2012). Si bien ambos procesos comparten muchos aspectos en común, cada uno presenta particularidades y diferencias que deben ser consideradas en particular.

Finalmente, es importante destacar que si bien el proceso de rehabilitación se basa principalmente en aspectos estructurales, existen otros factores que usualmente condicionan el proyecto y deben considerarse con especial cuidado, tales como el costo de la rehabilitación, limitaciones funcionales y estéticas, procedimiento constructivo, interrupción de la ocupación del edificio, interferencia con instalaciones, etc.

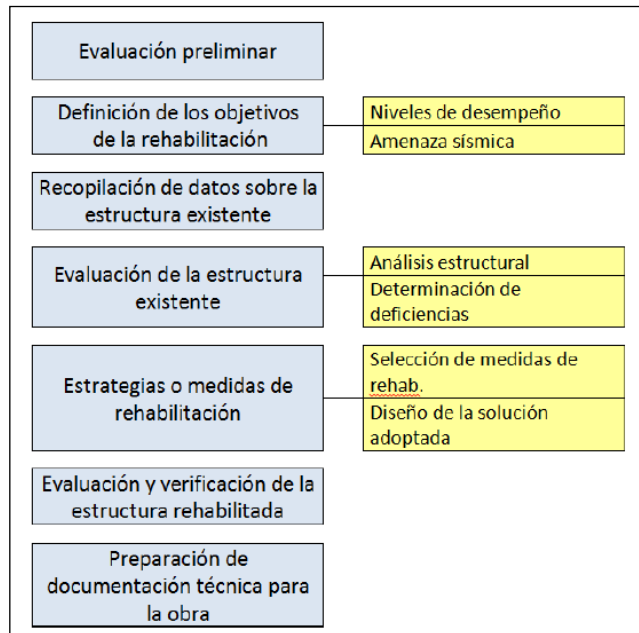


Figura 03. Pasos del proceso de Rehabilitación de edificios existentes

Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero. Crisafulli F., 2 012.

2.2.1. Objetivos de Rehabilitación

El objetivo de una intervención estructural es la reducción de la vulnerabilidad del sistema, con el menor coste posible, con el fin de salvar vidas humanas (Contreras & Morales, 2012).

Se trata de mejorar el desempeño sísmico de estructuras existentes en función del cumplimiento de un objetivo de desempeño sísmico.

Si se trata de edificios importantes o indispensables, el proyecto de Rehabilitación o Reparación Sísmica debe ser llevado al nivel que satisfaga la norma sismorresistente vigente en el momento en que se desarrolla su nuevo diseño (Kuroiwa, 2001).

Enfoques muy difundidos y recientes, como el FEMA 356 y el ASCE 41, proponen la definición de objetivos múltiples considerando diferentes niveles de desempeño para diferentes escenarios sísmicos. Éstos objetivos determinarán en gran medida el costo y la viabilidad del proyecto de rehabilitación, así como los beneficios que se obtendrían al reducir los daños de la propiedad y el nivel de interrupción de la edificación ante futuros terremotos.

El ASCE 41 y el FEMA 356 representan el estado del conocimiento en este campo de la ingeniería. Esta norma está basada principalmente en la pre-norma FEMA 356 e incluye las recomendaciones de FEMA 440. Información sobre la confiabilidad de los procedimientos especificados en ASCE 41 se encuentran en FEMA 274.

2.2.1.1. Niveles de Desempeño

Resultan de la combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural. Las combinaciones recomendadas y el nivel de daño esperado se describen en la tabla 01. Estos son: Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención del Colapso.

2.2.1.2. Niveles de Amenaza Sísmica

Con el propósito de evaluación y rehabilitación sísmica de edificios se definen 4 niveles discretos de amenaza sísmica, que corresponden a probabilidades de excedencia de 50%, 20%, 10% y 2% en 50 años, tal como se muestra en la tabla 02.

Tabla 01.- Control de daño y niveles de desempeño para edificios

	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	Nivel de Seguridad de Vida (5-E)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel Operacional (1-A)
Daño Global	Severo	Moderado	Ligero	Muy Ligero
General	Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores funcionando. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso	Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales aún funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanente. Daño en paredes divisorias. El Edificio se mantiene económicamente reparable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos razos así como en elementos estructurales. Los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aún operable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos razos así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento
Componentes No Estructurales	Daño severo	Peligro de caída de objetos mitigado pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico	Equipos y contenido están seguros de manera general., pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad	Ocurre daño insignificante. La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva

Fuente: FEMA 356 y NEC-SE-RE, 2014.

Tabla 02.- Niveles de amenaza sísmica

Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T_r (años)	Tasa de excedencia ($1/T_r$)
2%	2500	0.00040
10%	475	0.00211
20%	225	0.00444
50%	72	0.01389

Fuente: FEMA 356, 2000.

2.2.1.3. Definición de los objetivos de rehabilitación

Un objetivo de rehabilitación se define con la selección de uno o más pares de niveles de amenaza sísmica y los correspondientes niveles de

desempeño. Es decir, los niveles de daño estructural y no-estructural que debe alcanzar la edificación cuando es impactada por sismos de distinta probabilidad de excedencia, o período de retorno (NEC, 2014).

Los objetivos de rehabilitación se exponen en la tabla 03, que corresponden al nivel de desempeño deseado en cada sismo de diseño (FEMA 356).

Tabla 03.- FEMA 356-Niveles de desempeño esperado por peligro sísmico.

		Niveles de Desempeño Esperado para Edificios			
		Operativo	Ocupación Inmediata	Resguardo de Vida	Prevención del Colapso
Niveles de Peligro Sísmico	50% en 50 años (T=72 años)	a	b	c	d
	20% en 50 años (T=225 años)	e	f	g	h
	10% en 50 años (T=475 años)	i	j	k	l
	2% en 50 años (T=2475 años)	m	n	o	p

Fuente: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356, tabla C1-1.

En la tabla 04, se muestran los objetivos de rehabilitación obtenidos por la elección de los distintos objetivos discretos. El FEMA 356 considera un objetivo de rehabilitación que puede ser básico, mejorado o limitado.

Tabla 04.- FEMA 356- Niveles de Objetivos de Rehabilitación.

k+p	Objetivo Básico de Seguridad(BSO)
k+p+(a,e,i,b,f,j,ó n)	Objetivo Mejorado
Sólo o, n ó m	Objetivo Mejorado
Sólo k ó p	Objetivo Limitado
c,g,d,h,l	Objetivo Limitado

Fuente: Traducido de "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 356, tabla C1-1.

Estructuras esenciales deberán ser rehabilitadas al menos para el objetivo de rehabilitación básico de seguridad (k y p).

2.2.2. Relación Daño-Deriva

Para asociar el daño esperado con el desplazamiento de entrepiso de la estructura, una de las opciones es utilizar las tablas del Hazus (Hazards-United States), el cual es un programa desarrollado por el FEMA.

Las tablas relacionan la deriva asociada a diferentes niveles de daño con un sistema estructural dado y el nivel de diseño considerado para el edificio.

Para ello, comprende dieciséis tipos de sistemas estructurales (muros de albañilería, pórticos de concreto armado, etc.), dividiéndolos por su cantidad de pisos en bajos, altos o medianos. Muestra cuatro niveles de daño (leve, moderado, amplio y completo).

Considera cuatro niveles de exigencia de diseño para un nivel Alto, Moderado, o Bajo de Código de Normas Sísmicas, o para un diseño sin normas sísmicas, referido a edificaciones construidas antes de la utilización de algún código sismorresistente para su diseño.

La tabla 05 corresponde a los límites de deriva para obtener los diferentes niveles de comportamiento para un edificio de pórticos (C1) según Hazus.

Tabla 05.- HAZUS- Niveles de tipo de daño por exigencias de diseño de Código Bajo.

		Deriva de Entrepiso en el Límite para el Estado de daño			
Tipo	Número de Pisos	Leve	Moderado	Severo	Completo
C1L	De 1 a 3 pisos	0.0050	0.0080	0.0200	0.0500
C1M	De 4 a 7 pisos	0.0033	0.0053	0.0133	0.0333
C1H	De ocho pisos a más	0.0025	0.0040	0.1000	0.0250

Fuente: HAZUS, 1999.

2.2.3. Estrategias de Rehabilitación según el FEMA 356

Existe evidencia, a partir de los sismos que han ocurrido, que el daño de las estructuras por efecto de los sismos está relacionado estrechamente con el desplazamiento lateral y la distorsión de entrepiso (Contreras & Morales, 2012; Oviedo, 2009), por lo cual uno de los objetivos principales es disminuir los desplazamientos de entrepiso.

Las estrategias de rehabilitación permiten alcanzar los objetivos adoptados, solucionando las deficiencias detectadas en la evaluación estructural.

Estas estrategias o medidas de rehabilitación pueden agruparse en las siguientes categorías:

2.2.3.1. Modificación local de Componentes Estructurales

Modificaciones locales en elementos estructurales para mejorar las conexiones o incrementar la resistencia y/o capacidad de deformación, sin afectar la configuración global de la estructura. Para ello se han desarrollado numerosas soluciones, de acuerdo al material estructural y al tipo de elementos (uso de placas de acero para el confinamiento de

columnas, encamisado o recrecimiento de elementos de concreto armado o el uso de materiales compuestos, como polímeros reforzados con fibras, que se adhieren a la estructura existente).

2.2.3.2. Refuerzo Global de la Estructura

Cuando la respuesta inelástica global de la estructura se inicia a niveles de resistencia significativamente menores que el nivel de diseño adoptado para la rehabilitación es necesario incrementar la resistencia de todo el sistema estructural. Para ello pueden reforzarse los elementos existentes (con los métodos descritos en 2.2.3.1) o bien incorporar nuevos elementos estructurales. En este último caso es muy importante evaluar adecuadamente la interacción entre el sistema estructural existente y los nuevos componentes para evitar problemas que podría surgir por incompatibilidad o diferencias de comportamiento entre ambos.

2.2.3.3. Eliminación o Reducción de Irregularidades Existentes

Esta estrategia es efectiva en aquellos casos en que el proceso de evaluación y análisis, mediante la observación de los perfiles de desplazamiento y las demandas de deformación inelástica, indican que la presencia de irregularidades de masa, rigidez y/o resistencia afectan significativamente la respuesta de la estructura. Frecuentemente, estas irregularidades surgen por discontinuidades en la estructura que pueden corregirse, por ejemplo mediante la incorporación de riostras de acero o muros de concreto armado en lugares adecuadamente seleccionados.

2.2.3.4. Rigidización Global de la Estructura

Esta solución es aplicable cuando las deficiencias se originan en desplazamientos laterales excesivos y los componentes críticos no disponen de adecuada ductilidad para resistir las deformaciones así originadas. En estos casos es conveniente modificar el sistema estructural incorporando elementos que incrementen la rigidez lateral, como riostras o muros de distintos materiales.

2.2.3.5. Reducción de Masas

Las fuerzas de inercia que el sismo genera sobre la estructura son directamente proporcionales a la masa, de modo que la reducción de ésta es una alternativa para disminuir la demanda de resistencia y desplazamientos. Representa una forma indirecta de reforzar y rigidizar la estructura. Ello puede ser posible eliminando elementos pesados (particiones internas, contrapisos y pisos, revestimientos de piedras, equipamiento, etc.) y, eventualmente, reemplazándolos por otros más livianos.

2.2.3.6. Aislamiento Sísmico

La incorporación de aisladores permite modificar favorablemente las propiedades dinámicas de la estructura. De esta forma se logra un aumento del período de vibración con lo cual se reduce significativamente la demanda en términos de aceleración. Esta técnica es más efectiva para el caso de edificios rígidos (períodos de vibración bajos a medianos) y con relaciones alto-anchura relativamente bajas.

Se ha utilizado en países como Estados Unidos, Japón y Nueva Zelanda para la rehabilitación de edificios históricos.

2.2.3.7. Incorporación de Disipadores de Energía

Estos dispositivos se incorporan a la estructura como nuevos componentes y permiten disipar energía a través de procesos friccionales, histeréticos o viscoelásticos, con lo cual se logra una reducción de la demanda en términos de desplazamientos y de aceleraciones.

2.2.4. Reforzamientos Tradicionales Existentes

El reforzamiento tradicional se ha orientado a la corrección de las formas o configuraciones inadecuadas junto al incremento de resistencia y rigidez del sistema estructural.

Existen configuraciones inadecuadas en los edificios que afectan su comportamiento durante los sismos severos y que es necesario corregir en un proceso de intervención estructural. Se recomienda al lector, si desea profundizar en este tema, revisar el texto de Arnold & Reitherman (1995).

Dentro de las técnicas para incrementar la resistencia y rigidez lateral de las edificaciones está la adición de nuevos muros, de concreto o albañilería, la inclusión de nuevos elementos como diagonales de acero o el enchaquetado de columnas y vigas.

Existe basta información que el lector puede consultar en la literatura sobre reforzamientos tradicionales.

2.2.5. Causas de Fallas Sísmicas en Edificaciones

Los principales tipos de daños en edificaciones de concreto armado y de los cuales todo ingeniero debe tener pleno conocimiento son: columna corta, excentricidad y torsión, piso débil, reducción brusca en planta, impacto, efecto de chicoteo, inadecuada distribución del refuerzo de acero y fallas de elementos no estructurales (Kuroiwa, 2001).

2.2.5.1. Columna Corta

Es el tipo de falla más común. Genera una concentración de esfuerzos en la columna corta. Esta mala tendencia se pudo apreciar en el sismo de Nazca, Perú ocurrido en el año 1996. El 47% de edificios dañados por este defecto fueron centros educativos como los colegios del INFES (ver figura 04).

Como parte de una intervención será necesario separar los tabiques de las columnas y rigidizar el edificio.

2.2.5.2. Piso Blando y reducción brusca en planta

Debe evitarse irregularidades de rigidez en los elementos estructurales y reducciones en planta que no sean graduales. El piso blando es típico en edificios con sótanos destinados a estacionamiento en donde, por el

espacio, solo se proyecta columnas y en el piso inmediato superior inician los muros de concreto armado.



Figura 04. Colapso parcial y daños en escuelas por columnas cortas en Moquegua, Perú.

Fuente: Escuela Politécnica del Ejército, Quito.

2.2.5.3. Excentricidad y Torsión

Cuando el centro de rigideces (eje en torno al cual tiende a rotar el edificio) y el centro de masas (a través del cual pasa la fuerza sísmica horizontal) no coinciden y están separados por la excentricidad “e”, resulta un momento torsor, que provoca vibraciones en el modo torsional y puede causar serios daños en el extremo flexible del edificio (figura 05).

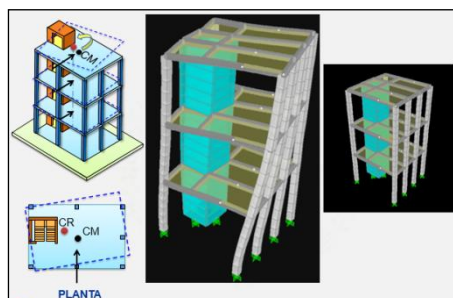


Figura 05. Edificio con irregularidad torsional.

Fuente: Ing. Omart Tello Malpartida.

2.2.5.4. Fallas por Impacto

Bastantes edificaciones contiguas han fallado por impacto (ver figura 06), como en los terremotos de la Ciudad de México, esto se debe a su flexibilidad y al suelo compresible y deformable. En el Perú, por el predominio de suelos rígidos, compactos y secos y debido a que los edificios generalmente tienen muros de concreto armado este caso de falla no ha sido tan frecuente como en la Ciudad de México.



Figura 06. Falla debido al golpeteo entre edificios adyacentes que no coinciden en altura sus entresijos.

Fuente: Ing. Murillo J.

2.2.5.5. Fallas por efecto de Chicoteo

Cuando en edificios o elementos estructurales muy esbeltos son sometidos a acciones sísmicas en su base, en su extremo superior ocurren vibraciones violentas. El latigazo del “El Zorro”, popular personaje del cine, puede ayudar a comprender el fenómeno del chicoteo, pues debido a la altísima velocidad que ocurre en el extremo del látigo, se produce el característico chasquido.

Para casos de edificios flexibles muy altos, chimeneas, postes y estructuras con características similares, deben ser analizados por el método dinámico.

2.2.5.6. Fallas por Insuficiencia de Estribos y de Anclaje

Existen numerosos edificios de concreto armado, diseñados con normas que, a la luz de los conocimientos actuales, resultan vulnerables. Un ejemplo típico es la falta de estribos de confinamiento en los nudos que forman la unión de columnas y vigas, esto puede provocar fallas por tracción diagonal.

2.2.5.7. Fallas de Elementos No Estructurales

Los elementos no estructurales son elementos de cerramiento o elementos decorativos. Su función principal no es tomar cargas.

Cuando los elementos no estructurales no están confinados por vigas y columnas, pueden desprenderse o volcarse fácilmente. Esto se evidenció en el sismo de Nazca, Perú, en 1996. Los vidrios colocados en marcos de ventanas, por su fragilidad, son elementos muy vulnerables.

2.2.6. Edificaciones sin Daños en Sismos Intensos: Lecciones

En lugares donde han ocurrido altas intensidades sísmicas se pueden encontrar edificios que no han sufrido daños en medio de numerosos edificios fallados. Del estudio de edificios no dañados durante varios sismos ocurridos se puede llegar a las siguientes conclusiones (Kuroiwa, 2001):

- Edificios con numerosos muros de concreto armado, dispuestos simétricamente en planta y elevación, son poco vulnerables a los sismos. La experiencia internacional nos muestra que los edificios que tuvieron fallas graves fueron debido a su complicada estructuración, columnas, muros y vigas distribuidos inadecuadamente desde el punto de vista sísmico. En cambio edificios con planteamientos sencillos y fáciles de modelar para su análisis por computadora y muros distribuidos casi simétricamente en planta y con la misma sección en todo lo alto del edificio, no sufrieron daños.
- Edificios bajos y rígidos con períodos cortos, construidos sobre suelos blandos con períodos largos.
- Edificios altos con buen diseño, buena estructuración y períodos largos muchos mayores que el período del suelo, son poco vulnerables.
- Los edificios que se diseñaron con normas de fines de los años 90 y aquellos que se diseñan o serán diseñados con normas de inicios del siglo XXI, no sufrirán daños significativos aún en casos de sismos intensos, si se selecciona el lugar y se conciben, diseñan, construyen y supervisan adecuadamente.

Walter W. Hays (2000) resume su experiencia en estudios de daños sísmicos a nivel mundial, sosteniendo que, en todos los casos, debe evitarse:

- Subestimar las fuerzas sísmicas horizontales.
- Resonancia suelo/estructura.
- Suelos inestables.
- Asimetrías, irregularidades y discontinuidades en masas, resistencias y rigideces.

Estas lecciones pueden también aplicarse en el diseño de edificios nuevos.

En el Perú no existe información estadística sobre el daño sufrido por edificaciones educativas en terremotos pasados, tampoco sobre las características de los materiales componentes y menos aún respecto a su variabilidad (Astorga & Aguilar, 2006). Una buena referencia son las conclusiones hechas por el Dr. Julio Kuroiwa producto de realizar por más de 30 años reforzamientos de edificaciones (Kuroiwa & Kogan, 1980). Se mencionan a continuación:

En la experiencia peruana los locales escolares fueron los más dañados en el moderado sismo de Nazca de noviembre de 1996 (Kuroiwa, 2001; Blanco Blasco, en conferencia CIP-Lima), siendo la principal causa de falla la columna corta.

Según las tablas 06 y 07 se observa que la causa principal de los daños es el defecto de estructuración, las columnas cortas, la torsión y la mayor resistencia en una de las direcciones. Estos defectos representan el 69% (Kuroiwa, 2001). A esto se suma la segunda causa, que es la

falla por corte de los muros, que llega al 12,5%. Sólo en estos dos tipos de fallas se tiene un total de 81,5%.

En los proyectos de rehabilitación sísmica se deben eliminar estos defectos con la nueva estructuración.

En la tabla 07 se observa que el 47% de los edificios reparados y reforzados fueron centros educativos y el 10% corresponde a hospitales. Estos porcentajes son elevados.

2.2.7. Sistemas Modernos Pasivos de Protección Sísmica

Dada la complejidad del tema, los sistemas modernos pueden ser clasificados en cuatro grandes grupos, de acuerdo con la figura 07.

Los sistemas modernos pasivos no requieren control externo para su funcionamiento y existen tres tipos: los aisladores de base, los disipadores de energía y los disipadores de masa (TMD u oscilador resonante), (Villarreal & Oviedo, 2009).

Sólo se mencionarán los conceptos fundamentales de los aisladores de base y disipadores de energía (sistemas pasivos). La Tesis de Maestría de Oviedo (2009) es recomendada si se desea profundizar en los otros tipos de sistemas.

Tabla 06.- Tipo de daño de los edificios reparados y reforzados.

TIPO PRIMARIO DE DAÑOS (1)	Nro.	%
Columnas cortas y otros defectos estructurales incluyendo cambios bruscos en rigidez en planta y elevación.	100	69
Falla por corte en muros	18	12,5
Falla en las uniones de columnas y vigas	8	5,5
Flexión en muros	7	5,0
Baja calidad del concreto	5	3,5
Fallas en vigas por flexión o corte lateral	4	3,0
Impacto entre edificios contiguos	2	1,5
TOTAL	144	100%

Fuente: Texto de "Reducción de Desastres" del Dr. Julio Kuroiwa, 2001.

Tabla 07.- Usos de los edificios reparados y reforzados

USO	Nro.	%
Escuelas	68	47
Oficinas	30	20
Hospitales	14	10
Hoteles	9	6
Industriales	8	6
Otros usos	15	11
TOTAL	144	100%

Fuente: Texto de "Reducción de Desastres" del Dr. Julio Kuroiwa, 2001.



Figura 07. Sistemas de protección sísmica

Fuente: Zevallos et al, 2002.

2.2.7.1. Aisladores de Base

Son dispositivos flexibles que se instalan generalmente entre la estructura y su cimentación para disminuir las solicitaciones sísmicas sobre ella.

El aislamiento sísmico se basa en el hecho de que es posible separar la estructura de los movimientos del suelo mediante la incorporación de elementos flexibles entre la estructura y su cimentación. Se disminuye así notablemente la energía de entrada por sismo y por consiguiente su respuesta estructural.

Los aisladores incrementan los desplazamientos totales de la estructura, pero reducen las deformaciones de entrepiso, como se aprecia en la figura 08.

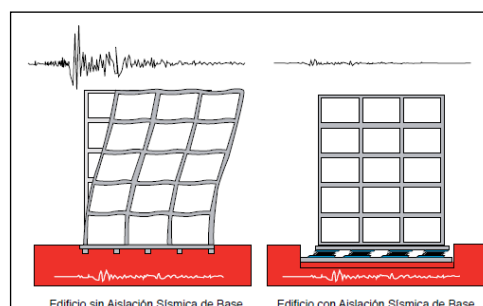


Figura 08. Comparación de respuesta sísmica de edificio sin aislación y edificio con aislamiento basal

Fuente: Documentos Técnicos, Cámara Chilena de la Construcción, Nro.29.

Una estructura con aisladores de base tiene un período fundamental más largo que el de la estructura fija. Esto es una ventaja ya que para suelos rígidos, las demandas disminuyen ya que la ordenada espectral

de pseudoaceleración del espectro es menor, porque el período aumenta, esto se explica mejor en la figura 09.

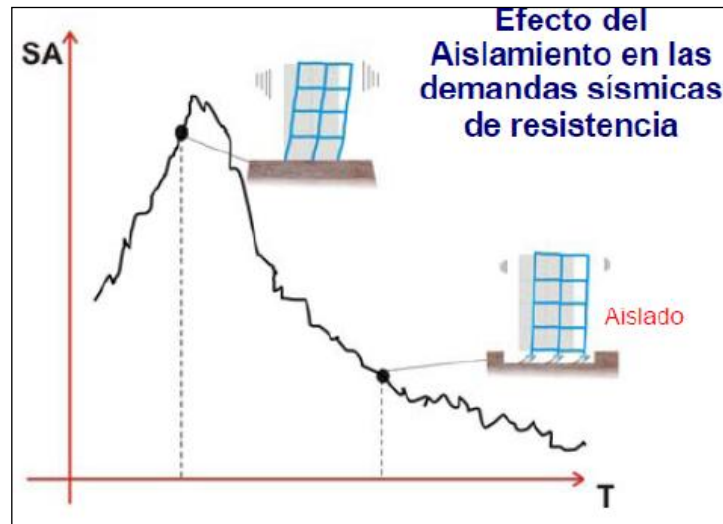


Figura 09. Disminución de la demanda sísmica por medio de aisladores

Fuente: Apuntes de Ingeniería Antisísmica, Muñoz 2009.

Básicamente existen 2 tipos de aisladores: los aisladores elastoméricos y los deslizantes, cada uno con sus subdivisiones.

2.2.7.2. Disipadores de Energía

Los disipadores de energía son dispositivos diseñados para absorber la mayor parte de la energía sísmica, evitando así que esta sea disipada mediante deformaciones inelásticas en los elementos estructurales.

2.2.7.3. Tipos de Disipadores

Pueden ser clasificadas según su comportamiento como Histeréticos, Viscoelásticos y Viscosos, como se muestra en la figura 10.

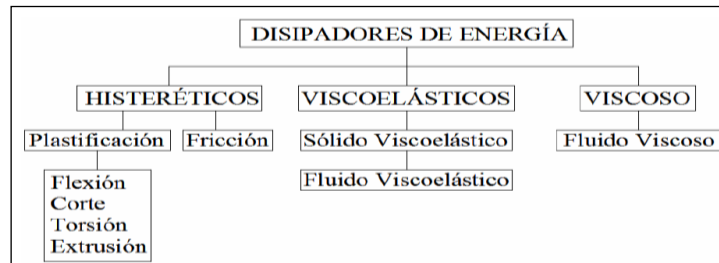


Figura 10. Clasificación de los disipadores de energía

Fuente: Xavier, 2000.

a. Disipadores de Energía Histeréticos:

Los dispositivos histeréticos dependen básicamente de los desplazamientos de la estructura.

Los *disipadores metálicos* se basan en la fluencia de los metales a partir de esfuerzos de flexión, corte, torsión o a través del proceso de extrusión (Oviedo, 2009). Entre los más usados tenemos el denominado dispositivo ADAS.

Los *disipadores friccionantes* disipan energía mediante el rozamiento que se presenta por el desplazamiento relativo entre dos superficies en contacto.

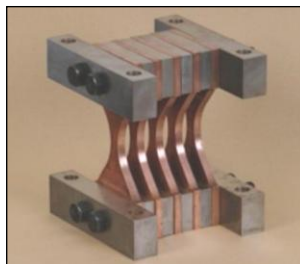


Figura 11. Dispositivo histerético metálico Tipo ADAS.

Fuente: Boza y Galan, 2013.

b. Disipadores de Energía Viscoelásticos

Su comportamiento depende del desplazamiento y la velocidad, su acción disipativa se basa en el aumento del amortiguamiento estructural.

Los disipadores viscoelásticos sólidos están formados por placas metálicas unidas por capas finas de material viscoelástico (ver figura 12) y presentan ciclos histeréticos característicamente elípticos.

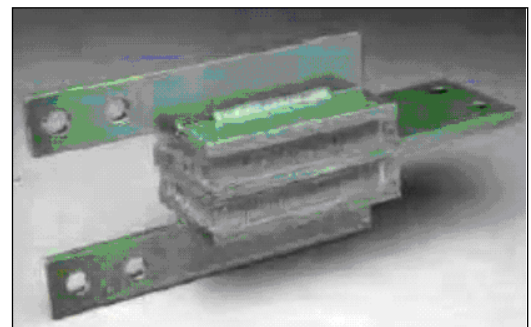
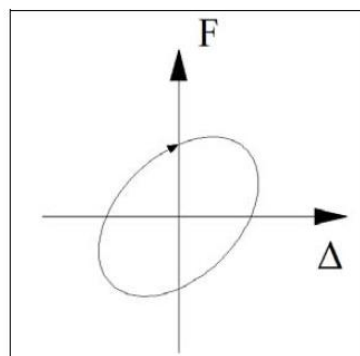


Figura 12: Disipador de Energía Viscoelástico

Fuente: Cundumi, 2005.

c. Disipadores de Energía de Fluido Viscoso

Se detalla en sección 2.3.

2.3. DISIPADORES DE ENERGIA DE FLUIDO VISCOSO

Por muchos años, los Disipadores de Fluido Viscoso han sido utilizados en muchas aplicaciones, como el control de vibraciones en sistemas aeroespaciales y de defensa en los Estados Unidos, donde fue evaluado con éxito durante muchas décadas. El uso de disipadores de fluido viscoso para la disipación de energía sísmica sobre estructuras netamente de ingeniería civil empezó en 1993.

La primera aplicación fue sobre cinco edificios del Centro Medico San Bernardino County - Los Ángeles, California – USA (84 000 m²). Se colocaron 186 disipadores con una fuerza aproximadamente de 145 t (Burgos, 2012).

2.3.1. Funcionamiento

Estos dispositivos inician la disipación de energía con la velocidad relativa de entrepiso. No generan ningún efecto en la rigidez de la estructura por lo cual el período de la misma se mantiene intacto. Su comportamiento depende sólo de la velocidad y no del desplazamiento.

Estos dispositivos generan una fuerza (F) que depende de una constante de amortiguamiento (C), la velocidad relativa de sus extremos (\dot{X}) y de un exponente alfa (α) mediante la siguiente expresión:

$$F=C.V^\alpha$$

Se denomina “Disipador Viscoso Lineal” cuando la constante α toma el valor de 1, en ese caso F aumenta linealmente con la velocidad. Se denomina “Disipador Viscoso no lineal” cuando la constante “ α ” toma valores distintos a la unidad.

La figura 13 muestra la relación entre la fuerza del disipador (F) y su desplazamiento relativo (X) para dispositivos no lineales con distintos valores de la constante α manteniendo el valor de C constante.

Se observa que relación Fuerza del disipador- Desplazamiento toma una forma similar a la de una elipse. Para dispositivos no lineales, las

fuerzas de amortiguamiento se van reduciendo conforme disminuye la constante “ α ”.

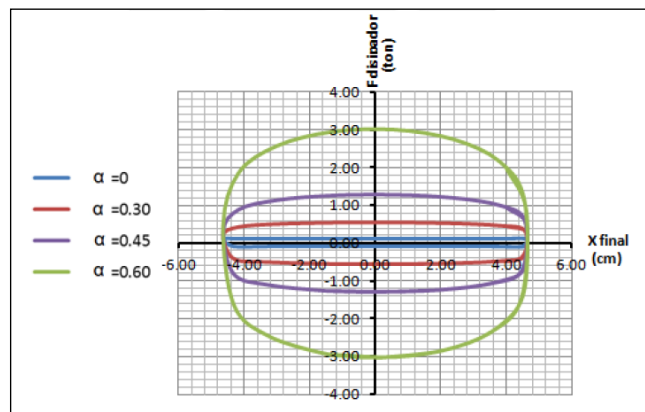


Figura 13. Relación fuerza desplazamiento en dispositivos de fluidos viscoso con distintos valores de “ α ”.

Fuente: Morales & Contreras, 2012.

Según el fabricante, Taylor Devices, este exponente está ligado a la dimensión de los orificios del pistón y puede tomar valores de 0,3 a 2.

Los valores de “ α ”, que han demostrado ser más populares, están en el rango de 0,4 a 0,5 para diseño de edificaciones con registros sísmicos (Burgos M., 2012).

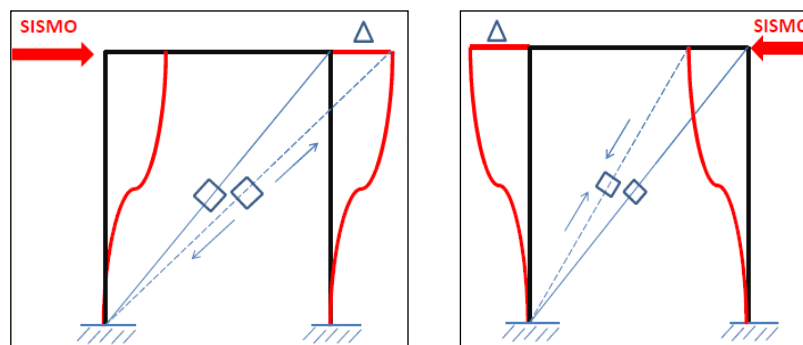


Figura 14. Comportamiento desfasado del disipador viscoso.

Fuente: Diapositivas de Ing. Maribel Burgos-CDV, 2012.

El esfuerzo en las columnas es máximo cuando el edificio alcanza su desplazamiento máximo (ver figura 14). Éste es el instante donde la estructura comienza a cambiar de dirección y la fuerza de amortiguamiento en el dispositivo se reducirá a cero en este punto de desplazamiento máximo, debido a que en este instante la velocidad es igual a cero (Burgos, 2012; Verdugo, 2007). La máxima fuerza de amortiguamiento ocurre cuando la velocidad es máxima, o sea, cuando el desplazamiento de las columnas es igual a cero (instante donde el edificio se encuentra en el punto de equilibrio), este es también el instante donde los esfuerzos en las columnas es el mínimo.

Esta respuesta desfasada, es la característica más importante que poseen los Dispositivos de Fluido Viscoso y lo diferencia de otros disipadores de energía.

La figura 15 muestra la relación entre la fuerza del disipador (F) y su desplazamiento relativo (X) para dispositivos no lineales con distintos valores de C (ton-s/cm) y $\alpha=0,6$. Se aprecia que conforme aumenta el valor de C también lo hace la fuerza del disipador.

Una fuerza elevada en los dispositivos puede traer el efecto de aumentar las axiales de las columnas adyacentes al dispositivo.

El efecto del amortiguamiento de los disipadores se ve reflejado en el decremento de la energía histerética debido al aumento de la energía disipada por amortiguamiento.

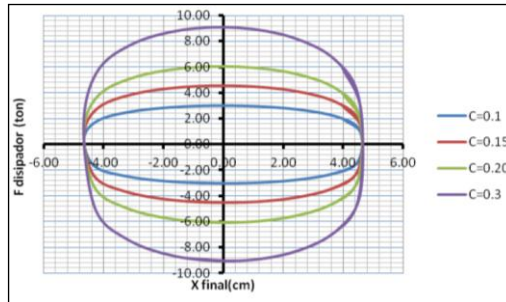


Figura 15. Relación fuerza-desplazamiento en dispositivos de fluido viscoso no lineales con distintos valores de C y $\alpha = 0,6$

Fuente: Morales & Contreras, 2012.

La figura 16 muestra la relación entre la energía de entrada al sistema, causada por el movimiento sísmico; la energía disipada por el amortiguamiento inherente de la estructura; y la energía que disipa los dispositivos en la estructura. En dicho diagrama del balance de energía, nótese la energía de entrada por sismo (rojo), el gran porcentaje de energía que toman los disipadores (celeste) y la poca energía disipada por la estructura (amarillo), lo que, en consecuencia, reduciría los daños en la estructura del edificio.

En términos prácticos, con esta fuerza disipadora se puede alcanzar un amortiguamiento efectivo del orden del 25% - 30% del crítico (Morales & Contreras, 2012).

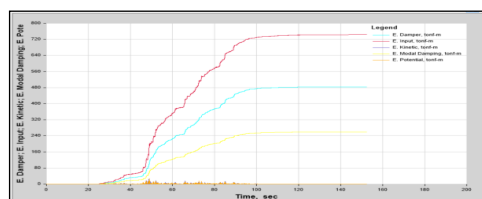


Figura 16. Diagrama balance de energía

Fuente: Elaboración propia.

2.3.2. Descripción y Detalles de los Dispositivos

Este mecanismo disipa energía transfiriendo un fluido a través de un orificio, produciendo una presión de amortiguamiento. Los dispositivos tienen una duración de por lo menos 40 años (Arroyo, 2004).

El amortiguador de fluido viscoso consiste en un cilindro de acero inoxidable de alta resistencia, el cual contiene un fluido de alta viscosidad, resistente al fuego (no inflamable y no combustible), estable a los cambios de temperatura y a largos períodos de tiempo (Taylor, 2004).

El cilindro en su interior posee un pistón que se compone de una vara que en su borde interior tiene la llamada “cabeza del pistón”, con orificios (ver figura 17). La cabeza del pistón divide el interior del cilindro en dos cámaras. Cuando el pistón se desplaza a altas velocidades este provoca el paso de fluido de una cámara a otra, lo que produce una presión diferencial y esta a su vez origina la fuerza de amortiguamiento.

Además el cilindro en su interior posee una tercera cámara, de “Acumulación”, su principal función es permitir el desplazamiento de la vara del pistón, desde adentro hacia fuera del amortiguador y compensar la expansión y contracción térmica del fluido.

Las perforaciones se gradúan en tamaño y cantidad, para proporcionar la respuesta deseada. Para prever un efecto de rebote, la válvula de control libera parte del fluido a la cámara 3 de acumulación.

Los Amortiguadores de Fluido Viscoso son estables y funcionales en un gran rango de temperatura (-40°C y 70°C).

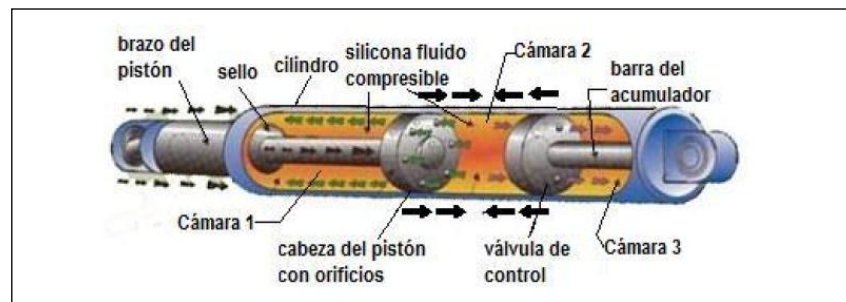


Figura 17. Funcionamiento del disipador de energía de fluido viscoso.

Fuente: "Here i show it Works", TAYLOR 1998.

2.3.3. Configuraciones de los Dispositivos

Existen diversas maneras de colocar los disipadores. Cada una de ellas puede lograr una eficiencia diferente. La eficiencia (f) se mide en función de la fuerza en el dispositivo en relación a la velocidad (o desplazamiento) de entrepiso.

Las disposiciones más comunes son las de Chevron, Diagonales y Scissor Jack.

2.3.3.1. Configuración Chevron Brace

La configuración Chevron Brace (figura 18) puede lograr una eficiencia igual a la unidad, es decir, toda la capacidad del disipador sirve para controlar el movimiento lateral de la estructura. Para lograrlo es necesario que los arriostres que lo sostienen tengan una alta resistencia lateral. En la rehabilitación de la estructura de la torre central de 10

pisos del aeropuerto Internacional Jorge Chávez se colocaron 42 disipadores en configuración Chevron con una fuerza de 49 t y 71,2 t (Burgos, 2012). También se puede realizar esta configuración con los disipadores cerca del suelo (figura 19) para facilitar su instalación y su inspección.

2.3.3.2. Configuración en Diagonal

La configuración diagonal (figura 20) es la más económica, debido a que sólo requiere de tubos metálicos para la instalación de los disipadores. Sin embargo, es la que tiene la menor eficiencia. La componente horizontal de la fuerza que se genere es la que brindará amortiguamiento. La eficiencia depende del ángulo de inclinación del brazo metálico (θ) que va a sostener al disipador, mediante la expresión $f = \cos(\theta)$.

2.3.3.3. Configuración Scissor Jack

La configuración Scissor Jack (figura 22) aumenta el desplazamiento del pistón para un desplazamiento de entrepiso, razón por la cual tiene una eficiencia mayor a la unidad. La eficiencia depende del ángulo de inclinación del disipador (Ψ) y del ángulo de la armadura (θ) según la relación $f = \cos(\psi) / \text{tg}(\theta)$. Otra ventaja de esta configuración es que ocupa un menor espacio, pudiéndose colocar una puerta o ventana en su lado.

Esta configuración tiene un mayor precio, por lo que para tomar una decisión de cuál de las tres configuraciones utilizar será necesario

comparar el costo asociado a la instalación y el costo de los disipadores a utilizarse.



Figura 18. Disipadores en aeropuerto Jorge Chávez.
Fuente: CDV, Lima Perú.



Figura 19. Configuración Chevron Brace invertida.
Fuente: Seismic Protective Systems: "Passive Energy Dissipation", SYM 2002

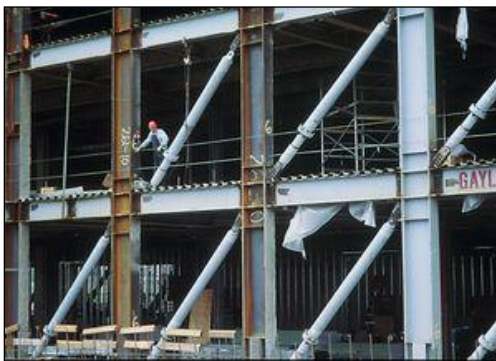


Figura 20. Disipadores en configuración diagonal.
Fuente: Taylor.



Figura 21. Disipadores en doble diagonal.
Fuente: CDV, Lima Perú.

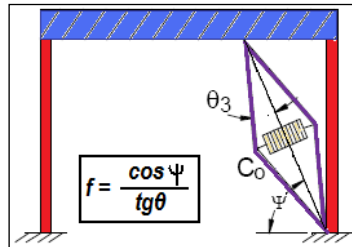


Figura 22. Configuración Scissor Jack.

Fuente: "Seismic Protective Systems: Passive Energy Dissipation", SYM2002.

2.3.4. Recomendaciones en función del tipo de sistema estructural

La capacidad de disipar energía de estos dispositivos se incrementa conforme el desplazamiento relativo en su interior aumenta. Estos dispositivos permiten aquellos desplazamiento gracias al fluido que llevan en el interior el cual se activa una vez que inicia el movimiento que es el que somete la estructura a aceleraciones generando así altas velocidades en los amortiguadores.

Consecuentemente, la conveniencia en el uso de estos dispositivos depende exclusivamente de la flexibilidad o rigidez de la estructura. Así un sistema de muros de concreto armado tendría dispositivos destinados a controlar el daño con efectividad únicamente en las primeras etapas de agrietamiento, mientras que un sistema de pórticos o dual tendría la ventaja de controlar las derivas de entrepiso y el daño estructural generados durante todo el proceso (Guevara & Torres, 2012). De acuerdo con la comunidad ingenieril, los disipadores tienen mayor efectividad en edificios altos (en promedio, a partir de los 7 u 8 pisos) y los aisladores en edificios bajos de hasta 6 o 7 pisos en promedio.

Para edificios de 20 pisos a más, la experiencia en estos tipos de sistemas indica que es recomendable realizar el diseño incorporando ambos sistemas a la estructura (disipadores y aisladores).

2.4. RESPUESTA DE EDIFICIOS CON DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

2.4.1. Representación de las Solicitaciones Sísmicas

Las solicitaciones sísmicas se pueden representar por fuerzas equivalentes, espectros de respuesta o historias de aceleración.

Las señales de aceleración que se emplean para un proyecto específico deben ser representativas de las condiciones de sismicidad y suelo del proyecto, esto se detalla en el capítulo VII.

Los registros disponibles deben ser por tanto escalados tal que cumplan cierta condición exigida por la norma en un rango de períodos de la estructura.

2.4.2. Evaluación del Amortiguamiento Efectivo

El amortiguamiento efectivo es el inherente más el añadido por los dispositivos de disipación.

$$\beta_{efect} = \beta_{inh} + \beta_{visc}$$

Para estimar el amortiguamiento efectivo se puede emplear alguno de los siguientes procedimientos:

2.4.2.1. Vibración Libre

La estructura se somete a una fuerza de impacto o a un movimiento en su base de muy corta duración y se estudia la historia de desplazamientos en vibración libre. Se evalúa el desplazamiento X_i para un instante t_i , y otro desplazamiento X_n para un instante “n” períodos después.

Se calcula el logaritmo natural del cociente de estos desplazamientos “ δ ” con el cual se puede estimar el amortiguamiento efectivo “ β ” usando la expresión:

$$\delta = \frac{2\eta\pi\beta_{efectivo}}{\sqrt{1 - \beta_{efectivo}^2}}$$

El amortiguamiento estimado con este procedimiento es el asociado al modo fundamental de vibración y al uso de *disipadores lineales* debido a que la disipación de energía dada por este tipo de dispositivos es proporcional para cualquier señal.

2.4.2.2. Señales y Respuesta Espectral

- a. Se obtienen los espectros de las señales sísmicas utilizadas para diferentes porcentajes de amortiguamiento (10%, 15%, 20%, 25% y 30% generalmente).
- b. Se calcula la respuesta de la estructura a cada uno de estos espectros y los resultados se comparan con los valores máximos del análisis tiempo historia.

- c. Se identifica el espectro que proporciona los valores más cercanos a los de respuesta en el tiempo y el amortiguamiento de este espectro se toma como el efectivo.
- d. Restando el amortiguamiento inherente se puede estimar el amortiguamiento añadido.

2.4.2.3. Representación del proceso de disipación de energía como un sistema de amortiguamiento añadido

El amortiguamiento añadido puede estimarse empleando el trabajo que hacen los dispositivos en un ciclo de movimiento armónico adoptando un modo de vibración.

En particular, para dispositivos de fluido viscoso lineales el amortiguamiento añadido ($\beta_{añadido}$) depende del periodo (T), de la masa de cada piso (m_i), de la constante de amortiguamiento (C_j), de la inclinación respecto a la horizontal (θ_j) y del modo de vibración por medio de los desplazamientos de nivel y los relativos ϕ_i , ϕ_{ir} .

$$\beta_{añadido} = \frac{T \sum_j C_j * \phi_{ir}^2 * \cos^2(\theta_j)}{4\pi * \sum_i M_i * \phi_i^2}$$

Para los dispositivos de fluido viscoso no lineales, el proceso de disipación de energía depende de la velocidad máxima y también del desplazamiento máximo. El desplazamiento máximo se representa por Δ ,

el amortiguamiento añadido se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$\beta_{añadido} = \frac{\sum_j \lambda * C_j * \phi_{rj}^{1+\alpha} * \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2}$$

Despejando:

$$\sum C_j = \frac{\beta_{añadido} * 2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} (\sum_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$$

Donde:

$\beta_{añadido}$ = Amortiguamiento viscoso de la estructura

C_j = Coeficiente del amortiguamiento del disipador j

m_i = masa del nivel i

θ_j = Angulo de inclinación del disipador j

ϕ_i = Desplazamiento modal en el nivel i (correspondiente al primer modo de vibración)

ϕ_{rj} = Desplazamiento modal relativo entre ambos extremos del disipador j en la dirección horizontal (correspondiente al primer modo de vibración)

A : Amplitud del desplazamiento del modo fundamental (desplazamiento modal relativo desde el techo hasta la base)

ω = Frecuencia angular ($\omega = 2 * \pi * f$; $f = \frac{1}{T}$)

λ = Parámetro lambda (tabla que nos facilita el Fema 274).

2.4.3. Evaluación de la Respuesta frente a Señales Sísmicas

Se desarrolla un modelo elástico del edificio con los dispositivos ubicados en los pórticos donde se sabe que la respuesta de la estructura original es mayor.

Se somete al modelo a solicitaciones de aceleración y como resultado se obtienen las historias de respuesta del edificio.

Con fines de comparación se ejecuta el análisis de la estructura sin ningún sistema de disipación y luego con sistema de disipación.

Para evaluar la eficacia de los dispositivos (η) se puede emplear los cocientes entre los desplazamientos máximos de la respuesta para el caso de la estructura inicial y la estructura protegida con disipadores de energía.

$$\eta = \frac{\Delta_{max \text{ sin reforzamiento}}}{\Delta_{max \text{ con reforzamiento}}}$$

2.4.4. Análisis Espectral con Espectros Reducidos por Amortiguamiento

Para fines de diseño o evaluación estructural, las solicitaciones sísmicas sobre edificios con disipadores pueden representarse por un espectro correspondiente al amortiguamiento inherente más el amortiguamiento logrado por los dispositivos.

Existen procedimientos sencillos para obtener espectros correspondientes a un mayor amortiguamiento en base a un espectro inicial calculado para un amortiguamiento inherente que va entre el 5 al 7 %. Estos procedimientos emplean factores de reducción de deriva (B) que dependen directamente del amortiguamiento efectivo y de la zona del espectro.

$$B = \frac{S_a(T, 5\%)}{S_a(T, \beta)}$$

Se define además un factor de amplificación (A_β), el cual es el valor por el cual se escala el espectro sin amortiguamiento de una determinada señal para obtener el espectro amortiguado para un amortiguamiento β .

En 1982, Newmark y Hall propusieron una fórmula para obtener estos valores, basados en registros de diferentes sismos y que podía utilizarse para valores de amortiguamiento efectivo de hasta del 100%.

$$A_\beta = 2,31 - 0,41\ln(\beta_{efectivo})$$

En el año 2000, el Programa Nacional para la Reducción de Peligro Sísmico (NEHRP) hizo una investigación propia, con la cual se obtuvieron valores similares, lo cual corroboraba los estudios antes realizados. Con lo cual el factor de reducción de respuesta (B) queda expresado como:

$$B = \frac{2,31 - 0,41\ln(5)}{2,31 - 0,41\ln(\beta_{efectivo})}$$

El FEMA 356 por su parte, propone factores de reducción independientes para la zona de aceleración constante y para la zona de disminución del espectro de aceleraciones. La tabla 08 muestra estos factores.

La figura 23 muestra un espectro de diseño correspondiente a 5 % de amortiguamiento con una plataforma de aceleración máxima de 1g que se extiende hasta 0,4 s de período, junto al espectro reducido por un

amortiguamiento añadido de 30% utilizando los factores propuestos en el FEMA 356, con un valor de plataforma de 0,43g.

Tabla 08.- Factores de reducción (B) según FEMA 356.

Amortiguamiento Efectivo β (%)	Zonas de Aceleración Constante (Bs)	Zona de disminución (B1)
≤ 2	0.8	0.8
5	1.0	1.0
10	1.3	1.2
20	1.8	1.5
30	2.3	1.7
40	2.7	1.9
≥ 50	3.0	2.0

Fuente: FEMA 356.

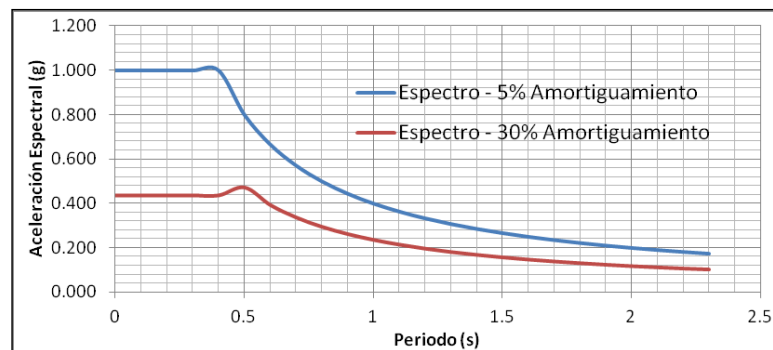


Figura 23. Espectro al 5% y al 30% de amortiguamiento crítico.

Fuente: Morales y Contreras, 2012.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

La presente investigación tiene un diseño explicativo cuantitativo - experimental, porque se muestra como la manipulación de una variable independiente (disipación de energía) afecta la variable dependiente (daños estructurales) antes y después de la aplicación de la variable independiente en un mismo objeto o universo de estudio, en otras palabras, se interpreta y explica el comportamiento del objeto de estudio ante un sismo severo, antes y después de la aplicación de la variable independiente. Hay una relación causa-efecto en las variables de estudio. El ámbito de la investigación es el campo de la ingeniería.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA DE ESTUDIO

En la presente investigación se determinó como única muestra o unidad de estudio al Edificio de Ingeniería Metalúrgica de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann (UNJBG) por poseer antecedentes de su vulnerabilidad estructural, como demostró Talace (2004), además de ser representativo del sistema estructural aporticado flexible, siendo uno de los pocos edificios en la UNJBG que aún poseen este sistema

resistente no permitido en nuestra zona de alto peligro sísmico (según tabla 10 de la norma E.030-2016).

3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS

Todos los instrumentos que se usan para recoger datos científicos deben ser fiables y válidos (Vara, 2012). Las técnicas e instrumentos de recolección de datos se agruparon en:

3.3.1. Técnicas e Instrumentos en el Trabajo de Campo

Observación: Se evaluó las características estructurales, el estado actual del edificio y se determinó algunas fallas en la estructura, esto permitió realizar un diagnóstico situacional de las edificaciones. Además se verificó las dimensiones y los usos de los ambientes de cada pabellón, con el fin de rectificar los planos de arquitectura y estructuras, esto nos permitió determinar adecuadamente las cargas a las que está sometida la edificación. Se usó el formato del FEMA 154 para evaluar cualitativamente el edificio en estudio (ver capítulo IV).

Se realizaron ensayos destructivos tomando testigos diamantinos de concreto a ocho columnas del edificio y cuatro a las cimentaciones. Se realizó una calicata con fines de verificar las características del suelo de cimentación.

3.3.2. Técnicas e Instrumentos en Laboratorio

3.3.2.1. Ensayos de rotura a la compresión de testigos diamantinos

Se evaluó la resistencia a compresión del concreto de doce muestras tomadas a elementos estructurales (columnas y zapatas). Estos ensayos fueron realizados en el Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Universidad Nacional de Ingeniería, en Lima. Los resultados del informe respectivo se muestran en el Anexo N° 04.



Figura 24. Ensayo de Testigos Diamantinos realizado en la UNI.
Fuente: Elaboración propia.

3.3.2.2. Estudio de Mecánica de Suelos

Se realizó ensayos en el laboratorio de mecánica de suelos de la Escuela de Ingeniería de Minas de la UNJBG, con el fin de verificar las propiedades mecánicas del tipo de suelo de cimentación del edificio. El informe del estudio de mecánica de suelos se muestra en el Anexo 05.

Ensayos estándar realizados:

- Contenido de humedad ASTM D-2216

- Análisis granulométrico ASTM D-422
- Límite líquido y plástico ASTM D-4318
- Densidad in situ NTP 339.139
- Densidad mínima NTP 339.138
- Densidad máxima NTP 339.137

3.3.3. Técnicas e Instrumentos en Gabinete

3.3.3.1. Análisis Sísmico Dinámico de la estructura

Básicamente la técnica utilizada para obtener los datos en la presente investigación fue el análisis sísmico dinámico de la estructura y el análisis Tiempo Historia no Lineal los cuales están normados en la NTE E.030-2016. Para ello se empleó el programa ETABS (Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones) el cual fue creado por Computes and Structures, INC 1995, University Ave. Berkeley CA.

Este programa pertenece a la misma familia del SAP2000, del cual profesores e investigadores avalan los resultados entregados por este programa, tal es el caso de Scheller y Constantiun (1999) de la Universidad de Buffalo, quienes realizaron una prueba de laboratorio de una estructura de tres niveles sometida a una excitación basal, correspondiente al registro de la componente sísmica S00E del El Centro 1940, obteniéndose resultados similares a los entregados en el modelo desarrollado en SAP2000.

Ingenieros como Enrique Martínez Romero (diseñador de la Torre Mayor de México) y fabricantes, como Taylor, recomiendan el uso de este instrumento de análisis (Pardo, 2007).

3.3.3.2. Entrevista al PhD. Hernando Tavera

En la entrevista realizada en Lima al director del Instituto Geofísico del Perú el día 14 de setiembre del 2015 se tuvo como finalidad obtener información valiosa y actualizada sobre el peligro sísmico de la ciudad de Tacna. En el anexo 02 se muestra el CD con la entrevista completa.

3.4. PROCEDIMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

Una adecuada rehabilitación sísmica de una edificación involucra un buen diagnóstico y la determinación de su vulnerabilidad sísmica (Kuroiwa, 2001).

3.4.1. Algunos procedimientos usados para evaluar la Vulnerabilidad Sísmica

La literatura internacional presenta diversos métodos, pero los más usados para edificaciones educativas en el Perú son (Mosqueira, 2012):

3.4.1.1. Método Japonés o Metodología Indicial de Hirosawa

Este método es usado por la Organización Panamericana de la Salud para determinar la vulnerabilidad estructural de los hospitales.

El inconveniente de esta metodología es que utiliza la normativa japonesa, cuyos coeficientes difieren de nuestra norma peruana, tan

solo por dar un ejemplo: el factor de zona sísmica (Z) en la Norma Técnica de Edificaciones NTE-E.030 puede tomar los valores de 0,4; 0,3 o 0,15 dependiendo de la zona sísmica, en cambio en la normativa japonesa toma valores mayores a 0,5 pero menores a 1.

3.4.1.2. Método del ATC-40

El método consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado. El inconveniente de esta metodología es que utiliza la normativa Estadounidense, la cual no se logra ajustar al Reglamento Nacional de Edificaciones ni a la realidad peruana (Mosqueira, 2012). Tan solo para dar un ejemplo, la normativa Norteamérica en el diseño de los elementos de concreto utiliza diferentes factores de amplificación de carga y factores de reducción de resistencia, además de tener diferente zonificación sísmica. Como podemos observar las metodologías empleadas para determinar la vulnerabilidad de edificaciones educativas, no se ajustan a la realidad peruana.

3.4.2. Metodología General de la Rehabilitación Sísmica de Edificios propuesta

La metodología de rehabilitación sísmica que se propone en la presente investigación se fundamenta en las recomendaciones de la Norma

Peruana de Diseño Sismorresistente E.030; FEMA 356; Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR10; Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-SE-RE del 2014; recomendaciones del Dr. Julio Kuroiwa y la metodología planteada por el Dr. Blondet en el año 2005 en la Pontificia Universidad Católica del Perú de uso difundido en el Perú, fue incluso enseñado por el INDECI en su programa de Capacitación para la Estimación del Riesgo – PCER (Mosqueira, 2012). El procedimiento general de la investigación se resume en los siguientes pasos:

- Evaluación Cualitativa.
- Evaluación Detallada
 - Diagnóstico, ensayos y Determinación de la Vulnerabilidad Sísmica.
- Propuesta de Rehabilitación
 - Definición del objetivo de rehabilitación.
 - Selección de estrategias de rehabilitación.
 - Levantamiento de información.
 - Modelación, análisis y criterios de aceptación.
 - Diseño y Rehabilitación.

Este procedimiento puede usarse en una Rehabilitación Sísmica general y con disipadores de energía. A continuación se detalla minuciosamente el procedimiento que se seguirá en los próximos capítulos:

1. Adquirir documentación existente del lugar, objeto de estudio y otros.

2. Evaluación Cualitativa (usando FEMA 154 u otros métodos validados).

Evaluación Detallada:

3. Realizar un buen diagnóstico de las causas de fallas (Kuroiwa, 2001), para ello se requiere:

- Inspección detallada de campo y estudio de los daños estructurales y no estructurales ocurridos. Realizar ensayos necesarios.
- Análisis estructural del edificio, considerando cargas muertas, vivas y de sismo. Es importante considerar en el modelo la rigidez real de los elementos críticos (columnas cortas por ejemplo).
- Comparación de los dos resultados anteriores, con lo cual se pueden conocer las causas de las fallas. En general se obtienen resultados coincidentes entre ambos métodos.

4. Conocidas las causas de las fallas, los planteamientos estructurales deben eliminarlos. Para ello se definen las estrategias de rehabilitación sísmica y se precisan los objetivos de la rehabilitación sísmica correspondientes al nivel de desempeño que se espera lograr frente a múltiples escenarios sísmicos.

Luego, en cuanto a la estructura con disipador:

5. Establecer la deriva objetivo y el amortiguamiento objetivo.

6. Obtener, seleccionar, depurar y escalar los registros de aceleración representativos de la zona sismogénica.
7. Análisis Tiempo-Historia del edificio SIN disipadores.
8. Definir el amortiguamiento objetivo.
9. Definir una configuración de los dispositivos y realizar el análisis Tiempo Historia al edificio con disipadores, este es un proceso de prueba y error pues se ira variando las propiedades del amortiguados (C, alfa y K) o la configuración de los dispositivos hasta lograr los objetivos de desempeño. Es recomendado usar un alfa igual a 0,5.
10. Determinar si es necesario un reforzamiento complementario al de los disipadores.
11. Basándose en las alternativas propuestas, se efectúan los análisis estructurales respectivos y se selecciona la más económica y fácil de ejecutar. La configuración final de la solución debe eliminar asimetrías en planta y elevación, los puntos de concentración de esfuerzos mencionados anteriormente.
12. El proyecto se completa con el diseño detallado de los elementos de reforzamiento y de reparación de los elementos estructurales y no estructurales dañados, y debe ir acompañado de especificaciones técnicas, metrados y presupuestos.

El diseño del reforzamiento con un sistema de disipación de energía es un proceso de prueba y error (Pardo, 2007), que busca encontrar la configuración apropiada que permita controlar la respuesta de la

estructura para lograr los objetivos de diseño (Morales & Contreras, 2012).

Dicho proceso iterativo se resume en la figura 25. En los capítulos IV, V, VI, VII, VIII y XI se mostrará la aplicación de toda esta metodología de rehabilitación sísmica propuesta a una edificación esencial existente.

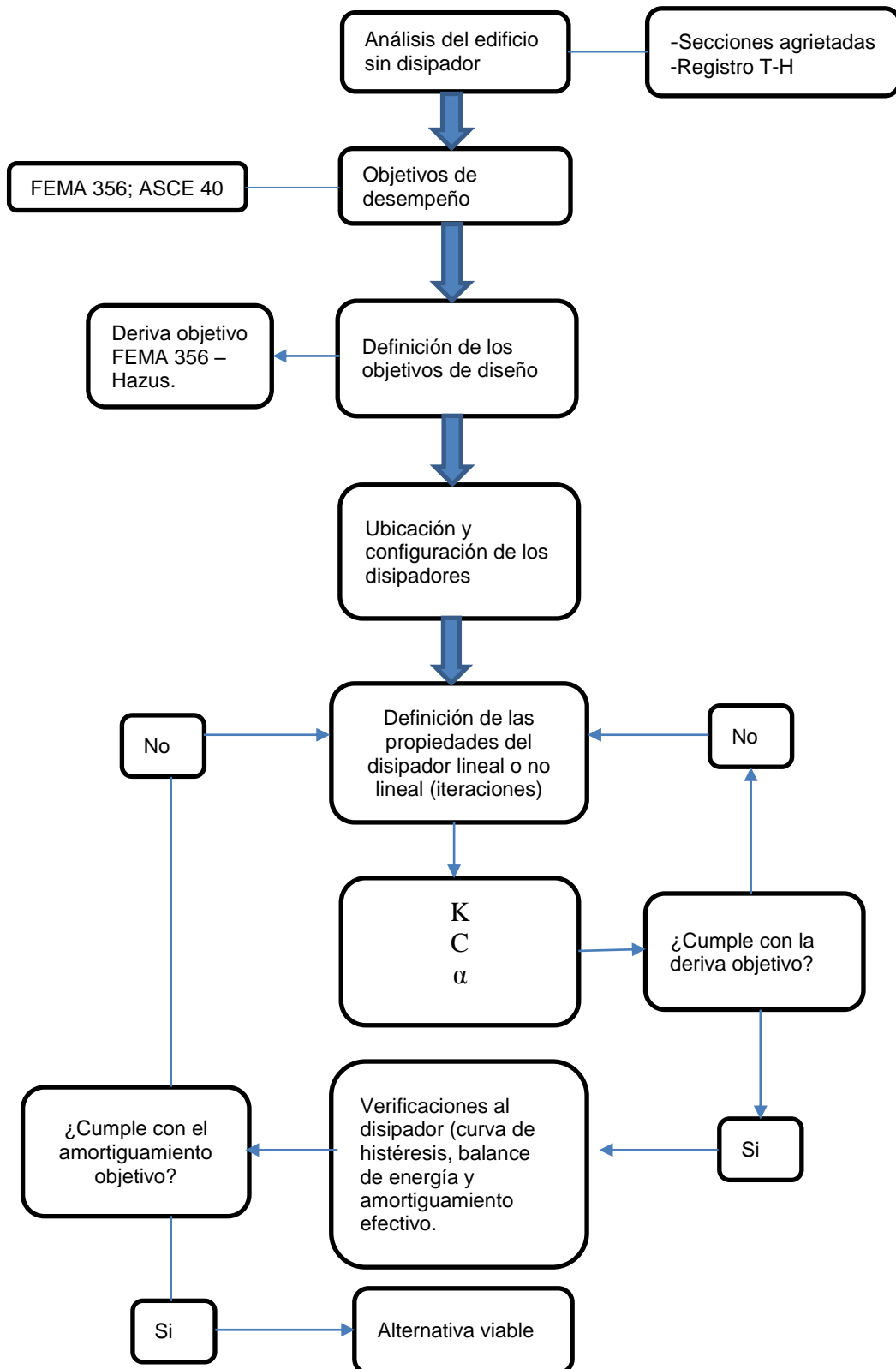


Figura 25. Diagrama de Flujo para el Diseño de Disipadores.
Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO IV

EVALUACIÓN CUALITATIVA

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica debe iniciarse con un método cualitativo y de no cumplirse éste, entonces usar el método cuantitativo, el cual va acompañado de un análisis más completo, ya que puede contemplar tanto un análisis estructural lineal o no lineal, para la determinación de la Rehabilitación o no de la edificación (Lockhart & Benjamín, 2011).

4.1 UBICACIÓN DEL EDIFICIO

El edificio de aulas de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica se encuentra ubicado en el sector sur de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, sede los Granados, en la ciudad de Tacna.

4.2 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN EXISTENTE

Todo inicia con esta labor.

- Se obtuvieron los planos de arquitectura y de estructuras.
- Se consiguió un estudio de mecánica de suelos realizado al edificio en el año 2004, muy posterior a su construcción.
- No se halló evidencia en documentación respecto al diseño estructural.

- No se obtuvo certificados de calidad de los materiales empleados en la construcción, ni pruebas de ensayos, etc.

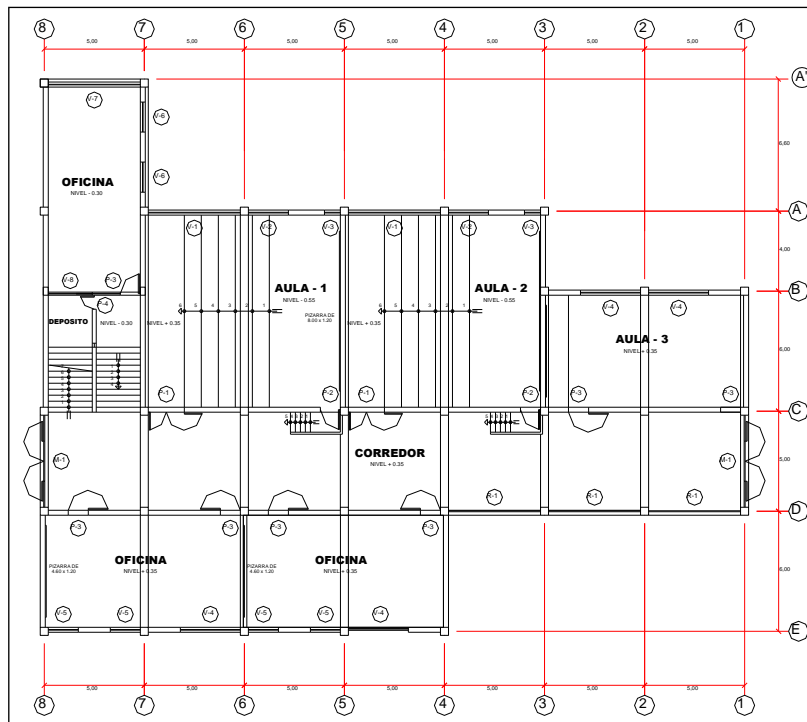


Figura 26. Planta típica del edificio.
Fuente: Elaboración propia.

4.3 ARQUITECTURA DEL EDIFICIO

El edificio materia de estudio tiene una forma en planta irregular con un área construida de aproximadamente 654 m² (figura 26). Dicho pabellón tiene 3 niveles conectados mediante escaleras, así como 3 entrepisos ubicados a nivel de las mismas. Actualmente el edificio alberga a las Escuelas de Ing. Metalúrgica, Ing. Mecánica y Arquitectura.

En el 1° nivel del edificio hay un aula de clases, dos auditorios, tres oficinas y un almacén. En el 2° nivel existen cinco aulas, una biblioteca y un almacén. En el 3° nivel hay seis aulas únicamente.

En las figuras 27 y 28 se muestra las elevaciones principal y posterior del edificio.

Los servicios higiénicos están fuera del edificio, por lo que éste sólo cuenta con instalaciones eléctricas y data.



Figura 27. Elevación principal del edificio.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 28. Elevación posterior del edificio.

Fuente: Elaboración propia.

4.4 SISTEMA ESTRUCTURAL

El sistema estructural del edificio en estudio está compuesto en su sentido longitudinal y transversal por pórticos, de vigas y columnas de concreto armado, rellenos con muros de albañilería.

El sistema de piso está formado por losas aligeradas de 25 cm de peralte aproximadamente y la cimentación consiste en zapatas aisladas de concreto armado conectadas con vigas de cimentación.

Los materiales utilizados en el edificio son concreto de $f'c$ variable, acero de refuerzo de $f_y=4200$ kg/cm² y ladrillos de albañilería.

4.5 VERIFICACIÓN DE DIMENSIONES EN CAMPO

Las dimensiones de los elementos estructurales como vigas y columnas concuerdan con los planos de estructuras.

Las columnas son de 40x40 cm, las vigas principales de 40x60 cm y 40x90 cm, vigas secundarias de 25x60 cm.

Se realizó en campo la auscultación a cuatro cimentaciones con el fin de verificar sus dimensiones y poder tomar testigos diamantinos de concreto. Las medidas de las zapatas según el plano de cimentaciones son de 1,70x1,70m; 1,90x1,90m; 1,30x1,30m y 1,50x1,75m y en las cuatro cimentaciones auscultadas las medidas tomadas en campo y las dadas en el plano de cimentaciones existentes son prácticamente iguales (ver figura 29).



Figura 29. Zapata en Intersección, eje A – 7.

Fuente: Elaboración propia.

4.6 POTENCIALES CAUSAS DE FALLAS SÍSMICAS RÁPIDAMENTE IDENTIFICADAS (en EE y ENE)

Rápidamente se detectaron las siguientes posibles causas de fallas en elementos estructurales y no estructurales (EE y ENE) en un evento sísmico.

4.6.1 Columna Corta

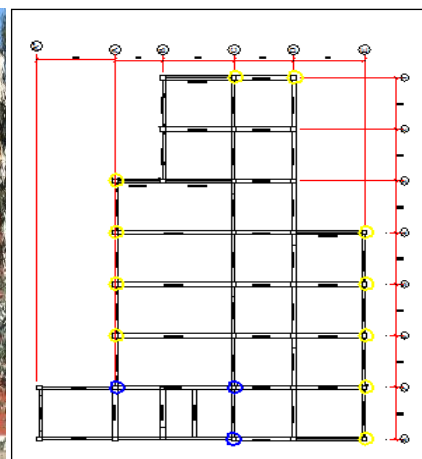
Se observan varias columnas cortas en el 2° piso (figura 31). Las columnas en azul son sometidos a elevados esfuerzos cortantes debido a las losas de entrepiso que están a nivel de la escalera, y están presentes en los tres niveles del edificio.

Las columnas cortas generan elevados esfuerzos de corte que no están generalmente contemplados en el diseño.

Figura 30. Elevación Principal Figura 31. Columnas cortas.



Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia.

4.6.2 Piso Blando

A simple vista el edificio no presenta irregularidad de rigidez (piso blando) porque las secciones de las columnas son las mismas en altura. La altura en las columnas ubicadas en eje A', A, B, C y D. del 1° piso es mayor, ello se demostró en la nivelación topográfica realizada.

En el capítulo V analizará a detalle esta irregularidad.

4.6.3 Excentricidad y Torsión

Se puede inferir visualmente que la estructura presenta irregularidad torsional, es decir cuando la fuerza sísmica se aplique al centro de masa (CM) de cada piso generara un momento torsor adicional cuyo brazo será la excentricidad o distancia del CM al centro de rigidez (CR). Se discutirá en detalle esta irregularidad en el capítulo V.

4.6.4 Insuficiencia de Estribos y Anclaje

Luego de estudiar los planos se ve que existe falta de estribos de confinamiento en los nudos de uniones viga-columna. Insuficiente espaciado de estribos en las columnas. Apenas se cumple la cuantía mínima en columnas y los aceros verticales no cumplen el espaciamiento máximo permitido.

4.6.5 Fallas de Elementos Estructurales

Hay fisuras visibles por tracción diagonal en muros de albañilería como el del eje A-B/3 que se muestra en la figura 32. Este tipo de falla se debe a que existe interacción tabique-pórtico. El comportamiento del

muro de albañilería asemeja al de un puntal (ver E.070, capítulo 09), evidentemente los esfuerzos de corte han superado su resistencia.

Hay peligro de caída de vidrios en la fachada principal y en la cara del fondo del edificio.

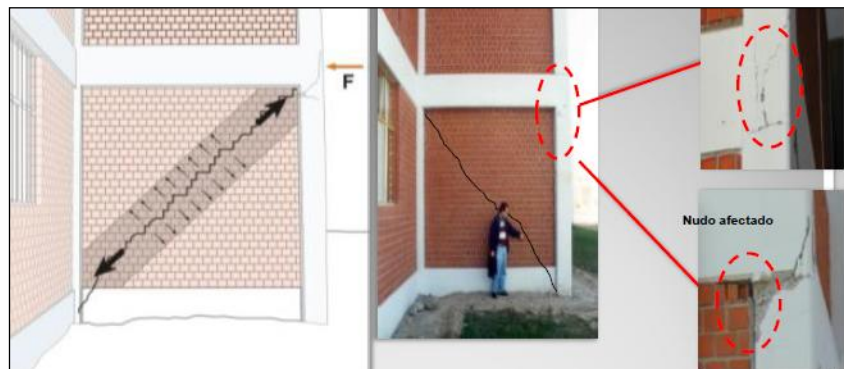


Figura 32. Fisuras en muros de albañilería

Fuente: Ing. Wilson Silva Berrios.

Sólo en el 3° nivel la tabiquería ha sido aislada tal y como se aprecia en la figura 33. Sin embargo, a pesar de haber juntas entre muros y pórticos, es muy probable que el espesor de éstas (2 cm aproximadamente) no sea suficiente para evitar la interacción tabique-pórtico.



Figura 33. Muros con juntas insuficientes, 3° piso.

Fuente: Elaboración propia.

4.7 EVALUACIÓN CUALITATIVA USANDO FEMA 154

Existen muchos métodos para evaluar rápidamente la vulnerabilidad sísmica de edificios. El método desarrollado por el FEMA 154 “Inspección Visual Rápida de edificios con potencial amenaza sísmica” (Edición 2, 2002), es un método cualitativo rápido, el cual para determinar si se reforzará o no la edificación lo hace a través de un índice “S”. Si el resultado de la evaluación es menor o igual que dos ($S \leq 2$) hay que usar un método más detallado que conlleva el análisis de la edificación (Lockhart & Benjamín, 2011).

El índice “2” significa que la edificación tiene una probabilidad de 1 a 100 de que colapse.

El método del FEMA 154 ha sido aplicado en varias investigaciones en el Perú para evaluar cualitativamente la vulnerabilidad de edificios y determinar si se necesita una *Evaluación Detallada* (Vizconde, 2004).

En la presente tesis se usó este método por ser bastante conservador.

En general el edificio es flexible dado que a simple vista se observa una falta de rigidez lateral por lo cual es muy probable que existan daños excesivos al sistema estructural ante un sismo severo, además por la forma irregular de la planta existe el problema de torsión, como se comprobará en la evaluación detallada (capítulo V).

Todos estos aspectos, en especial la flexibilidad de la estructura, columnas cortas y los resultados del formulario del FEMA 154 (figura

34, traducido al español) se concluye, como era de esperarse, que el edificio necesita una *Evaluación Detallada*.


		<p>Dirección: Ciudad Universitaria de la UNJBG, sede los Granados. Zona sísmica: 4 Otras identificaciones Nro. De pisos: 3 Año de construcción: 1997 Evaluador: Juliano Jhonatan Hanampa Paucar Fecha: 14/05/15 Área total de piso (m2): 654 m2 (área techada) Nombre del Edificio: Escuela de Ingeniería Metalúrgica Uso: Edificio de aulas universitarias</p>													
															
ESCALA:															
OCUPACION			TIPO DE SUELO						ELEMENTOS CON RIESGO DE CAER						
Sala Pública	Gobierno	Nro Personas	A	B	C	D	E	F	Chimenea	Revestimiento	Parapetos				
Oficina	Comercial	0-10 11-100	Roca	Roca	Suelo	Suelo	Suelo	Suelo	no reforzada						
Historico	Residencial	101-1000	dura	comun	denso	rigido	blando	pobre	Otros: Vidrio de ventanas altas						
Industrial	Educativo	1000+													
Hospital															
PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL															
TIPO DE EDIFICIO	W1	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM
			MRF	BR	LM	RC	URM	MRF	SW	URM	TU		FD	RD	
Puntaje Básico	4.4	3.8	2.8	3.0	3.2	2.8	2.0	2.5	2.8	1.6	2.6	2.4	2.8	2.8	1.8
Altura mediana (4-7 pisos)	N/A	N/A	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	0.4	0.4	0.2	N/A	0.2	0.4	0.4	0
Altura alta	N/A	N/A	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	0.6	0.8	0.3	N/A	0.4	N/A	0.6	N/A
Irregularidad vertical	-2.5	-2.0	-1.0	-1.5	N/A	-1.0	-1.0	-1.5	-1.0	-1.0	N/A	-1.0	-1.0	-1	-1
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
Pre-código	0.0	-1.0	-1.0	-0.8	-0.6	-0.8	-0.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.8	-0.8	-1.0	-0.8	-0.2
Post Benchmark	2.4	2.4	1.4	1.4	N/A	1.6	N/A	1.4	2.4	N/A	2.4	N/A	2.8	2.6	N/A
.....															
Suelo tipo C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Suelo tipo D	0.0	-0.8	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
Suelo tipo E	0.0	-0.8	-1.2	-1.2	-1.0	-1.2	-0.8	-1.2	-0.8	-0.8	-0.4	-1.2	-0.4	-0.6	-0.8
PUNTAJE FINAL								1.8	0.9						
COMENTARIOS: Los muros de albañilería no están aislados de los porticos. Hay presencia de humedad afectando al concreto por jardín alledaño. Existe presencia de columnas cortas y esquinas entrantes. Hay corrosión en acero de ciertas viguetas en la losa del 1er. piso únicamente.											Requiere Evaluación detallada				
											SI NO				

Figura 34. Formulario de evaluación visual rápida del FEMA 154.
Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO V

EVALUACIÓN DETALLADA

5.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO CON LA NORMA NTE. E.030-2016

Se realizó un análisis dinámico espectral al edificio para evaluar su comportamiento sísmico y cuantificar su respuesta sísmica se utilizó el espectro definido por la norma NTE-E.030. El objetivo básico del análisis sísmico es obtener los desplazamientos y esfuerzos internos en la estructura.

5.1.1 Modelo Matemático del Edificio

Para modelar el edificio se utilizó el programa ETABS v13.1, se realizó un modelo elástico de los elementos. Las vigas y columnas fueron modeladas como elementos unidireccionales “Frames”, los techos como elementos bidireccionales tipo “Shell” divididos adecuadamente para garantizar transmisión adecuada de las cargas de gravedad.

No se asignó a la losa la condición de diafragma rígido pues no se puede asumir esa hipótesis dada sus irregularidades y sus tres losas a nivel de la escalera, por ello se usó un modelo más cercano a la realidad el cual es modelar la losa tal cual es (con un espesor de 5 cm) y modelar todas las viguetas espaciadas a 40 cm y con un acho igual a 10 cm.

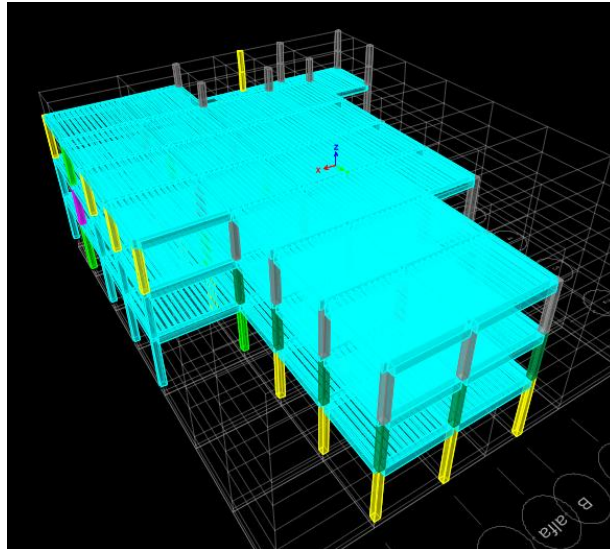


Figura 35. Modelo matemático del edificio.

Fuente: Elaboración propia.

Se asignó, de acuerdo al uso, fuerzas distribuidas por unidad de área a las losas, (Norma E.020 de cargas).

El peso de los muros de albañilería se consideró como una carga muerta distribuida en las vigas correspondientes, no se consideró la interacción tabique.

Para el modelamiento de la escalera se consideró las recomendaciones dadas en el libro de Concreto Armado del Ing. Roberto Morales en su capítulo de escaleras.

Se consideró la cimentación como un elemento empotrado, es decir, con cero grados de libertad (rotaciones y traslaciones). Se modeló considerando el sistema estructural resistente que es a base de pórticos de concreto armado.

5.1.2 Análisis para cargas de gravedad

Se consideró los siguientes valores de cargas (Norma E.020):

Carga Muerta:

Peso del concreto	= 2,4 t/m ³
Peso del aligerado (25 cm)	= 0,35 t/m ²
Peso de piso terminado	= 0,10 t/m ²
Tabiques de Albañilería	= 1,8 t/m ³

Carga Viva:

s/c aulas	= 0,30 t/m ² .
s/c corredores	= 0,40 t/m ² .
s/c salas de lectura	= 0,30 t/m ² .
s/c salas de almacenaje con estantes	= 0,75 t/m ² .
s/c pequeño almacén	= 0,40 t/m ² .
Techo de último piso	= 0,10 t/m ² .

Por ser una edificación esencial la masa considerada para el análisis es el 100% de la carga muerta más el 50% de la carga viva.

Tabla 09.- Pesos por piso.

NIVEL	PESO (t)
1	699,50
2	686,85
3	538,39
TOTAL	1 924,74

Fuente: Elaboración propia.

5.1.3 Parámetros sísmicos

a. Zonificación – Factor de Zona (Z)

El Perú se encuentra dividido en cuatro zonas (figura 36). La edificación en estudio se sitúa en la Zona 4 (Tacna), zona de mayor sismicidad, según la zonificación vigente le corresponde un factor de $Z=0,45g$.

A cada zona se asigna un factor Z (ver tabla 10). Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.



Figura 36. Zonificación sísmica del Perú.

Fuente: Norma técnica E.030 "Diseño Sismorresistente".

Tabla 10.- Factores de zona "Z".

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Norma técnica E.030 "Diseño Sismorresistente".

b. Parámetros de Sitio (S, T_p y T_L)

El tipo de suelo sobre el que se emplaza el edificio es un suelo S1, es decir un suelo rígido.

Según la tabla 11, el factor de amplificación del suelo es $S=1,00$. Luego para el cálculo de los períodos T_p y T_L se usó la tabla 12.

Se obtuvo:

$$T_p=0,4 \text{ s}$$

$$T_L= 2,5 \text{ s}$$

Tabla 11.- Factor de suelo "S"

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Norma técnica E.030 "Diseño Sismorresistente".

Tabla 12.- Valores de "T_p" y "T_L"

PERÍODOS "T _p " y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Norma técnica E.030 "Diseño Sismorresistente".

c. Factor de Amplificación Sísmica (C)

Previamente *estimamos* el período fundamental de vibración de la estructura para cada dirección:

$$T_x = T_y = \frac{hn}{CT} = \frac{10,675 + 0,15}{35} = \frac{10,825}{35} = 0,31 \text{ s}$$

Donde:

T: Período fundamental de la estructura (s).

h_n : Altura del edificio desde el nivel del terreno (m).

C_t : Coeficiente dependiente del sistema estructural (pórticos: $C_t=35$).

Es más exacto utilizar un análisis modal para determinar el período de la estructura, así que éste valor hallado no será usado pues sólo es referencial.

Luego, de acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) mediante:

$$\begin{array}{ll} T < T_p & C = 2,5 \\ T_p < T < T_L & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{array}$$

C: Factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo (para un amortiguamiento del concreto del 5% es igual a 2,5 como máximo).

Si consideramos el valor hallado de $T = 0,31$ s , tendríamos que $T < T_p$, por lo tanto: $C = 2,5$.

d. Categoría de la edificación y Factor de Uso (U)

La categoría de la edificación, según la tabla 05 de la Norma Técnica E.030, es "A2" (edificaciones esenciales) y le corresponde un factor de uso de **U=1,5**.

e. Sistema Estructural y Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R_o)

Los sistemas estructurales se clasifican según la tabla 13 (NTE E.030-2016).

Se tiene un sistema de estructuración sismorresistente de pórticos de concreto armado en X e Y, corresponde un $R_o=8$

f. Factor R de reducción de fuerzas sísmicas

La estructura en X-X presenta Irregularidad extrema de rigidez, irregularidad torsional además de esquinas entrantes. En Y-Y presenta Irregularidad extrema de rigidez y esquinas entrantes, con ello se determinó los factores de irregularidad (I_a, I_p).

Para el análisis se puede asumir inicialmente cualquier valor de R, es decir, se puede o no calificar a la estructura como irregular, esto no modificará los valores de desplazamientos ya que estos se dividen (en el espectro) por R y luego se multiplican por $0,85.R$ para obtener los desplazamientos inelásticos, es decir el valor de R no influye en los desplazamientos ni distorsiones.

$$R_x = I_a \cdot I_p \cdot R_o = 0,50 \cdot 0,75 \cdot 8 = 3,0$$

$$R_y = I_a \cdot I_p \cdot R_o = 0,50 \cdot 0,90 \cdot 8 = 3,6$$

El resumen de los parámetros sísmicos del edificio se muestra en la tabla 14.

Tabla 13.- Sistemas estructurales en edificios

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_o (*)
ACERO	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Norma técnica E.030 "Diseño Sismorresistente".

Tabla 14.- Parámetros sísmicos del edificio en estudio.

Parámetro sísmico	Dirección	
	X-X	Y-Y
Z	0,45	0,45
U	1,5	1,5
S	1,0	1,0
I_a	0,5	0,5
I_p	0,75	0,9
R_o	8,0	8,0
R	3,0	3,6

Fuente: Elaboración propia.

5.1.4 Análisis Modal

Se usó para determinar los períodos y frecuencias de la estructura. Este análisis es la interacción entre la rigidez y la masa de la estructura, no hay cargas aplicadas.

Se debe considerar más del 90% de masa participativa en cada dirección.

5.1.5 Análisis Espectral

La aceleración espectral debe ser calculada para cada una de las direcciones horizontales.

La pseudo-aceleración del espectro está dado por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Calculamos el factor de escala en X-X:

$$F.E. = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot g}{R} = \frac{0,45 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot g}{3} = 0,225g$$

Calculamos el factor de escala en Y-Y

$$F.E. = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot g}{R} = \frac{0,45 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot g}{3,6} = 0,1875g$$

Luego el coeficiente de amplificación sísmica C, definido para nuestro suelo S₁ (C varía con el período y es de igual valor en X-X y en Y-Y), lo multiplicamos con el factor de escala (F.E.) para obtener los valores de pseudo-aceleración.

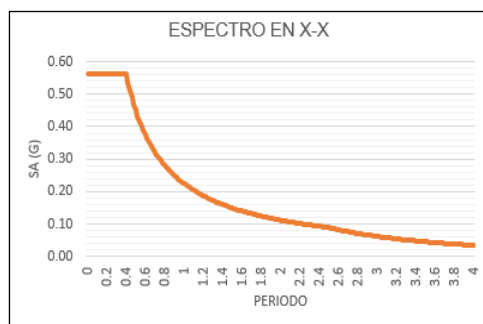


Figura 37. Pseudo-aceleración Espectro X-X

Fuente: Elaboración propia.

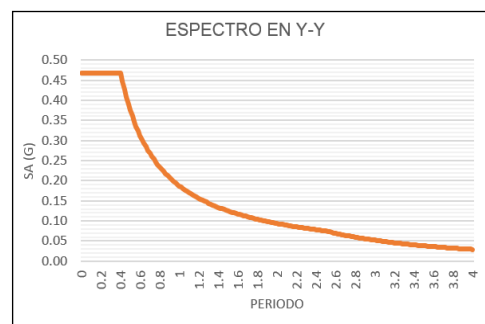


Figura 38. Pseudo-aceleración Espectro Y-Y

Fuente: Elaboración propia.

5.1.6 Resultados Principales del Análisis Sísmico

A. Distorsiones máximas de entrepiso

La tabla 15 muestra las distorsiones en los seis entrepisos

Tabla 15.- Distorsiones máximas por piso

ENTREPISO	MÁX. DERIVA EN X-X (‰)	MÁX. DERIVA EN Y-Y (‰)
1-ALA	11,4	15,8
1-BLOQUE	22,3	15,8
2-ALA	8,0	14,3
2-BLOQUE	11,7	9,5
3-ALA	4,2	7,3
3-BLOQUE	5,0	4,1

Fuente: Elaboración propia.

La máxima deriva que se obtuvo para la dirección en X-X fue 22,3‰ y para la dirección en Y-Y de 15,8 ‰, mayores a la máxima distorsión permitida por la Norma Técnica E.030 (7‰). Queda demostrada la poca rigidez en las dos direcciones del sistema estructural.

B. Períodos

Con el análisis modal se obtuvo los períodos de la estructura y los porcentajes de masa participativa de cada modo de vibración, siendo los más importantes en la estructura los modos con mayor masa participativa.

A pesar de que la estructura tiene tres pisos, esta presenta seis losas de entrepiso, por lo que en total se tuvo 18 modos de vibración (tres por

entrepiso) ya que se asignó a cada losa tres grados de libertad (dos de traslación y uno de rotación).

Tabla 16.- Modos y períodos del edificio.

Modo	Período (seg.)	Masa X (%)	Masa Y (%)	Masa. Acum. X (%)	Masa. Acum. Y (%)
1	0,684	0,66	92,75	0,66	92,75
2	0,636	73,94	1,51	74,60	94,26
3	0,538	20,9	0,35	95,49	94,61
4	0,212	0,02	4,49	95,51	99,10
5	0,195	2,82	0,03	98,33	99,13
6	0,17	1,15	0,01	99,48	99,14
7	0,139	0,002583	0,004169	99,48	99,14
8	0,136	0,0004316	0,004543	99,48	99,15
9	0,123	0,003472	0,49	99,49	99,64
10	0,116	0,03	0,1	99,52	99,74
11	0,114	0,18	0,01	99,70	99,75
12	0,105	0,001323	0,11	99,70	99,86
13	0,1	0,12	0,004286	99,82	99,86
14	0,095	0,001043	0,01	99,82	99,87
15	0,088	0,03	0,06	99,85	99,93
16	0,087	0,02	0,01	99,87	99,94
17	0,085	0,00	0,004477	99,87	99,95
18	0,083	0,003422	0,004273	99,87	99,95

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 16, los modos 1 y 2 son de traslación en Y y en X respectivamente. Los modos 3 y 4 son modos torsionales. También se observa que el 20,9% de masa participativa en X-X pertenece al modo torsional 3. Esto es una muestra de la torsión presente en X-X, la cual se comprobó definitivamente en el capítulo VI. Caso contrario sucede en Y-Y, donde la torsión es mínima (4,49% de masa participativa).

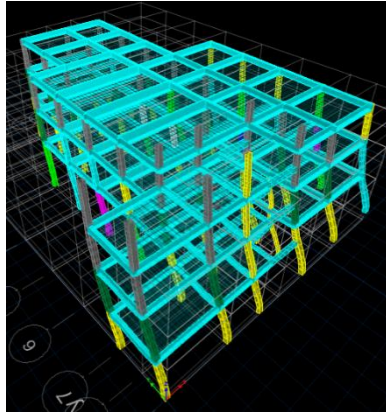


Figura 39. Modo 1.
Fuente: Elaboración propia.

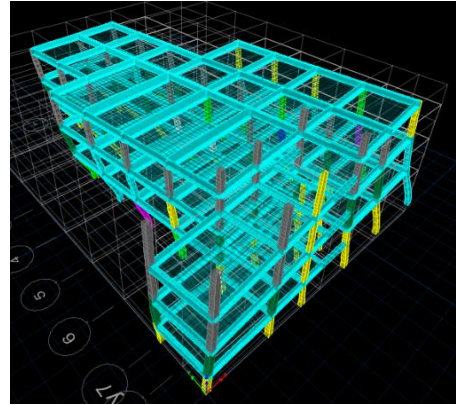


Figura 40. Modo 2.
Fuente: Elaboración propia.

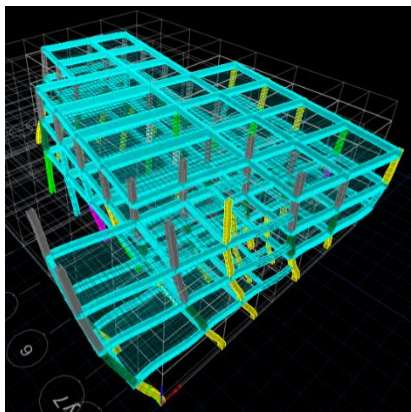


Figura 41. Modo 3.
Fuente: Elaboración propia.

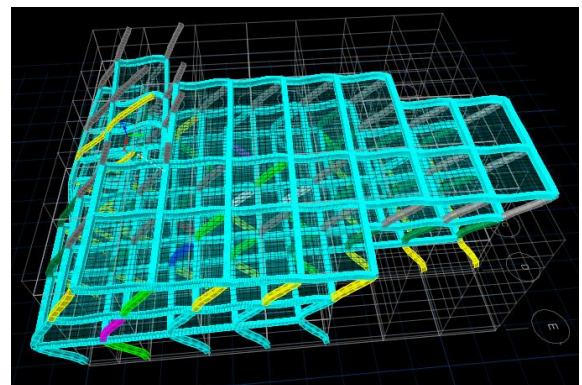


Figura 42. Modo 4.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 39 se observa que el modo 1 (traslación en Y) prácticamente no presenta deformaciones por torsión.

En la figura 40 se observa que en el modo 2 (traslación en X) hay presencia de torsión, es decir el desplazamiento está combinado con torsión. Esto se debe al “ala” que genera una excentricidad entre el CM y el CR de 3,66m.

En la figura 41 se observa en el modo 3 (torsión en X) considerables deformaciones por torsión. Este modo es importante porque representa

el 20,9% de masa participativa en X y es el causante de la irregularidad por torsión en X.

En la figura 42 correspondiente al modo 4 (torsión en Y), se observa prácticamente desplazamientos en Y con prácticamente nula torsión. Además su porcentaje de masa participativa no es considerable (4,49%).

C. Cortante en la Base

El espectro de la norma se debe escalar cuando la cortante dinámica no sea por lo menos igual al 90% de la cortante estática en estructuras irregulares.

Calculamos las cortantes estáticas con los datos de la tabla 16:

$$V_{X-X} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot \text{Peso} = \frac{0,45 \cdot 1,5 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{0,4}{0,636}\right) \cdot 1}{3} \cdot 1\,924,74 \text{tn} =$$

$$0,3538 \cdot 1\,924,74$$

$$V_{X-X} = 680,92 \text{ tonf}$$

$$V_{Y-Y} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot \text{Peso} = \frac{0,45 \cdot 1,5 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{0,4}{0,684}\right) \cdot 1}{3,6} \cdot 1\,924,74 \text{tn} =$$

$$0,2741 \cdot 1\,924,74$$

$$V_{Y-Y} = 527,61 \text{ tonf}$$

Del análisis dinámico obtuvimos la cortante dinámica que se muestra en la tabla 17 pero se observó que no es mayor al 90% de la cortante estática (NTE E.030), por lo que se procedió a hallar el factor de escala

por el cual multiplicaremos los esfuerzos en vigas y columnas obtenidos en el análisis sísmico (recordar que se trata de una análisis en el rango elástico). Los desplazamientos y distorsiones de entrepiso no se escalan.

Tabla 17.- Cortante en la base por el método estático y dinámico.

Dirección	Cortante Estática (t)	Cortante Dinámica (t)	¿Relación V_{din}/V_{est} es $> 0,9$?		Factor de Escala	Nueva cortante dinámica (t)
V X-X	680,92	543,10	0,80	No	1,1284	612,829
V Y-Y	527,61	469,40	0,89	No	1,0116	474,853

Fuente: Elaboración propia.

D. Fuerzas internas máximas

En el edificio las fuerzas internas máximas se concentran en los elementos estructurales de concreto armado, vigas y columnas.

Tabla 18.- Fuerzas internas máximas por sismo en X-X

FUERZAS POR SISMO EN X-X				
Nivel	Columna	Nmax. (tn)	Mmax. (tn)	Vmax. (tn)
1	Eje A-7	66,9	44,5	34,1*
1	Eje B-7	32,8	46,1	50,2*
1	Eje D-1	37,6	61,8	29,5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 19.- Fuerzas internas máximas por sismo en Y-Y

FUERZAS POR SISMO EN Y-Y				
Nivel	Columna	Nmax. (tn)	Mmax. (tn)	Vmax. (tn)
1	Eje A'-7	37,8	31,6	18,7
1	Eje A-7	14,8*	24,9	30,9*
1	Eje D-4	2,3	38,4	18,9

Fuente: Elaboración propia. (*) Corresponden a valores en columnas cortas.

Según la tabla 18 y 19 se ve que los elementos estructurales más afectados por fuerza cortante son las columnas cortas existentes.

5.2 EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL EDIFICIO

Se empezará evaluando el comportamiento de los principales elementos estructurales. Las combinaciones de diseño para vigas y columnas son las establecidas en la norma NTE-E.060 de diseño en concreto armado. Según la NTE-E.060 en la sección 9.1.1 en todas las secciones de los elementos deberá cumplirse $\Phi R_n \geq R_u$, donde R_n es la resistencia de diseño y R_u es la resistencia requerida.

Las resistencias requeridas (combinaciones) son como mínimo:

$$U=1,4CM+1,7CV$$

$$U=1,25 (CM+CV)+CS$$

$$U=0,9CM+-CS$$

Dónde: CM es la carga muerta, CV es la carga viva y CS es la carga por sismo.

5.2.1 Evaluación del comportamiento de Vigas:

Para determinar la *resistencia requerida* (R.R.) por las vigas se usó la combinación de cargas propuestas por la NTE-060 generándose una envolvente con los valores máximos positivos y negativos de las fuerzas internas.

$$Mu = 1,4Mcm+1,7Mcv$$

$$Mu = 1,25 (Mcm+Mcv)+/-Mcs$$

$$Mu = 0,9Mcm+/-Mcs$$

Dónde: Mcm: Momento actuante por carga muerta.

Mcv: Momento actuante por carga viva.

Mcs: Momento actuante por carga de sismo.

Mu: Momento último actuante.

En todos los casos las envolventes máximas se dan en el 1° piso. Las figuras 43-45 muestran las envolventes para momento flector de las vigas más cargadas en X-X.

Las figuras 46-48 muestran las envolventes para momento flector de las vigas más cargadas en Y-Y:

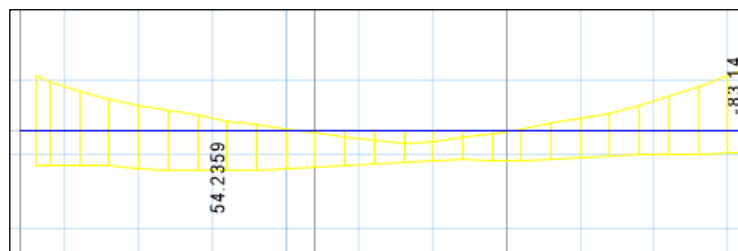


Figura 43. Envolvente viga 1° piso, eje A-C/4.

Fuente: Elaboración propia.

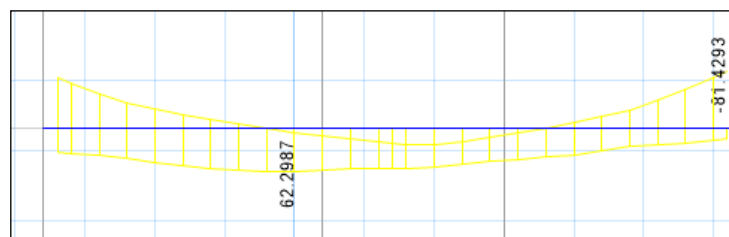


Figura 44. Envolvente viga 1° piso, eje A-C/5

Fuente: Elaboración propia

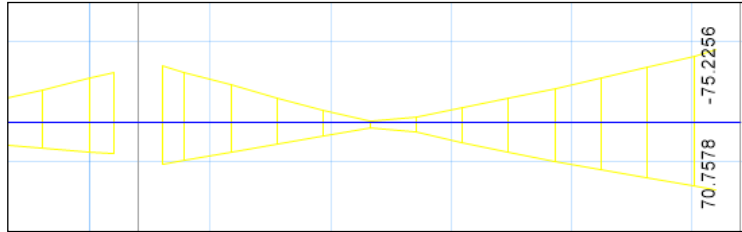


Figura 45. Envoltura viga 1° piso, eje C-D/1.

Fuente: Elaboración propia.

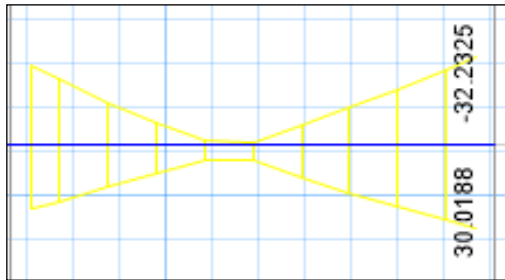


Figura 46. Envoltura viga 1° piso, eje 1-2/D.

Fuente: Elaboración propia.

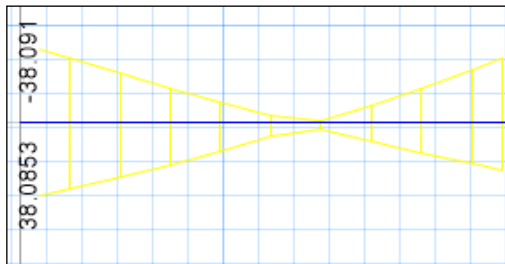


Figura 47. Envoltura viga 1° piso, eje 6-7/A.

Fuente: Elaboración propia.

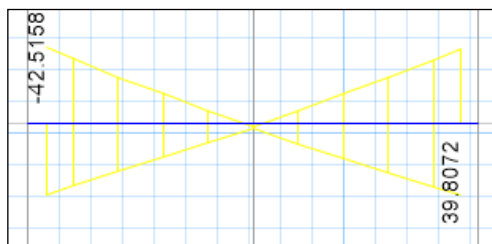


Figura 48. Envoltura viga 1° piso, eje 7-8/A'.

Fuente: Elaboración propia.

Para determinar la resistencia existente (R.E. o “capacidad”) en cada una de la sección de las vigas de concreto armado se usó las fórmulas propuestas en la NTE- 060, para determinar el momento nominal resistente de las secciones simplemente y doblemente reforzadas.

Luego se concluye en las siguientes relaciones:

- Si $0,9 Mn \geq Mu$, la sección de la viga es la adecuada
- Si $0,9 Mn < Mu$, la sección de la viga es la inadecuada

En la tabla 20 se puede observar la relación entre la demanda y la capacidad instalada para momentos flectores en las vigas más resultantes del 1° piso para la dirección transversal (X-X) y longitudinal (Y-Y) del edificio.

Tabla 20.- Demanda vs Capacidad de Vigas del Edificio Sin Reforzar.

Dirección	Ubicación de viga	Demanda Mu- (tn-m)	Demanda Mu+ (tn-m)	Capacidad $\phi Mn-$ (tn-m)	Capacidad $\phi Mn+$ (tn-m)	Demanda/ Capacidad Mu-	Demanda/ Capacidad Mu+
X-X	Eje A-C/4	-83.14	46.36	86.67	43.42	0.96	1.07
	Eje A-C/5	-81.43	62.30	86.67	72.48	0.94	0.86
	Eje C-D/1	-75.23	70.76	16.62	11.15	4.53	6.35
Y-Y	Eje 1-2/D	-32.23	30.02	12.99	13.29	2.48	2.26
	Eje 6-7/A	-38.09	38.09	15.41	13.29	2.47	2.87
	Eje 7-8/A'	-42.52	39.81	15.41	13.29	2.76	3.00

Fuente: Elaboración propia.

5.2.2 Evaluación del comportamiento de Columnas

Columna Eje D-1 del 1° piso:

Se procedió a realizar las combinaciones de carga para la dirección en X-X, como se aprecia en la tabla 21.

Se procedió a realizar las combinaciones de carga para la dirección en Y-Y, como se aprecia en la tabla 22.

Tabla 21.- Cargas últimas en X-X columna de eje D-1 del 1° piso

1° NIVEL	P (t) AXIAL	M (t.m)	V (t)
CM	-22,1	-0,9	0,4
CV	-4,2	-0,4	0,2
CS x-x	37,6	61,8	29,5
P1: 1,4CM+1,7CV	-38,1	-1,9	0,8
P2: 1,25(CM+CV)+CS	4,8	60,2	30,2
P3: 1,25(CM+CV)-CS	-70,5	-63,4	-28,8
P4: 0,9CM+CS	17,8	60,9	29,8
P5: 0,9CM-CS	-57,5	-62,6	-29,1

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22.- Cargas últimas en Y-Y columna eje D-1 del 1° piso

PRIMER NIVEL	P (ton)	M (ton.m)	V (ton)
CM	-22.07	-1.06	0.46
CV	-4.22	-0.5	0.22
CS y-y	25.8	31.1	14.5
P1: 1.4CM+1.7CV	-38.1	-2.3	1
P2: 1.25(CM+CV)+CS	-7.1	29.1	15.4
P3: 1.25(CM+CV)-CS	-58.6	-33	-13.7
P4: 0.9CM+CS	5.9	30.1	14.9
P5: 0.9CM-CS	-45.6	-32	-14.1

Fuente: Elaboración propia.

Con los cinco puntos obtenidos, luego de realizar las cinco combinaciones, se procedió a realizar el diagrama de interacción en X-X y en Y-Y (ver figura 49 y 50).

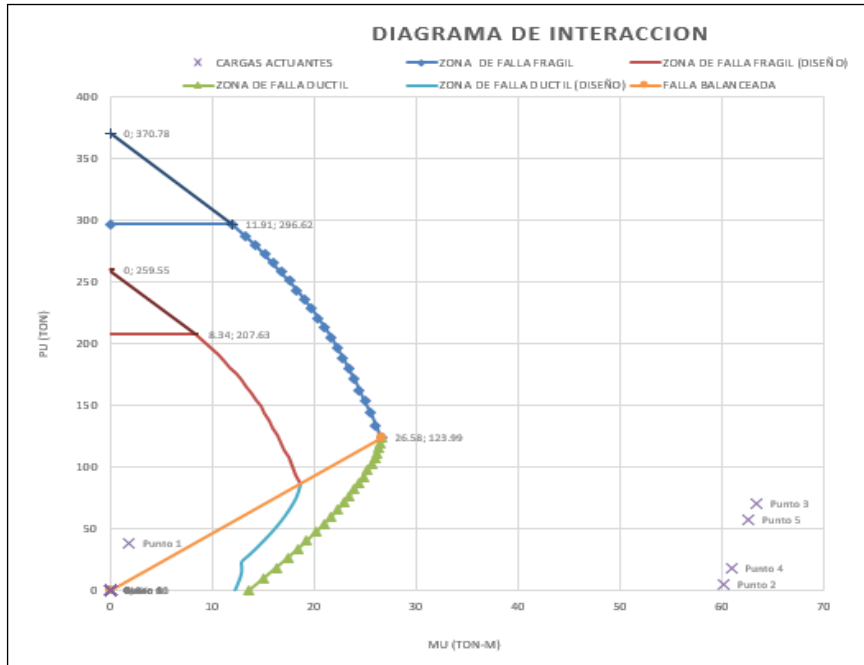


Figura 49. Diagrama de interacción en X-X de columna de eje D-1 del 1º piso.

Fuente: Elaboración propia.

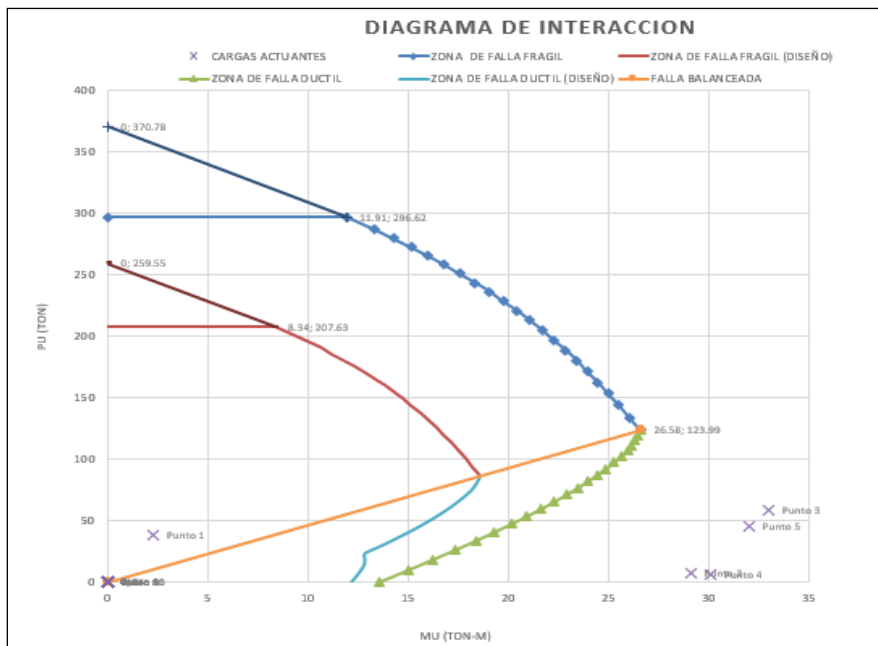


Figura 50. Diagrama de interacción en Y-Y de columna de eje D-1 del 1º piso.

Fuente: Elaboración propia.

Columna Eje D-4 del 1° piso:

Se procede a realizar las combinaciones de carga para la dirección en X-X y en Y-Y (tablas 23 y 24).

Tabla 23.- Cargas últimas en X-X columna eje D-4 del 1° piso.

PRIMER NIVEL	P (ton)	M (ton.m)	V (ton)
CM	-53.65	0.94	-0.4
CV	-15.94	-0.17	0.08
CS x-x	1.53	52.3	26.2
P1: 1.4CM+1.7CV	-102.21	1	-0.4
P2: 1.25(CM+CV)+CS	-85.5	53.3	25.8
P3: 1.25(CM+CV)-CS	-88.5	-51.3	-26.6
P4: 0.9CM+CS	-46.8	53.2	25.8
P5: 0.9CM-CS	-49.8	-51.5	-26.6

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 24.- Cargas últimas en Y-Y columna eje D-4 del 1° piso.

PRIMER NIVEL	P (ton)	M (ton.m)	V (ton)
CM	-53.65	-0.52	0.23
CV	-15.94	-0.33	0.14
CS y-y	2.3	38.43	18.95
P1: 1.4CM+1.7CV	-102.21	-1.29	0.56
P2: 1.25(CM+CV)+CS	-84.7	37.4	19.4
P3: 1.25(CM+CV)-CS	-89.3	-39.5	-18.5
P4: 0.9CM+CS	-46	38	19.2
P5: 0.9CM-CS	-50.6	-38.9	-18.7

Fuente: Elaboración propia.

Con los cinco puntos obtenidos, luego de realizar las cinco combinaciones, se procedió a realizar el diagrama de interacción en X-X y en Y-Y (ver figura 51 y 52).

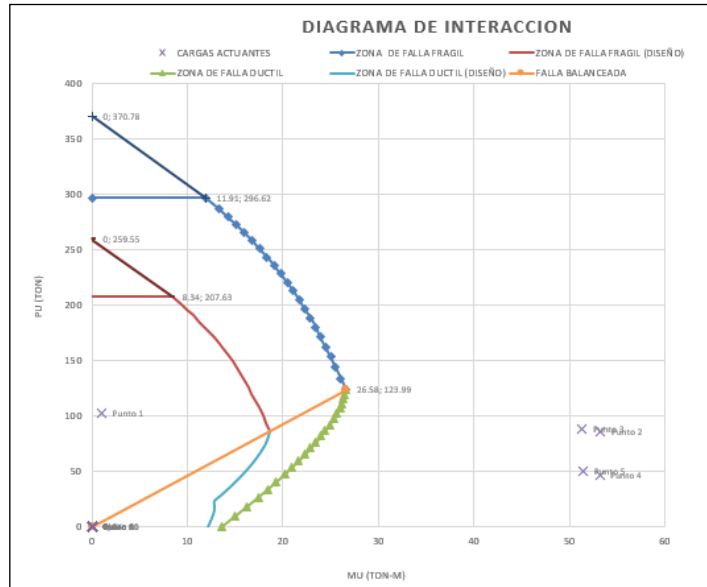


Figura 51. Diagrama de interacción en X-X de columna de eje D-4 del 1º piso.
Fuente: Elaboración propia.

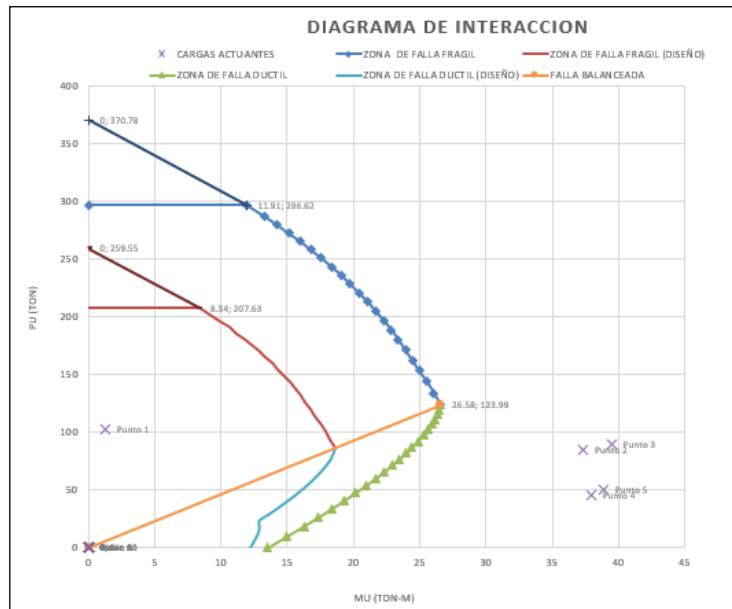


Figura 52. Diagrama de interacción en Y-Y de columna de eje D-4 del 1º piso.
Fuente: Elaboración propia.

Según el análisis de los diagramas de interacción de las columnas principales del edificio, la capacidad resistente (R.E.) de las columnas es menor que las demandas por sismo.

El refuerzo existente de las columnas es insuficiente para poder soportar las solicitaciones porque las combinaciones que causan la falla están fuera del diagrama de iteración respectivo.

5.2.3 Evaluación de la Falla por Columna Corta

Para evaluar el efecto de los vanos en las columnas se determinó la rigidez de la columna con su longitud total y la rigidez de las columnas acortadas por los vanos, llamadas columnas cortas.

Se aplicó ésta evaluación para las columnas cortas del 2° piso del eje D-1 y del eje C-1 (ver figura 53)



Figura 53. “Lt” y “Lc” en Columna corta.

Fuente: Elaboración propia.

La resistencia al corte de la columna es:

$$K = \frac{12.E.I}{h^3}$$

Donde:

E= Modulo de elasticidad del concreto.

I= Inercia de la sección transversal de las columnas.

h= Altura libre de las columnas.

Las secciones de las columnas son las mismas (40x40 cm) y, si asumimos que la calidad del concreto son todas iguales, se factoriza "E.I" y se puede eliminar, pues se trata de determinar las rigideces relativas de las columnas, para calcular en qué proporción toman la cortante sísmica, es decir:

$$K = \frac{1}{h^3}$$

Si el edificio vibra de derecha a izquierda, la columna del eje D-1 se encontrará restringida por el muro de albañilería (ver figura 54) y si lo hace de izquierda a derecha la columna afectada será la del eje C-1 (ver figura 55). Esto genera la falla por columna corta en ambas columnas.

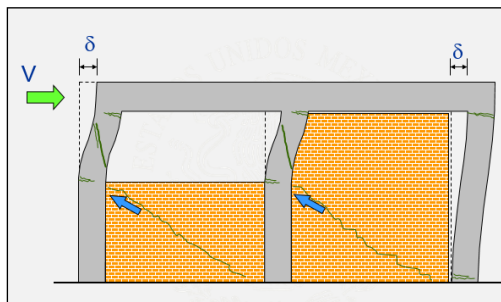


Figura 54. Falla de columna corta.

Fuente: Elaboración propia.

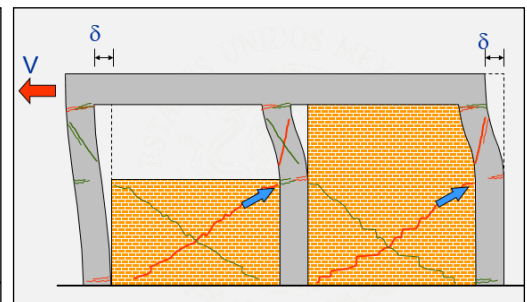


Figura 55. Falla de columna corta.

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con la ecuación dada las rigideces de la columna corta y larga son:

$$K_c = \frac{1}{Lc^3} = \frac{1}{1,15^3} = 0,658$$

$$K_L = \frac{1}{Lt^3} = \frac{1}{3^3} = 0,037$$

Hallando la relación entre las rigideces de la columna corta y la columna larga:

$$K_c / K_L = 0,658/0,037 = 18$$

Se obtiene así que cada columna corta toma 18 veces más corte que una columna larga, a pesar que tienen una misma área o sección resistente.

5.2.4 Evaluación del Tipo de Falla

Un aspecto importante para determinar el tipo de falla de la edificación (falla frágil o falla dúctil) es saber que elementos son los primeros en fallar, ya sea las columnas o las vigas.

Si fallan inicialmente las columnas la edificación tendrá una falla repentina, pero si fallan inicialmente las vigas, la edificación sufrirá daños sin llegar al colapso (Burgos, 2007).

En base al comportamiento sísmico de las columnas, su falta de refuerzo y sección, se infiere que el tipo de falla sería columna débil-viga fuerte.

5.3 ESTUDIO DE LAS IRREGULARIDADES DEL EDIFICIO SEGÚN LA NORMA TÉCNICA E.030

Se realizó el estudio de las irregularidades de la estructura en planta y en elevación, determinando así sus características geométricas de acuerdo a las tablas 08 y 09 de la NTE. E.030-2016.

5.3.1 Irregularidades Estructurales en Planta

A. Irregularidad Torsional ($I_p=0,75$)

Existe cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis (X-X o Y-Y), el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo de entrepiso del extremo opuesto del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Este criterio no lo tomamos en cuenta ya que, según la norma, sólo se considera en edificios con diafragmas rígidos, no siendo el caso del edificio en estudio.

Centro de masas y centro de rigidez

Solo para fines de estimar la localización del CM y el CR se asignó diafragma rígido a los entrepisos de mayor área. Se calculó la diferencia: CR-CM en las tres losas de mayor área del edificio. Estos resultados se muestran en la tabla 25. Nótese la gran diferencia de excentricidades en la dirección Y, cuyo valor máximo es de 3,66 m.

Tabla 25.- Coordenadas de centro de masa y centro de rigidez.

PISO	XCCM (m)	Y CCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	e x (m)	e y (m)
1	16,90	16,48	16,52	12,82	-0,38	-3,66
2	17,08	16,07	16,22	12,87	-0,86	-3,20
3	16,44	16,27	16,20	13,07	-0,24	-3,20

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con normas internacionales como la de México y la experiencia de reconocidos investigadores como Roberto Meli, se puede considerar a una estructura irregular cuando $e > 0,10L$, donde “e” es la excentricidad y L es la longitud del edificio en el mismo sentido de la excentricidad, así:

$$e_y = 3,66 > 0,1 \cdot 35 = 3,5 \text{ m}$$

Evidentemente al ser la excentricidad en Y superior al $0,1 \cdot L$, la estructura presenta irregularidad torsional en X, lo que se corroborar con el modo torsional 3 cuya masa participativa en X es del 20,9%. Esta irregularidad se debe a la torsión que genera las losas dispuestas a nivel del descanso de escalera (alas). Inicialmente se debió concebir al edificio sin esa “ala” que genera gran torsión en X, generando esfuerzos adicionales en columnas por el momento torsor adicional. El factor de irregularidad será $I_p = 0,75$.

B. Esquinas Entrantes ($I_p = 0,90$)

Se presenta cuando la estructura presenta esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la dimensión total en planta.

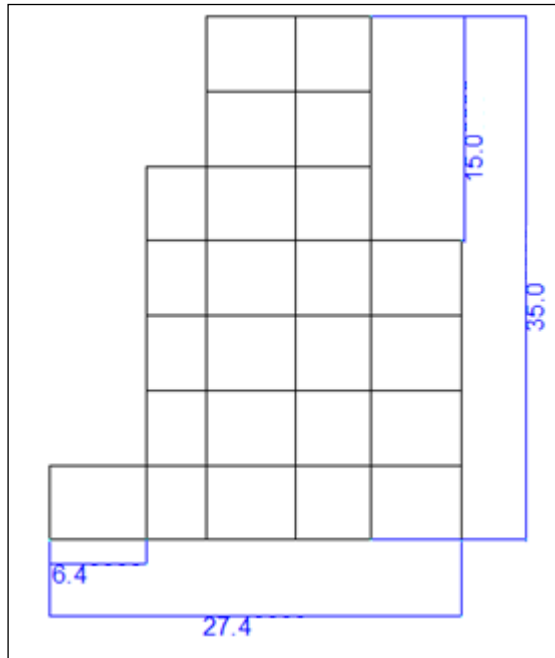


Figura 56. Esquinas entrantes en el edificio existente
Fuente: Elaboración propia

Analizando las dimensiones mostradas en la figura 56:

En la dirección X (horizontal), tenemos:

Dividiendo las dimensiones: $6,4/27,4 = 0,23 > 0,20$

En la dirección Y (vertical), tenemos:

Dividimos las dimensiones: $15/35 = 0,43 > 0,20$

Por lo tanto el edificio presenta irregularidad por esquinas entrantes (tres en total). El factor de irregularidad será $I_p = 0,90$.

C. Discontinuidad del Diafragma

Las losas no presentan aberturas o discontinuidades abruptas.

D. Sistemas no Paralelos: No presenta esta irregularidad.

5.3.2 Irregularidades Estructurales en Altura

A. Irregularidad Extrema de Rigidez (Piso Blando Extremo, $I_a = 0,50$)

Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso (NTE. E.030). El factor de irregularidad será igual a 0,50 .

Según los cálculos realizados en el capítulo VI, se determinó que la estructura presenta irregularidad extrema de rigidez porque la distorsión de entrepiso es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior.

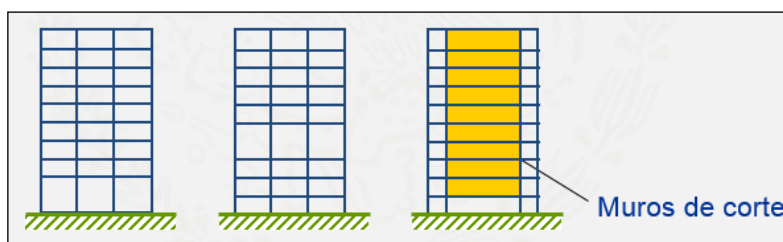


Figura 57. Irregularidad de rigidez (piso blando).
Fuente: Elaboración propia.

B. Irregularidad de Masa o Peso ($I_a=0,90$)

Se da cuando el peso *sísmico* de un piso es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. No hay grandes pesos en las partes altas del edificio.

Dados que el edificio presenta similares pesos sísmicos en sus diferentes niveles, no presenta esta irregularidad. En la figura 58 se muestra un edificio típico con irregularidad de masa.

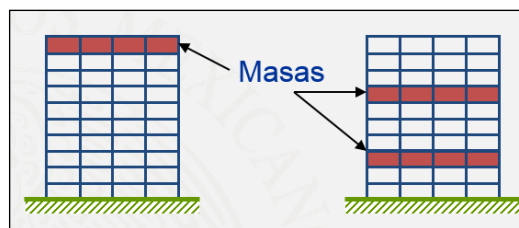


Figura 58. Irregularidad de masa.
Fuente: Elaboración propia.

C. Irregularidad Geométrica Vertical ($I_a=0,90$)

Se da cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Observando los planos del edificio en estudio podemos ver que no presenta esta irregularidad porque no presenta reducción del tamaño de la planta en altura o viceversa.

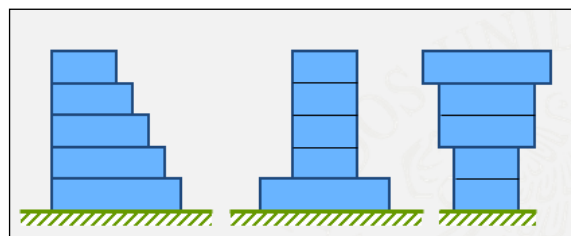


Figura 59. Irregularidad geométrica vertical en edificios.
Fuente: Elaboración propia.

D. Discontinuidad en los Sistemas Resistentes ($I_a=0,80$)

No hay desalineamiento vertical en los elementos estructurales, todas las columnas son continuas.

Según la NTE. E030 los factores I_a e I_p se determinan como el menor de los valores hallados. Los factores de irregularidad serán únicos en ambas direcciones.

Finalmente, analizando los parámetros anteriormente mencionados se consideró tres tipos de comportamiento:

- La edificación tendrá un comportamiento adecuado si las secciones de las vigas y columnas existentes son suficientes para soportar las cargas a las cuales están sometidos, además los desplazamientos relativos de entrepiso son menores a 0,007 según la norma NTE. E030.
- La edificación tendrá un comportamiento aceptable si las secciones de las columnas existentes son suficientes para soportar las cargas a las cuales están sometidos, las vigas soportan cargas muertas y vivas pero ante cargas sísmicas pueden fallar y los desplazamientos relativos de entrepiso son menores a 0,007 según la norma NTE. E030.
- La edificación tendrá un comportamiento inadecuado si las secciones de las columnas y vigas son insuficientes para soportar las cargas a las cuales están sometidos y los desplazamientos relativos de entrepiso son mayores a 0,007 según la norma NTE. E030.

5.4 ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA ESTRUCTURAL (ESE=CDC+EC)

El estado del sistema estructural debe calificarse con base en:

5.4.1 Calidad del diseño y la construcción de la Estructura (CDC)

Esta edificación fue diseñada estructuralmente cuando estaba vigente la norma sísmica del año 1977, la cual se comprobó en el sismo de Nazca que los desplazamientos reales de los edificios eran más altos que los calculados por esta versión de norma (Córdova, 2012). Esta fue una de las razones principales por la que se modificó el código en el año 1997.

La tecnología existente en el año 1996 (inicio de la construcción) carecía, como es lógico, de los controles técnicos y de calidad así como de herramientas que están disponibles hoy en día.

No hay registros de calidad o de ensayos realizados a los materiales. Como se explicó en la sección 5.3, la estructura presenta irregularidades estructurales en planta y en elevación, razón por la cual su configuración es deficiente.

Los detalles de los elementos de concreto armado incumplen las exigencias de la norma E.060 de concreto armado.

5.4.2 Estado de conservación de la estructura (EC)

Este parámetro también debe determinarse cualitativamente (NSR 10). El sismo del 23 de junio del 2001 ocurrió durante la vida útil de la estructura. La estructura no ha soportado, hasta la fecha, un sismo más importante que el mencionado.

No se encontró indicios de asentamientos en la estructura. No se encontró evidencia de deflexiones excesivas en vigas.

Las conexiones viga-columna en general no presentan daños notorios. Existe evidencia de la humedad en el suelo circundante al jardín alejamiento que está afectando al concreto de las columnas.

5.4.2.1 Evaluación de las fisuras en elementos de concreto armado

Hay considerable cantidad de fisuras verticales cerca de las esquinas de las columnas perimetrales, muy cerca a la posición del acero de refuerzo, sobre todo en las columnas colindantes con el jardín (ver figura 60).

Después de realizar un minucioso trabajo de campo, se llegó a la conclusión que la causa de dichas fisuras es la corrosión de armaduras en las columnas perimetrales (fisuras verticales, paralelas y próximas al acero de refuerzo). Esto se debe a la humedad del suelo existente producto del riego.

De acuerdo con el plano de fisuras y daños en elementos estructurales y no estructurales (Anexo 09), la mayoría de fisuras están en el rango de 0,1 mm a 0,5 mm. Sin embargo también se encuentran columnas con fisuras por corrosión de hasta 0,8 mm. En algunas viguetas de la losa del 1° nivel existen fisuras y grietas las cuales se observan desde el eje 2 al 7 en el tramo del pasadizo (eje C-D) llegando incluso en algunas a notarse el acero corroído (ver figura 63).



Figura 60. Humedad en el concreto aledaño a jardín.

Fuente: Elaboración propia.

El concreto está siendo afectado por la humedad del suelo en el jardín (ver figura 62).



Figura 61. Fisura vertical en columna eje 6-A.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 62. Humedad en jardín.

Fuente: Elaboración propia.

Existe evidencia de humedad y sales en el concreto de la losa del 1° piso, que incluso han corroído el refuerzo de ciertas viguetas (ver figura 63)



Figura 63. Acero corroído en vigueta de losa de 1° piso.
Fuente: Elaboración propia.

5.4.2.2 Evaluación de las fisuras por esfuerzos en vigas y columnas

Después de una evaluación minuciosa en campo no se encontró evidencia de fallas típicas por cortante, momento o torsión en dichos elementos ni en las conexiones de los mismos.

5.4.2.3 Evaluación de Patologías en la Cimentación

De las cuatro cimentaciones investigadas, tres de ellas se ubican en la zona del jardín en las cuales se encontró evidencia de humedad en el suelo que con el pasar del tiempo, terminaría afectando la resistencia del concreto de las cimentaciones además de corroer sus armaduras, sobretodo en columnas por su menor recubrimiento, esto reduce su la inercia de la sección y por consiguiente se disminuye la rigidez que, sumado a la gran flexibilidad del edificio en estudio, se vuelve un problema grave ante un sismo severo.

5.4.2.4 Ensayos realizados

Estudio de Mecánica de Suelos:

Los resultados de los ensayos prácticamente coinciden con el estudio de mecánica de suelos realizado por Talace (2004), por lo que sus resultados son valederos y en la presente investigación se tomarán en cuenta.

a. Ensayo de resistencia a la compresión de testigos diamantinos de concreto

Se tomaron en total 12 muestras (ver tabla 26). El ensayo se llevó a cabo en el Laboratorio de Ensayos de Materiales de la Universidad Nacional de Ingeniería (ver figura 64).



Figura 64. Medición de dimensiones de testigos diamantinos.
Fuente: Elaboración propia.

En la investigación que realizó Talace (2004), se extrajo once muestras.

En la tabla 27 se muestra sus resultados obtenidos de sus ensayos.

Tabla 26.- Muestras realizadas al edificio en estudio.

Nivel	Identificación de la muestra		Diámetro (cm)	Altura (cm)	Fc' (kg/cm ²)
	Elemento	Ubicación			
Cimentación	Zapata	Eje E-6	6,90	14,60	280
Cimentación	Zapata	Eje A-5	6,92	12,70	280
Cimentación	Zapata	Eje A-6	6,90	14,70	290
Cimentación	Zapata	Eje A-7	6,90	10,80	314
PISO 1	Columna	Eje A-6	6,90	14,77	258
PISO 1	Columna	Eje A-3	6,90	14,90	311
PISO 1	Columna	Eje C-4	6,90	15,35	212
PISO 1	Columna	Eje D-4	6,90	14,65	246
PISO 1	Columna	Eje E-7	6,90	12,60	148
PISO 2	Columna	Eje C-4	6,90	14,40	301
PISO 2	Columna	Eje D-5	6,90	14,61	205
PISO 3	Columna	Eje C-5	6,90	14,60	315

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 27.- Muestras realizadas al edificio por Talace (2004).

Nivel	Identificación de la muestra		Diámetro (cm)	Altura (cm)	Fc' (kg/cm ²)
	Elemento	Ubicación			
PISO 1	Columna	Eje C-6	4,06	-	191
PISO 1	Columna	Eje A-5	4,06	-	152
PISO 1	Columna	Eje E-6	4,06	-	38
PISO 1	Columna	Eje E-7	4,06	-	38
PISO 2	Columna	Eje D-6	4,07	-	228
PISO 2	Columna	Eje E-7	4,06	-	152
PISO 2	Columna	Eje A-6	4,06	-	111
PISO 2	Columna	Eje C-5	4,06	-	134
PISO 3	Columna	Eje E-7	4,06	-	191
PISO 3	Columna	Eje C-3	4,06	-	325
PISO 3	Columna	Eje D-6	4,06	-	248

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 27 se descartó dos de sus resultados por tener valores de f_c' iguales a 38 kg/cm², lo que indica que posiblemente la muestra haya sido mal colocada al momento de la rotura o la velocidad de aplicación de la carga haya sido súbita, esto termina afectando los resultados.

Nótese que en la tabla 27 no se reporta la altura de las muestras ensayadas.

En la figura 65 se observa que la muestra, luego de ensayarse, presenta agregados de canto rodado, por ello el agregado pierde adherencia con la pasta cementante. Este tipo de agregado se encontró en las doce muestras ensayadas. No hay uniformidad en los agregados, existen mayor presencia de agregado fino que grueso (ver figura 66). Se notó presencia de vacíos en las muestras ensayadas.

En los ensayos realizados en la Universidad Nacional de Ingeniería se pudo notar que el tiempo promedio desde la aplicación de la carga hasta la rotura de la muestra fue del orden de los 150 s (figura 67).



Figura 65. Agregado de canto rodado en muestra. muestra.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 66. Presencia de mayor agregado fino en muestra.

Fuente: Elaboración propia.

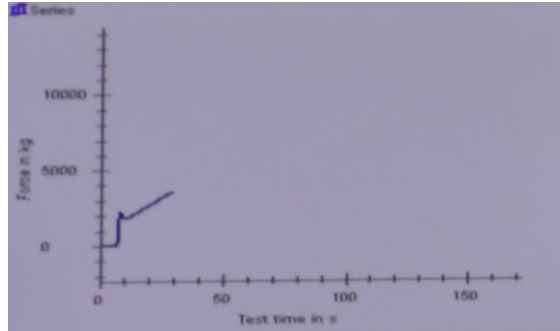


Figura 67. Gráfica fuerza vs tiempo en la aplicación de la carga a la muestra.

Fuente: Elaboración propia.

Según el ACI, recomienda que las muestras deben tener un diámetro de 4 pulgadas y de altura el doble del diámetro. El equipo usado fue de 3" ya que no fue posible disponer de un equipo de mayor diámetro.

De la tabla 26 se observa que la calidad del concreto es buena, superior a 210 kg/cm² a excepción de una sola muestra. En esto hay discrepancia con la tabla 27 ya que, en general, obtiene bajas resistencias en el 1° piso y estas van aumentando gradualmente con el número de pisos, con ligeras excepciones.

Se concluye, por lo tanto, que la calidad del concreto es buena en algunas columnas del 1° piso y mala en otras. No hay uniformidad en las resistencias del concreto, esto complica el análisis.

Se debe rechazar las muestras con alturas menores que el diámetro, en nuestro caso todas superan esta condición y por lo tanto son aceptables.

Se tiene: 34 . 3 niveles = 102 columnas en total y juntando los resultados de las tablas 26 y 27 se puede decir que en total se tienen 17 muestras a columnas, esto equivale al 17% del total de ellas.

En zapatas, las 4 muestras extraídas equivaldrían un porcentaje del total de zapatas igual a: $4 \cdot 100 / 34 \text{ zapatas} = 12\%$.

5.5 VULNERABILIDAD NO ESTRUCTURAL

Básicamente, en el edificio en estudio, la vulnerabilidad estructural depende del comportamiento sísmico de los tabiques de albañilería.

5.5.1 Estabilidad de tabiques

La vulnerabilidad no estructural, se determinó teniendo en cuenta la estabilidad de los tabiques ante carga perpendicular al plano, ya que ante este tipo de cargas se producen la mayoría de fallas frágiles ante sismo.

Frente a sismo “severo” ($a=0,45g$) casi la totalidad de muros de albañilería en el edificio fallarían por tracción diagonal (Talace, 2004) ya que estos muros actúan como un puntal diagonal de albañilería (Norma E0.70, acápite 10.2.2).

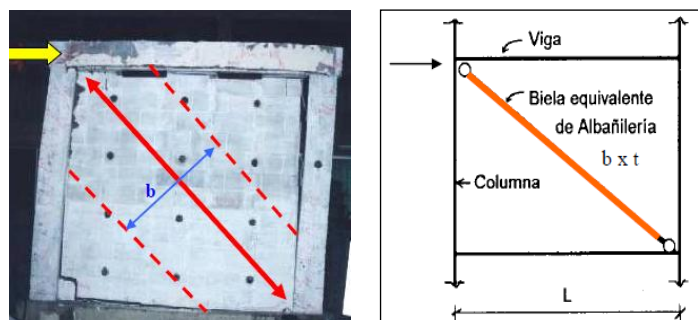


Figura 68. Comportamiento de un muro de albañilería no aislado.
Fuente: Angel San Bartolomé.

Cuando un tabique no ha sido aislado del pórtico que lo enmarca, ante las acciones sísmicas se producirá la interacción de ambos sistemas

(figura 68). Este efecto incrementa sustancialmente la rigidez lateral del pórtico y puede generar los siguientes problemas, que según la Norma E.070, en su capítulo 10, son:

- 1) Torsión en el edificio.
- 2) Concentración de esfuerzos en las esquinas del pórtico.
- 3) Fractura del tabique.
- 4) "Piso blando", que se presenta cuando un determinado piso está libre de tabiques, mientras que los pisos superiores se encuentran rigidizados por los tabiques.
- 5) "Columnas cortas", donde el parapeto ó alféizar alto (ventanas de poca altura) restringe el desplazamiento lateral de las columnas.
- 6) Incremento de las fuerzas sísmicas en el edificio ya que el período de la estructura disminuye y el valor de la ordenada espectral aumenta.



Figura 69. Trituración en muros de albañilería no aislados.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 69 se observa la trituración de los muros de albañilería. Esto sucede en distintos muros del 1° y 2° piso, lo que evidencia que estos muros soportan cierta carga de gravedad.

Los tabiques ante cargas perpendiculares al plano son inestables, esto se debe a la falta de confinamientos de los tabiques en el 1° y 2° piso.

Para solucionar esto se debe emplear elementos de anclaje que lo conecten a la estructura principal para evitar su volcamiento ante las acciones ortogonales a su plano (San Bartolomé, 2006) o en todo caso se debe sustituir los tabiques de albañilería por otro sistema de división (drywal, por ejemplo).

Los tabiques confinados y aislados del sistema estructural resistente son estables y tienen un comportamiento adecuado ante un sismo (Mosqueira, 2012). Sin embargo, en el 1° y 2° piso no existe junta alguna, generando la interacción tabique-pórtico; en el 3° piso del edificio los tabiques de albañilería presentan columnetas a sus costados, aislándose del pórtico mediante una junta de sólo 2cm (ver figura 70).

Dado los elevados desplazamientos de la estructura, esta junta lógicamente es insuficiente por lo que habría también cierta interacción tabique pórtico.

Teniendo como base las deficiencias explicadas, los muros de albañilería son inestables frente a un sismo severo y fallarían por cortante (Talace, 2004).

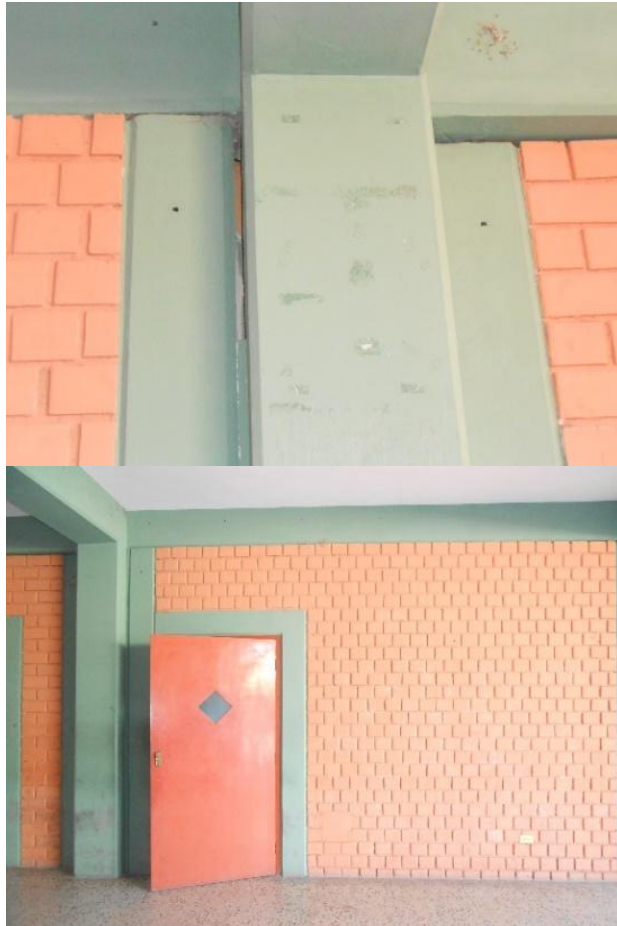


Figura 70. Juntas insuficientes en tabiques.

Fuente: Elaboración propia.

5.5.2 Otros elementos no estructurales

A diferencia de los hospitales y centros de salud (en los que se requiere un estudio detallado de la vulnerabilidad no estructural, caída de equipos y aparatos, etc.) el edificio en estudio solo presenta algunos elementos con potencial peligro de caída, como vidrios de ventanas altas y algunos fluorescentes colocados deficientemente.

5.6 DIAGNÓSTICO DE LA EVALUACIÓN

Teniendo como base la evaluación cualitativa y la evaluación detallada, se diagnosticó lo siguiente para el edificio de Ingeniería Metalúrgica:

El comportamiento sísmico (CS) de la estructura es inadecuado:

Se obtuvieron derivas máximas de 22,3 ‰ y 15,8‰ en X y en Y respectivamente. Ambos valores exceden los límites permitidos por la NTE. E030. Queda demostrada la falta de rigidez de la estructura.

La resistencia existente (RE) de los elementos es insuficiente para las demandas (RR) por sismo.

Predomina el mecanismo de falla de columna débil- viga fuerte.

La calidad del diseño y la construcción de la estructura (CDC) es malo (ver 5.4.1), pues el edificio presenta una mala configuración (Esquinas entrantes, Irregularidad Torsional, Irregularidad extrema de rigidez y columnas cortas).

No se encontraron registros de control de calidad. El detallado incumple las disposiciones de la Norma E.060 de concreto armado.

Estado de conservación de la estructura (EC) es regular (ver 5.4.2), pues existen fisuras por corrosión en el acero de refuerzo en las columnas aledañas en el jardín producto de la humedad del concreto, así como fisuras y grietas en la losa a lo largo del pasadizo producto de la humedad del concreto y la corrosión del acero en viguetas.

Con base en la CDC y el EC, en la presente investigación se consideró el Estado del Sistema Estructural (ESE) como de mala calidad.

Los muros de albañilería son inestables y presentan indicios de falla por cortante. En un sismo severo casi la totalidad de muros en el 1° y 2° piso fallarían por cortante a causa de la interacción tabique-pórtico existente. La vulnerabilidad no estructural (VNE) es alta.

5.7 VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO

En la evaluación de la vulnerabilidad sísmica (alta, media o baja), se ha considerado el comportamiento sísmico (CS), el estado actual del sistema estructural (ESE) y la vulnerabilidad no estructural (VNE), en los porcentajes que se muestran en la tabla 28.

Tabla 28.- Parámetros para evaluar la vulnerabilidad sísmica

Estructural (V.E.)		No estructural (V.N.E.)	
Comportamiento Sísmico(60%)	Estado actual del sistema estructural (30%)	Muros de albañilería (10%)	
Adecuada 1	Bueno 1	Todos estables	1
Aceptable 2	Regular 2	Algunos estables	2
Inadecuada 3	Malo 3	Todos inestables	3

Fuente: Elaboración propia en base a Mosqueira (2012) y tabla N° 4.03 "Recomendaciones técnicas para mejorar la seguridad sísmica de viviendas de albañilería confinada de la Costa Peruana", Lima, 2005.

Los valores asignados a cada parámetro se reemplazan en la siguiente ecuación, para calificar numéricamente la vulnerabilidad sísmica del edificio (Tarque, 2007; Mosqueira, 2012):

$$\text{Vulnerabilidad Sísmica} = 0,6.CS + 0,3.ESE + 0,1.VNE$$

En la tabla 29 se pueden apreciar los rangos numéricos para determinar la vulnerabilidad sísmica siendo esta baja, media o alta.

Tabla 29.- Rango numérico para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica

Vulnerabilidad Sísmica	Rango
Baja	1 a 1,4
Media	1,5 a 2,1
Alta	2,2 a 3

Fuente: Adaptado de Mosqueira (2012) y tabla N° 4.03 "Recomendaciones técnicas para mejorar la seguridad sísmica de viviendas de albañilería confinada de la Costa Peruana", Lima, 2005.

Considerando la ecuación dada y la tabla 29 se cuantificó la Vulnerabilidad Sísmica del Edificio en estudio:

$$\text{Vulnerabilidad Sísmica} = 0,6 \cdot 3 + 0,3 \cdot 3 + 0,1 \cdot 3 = 3$$

Teniendo como base el resultado obtenido, el diagnóstico de la evaluación, y la tabla 29, se concluye que la Vulnerabilidad Sísmica del edificio es ALTA (ver tabla 30).

Tabla 30.- Vulnerabilidad sísmica del edificio de Ingeniería Metalúrgica

Estructural (V.E.)		No estructural (V.N.E.)	Vulnerabilidad Sísmica
Comportamiento Sísmico	Estado actual del Sistema Estructural	Tabiquería y parapetos	
Adecuado:	Bueno:	Todos estables:	ALTA
Aceptable:	Regular:	Algunos estables:	
Inadecuado: X	Malo: X	Todos inestables: X	

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO VI

OBJETIVOS Y ESTRATEGIAS DE REHABILITACIÓN PREVIAS APLICADAS AL EDIFICIO SIN DISIPACIÓN DE ENERGÍA

6.1 GENERALIDADES

En el presente capítulo se estudió el edificio *sin* disipación de energía. Se siguió la metodología explicada en el capítulo III, para ello se define primeramente qué esperamos obtener con la rehabilitación sísmica (objetivos), que estrategias aplicaremos para lograr dichos objetivos y finalmente obtener la mejor propuesta posible, optimizando en todo el proceso (FEMA 356, ASCE 41, NEC SE-RE 2014).

6.2 OBJETIVO DE LA REHABILITACIÓN SÍSMICA

La categoría del edificio en estudio es esencial (NTE E.030) por lo que se determinó como objetivo discreto “j” (ver tabla 31), es decir que la estructura se mantenga en Ocupación Inmediata (OI) ante la acción de un evento de casi 500 años de período de retorno (objetivo mejorado).

Para ese nivel de desempeño (OI) le corresponde un daño ligero o leve (ver tabla 01).

El edificio en estudio es de tipo aporticado de baja altura (C1L) y diseñado con un código bajo.

Tabla 31.- FEMA 356- Niveles de desempeño esperado por peligro sísmico.

		Niveles de Desempeño Esperado para Edificios			
		Operativo	Ocupación Inmediata	Resguardo de Vida	Prevención del Colapso
Niveles de Peligro Sísmico	50% en 50 años (T=72 años)	a	b	c	d
	20% en 50 años (T=225 años)	e	f	g	h
	10% en 50 años (T=475 años)	i	j	k	l
	2% en 50 años (T=2475 años)	m	n	o	p

Fuente: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356, tabla C1-1.

Tabla 32.- Derivas de entrepiso en el límite para el estado de daño (leve, moderado, severo o completo).

Tipo	Número de pisos	Leve	Moderado	Severo	Completo
C1L	De 1 a 3 pisos	0,0050	0,0080	0,0200	0,0500
C1M	De 4 a 7 pisos	0,0033	0,0053	0,0133	0,0333
C1H	De ocho pisos a más	0,0025	0,0040	0,1000	0,0250

Fuente: Hazus (Hazards-United States), 1999.

Dado que se trata de un edificio construido sin criterios de diseño sismorresistente, para la dirección de pórticos la deriva asociada al daño leve se estimó en 5,0‰.

Se define como deriva objetivo de esta rehabilitación el valor de 5,0‰.

6.3 ESTRATEGIAS DE REHABILITACIÓN PREVIAS (FEMA 356; ASCE 41; NEC-SE-RE, 2014)

6.3.1 Eliminación o Reducción de Irregularidades Existentes

Se eliminará en el edificio la irregularidad por torsión, la irregularidad extrema de rigidez y las columnas cortas. Con el fin de mejorar la configuración natural de la estructura se aislará mediante una junta el “ala” sobresaliente de las losas a nivel del descanso de la escalera.

Dado que el edificio presenta 16 columnas cortas se optará por aislar adecuadamente los muros de albañilería de las columnas, con el fin de evitar este tipo de falla muy típico en sismos peruanos pasados.

6.3.2 Reducción de Masas

Con el fin de aminorar el peso de la edificación y por ende reducir la fuerza sísmica, utilizar muros subdivisorios de DRYWALL en los ambientes del 2° y 3° piso, manteniendo en los perímetros los muros albañilería pero debidamente aislados de la estructura para que no desempeñen función estructural alguna.

6.4 APLICACIÓN DE LAS ESTRATEGIAS DE REHABILITACIÓN PREVIAS

Debido a las altas derivas presentadas el disipador no puede aplicarse directamente a la estructura ya que se requeriría de demasiados de ellos para lograr la deriva objetivo de 0,005.

De acuerdo con las Estrategias de Rehabilitación planteadas en la sección 6.3.1 (Eliminación o reducción de irregularidades) se subdividió a la estructura del “ala” con el fin de mejorar su configuración en planta, eliminar la alta torsión en X-X, eliminar esfuerzos excesivos por cortante en las cuatro columnas cortas presentes en los ejes A-7, B-7, C-7 y C-8 que surgen a causa de las 3 losas que están al nivel de la escalera. Sólo con ésta medida se mejoró notablemente la configuración y el comportamiento sísmico de la edificación, dado que el edificio presenta 16 columnas cortas.

También se aplicó la Estrategia de Rehabilitación planteada en la sección 6.3.2 (reducción de masa).

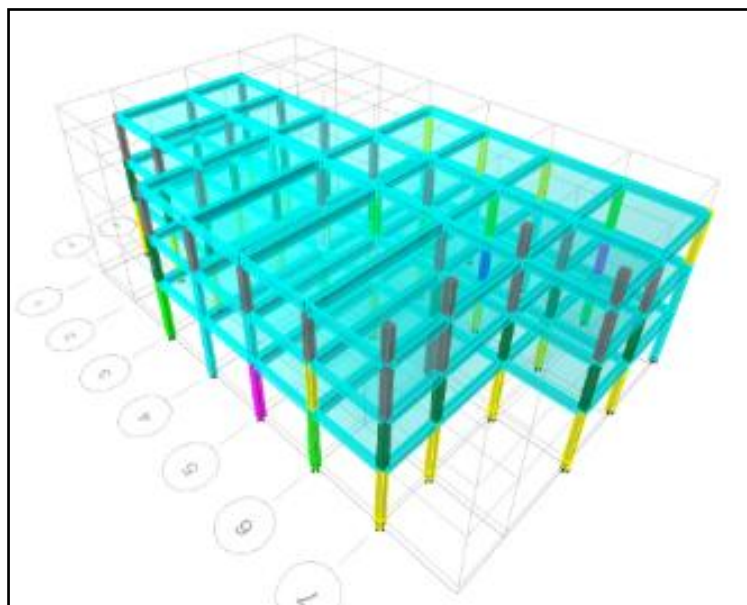


Figura 71. Estructura aislada (sin el “ala” a desnivel).
Fuente: Elaboración propia.

6.4.1 Parámetros sísmicos

Los parámetros sísmicos se muestran en la tabla 33.

Tabla 33.- Parámetros sísmicos de la estructura.

Parámetro sísmico	Dirección	
	X-X	Y-Y
Z	0.45	0.45
U	1.5	1.5
S	1	1
la	0.5	0.5
lp	0.9	0.9
R _o	8	8
R	3.6	3.6

Fuente: Elaboración propia.

6.4.2 Análisis Sísmico Espectral

La pseudo-aceleración del espectro está dado por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Calculamos el factor de escala que es igual en las dos direcciones:

$$FE_{x-x} = FE_{y-y} = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot g}{R} = \frac{0,45 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot g}{3,6} = 0,1875 \cdot g$$

Luego el coeficiente de amplificación sísmica C (que varía con el período y es igual en X-X y en Y-Y), definido para nuestro suelo S₁, lo multiplicamos con el factor de escala (FE) para obtener los valores de pseudo-aceleración. En la figura 95 se muestra el espectro para ambas direcciones:

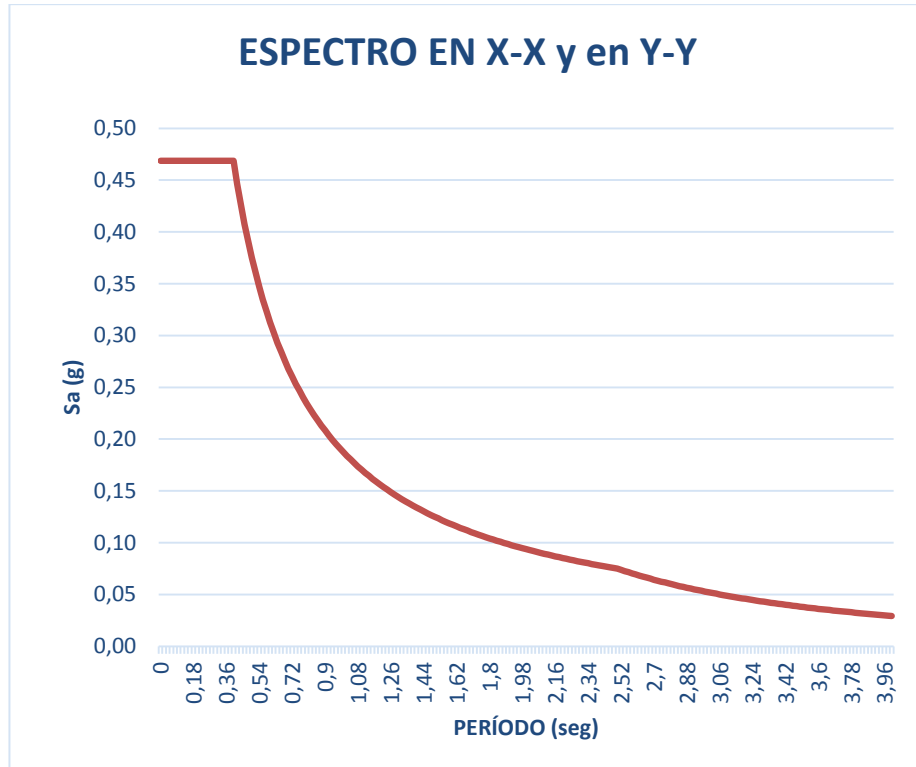


Figura 72. Espectro en X e Y.

Fuente: Elaboración propia.

6.4.3 Resultados principales del Análisis Sísmico

A. Distorsiones máximas de entrepiso

Los máximos desplazamientos y distorsiones obtenidos, para cada una de las direcciones, se muestran en la tabla 34.

Tabla 34.- Máximas Distorsiones y Desplazamientos

Entrepiso	Desp. X-X (cm)	Distorsión X-X (‰)	Desp. Y-Y (cm)	Distorsión Y-Y (‰)
1	6,9	16,2	8,2	16,5
2	10,0	8,7	3,6	9,9
3	11,3	3,7	1,5	4,2

Fuente: Elaboración propia.

Los desplazamientos y distorsiones promedio, para cada una de las direcciones, se muestran en la tabla 35.

Tabla 35.- Distorsiones y Desplazamientos Promedio

Entrepiso	Desp. X-X (cm)	Distorsión X-X (‰)	Desp. Y-Y (cm)	Distorsión Y-Y (‰)
1	6,9	14,9	6,8	14,4
2	9,9	8,4	3,1	8,6
3	11,2	3,5	1,3	3,7

Fuente: Elaboración propia.

B. Periodos de Vibración

Dado que ahora la estructura tiene tres losas definidas, se asignó diafragma rígido a cada una de ellas con sus tres grados de libertad correspondientes (2 de traslación en el eje “x” e “y” y 1 de rotación en “z”). En la tabla 36 se muestra los períodos obtenidos.

Tabla 36.- Modos, períodos y masa participativa del edificio

Modo	Período (seg.)	Masa X (%)	Masa Y (%)	Masa. Acum. X (%)	Masa. Acum. Y (%)
1	0,689	0,002	86,9	0,0	86,9
2	0,659	96,0	0,01	96,0	86,9
3	0,586	0,04	8,7	96,0	95,6
4	0,207	0,00	3,69	96,0	99,3
5	0,199	3,55	0,00	99,6	99,3
6	0,181	0,001	0,23	99,6	99,5
7	0,119	0,001	0,25	99,6	99,8
8	0,117	0,2	0,002	99,8	99,8
9	0,105	0,004	0,003	99,8	99,8

Fuente: Elaboración propia.

C. Cortante en la Base

El espectro de la norma se debe de escalar cuando la cortante dinámica no sea por lo menos igual al 90% de la cortante estática (en estructuras irregulares).

Calculamos las cortantes estáticas con los datos de la tabla 33.

$$V_{X-X} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot \text{Peso Sismico} = \frac{0,45 \cdot 1,5 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{0,4}{0,659}\right) \cdot 1,0}{3,6} \cdot 1\,595,575 \text{ t}$$

$$V_{X-X} = 453,98 \text{ t}.$$

$$V_{Y-Y} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot \text{Peso Sismico} = \frac{0,45 \cdot 1,5 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{0,4}{0,689}\right) \cdot 1,0}{3,6} \cdot 1\,595,575 \text{ t}$$

$$V_{Y-Y} = 434,21 \text{ t}.$$

Del análisis dinámico obtuvimos la cortante dinámica que se muestra en la tabla 37.

Tabla 37.- Cortante en la base del edificio por el método estático y dinámico

Dirección	Cortante Estática (Tn)	Cortante Dinámica (Tn)	¿Relación V _{din} /V _{est} es > 0,9?		Factor de Escala	Nueva cortante dinámica en la base (tn)
V _{X-X}	429,62	411,26	0,96	Si	1,00	411,261
V _{Y-Y}	410,91	369,85	0,90	Si	1,00	369,848

Fuente: Elaboración propia.

Se observó que no es mayor al 90% de la cortante estática (NTE E.030), por lo que el espectro no se escalará para obtener las fuerzas internas.

D. Fuerzas Internas Máximas

En la estructura las fuerzas internas máximas se concentran en los elementos estructurales de concreto armado, vigas y columnas.

En las tablas 38 y 39 se muestra las fuerzas internas máximas obtenidas en X-X y en Y-Y respectivamente.

Tabla 38.- Fuerzas internas máximas en columnas

Nivel	Columna	Nmax. (tn)	Mmax. (tn)	Vmax. (tn)
1	Eje A-3	<u>30,7</u>	<u>30,5</u>	<u>12,4</u>
1	Eje D-4	<u>1,6</u>	<u>40,4</u>	20,2

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 39.- Fuerzas internas máximas en columnas

Nivel	Columna	Nmax. (tn)	Mmax. (tn)	Vmax. (tn)
1	D-1	27,8	27,7	13,0
1	A-6	8,1	38,4	17,1

Fuente: Elaboración propia.

6.4.4 Estudio de las Irregularidades del edificio

6.4.4.1 Irregularidades en Planta

A. Irregularidad Torsional ($I_p=0,75$)

La irregularidad torsional fue calculada con la Norma E.030-2003, la E.030-2016 y el reglamento colombiano NSR-10, para obtener mayor

confianza en el resultado obtenido y al mismo tiempo realizar una comparación de normas.

Según la tabla A.3-6 de la NSR-10, la irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1,2 y menor o igual a 1,4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia (ver figura 73).

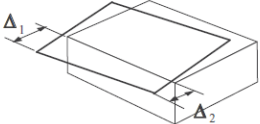
<p>Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>	<p>Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$ $\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>
	

Figura 73. Irregularidad torsional según la NSR10.
 Fuente: Fuente NSR10.

La norma E.030 del 2003 establece que existe irregularidad torsional cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto. Solo se aplica a edificios con diafragma rígido.

A manera de ejemplo, desarrollaremos el cálculo con las tres normativas mencionadas:

Según la E.030-2003:

Para las columnas C-8 y C-1 tenemos desplazamientos de 6,89 cm y de 6,91cm, luego: $1,3 \cdot (6,89 + 6,91)/2 = 8,97$.

Luego hacemos la comparación (obviamente elegimos el valor mayor de desplazamiento):

$6,91 \text{ cm} < 8,97$, por lo tanto no hay torsión en X-X hasta el momento. Idénticamente se calcula para las demás columnas.

Según la E.030-2016:

Para las columnas C-8 y C-1 tenemos desplazamientos de 6,89cm y de 6,91cm, luego: $6,91/6,89 = 1,002 < 1,5$, por lo tanto no hay torsión en X-X hasta el momento. Idénticamente se calcula para las demás columnas.

Según la NSR-10:

Las columnas C-8 y C-1 tienen derivas de 13,86‰ y 13,89 ‰ respectivamente, así tenemos: $1,3 \cdot (6,89 + 6,91)/2 = 8,97$.

La primera condición es la siguiente:

$1,2 \cdot (13,86 + 13,89)/2 = 16,65 > 13,89$ ‰, por lo tanto no hay torsión en X-X hasta el momento. Como es lógico, no es necesario la aplicar la segunda condición.

En la tablas 40 y 41 se muestran los resultados para la torsión en X-X y en Y-Y. Es importante mencionar que mientras más alejadas estén el

par de columnas analizadas, es mejor, ya que así se consigue tomar pocas columnas para el cálculo, pues la torsión es más crítica y por ende más representativa.

Tabla 40.- Irregularidad torsional en X-X según E.030-2003; 2016 y NSR10.

ENTREPISO	EJE COL.	ALTURA	DESPLAZ ELASTICO (m)	DESPLAZ REAL(cm)	DESPLAZ RELAT. (cm)	DERIVA (‰)	SEGÚN E.030-2003		SEGÚN E.030-2014		SEGÚN NSR10		
											1ra. Cond.	2da. Cond.	¿Torsión?
1	C-8	4.975	0.022529	6.89	6.89	13.86	8.97	Sin I.T.	1.002	Sin I.T.	16.65	19.42	Sin I.T.
	C-1	4.975	0.022585	6.91	6.91	13.89	-	-	-	-	-	-	-
	E-8	4.275	0.022529	6.89	6.89	16.13	8.97	Sin I.T.	1.001	Sin I.T.	19.36	22.59	Sin I.T.
	E-4	4.275	0.022554	6.90	6.90	16.14	-	-	-	-	-	-	-
	A-7	4.975	0.022534	6.90	6.90	13.86	8.97	Sin I.T.	1.001	Sin I.T.	16.64	19.42	Sin I.T.
	A-3	4.975	0.022563	6.90	6.90	13.88	-	-	-	-	-	-	-
2	C-8	3.6	0.032746	10.02	3.126	8.68	3.90	Sin I.T.	1.09	Sin I.T.	10.01	11.67	Sin I.T.
	C-1	3.6	0.031988	9.79	2.877	7.99	-	-	-	-	-	-	-
	E-8	3.6	0.032746	10.02	3.126	8.68	3.97	Sin I.T.	1.05	Sin I.T.	10.18	11.88	Sin I.T.
	E-4	3.6	0.032304	9.89	2.984	8.29	-	-	-	-	-	-	-
	A-7	3.6	0.032634	9.99	3.091	8.59	3.93	Sin I.T.	1.05	Sin I.T.	10.06	11.74	Sin I.T.
	A-3	3.6	0.032198	9.85	2.948	8.19	-	-	-	-	-	-	-
3	C-8	3.6	0.037044	11.34	1.315	3.65	1.64	Sin I.T.	1.08	Sin I.T.	4.21	4.92	Sin I.T.
	C-1	3.6	0.035951	11.00	1.213	3.37	-	-	-	-	-	-	-
	E-8	3.6	0.037044	11.34	1.315	3.65	1.67	Sin I.T.	1.05	Sin I.T.	4.29	5.00	Sin I.T.
	E-4	3.6	0.036409	11.14	1.256	3.49	-	-	-	-	-	-	-
	A-7	3.6	0.036883	11.29	1.300	3.61	1.65	Sin I.T.	1.05	Sin I.T.	4.24	4.94	Sin I.T.
	A-3	3.6	0.036255	11.09	1.241	3.45	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 41.- Irregularidad torsional en Y-Y según la E030-2003; 2016 y NSR10.

ENTREPISO	EJE COL.	ALTURA	DESPLAZ ELASTICO (m)	DESPLAZ REAL(cm)	DESPLAZ RELAT. (cm)	DERIVA (‰)	SEGÚN E.030-2003		SEGÚN E.030-2014		SEGÚN NSR10		
											1ra. Cond.	2da. Cond.	¿Torsión?
1	A-7	4.975	0.026825	8.2	8.2	16.5	8.86	Sin I.T.	1.51	Con I.T.	17.52	20.44	Sin I.T.
	E-7	4.275	0.017737	5.4	5.4	12.7	-	-	-	-	-	-	-
	A-3	4.975	0.026825	8.2	8.2	16.5	9.25	Sin I.T.	1.36	Sin I.T.	18.36	21.42	Sin I.T.
	D-3	4.275	0.019705	6.0	6.0	14.1	-	-	-	-	-	-	-
	D-1	4.275	0.019705	6.0	6.0	14.1	9.25	Sin I.T.	1.36	Sin I.T.	18.36	21.42	Sin I.T.
	B-1	4.975	0.024712	7.6	7.6	15.2	-	-	-	-	-	-	-
	E-8	4.275	0.017737	5.4	5.4	12.7	8.44	Sin I.T.	1.39	Sin I.T.	16.74	19.53	Sin I.T.
2	A-7	3.6	0.038488	11.8	3.6	9.9	4.06	Sin I.T.	1.33	Sin I.T.	10.41	12.14	Sin I.T.
	E-7	3.6	0.026481	8.1	2.7	7.4	-	-	-	-	-	-	-
	A-3	3.6	0.038488	11.8	3.6	9.9	4.17	Sin I.T.	1.25	Sin I.T.	10.69	12.48	Sin I.T.
	D-3	3.6	0.029009	8.9	2.8	7.9	-	-	-	-	-	-	-
	D-1	3.6	0.029009	8.9	2.8	7.9	4.17	Sin I.T.	1.25	Sin I.T.	10.69	12.48	Sin I.T.
	B-1	3.6	0.035642	10.9	3.3	9.3	-	-	-	-	-	-	-
	E-8	3.6	0.026481	8.1	2.7	7.4	3.91	Sin I.T.	1.25	Sin I.T.	10.03	11.71	Sin I.T.
3	A-7	3.6	0.043413	13.3	1.5	4.2	1.73	Sin I.T.	1.31	Sin I.T.	4.43	5.17	Sin I.T.
	E-7	3.6	0.030241	9.3	1.2	3.2	-	-	-	-	-	-	-
	A-3	3.6	0.043413	13.3	1.5	4.2	1.77	Sin I.T.	1.24	Sin I.T.	4.54	5.30	Sin I.T.
	D-3	3.6	0.032994	10.1	1.2	3.4	-	-	-	-	-	-	-
	D-1	3.6	0.032994	10.1	1.2	3.4	1.77	Sin I.T.	1.24	Sin I.T.	4.54	5.30	Sin I.T.
	B-1	3.6	0.040274	12.3	1.4	3.9	-	-	-	-	-	-	-
	E-8	3.6	0.030241	9.3	1.2	3.2	1.67	Sin I.T.	1.23	Sin I.T.	4.28	4.99	Sin I.T.

Fuente: Elaboración propia.

Se aprecia como la irregularidad torsional en X-X ha desaparecido. En Y-Y prácticamente no hay torsión a excepción de un solo valor (1,51) que supera apenas el valor de 1,5 establecido por la E.030-2016. Sin embargo, según los demás códigos no hay irregularidad torsional, esto muestra que la norma E.030-2016 es más exigente que la NSR10, siendo la menos exigente la E.030-2003.

En la tabla 42 se muestran las excentricidades calculadas luego de restar las coordenadas del CR y el CM. Se observa como la excentricidad en X-X (e_x) ha aumentado, esto explica por qué la torsión en Y-Y también aumento.

Tabla 42.- Coordenadas de centro de masa y centro de rigidez

PISO	X CCM (m)	Y CCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	e_x (m)	e_y (m)
1	16,71	16,80	18,16	16,29	1,44	-0,51
2	16,89	16,10	17,80	16,36	0,92	0,26
3	16,44	16,23	17,59	16,39	1,14	0,16

Fuente: Elaboración propia.

No se consideró esta irregularidad en la estructura pues según el cálculo con la E.030-2016 apenas supera el valor permitido, mientras que con los demás códigos la irregularidad por torsión no existe.

Esquina entrantes ($I_p=0,90$)

Como es lógico, esta irregularidad sigue presente por la geometría en planta de la estructura.

6.4.4.2 Irregularidades en Altura

A. Irregularidad extrema de rigidez ($I_p=0,50$)

La forma de calcular esta irregularidad se explicó en la sección 5.3.2. Es importante recordar que dicha irregularidad se calcula con la distorsión de entrepiso (distorsión promedio en los extremos de la estructura).

Tabla 43.- Irregularidad extrema de rigidez.

Entrepiso	Distorsión X-X (‰)	Distorsión Y-Y (‰)	EN X-X: D_i/D_{i+1}	¿Existe I.R?	EN Y-Y: D_i/D_{i+1}	¿Existe I.R?
1	14,9	14,4	-	-	-	-
2	8,4	8,6	1,8	Existe I.Ext. R.	1,7	Existe I.Ext. R.
3	3,5	3,7	2,4	Existe I.Ext. R.	2,3	Existe I.Ext. R.

Fuente: Elaboración propia.

Se puede observar en la tabla 43 que la Irregularidad extrema por rigidez sigue presente.

De acuerdo con la NTE. E030-2016 los factores I_a e I_p se determinan como el menor de los valores hallados. Los factores de irregularidad serán únicos en ambas direcciones.

Se puede concluir que la respuesta de la estructura ha disminuido notablemente con el solo hecho de aplicar las estrategias de rehabilitación de la sección 6.3.1 y 6.3.2, es decir, suprimir el “ala” existente y sustituir los tabiques divisorios por tabiques de Drywall. Es por ello que las estrategias planteadas confirman su validez y beneficio en la estructura, consecuentemente se las considerará.

6.5 DIAGNÓSTICO DEL ESTUDIO DEL EDIFICIO SIN DISIPACIÓN DE ENERGÍA

En base a la vulnerabilidad sísmica alta del edificio en condiciones actuales (ver capítulo V) y los resultados obtenidos en el presente capítulo, principalmente las altas distorsiones de entrepiso (ver tabla 43) que superan el 7‰, valor máximo permitido en la NTE. E.030, es de esperar daños altos en la estructura del edificio frente a la acción de un sismo severo. Además, como se comprobará en el capítulo VIII, será necesario aplicar al edificio las siguientes estrategias adicionales:

Modificación Local de Componentes Estructurales: Se optará por reforzar algunas columnas del edificio por su poca rigidez dado que los disipadores de fluido viscoso disminuyen los desplazamientos pero ante una irregularidad extrema de rigidez lo que se necesite probablemente sea reforzar localmente algunas columnas.

Rigidización Global de la Estructura: Dado los desplazamientos laterales excesivos y la falta de comportamiento dúctil de las columnas para resistir las deformaciones en la estructura se estudiará la posibilidad de incorporar elementos que incrementen la rigidez lateral. En este punto se considerará posiblemente el uso de arriostres metálicos, ya que lo que se busca es optimizar, es decir disminuir el tiempo de interrupción, intervenir lo menos posible, y tener un costo razonable. Estos requerimientos son difíciles de lograr con la incorporación de muros de concreto armado, por ser muy invasivas en la estructura, con un proceso de ejecución en obra que puede llegar a ser muy lento.

CAPÍTULO VII

SELECCIÓN Y PROCESAMIENTO DE SEÑALES SÍSMICAS

7.1 GENERALIDADES

Para realizar el análisis sísmico de la estructura con los disipadores es necesario aplicar un Análisis Tiempo-Historia no lineal porque el comportamiento del disipador ante un sismo severo es no lineal (Villarreal & Oviedo, 2009; Burgos, 2012). Considerado como uno de los métodos de análisis estructural más avanzado que se poseen en la actualidad, el análisis de respuesta en el tiempo contiene un gran número de elementos que lo han alejado del ámbito profesional. Por esta razón es más empleado en los estudios académicos, con el objetivo de validar metodologías más sencillas, las cuales puedan ser aplicadas por la comunidad ingenieril, esto al considerarse que la respuesta obtenida con esta metodología se aproxima más a la respuesta real esperada.

7.2 TRATAMIENTO DE LOS ACELEROGRAMAS

El principal **problema** con este tipo de análisis es la **definición de la acción sísmica a emplear**, pues la respuesta estructural es muy sensible al registro seleccionado como entrada.

Por esta razón, los códigos de diseño plantean diversos procedimientos de selección y procesamiento de las señales sísmicas, con los que se considera que la respuesta promedio será representativa para las condiciones de amenaza esperadas para la estructura bajo análisis.

El análisis no lineal de historia en el tiempo se debe realizar teniendo en cuenta que los resultados obtenidos dependerán de las señales seleccionadas y por tanto, estos resultados serán válidos bajo los criterios empleados para la selección y tratamiento de las señales sísmicas.

En ese sentido una vez conseguidos la data de registros es vital hacer una adecuada selección y procesamiento de los mismos bajo ciertos criterios.

7.3 SELECCIÓN Y PROCESAMIENTO DE LOS ACELEROGRAMAS

Con el fin de disminuir la incertidumbre en el proceso, en este acápite se mostrará el escalamiento de las señales elegidas usando cuatro diferentes normativas (ASCE/SEI 7-10, NSR10, NCh.2369; EC8 y E.030-2014) con la finalidad de hacer una **comparación** y luego de analizar los resultados obtener un factor de escala adecuado para nuestros registros seleccionados.

Los registros fueron tomados de la red del REDACIS. Se seleccionó todos los registros oficiales tomados en la estación de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, desde el 25 de junio del 2001 hasta

los existentes del año 2015. Algunos registros también fueron obtenidos de la estación de la Universidad Privada de Tacna.

La información del acelerómetro instalado en la UNJBG se muestra en la figura 74.

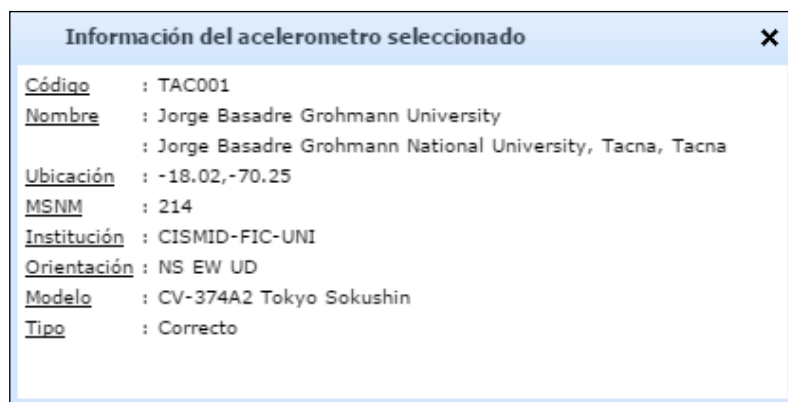


Figura 74. Información del acelerómetro seleccionado.
Fuente: REDACIS.

7.3.1 Selección de los registros

En el Anexo 08 se muestra toda la codificación de todos los registros y su procesamiento usando el programa Seismosignal versión 5.1.2. Del total de registros existentes elegimos 21 de ellos, sismos para los cuales construimos su espectro de aceleración con el programa mencionado.

Según la E.030-2016 en el acápite 4.7.1 (Registro de aceleración) menciona: “...Para el análisis se usarán como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluirá dos componentes en direcciones ortogonales”.

“...Las historias de aceleración serán obtenidas de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, y mecanismos de fuente sean consistentes con el máximo sismo considerado. Cuando no se cuente con el número requerido de registros apropiados, se podrán usar registros simulados para alcanzar el número total requerido”.

Cabe mencionar también que es un buen criterio elegir los sismos con magnitud mayor a 6ML y/o un mínimo valor de $PGA = 0,05 \text{ g}$, donde “g” es la aceleración de la gravedad (Tena Colunga, 2012).

Es importante mencionar que se aplicó corrección por filtrado y línea base a los registros que lo requerían, ya que algunos ya estaban corregidos por el REDACIS. De acuerdo con la gráfica de estos espectros y el espectro suavizado de la Norma, descartamos los que presenten variaciones de aceleración abruptas y/o amplificaciones no deseables.

También de acuerdo con las recomendaciones de la norma no se elegirá sismos de un mismo evento, únicamente de *eventos individuales*:

Sismo Nro 01= sismo Nro. 08, por lo tanto descartamos el Sismo Nro.08

Sismo Nro 02= sismo Nro. 07, por lo tanto descartamos el Sismo Nro.07

Sismo Nro 03= sismo Nro. 09, por lo tanto descartamos el Sismo Nro.09

Sismo Nro 04= sismo Nro. 10, por lo tanto descartamos el Sismo Nro.10

Sismo Nro 05= sismo Nro. 11, por lo tanto descartamos el Sismo Nro.11

En la figura 75 se muestra 20 componentes (E-W y N-S) de los sismos. Se puede apreciar la variabilidad en sus curvas espectrales. Es por ello que no todos serán usados.

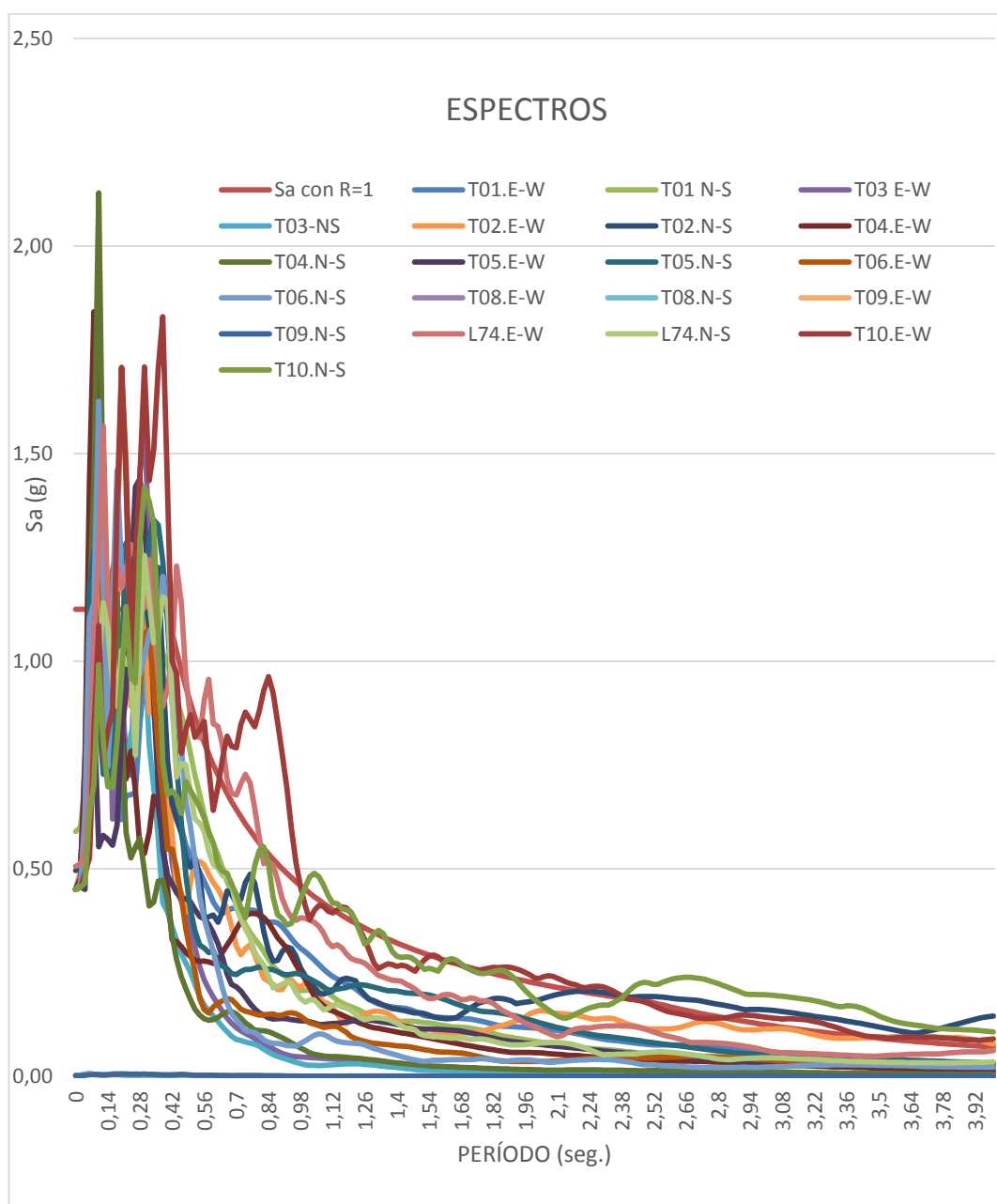


Figura 75. Espectros de las componentes de los registros.

Fuente: Elaboración propia.

En resumen, aplicando estos “filtros” a los 21 registros seleccionados inicialmente, sólo nos quedamos con 8 de ellos.

Lamentablemente no podemos cumplir con el mínimo establecido por la NHERP 2015, el cual menciona que se usarán un mínimo 11 registros para un Análisis no lineal Tiempo Historia, se hicieron los intentos necesarios siendo esto, por el momento, no posible para nuestro lugar de emplazamiento. Sin embargo, los requerimientos de la E.030-2016 son superados.

De acuerdo con la norma E.030-2016, el Espectro de Diseño (ED) es definido con los parámetros que se muestran en la tabla 44.

Tabla 44.- Parámetros sísmicos del espectro de diseño

Z=	0,45
U=	1,00
S=	1,00
R=	1,00

Fuente: Elaboración propia.

El último “filtro” por el que pasarán los ocho registros es la “semejanza” de los espectros con el “ED” en el rango de períodos definido por la norma E.030-2016.

A continuación se procede a descartar las señales sísmicas que no cumplen este último filtro.

Se descarta el TAC06, en la figura 76 se aprecia los espectros de sus dos componentes horizontales.

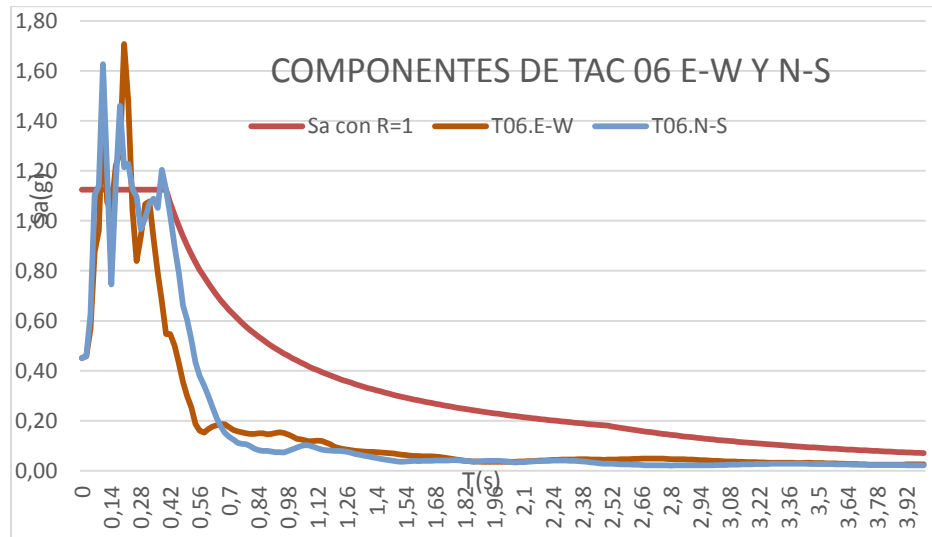


Figura 76. Componentes de TAC 06 E-W Y N-S.

Fuente: Elaboración propia.

Se descarta el TAC05, en la figura 77 se aprecia los espectros de sus dos componentes horizontales.

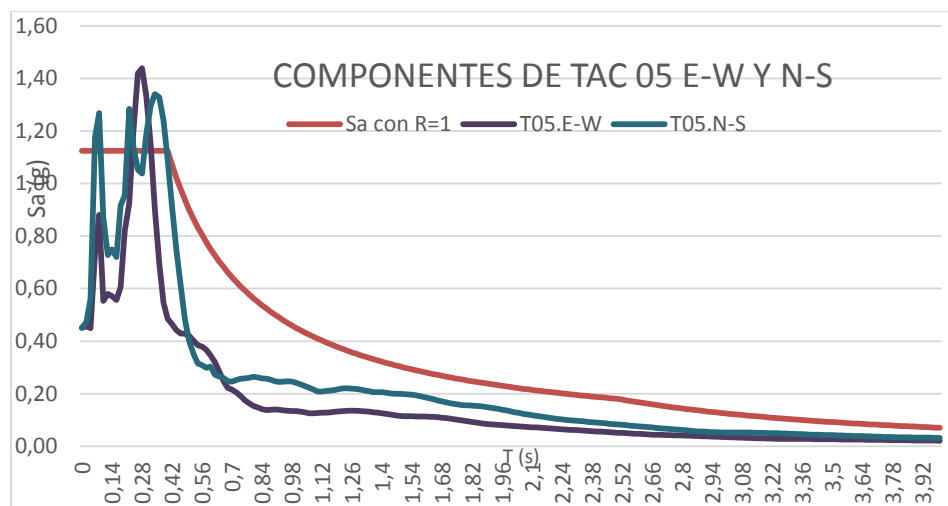


Figura 77. Componentes de TAC 05 E-W Y N-S.

Fuente: Elaboración propia.

Se descarta el TAC04, en la figura 78 se aprecia los espectros de sus dos componentes horizontales.

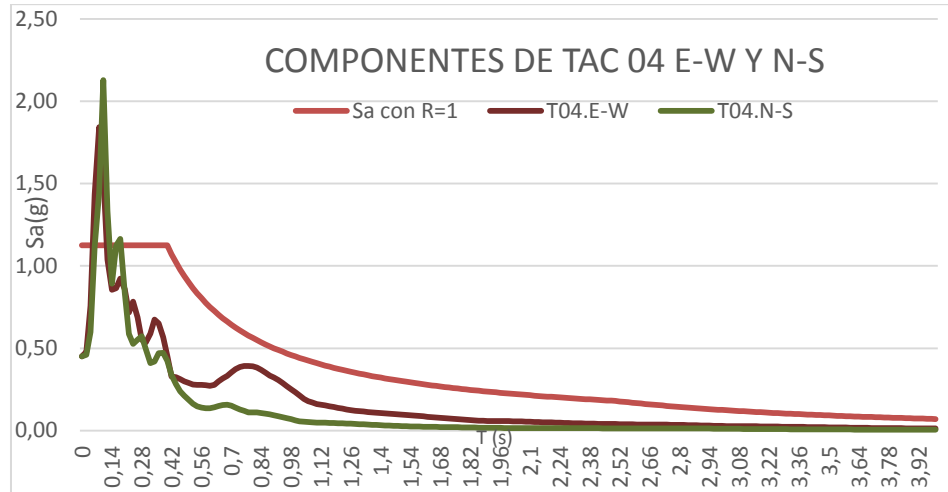


Figura 78. Componentes de TAC 04 E-W Y N-S.

Fuente: Elaboración propia.

Se descarta el TAC03, en la figura 79 se aprecia los espectros de sus dos componentes horizontales.

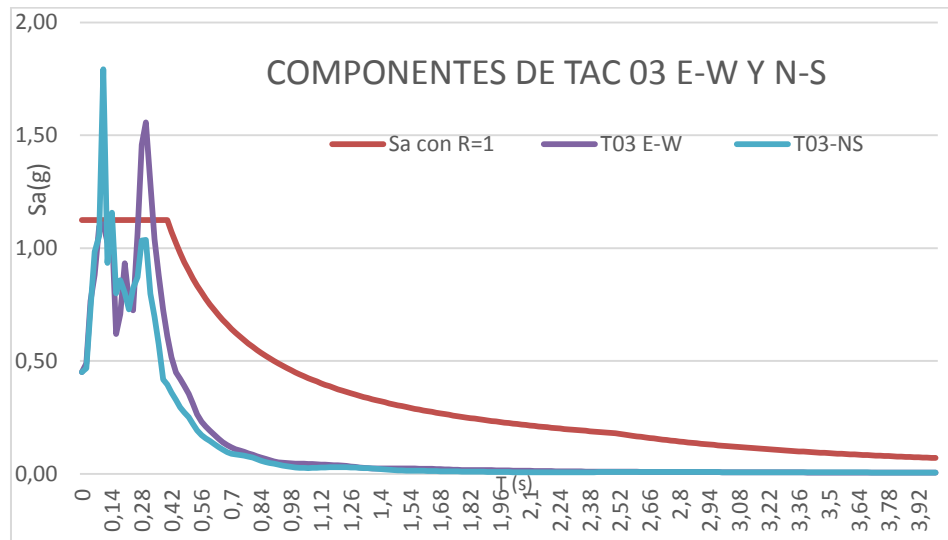


Figura 79. Componentes de TAC 03 E-W Y N-S.

Fuente: Elaboración propia.

Se acepta el TAC01, en la figura 80 se aprecia los espectros de sus dos componentes horizontales.

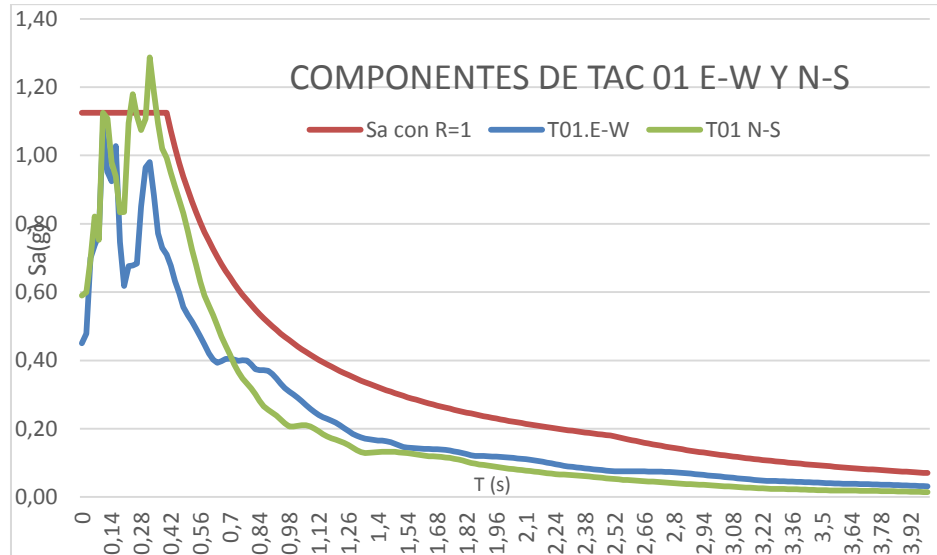


Figura 80. Componentes de TAC 01 E-W Y N-S.

Fuente: Elaboración propia.

Se acepta el TAC02, en la figura 81 se aprecia los espectros de sus dos componentes horizontales.

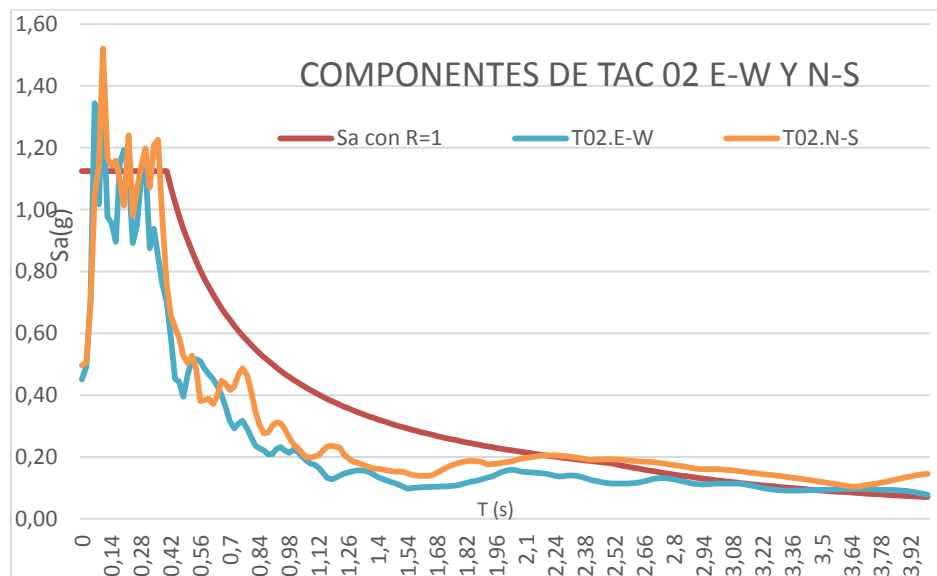


Figura 81. Componentes de TAC 02 E-W Y N-S.

Fuente: Elaboración propia.

Se acepta el TAC10, en la figura 82 se aprecia los espectros de sus dos componentes horizontales.

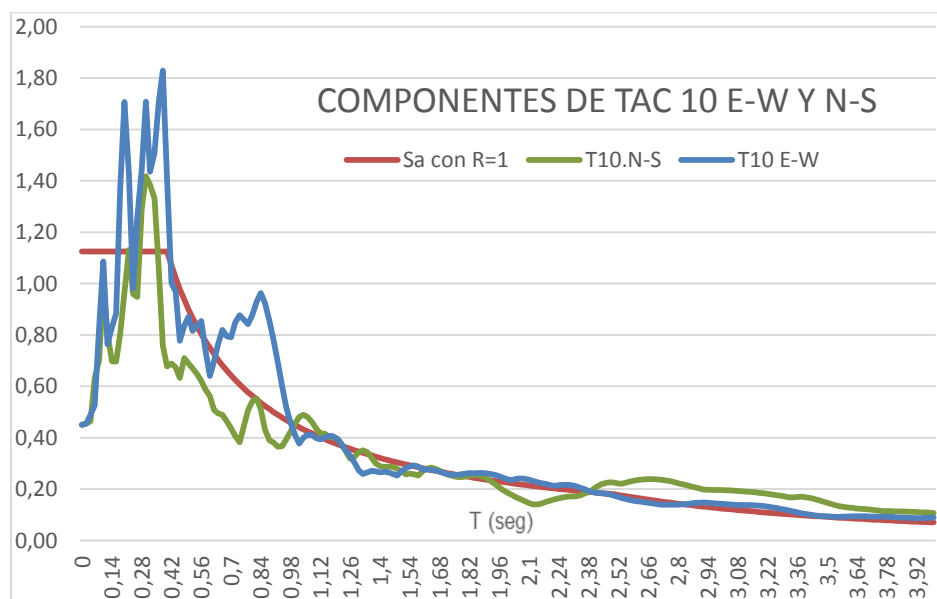


Figura 82. Componentes de TAC 10 E-W Y N-S.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 83 se aprecia los espectros de sus dos componentes horizontales del registro de Lima 74.

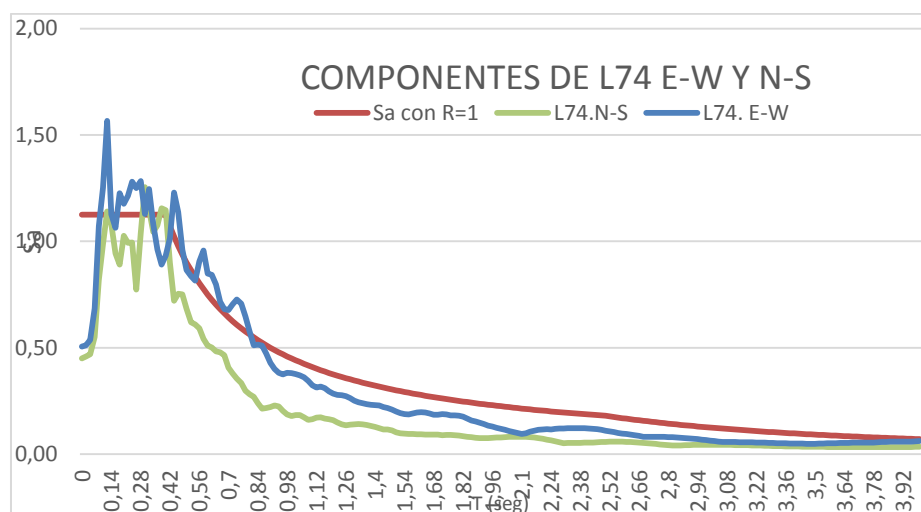


Figura 83. Componentes de L74 E-W Y N-S.

Fuente: Elaboración propia.

Ante la falta de registros (aunque normativamente ya cumplimos el mínimo de tres registros) como alternativa se aceptó usar el registro de Lima 74 (L74). Sus dos componentes se muestran en la figura 83.

7.3.2 Escalamiento de los registros seleccionados con la Norma E.030-2016

Para escalar las señales sísmicas, la norma en el acápite 4.7.1 menciona:

*“Cada conjunto de registros de aceleraciones del terreno consistirá en un par de componentes de aceleración horizontal, elegidas y escaladas **de eventos individuales**”.*

“...Para cada par de componentes horizontales de movimiento del suelo, se construirá un espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5% de amortiguamiento. Ambas componentes se escalarán por un mismo factor, de modo que en el rango de períodos entre $0,2 T$ y $1,5 T$ (siendo T el período fundamental), el promedio de los valores espectrales SRSS obtenidos para los distintos juegos de registros NO sea menor que la ordenada correspondiente del ESPECTRO DE DISEÑO, calculada según numeral 4.6.2 con $R = 1$ ”.

Como ya se hizo el proceso de selección, obteniéndose cuatro registros (TAC01; TAC02, TAC10 y L74), el siguiente paso fue obtener el Espectro SRSS para cada par de componentes de cada señal sísmica.

Así tenemos CUATRO espectros SRSS, los cuales se muestran en la figura 84.



Figura 84. Espectros "SRSS" de registros seleccionados.

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, obtenemos el promedio de los cuatro espectros SRSS. Las ordenadas de este espectro promedio SRSS, en el rango de períodos

de $0,2T$ a $1,5T$, no debe ser menor que la ordenada del Espectro de Diseño (con $R=1$) en ningún punto.

En la figura 85 se muestra el Espectro Promedio SRSS. Se observa que en ningún punto, en el rango de períodos entre $0,06$ s y $0,94$ s , la ordenada del Espectro Promedio SRSS está por debajo del Espectro de Diseño (con $R = 1$).

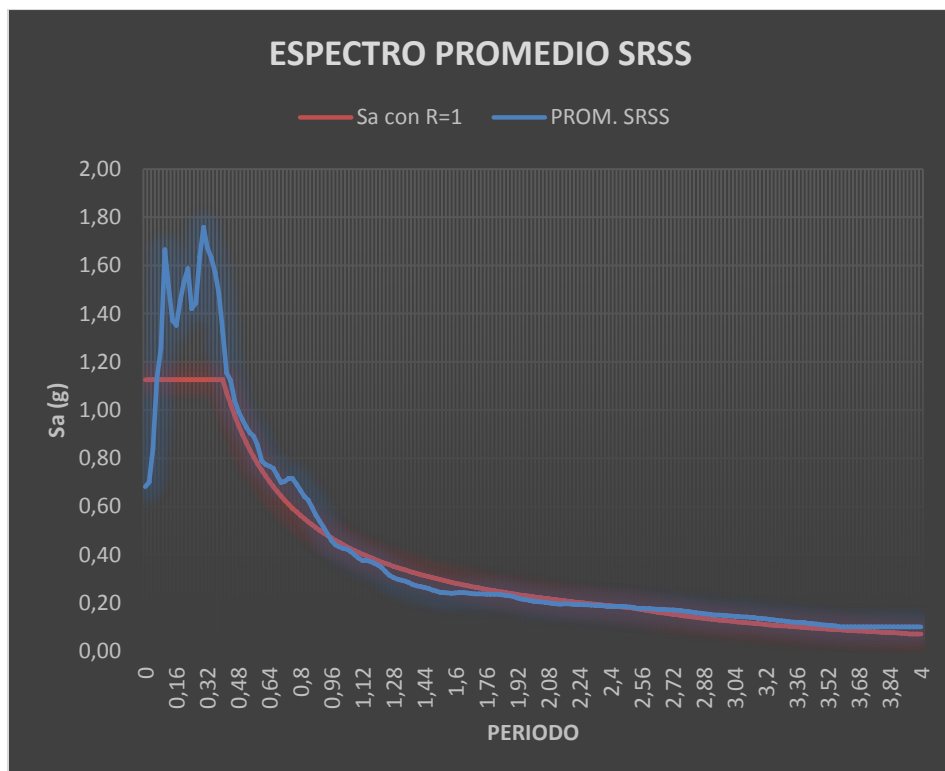


Figura 85. Espectro promedio SRSS.

Fuente: Elaboración propia.

Los factores de escala obtenidos según la Norma E.030-2016 se muestran en la tabla 45. Con dichos factores se multiplicarán las historias de aceleraciones de cada componente (con el factor que le corresponda, según el registro).

Tabla 45.- Factores de escala según E0.30-2016.

REGISTRO	FACTOR DE ESCALA
TAC01	3,240
TAC02	5,165
TAC10	6,360
LIMA74	2,607

Fuente: Elaboración propia.

7.3.3 Escalamiento de los registros seleccionados según el Euro Código EC08

Seguidamente usaremos el método del **Eurocódigo EC08** para escalar los registros ya seleccionados:

*La norma europea Eurocode 8 (EC8) (ECS, 2004) recomienda escalar los registros de aceleraciones de manera que el espectro promedio del conjunto de registros sea siempre mayor al 90% del espectro de DISEÑO en un rango de períodos entre $0,2 T$ y $2,0 T$, donde “T” es el período fundamental de la estructura a ser considerada. Adicionalmente, se exige que el valor de la ordenada del espectro PROMEDIO en $T = 0 s$, sea mayor que el valor del espectro de diseño en dicho punto. Ésta norma impone la utilización de **al menos tres registros**. En el caso que se utilicen menos de siete registros, se deberá considerar la respuesta máxima de la estructura para obtener los parámetros de diseño; pero si se utilizan siete o más registros, se recomienda utilizar la respuesta estructural promedio para obtener los parámetros de diseño.*

Si escalamos con los mismo factores obtenidos por el método de la norma E.030 - 2016, tenemos el gráfico que se muestra en la figura 86.

De los espectros de la figura 86 obtenemos el Espectro PROMEDIO, tal como se muestra en la figura 87.

Como podemos apreciar, en el rango de periodos de 0,2 T a 2,0 T el promedio esta muy por debajo del 90% del Espectro Objetivo, no cumple la condición del EC8, por lo tanto, aumentaremos los factores para así cumplir las exigencias del código en mención.

Escalando adecuadamente, obtenemos el gráfico mostrado en la figura 88.

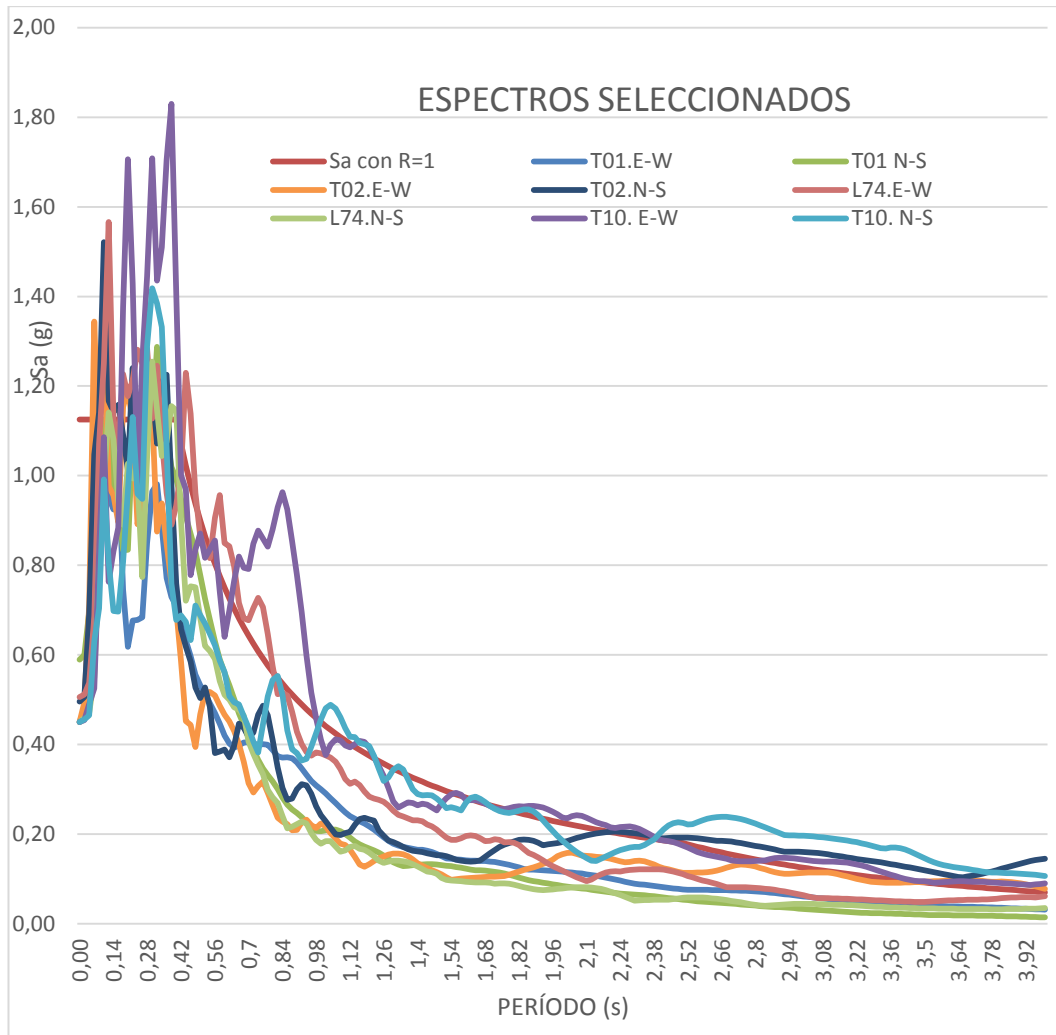


Figura 86. Espectros seleccionados.

Fuente: Elaboración propia.

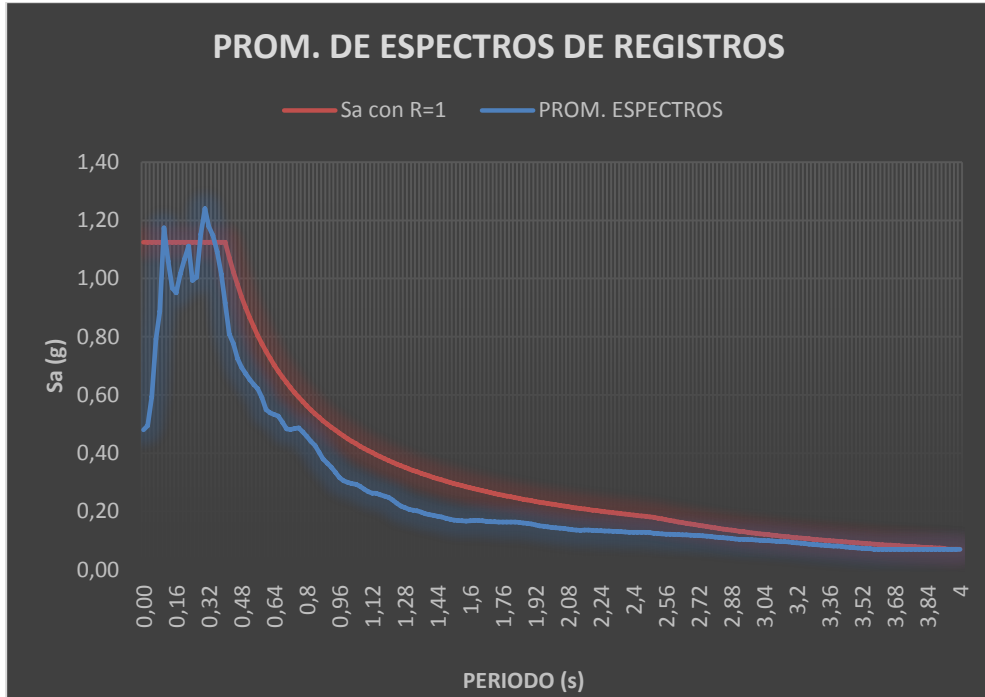


Figura 87. Promedios de espectros de registros.
Fuente: Elaboración propia.

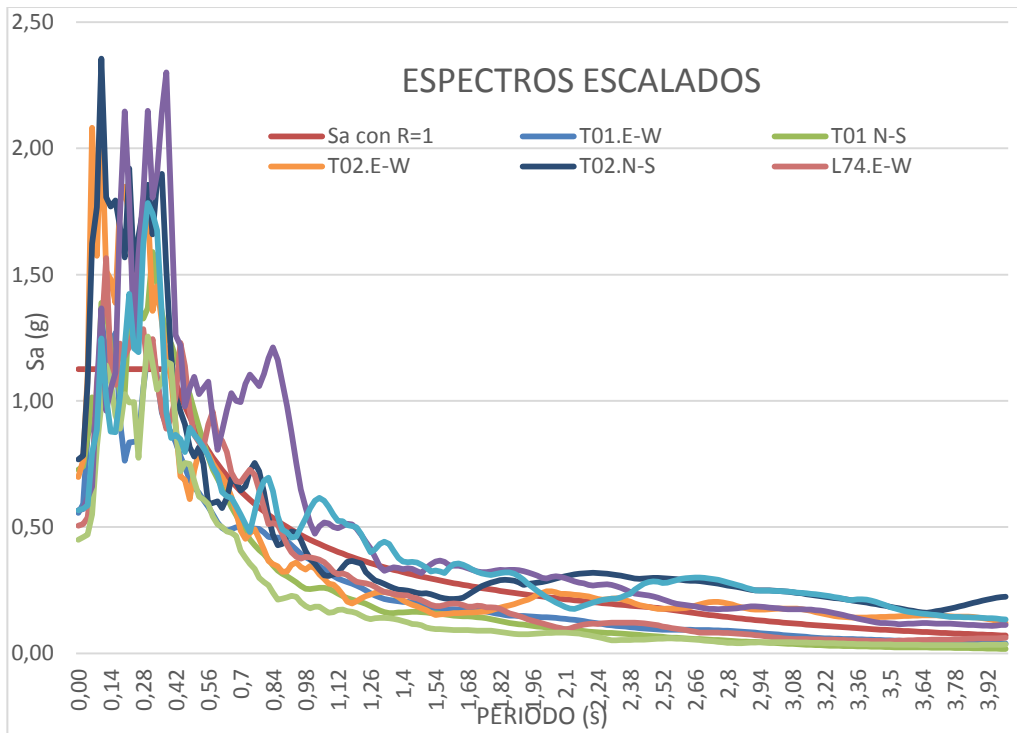


Figura 88. Espectros escalados.
Fuente: Elaboración propia.

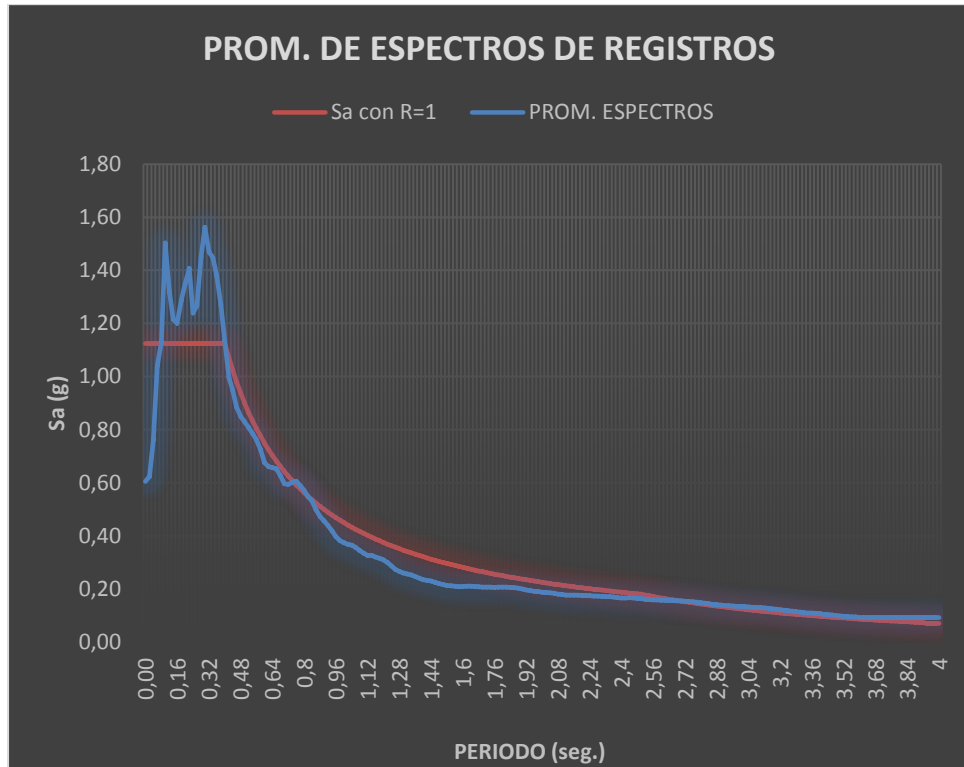


Figura 89. Promedio de espectros de registros.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 89 se muestra el Espectro Promedio luego de aplicar nuevos factores de escala a los registros. En la tabla 46 se muestra los factores de escala obtenidos según el Eurocódigo EC08.

Tabla 46.- Factores de escala según Eurocódigo EC08.

Registro	Factor de Escala
TAC01	4,00
TAC02	8,00
TAC10	8,00
LIMA74	2,607

Fuente: Elaboración propia.

Hasta aquí hemos seleccionado nuestros registros disponibles y escalado siguiendo las recomendaciones del EC8.

7.3.4 Escalamiento de los registros seleccionados según la norma Chilena Nch2369

Seguidamente usaremos la Nch2369 para el escalado con los registros ya seleccionados:

La Nch2369 en la sección 5.8.2 propone la utilización de Análisis Tiempo-Historia para determinar las solicitaciones sísmicas. En ella recomienda *“utilizar al menos tres registros reales, representativos de las zonas sismogénicas consideradas, escalados de modo que el espectro resultante de combinar los espectros de cada registro, mediante la raíz cuadrada del promedio de los cuadrados de los valores individuales escalados, no quede en ningún punto del rango de frecuencias de interés por debajo del Espectro de Diseño”*.

Alternativamente se permite utilizar registros sintéticos generados por modelos numéricos que cumplan con las condiciones establecidas previamente. Adicionalmente, se indica que si se utilizan “tres registros diferentes, se adoptarán para el diseño los valores máximos del parámetro de interés (fuerza axial, corte, momento flector y deformaciones), obtenidos de aplicar cada uno de ellos”.

Si aplicamos los factores obtenidos por el método de la Norma E.030-2016, obtenemos el gráfico mostrado en la figura 90.

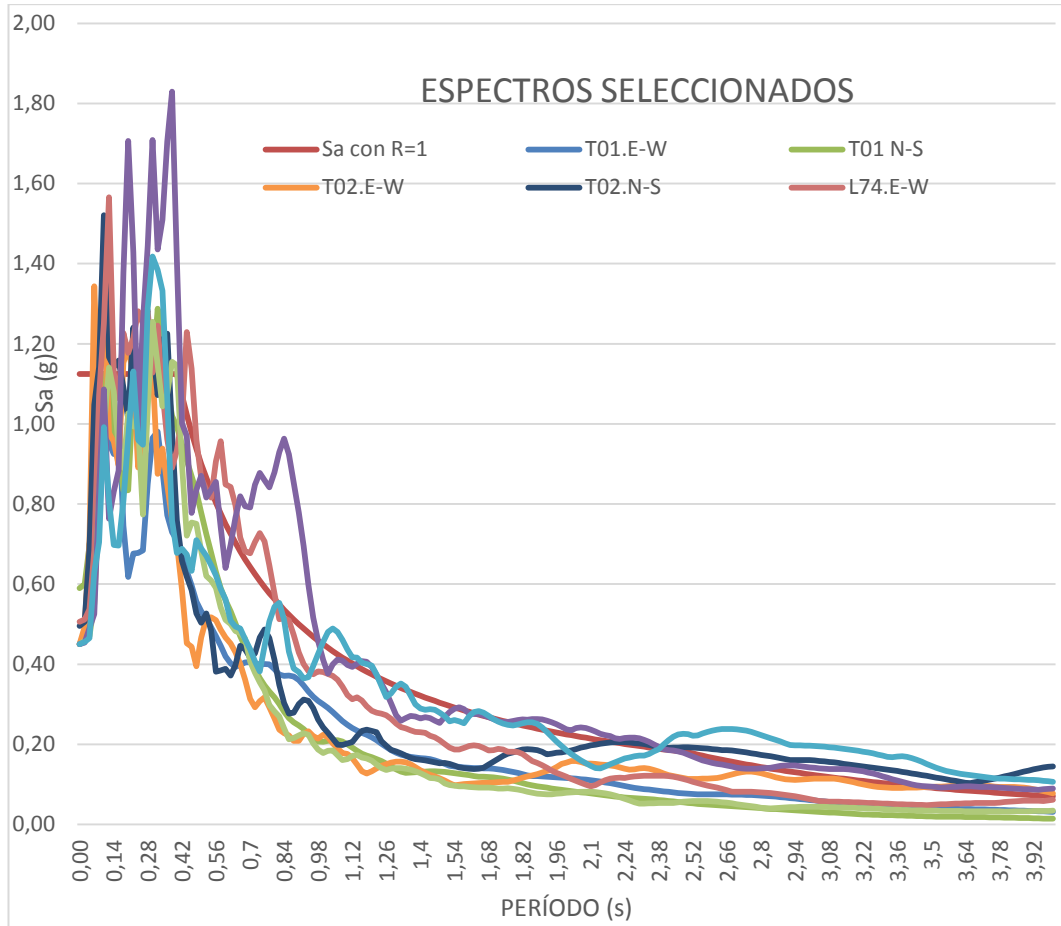


Figura 90. Espectros de registros seleccionados.

Fuente: Elaboración propia.

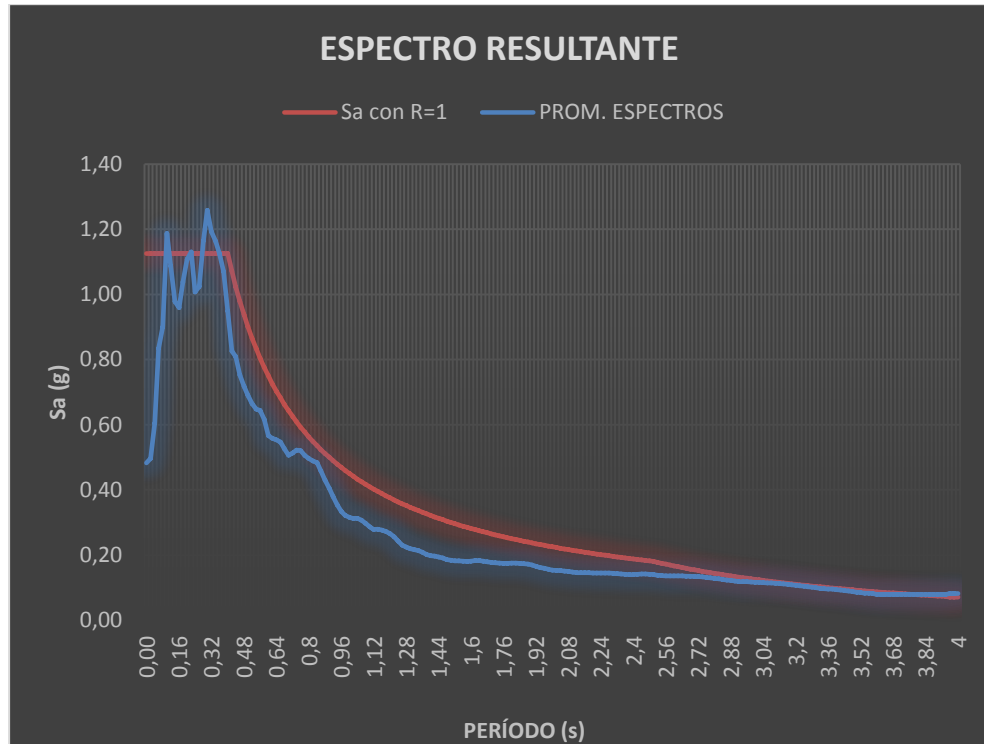


Figura 91. Espectro resultante de la combinación SRSS.

Fuente: Elaboración propia.

Para el rango de períodos de nuestro interés (0,4 T a 1,3 T) se observa en la figura 91 que el espectro resultante está por debajo del espectro objetivo.

Para cumplir la exigencias del código es necesario aumentar los factores de escala.

Luego de ello se observa, en las figuras 92 y 93, cómo es que se cumple la exigencia de la Nch.2369.

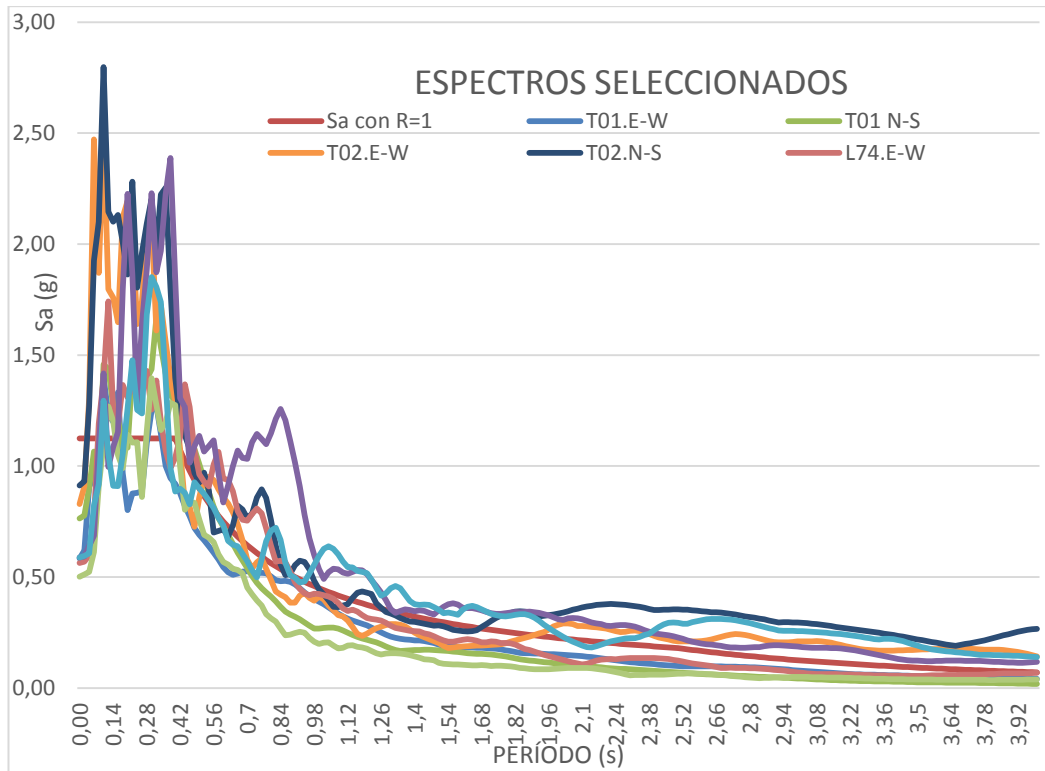


Figura 92. Espectros, luego de aumentar el factor de escala.
Fuente: Elaboración propia.



Figura 93. Espectro resultante.
Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, los factores de escala que se obtuvieron según la Nch2369 se muestran en la tabla 47.

Tabla 47.- Factores de escala según Nch2369

Registro	Nch2369
TAC01	4,2
TAC02	9,5
TAC10	8,3
LIMA74	2,9

Fuente: Elaboración propia.

7.3.5 Escalamiento de los registros seleccionados según la NSR-10

Seguidamente usaremos la NSR10 para el escalamiento con los registros ya seleccionados:

La NSR10 en la sección A.2.7.1 establece los siguientes requisitos a cumplir para los acelerogramas que se utilicen en un análisis tiempo - historia:

- a. *Debe utilizarse, para efectos de diseño, la respuesta ante la componente horizontal de un mínimo de 3 acelerogramas diferentes, (vease A.5.5), todos ellos representativos de los movimientos esperados del terreno teniendo en cuenta que deben provenir de registros tomados en eventos con magnitudes, distancias hipocentrales o a la falla causante, y mecanismos de ruptura similares a los de los movimientos sísmicos de diseño. Si se utilizan siete o mas acelerogramas, en vez del mínimo de tres*

prescritos anteriormente, se pueden utilizar el valor PROMEDIO de los valores obtenidos de todos los acelerogramas empleados en vez de considerar los valores máximos de los análisis individuales.

- b. Cuando se considere que no es posible contar con el número requerido de registros reales con las condiciones descritas en (a), se permite suplir la diferencia por medio de registros sintéticos simulados adecuados para representar los movimientos sísmicos de diseño prescritos para el lugar.*
- c. Los espectros de respuesta de los acelerogramas empleados, apropiadamente ESCALADOS en consistencia con la amenaza, no pueden tener individualmente ordenadas espectrales, para cualquier período de vibración en el rango comprendido entre $0,8 T$ y $1,2 T$, donde “ T ” es el período de vibración fundamental inelástico esperado de la estructura en la dirección bajo estudio, menores que el 80% de las ordenadas espectrales del movimiento esperado del terreno definidas en A.2.6 (ESPECTRO DE DISEÑO), y el promedio (SRSS) de las ordenadas espectrales de todos los registros utilizados comprendido entre $0,2 T$ y $1,5 T$, no debe ser menor que las ordenadas espectrales en el mismo rango de períodos para el movimiento esperado del terreno definido en A.2.6.*
- d. Cuando en el capítulo A.5 estos registros se utilizan en análisis tridimensionales, deben utilizarse las dos componentes horizontales del mismo registro las cuales se deben ESCALAR con el mismo*

factor de escala. En éste caso, en vez del promedio mencionado en (c) se debe utilizar la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores (SRSS).

En la sección A.3.4.2.3 - Método del análisis dinámico inelástico, menciona: puede utilizarse el método de análisis dinámico inelástico en aquellos casos que a juicio del ingeniero diseñador, se presentan VARIACIONES en la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico que sólo sea posible identificar por éste procedimiento. Cuando se utilice éste análisis debe cumplirse los requisitos dados en el capítulo A.5.

De la figura 94 a 98 se muestra los espectros escalados según la primera condición de la NSR10. Nótese que el espectro de diseño (S_a con R igual a 1) está al 80% de su valor real.

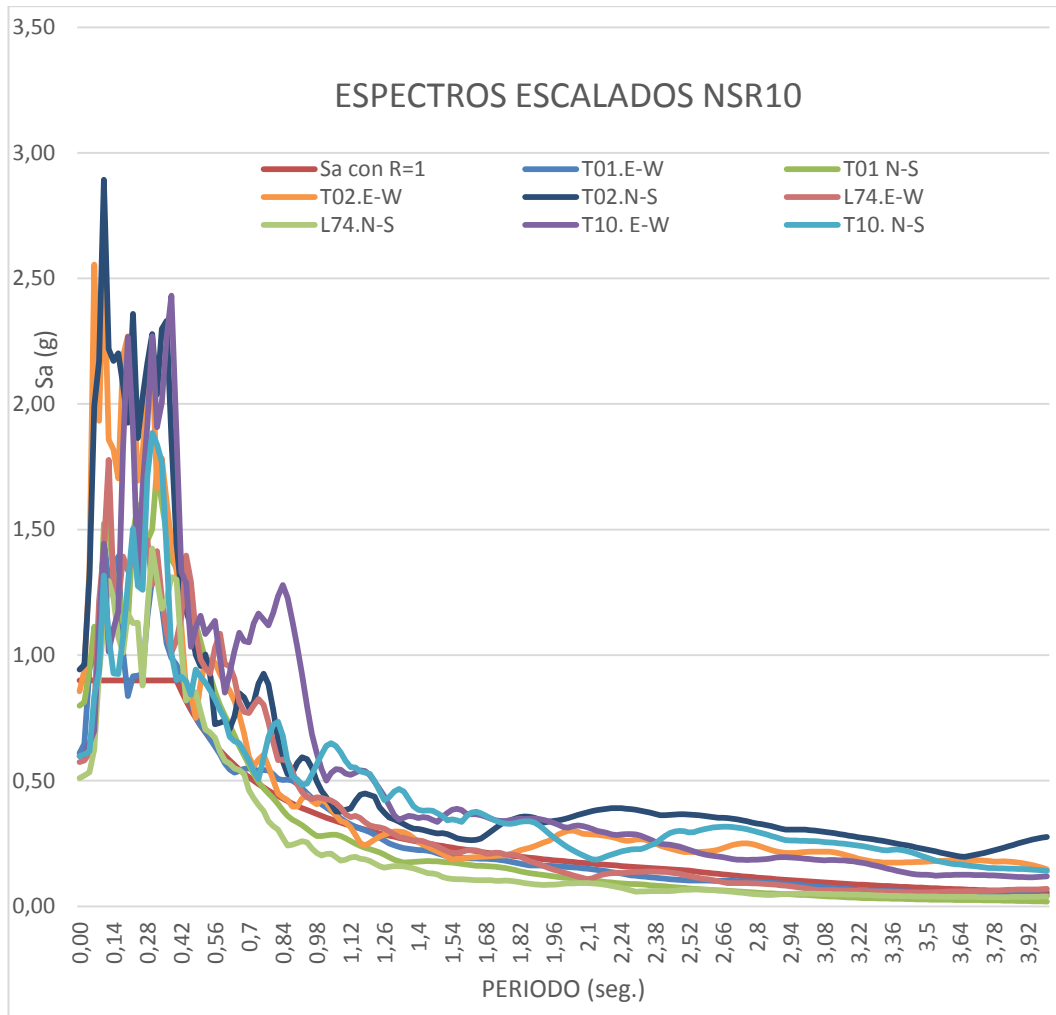


Figura 94. Espectros escalados según la NSR10.

Fuente: Elaboración propia.

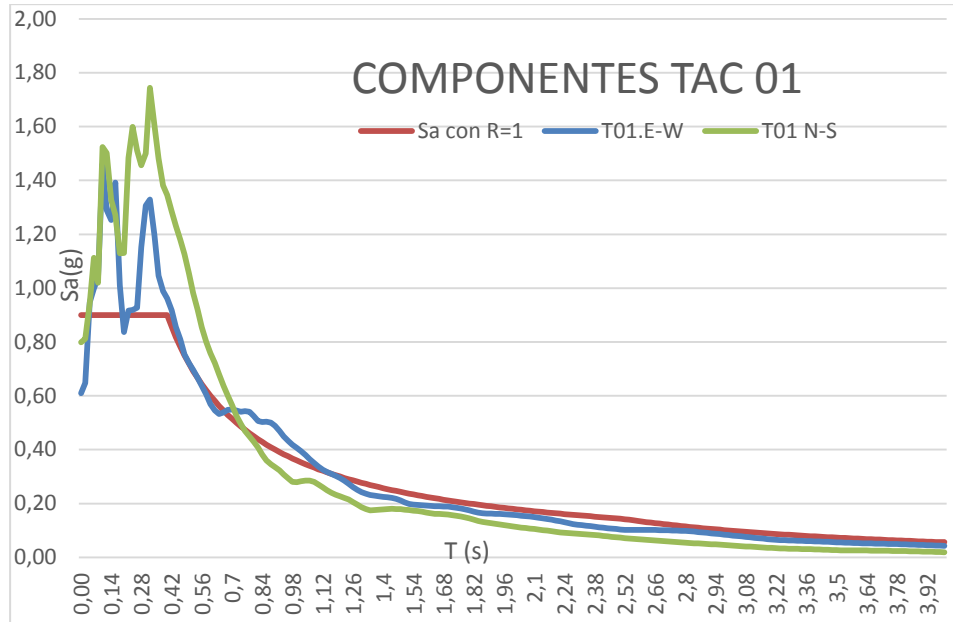


Figura 95. Componentes TAC 01.
Fuente: Elaboración propia.

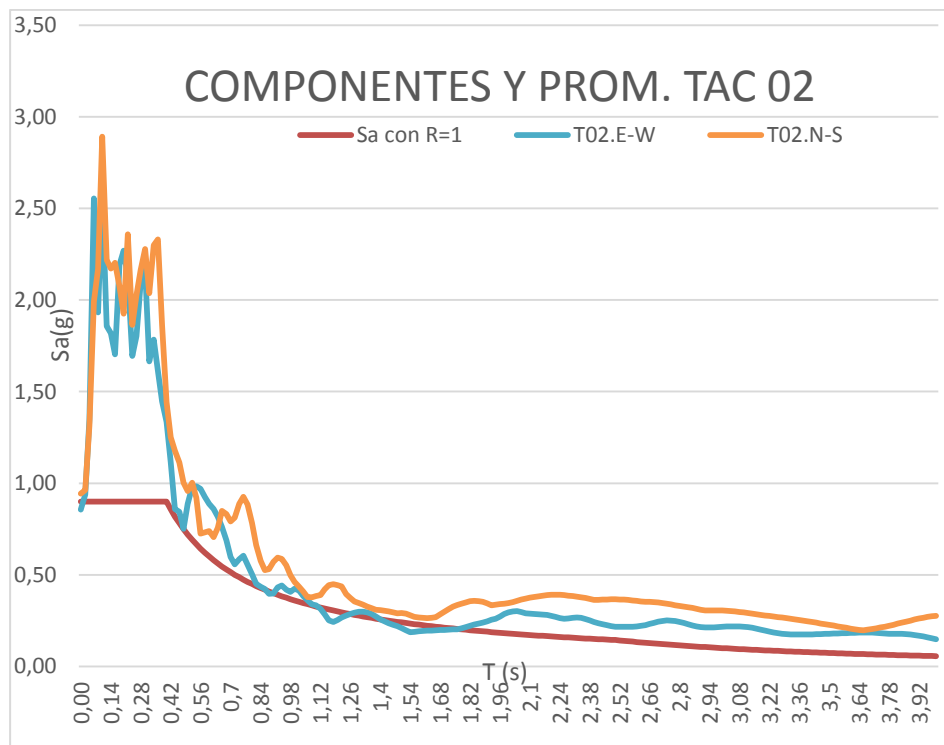


Figura 96. Componentes y prom. TAC 02.
Fuente: Elaboración propia.

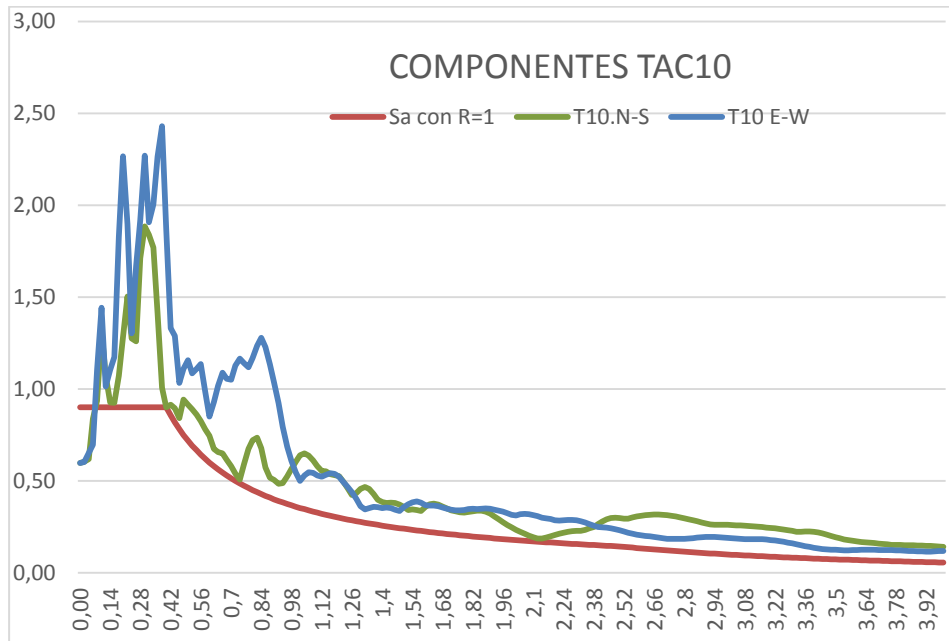


Figura 97. Componentes TAC10.

Fuente: Elaboración propia.

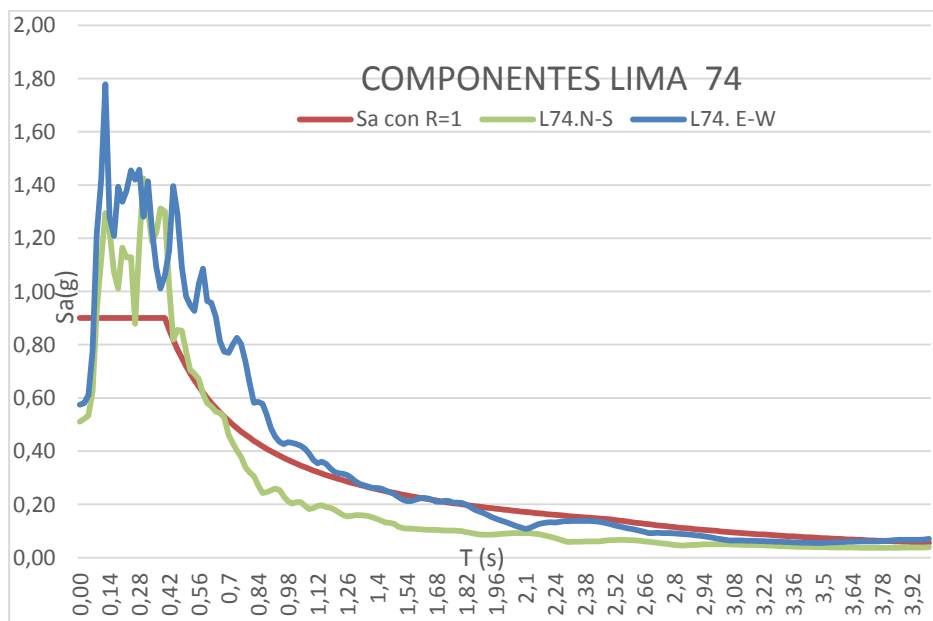


Figura 98. Componentes LIMA 74.

Fuente: Elaboración propia.

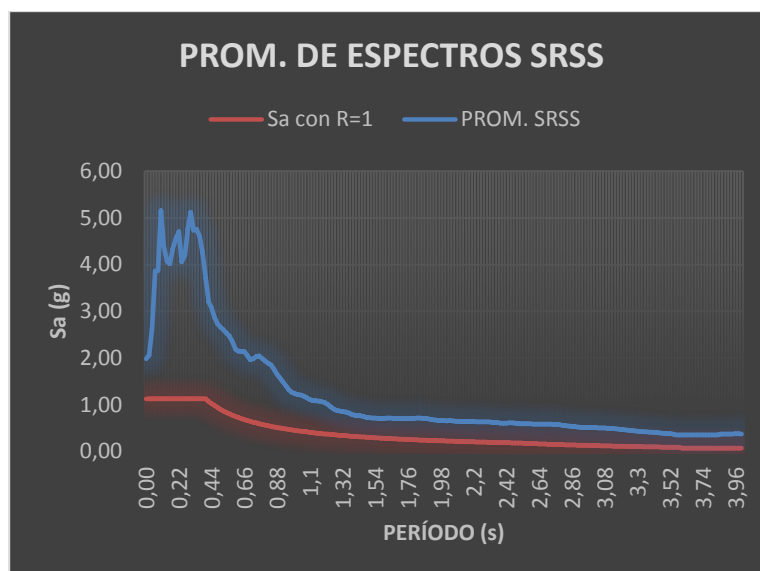


Figura 99. Promedio de espectros SRSS.

Fuente: Elaboración propia.

Al aplicar la 1° condición de la NSR10, automáticamente cumple la 2° condición referida al espectro SRSS, cuyo gráfico se muestra en la figura 99. Hasta aquí hemos seleccionado nuestros registros disponibles y escalado siguiendo las recomendaciones de la Norma NSR10. Finalmente, en la tabla 48 se muestra el resumen de los factores de escala obtenidos al aplicar las diferentes metodologías de escalamiento planteadas en los 4 códigos empleados.

Tabla 48.- Factores de escala obtenidos con los 4 códigos empleados.

REGISTRO	CÓDIGO			
	E.030-2016	EC8	Nch2369	NSR10
TAC01	3,240	4,00	4,20	4,39
TAC02	5,165	8,00	9,50	9,82
TAC10	6,360	8,00	8,30	8,45
LIMA74	2,607	2,607	2,90	2,96

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO VIII

REHABILITACIÓN SÍSMICA CON DISIPACIÓN DE ENERGÍA

8.1 GENERALIDADES

El objetivo de esta investigación es determinar en qué medida la disipación de energía reduce los daños estructurales en la estructura del edificio de Ingeniería Metalúrgica. Para lograr ello es preciso estudiar y entender el comportamiento sísmico de la estructura *sin* disipador (capítulos V y VI) y *con* disipador, aplicando la metodología detallada en el capítulo III.

8.2 ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA

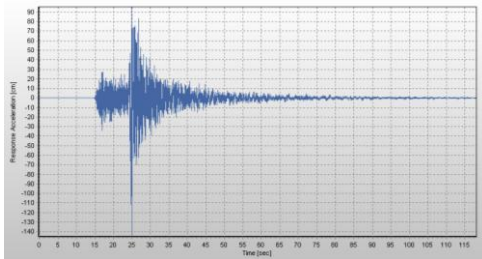
Para el desarrollo del análisis tiempo historia se utilizó un modelo matemático elástico de la estructura. Se usó los registros seleccionados y escalados en el capítulo VI, cuya descripción completa se muestra en la tabla 49.

En la figura 100 se muestra las historias de aceleraciones de los registros sísmicos sin escalar.

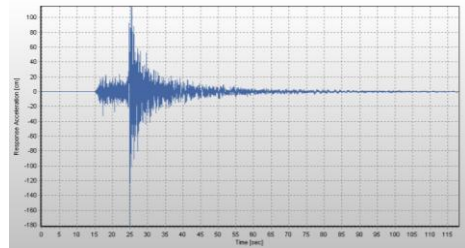
Tabla 49.- Datos principales de los registros usados.

Estación	Registro	Fecha	Componentes	Duración (seg)	Magnitud	Máxima aceleración (cm/s ²)	Factor de escala promedio
UNJBG	TAC 01	05 de Mayo 2010	E-W N-S	117.995	6.5 ML	-154 -190	3.96
UNJBG	TAC 02	13 de junio 2005	E-W N-S	181.995	7.2ML	85.54 -94.18	8.12
UNJBG	TAC 10	01 de abril 2014	E-W N-S	152.205	8.2Mw	72.49 -69.51	7.78
Parque de la Reserva	L74	03 de octubre 1974	E-W N-S	97.96	6.6 mb	-194.21 180.09	2.77

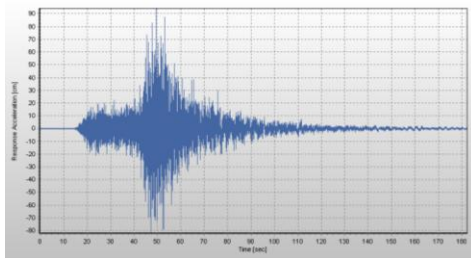
Fuente: Elaboración propia.



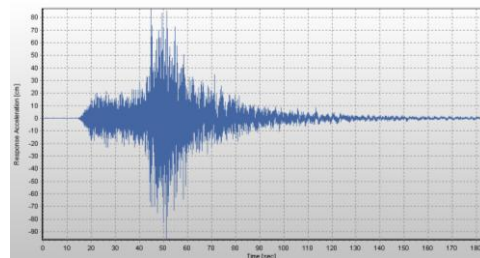
TAC01 E-W



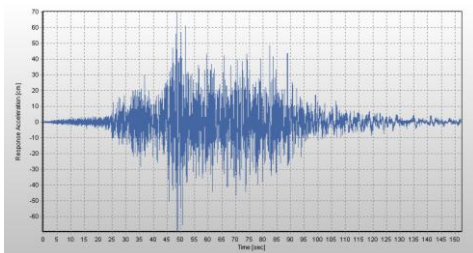
TAC01 N-S



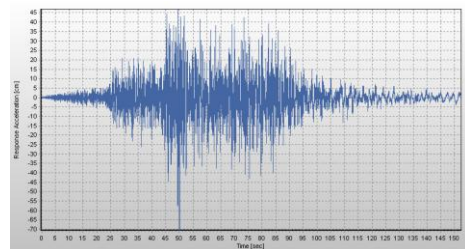
TAC02 E-W



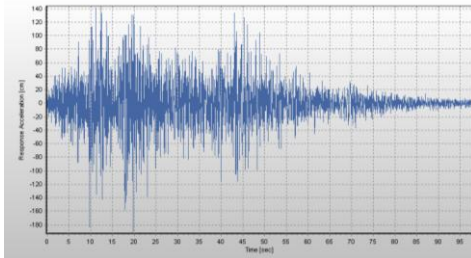
TAC02 N-S



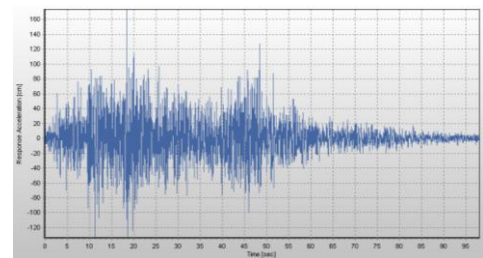
TAC10 E-W



TAC10 N-S



L74 E-W



L74 N-S

Figura 100. Historia de aceleraciones de los registros sísmicos usados.

Fuente: Elaboración propia.

8.3 ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA CON DISIPADOR EN Y-Y

Luego de realizar el análisis tiempo historia en la estructura, se obtuvo los desplazamientos y derivas promedio de entrepiso, tal como nos lo solicita la norma E.030-2016.

8.3.1 Ubicación de los dispositivos en la estructura

Los disipadores se ubicaron en la zona de ventanas de la edificación, consecuentemente no se interrumpe los accesos. En las cuatro primeras iteraciones se empleó 4 disipadores en el primer y segundo piso, en total 8; y en la quinta iteración se empleó 2 disipadores en el primer piso y cuatro en el segundo. La configuración usada fue en forma de diagonal para evitar esforzar las vigas del edificio, según se muestra en la figura 101.

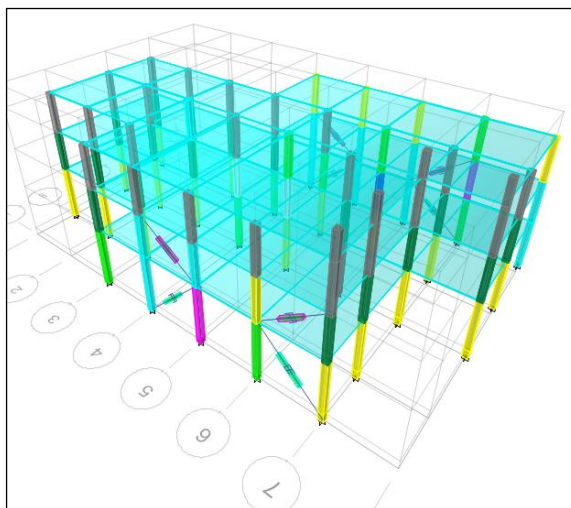


Figura 101. Configuración en diagonal de los disipadores incorporados.

Fuente: Elaboración propia.

8.3.2 Propiedades del Disipador

En las diferentes iteraciones se usó un valor de $\alpha = 0,5$, es decir, se empleó disipadores no lineales, recomendado para reforzamientos en edificios (Villarreal & Oviedo, 2009). Se consideró en el modelo inicial un perfil metálico para el brazo que contiene al disipador Round HSS 7,50 x 0,50, las propiedades se muestran en la tabla 50.

Tabla 50.- Propiedades del perfil metálico.

Dimensiones y propiedades					
Perfil Metálico	Diám. Exterior (in)	Diám. Interior (in)	Espesor, t (in)	Área, A (in ²)	Inercia, I (in ⁴)
HSS 7,50 x 0,50	7,50	7,04	0,465	10,30	63,90

Fuente: Elaboración propia.

Con los datos del perfil se procede a calcular la rigidez del brazo metálico mediante la siguiente expresión (ASCE 7-10):

$$K = \frac{E \cdot A}{L}$$

Las características especificadas para el cálculo son:

Módulo de elasticidad del acero: $E_{ac} = 29\,000 \text{ ksi} = 20 \times 10^6 \text{ tn/m}^2$

Área del perfil metálico: $A = 10,3 \text{ in}^2 = 66,45 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

Longitudes: $L_{1^\circ \text{ nivel}} = 5,70 \text{ m}$

$L_{2^\circ-3^\circ \text{ nivel}} = 4,90 \text{ m}$

Con ello la rigidez del brazo metálico es:

$$K_{1^\circ \text{ nivel}} = 23\,820,25 \text{ tonf/m}$$

$$K_{2^\circ \text{ nivel}} = 27\,642,90 \text{ tonf/m}$$

8.3.3 Iteraciones realizadas

Primera Iteración (6 DFV en total)

Para esta primera iteración empezamos con un $C = 250 \text{ tonf.s/m}$ con dos disipadores en el 1° piso y cuatro en el 2° piso. Como se aprecia en la tabla 51, las distorsiones disminuyen considerablemente y se puede notar que no se requiere disipadores en el 3° piso dada su mínima distorsión.

Tabla 51.- Derivas obtenidas con la primera iteración

Entrepiso	Deriva Promedio (‰)
1	7,2
2	3,6
3	1,8

Fuente: Elaboración propia.

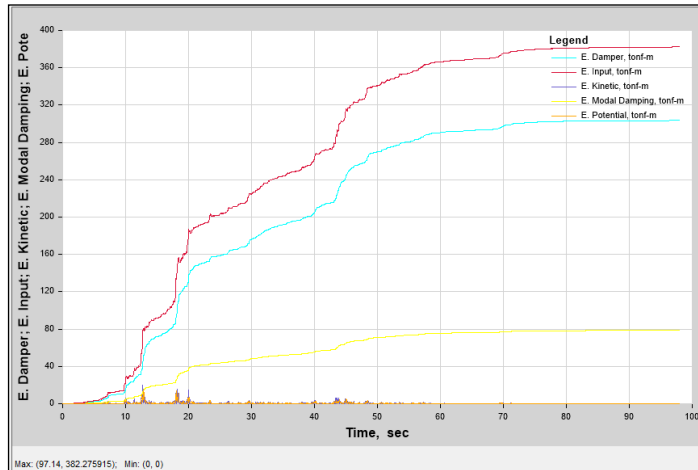


Figura 102. Balance de energía.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 102 se puede notar la gran absorción de la energía de entrada por sismo con los disipadores de energía.

Segunda Iteración (8 DFV en total)

Se iteró con un $C=250$ tonf.s/m con cuatro disipadores en el 1° piso y cuatro en el 2° piso. En la tabla 52 se muestra las derivas obtenidas con la 2° iteración

Tabla 52.- Derivas obtenidas con la segunda iteración.

Entrepiso	Deriva Promedio (‰)
1	5,4
2	3,0
3	1,6

Fuente: Elaboración propia.

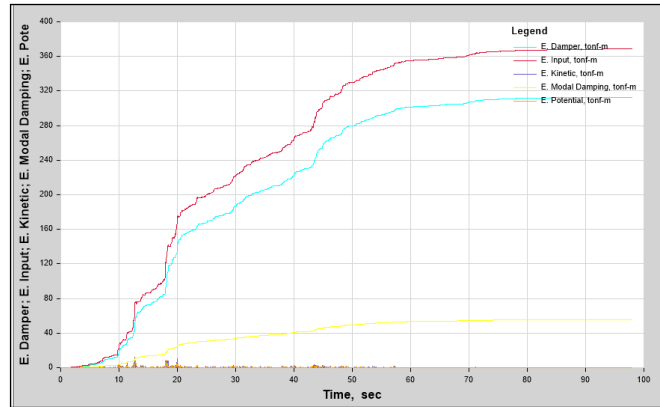


Figura 103. Balance de energía.
Fuente: Elaboración propia.

Resumen de iteraciones realizadas a la estructura con disipador

En la tabla 53 se puede apreciar las distorsiones obtenidas luego de realizar 5 iteraciones con diferente coeficiente de amortiguamiento. También se puede apreciar el número de disipadores empleados (cuatro en el 1° y 2° piso, excepto en el que se usaron 6 disipadores), así como el máximo desplazamiento alcanzado en el último nivel de la estructura y las fuerzas y deformaciones máximas del disipador.

Tabla 53.- Resumen de las iteraciones realizadas

Nivel	DISTORSIÓN DE ENTREPISO				
	C=250	C=250	C=200	C=170	C=150
1	7,2	5,4	5,9	6,3	6,8
2	3,6	3,0	3,4	3,7	3,9
3	1,8	1,6	1,8	2,0	2,0
Nro. de DFV	6,0	8,0	8,0	8,0	8,0
Máx. desplaz. (cm)	5,62	4,32	4,82	5,22	5,54
Máx. Axial (tonf)	134,86	115,08	96,22	84,14	75,93
Máx. Deform. (mm)	26,34	18,81	20,70	22,5	24,32

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 53 se puede notar también que así se haya disminuido los desplazamientos y distorsiones aún prevalece la irregularidad extrema de rigidez y, de acuerdo con la **estrategia de rehabilitación** de la sección 6.3.1, ésta debe ser eliminada.

Con ello se demuestra que el edificio definitivamente requiere no solo la incorporación de los disipadores, sino también aplicar la estrategia de rehabilitación mencionada en 2.2.3.4. la cual es incrementar la rigidez global del edificio.

8.3.4 Rigidización Global de la Estructura e Incorporación de los Disipadores

Para aumentar la rigidez en la estructura se plantea aumentar la sección de las columnas perimetrales en el 1° nivel a columnas de 0,60 x 0,70 m ($f'_c=280\text{kg/cm}^2$, para reducir la irregularidad por piso blando); en el 2° nivel a columnas de 0,60x0,60 ($f'_c=210\text{kg/cm}^2$) y en el 3° nivel, dada su buena calidad del concreto, superior a la de los niveles inferiores, no se requiere reforzar sus columnas.

Análogamente al proceso mostrado anteriormente, en la tabla 54 se muestra 7 iteraciones de análisis tiempo historia realizados a la estructura reforzada e incorporando los disipadores.

Tabla 54.- Resumen de las iteraciones realizadas.

ENTREPISO	DISTORSIÓN DE ENTREPISO (%)						
	C=50	C=100	C=150	C=170	C=200	C=250	C=360
1	5.5	4.7	4.0	3.9	3.8	3.6	2.8
2	6.2	4.9	4.1	3.9	3.7	3.4	3.8
3	4.4	3.6	3.7	3.5	3.2	2.6	2.9
Nro. de disipadores	1er.piso: 2	1er.piso: 2	1er.piso: 2	1er.piso: 2	1er.piso: 2	1er.piso: 2	1er.piso: 2
	2do.piso: 4	2do.piso: 4	2do.piso: 4	2do.piso: 4	2do.piso: 4	2do.piso: 4	2do.piso: 4
	3er.piso: 0	3er.piso: 0	3er.piso: 0	3er.piso: 0	3er.piso: 0	3er.piso: 0	3er.piso: 0
Max. Axial (tn)	-	48.3	69.1	77.04	88.52	106.57	-
Max. Deform. (mm)	19	16.79	14.15	13.84	13.4	12.77	-
Fuerza disip. (kip)	-	110	165	165	220	330	-

Fuente: Elaboración propia.

8.4 ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA CON DISIPADOR EN X-X

8.4.1 Iteraciones realizadas

Primera Iteración (4 DFV en total)

Realizaremos el análisis tiempo historia en la dirección corta del edificio (X-X), veremos en qué medida se reduce la respuesta sólo incorporando los disipadores en la estructura, sin aumentar rigidez global.

Se iterará variando los valores del coeficiente de amortiguamiento “C”, el valor de la constante “ α ” se mantendrá por las razones explicadas anteriormente y los valores de rigidez del brazo metálico no cambian sustancialmente, es por ello que su mínima variación no repercute en los resultados.

Por practicidad se considerará el mismo valor de rigidez del brazo metálico “K”.

Para esta primera iteración empezamos con un C = 170 tonf.s/m con dos disipadores en el 1° y 2° piso, cuatro en total.

Como se aprecia en la tabla 55, las distorsiones disminuyen considerablemente y se también se puede notar que no se requiere disipadores en el 3° piso dada su mínima distorsión.

Tabla 55.- Derivas obtenidas con la primera iteración.

Entrepiso	Deriva Promedio (‰)
1	9,5
2	5,1
3	2,2

Fuente: Elaboración propia.

Los porcentajes de reducción de distorsiones, respecto a las obtenidas con el análisis espectral, se muestran en la tabla 56.

Tabla 56.- Derivas obtenidas con la segunda iteración.

Entrepiso	% Reducción
1	36
2	39
3	37

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 104 se aprecia que la mayor parte de energía de entrada por sismo es tomada por los disipadores. Ello se traduce en reducción del daño en la estructura. Sin embargo, según los resultados de las distorsiones de entrepiso que se muestran en la tabla 55, aún se mantiene la irregularidad extrema de rigidez.

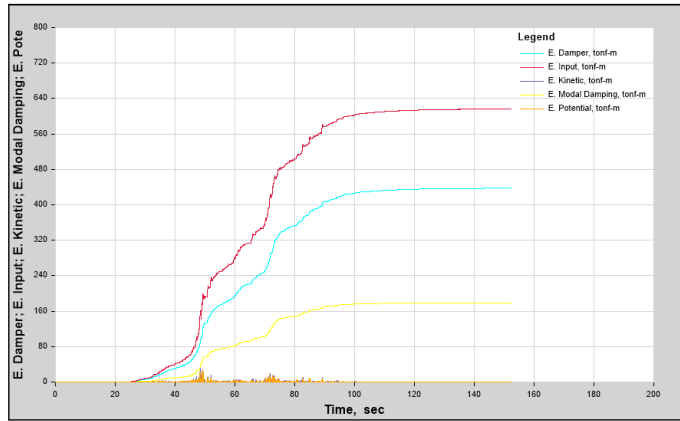


Figura 104. Balance de energía.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 105 se aprecia el diagrama fuerza-desplazamiento de uno de los disipadores, se puede notar los grandes lazos histeréticos que indican que el disipador trabaja a prácticamente su máxima capacidad.

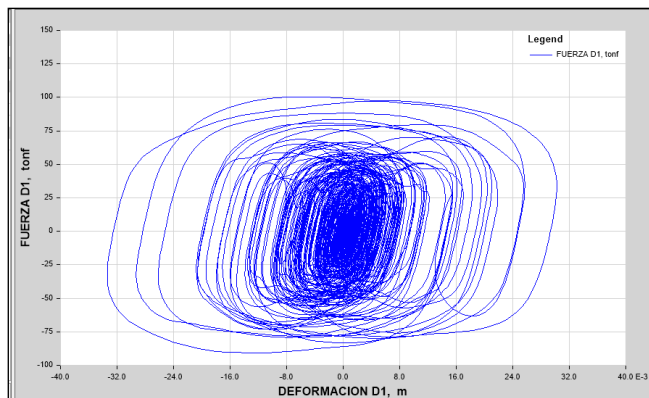


Figura 105. Curva histerética del disipador.
Fuente: Elaboración propia.

Resumen de las Iteraciones realizadas

En la tabla 57 se muestra los valores de las distorsiones que se obtuvo al variar el número y la configuración de los dispositivos.

Se observa que la mayor eficiencia es la 3° iteración, pues ofrece una fuerza axial que no es excesiva (220 kip), además de reducir la respuesta más que las dos primeras iteraciones.

Tabla 57.- Resumen de iteraciones realizadas

ENTREPISO	DISTORSIÓN DE ENTREPISO (‰)		
	C=170	C=170	C=170
1	9.5	9.4	8.1
2	5.1	4.9	4.3
3	2.2	2.2	2
Nro. de disipadores	1er.piso: 2	1er.piso: 4	1er.piso: 4
	2do.piso: 2	2do.piso: 4	2do.piso: 4
	3er.piso: 0	3er.piso: 0	3er.piso: 0
Configuración	Diagonal	Chevron	Diagonal
Max. Desplaz. (cm)	7.16	7	6.18
Max. Axial (tn)	102.56	85.08	92.82
Max. Defor. (mm)	33.38	22.3	30.38
Fuerza disip. (kip)	220	165	220

Fuente: Elaboración propia.

Nótese también en la tabla 57 que las distorsiones son mayores a la deriva objetivo (5‰), y aún persiste la irregularidad extrema de rigidez. Se demuestra entonces que la estructura en la dirección en X-X también requiere, muy aparte de los disipadores, un aumento de su rigidez global (estrategia de rehabilitación de la sección 2.2.3.4).

Se opta por peraltar en X-X algunas columnas, aprovecharemos para reforzar las columnas adyacentes a los dispositivos ya que, como se explicó en el capítulo II, es muy probable que estas columnas deban reforzarse para soportar las fuerzas axiales adicionales impuestas por el disipador.

8.4.2 Iteraciones realizadas (reforzando columnas)

Primera Iteración

Para esta primera iteración se empieza con un valor de $C=170$ con cuatro disipadores por piso, ocho en total y peraltando algunas columnas perimetrales en X-X a una sección de 40x80cm (figura 106).

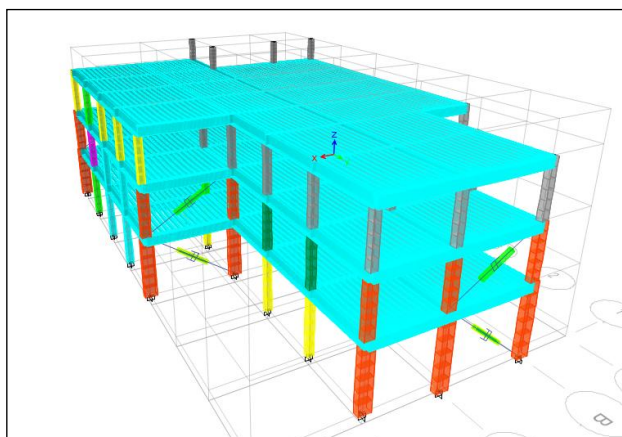


Figura 106. Estructura con disipadores incorporados

Fuente: Elaboración propia.

Se puede apreciar en la figura 107 que la energía de entrada por sismo es tomada prácticamente por los disipadores en su gran parte.

En la figura 108 se muestra el diagrama fuerza - desplazamiento de uno de los disipadores incorporados.

En la tabla 58 se observan los valores de las distorsiones, nótese el porcentaje de reducción de deriva respecto a los valores obtenidos con análisis espectral.

De la tabla 58 se observa que se eliminó la irregularidad extrema de rigidez en el 1° piso respecto al 2°, pero nótese que aún existe en el 2° respecto al 3°. Como consecuencia de reforzar la estructura en X-X se puede apreciar que este reforzamiento añade 17% de reducción de deriva en el 1° piso.

Se puede notar también que hay un incremento de deriva en el 2° piso, esto parece ilógico debido a que hemos reforzado el edificio y aun así es mayor su deriva en comparación de cuando no estaban ensanchadas las columnas. Sin embargo esto se explica porque los desplazamientos relativos del 1° piso son menores y hacen que los desplazamientos del 2° piso aumenten, aunque en general los desplazamientos absolutos del 2° piso son menores que cuando no estaba reforzadas las columnas.

Ello evidencia que el 1° piso se ha rigidizado demasiado, por lo cual se modificará el reforzamiento a las columnas.

Se cambiará a columnas de 40 x 60 cm en el 1° piso.

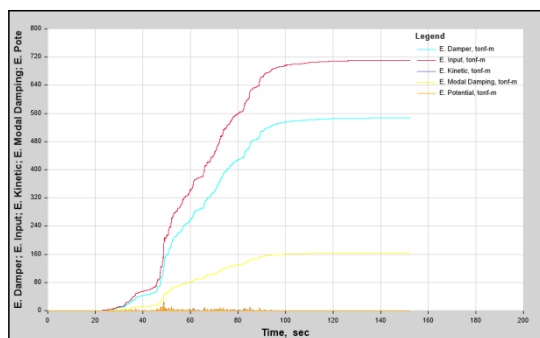


Figura 107. Balance de energía.
Fuente: Elaboración propia.

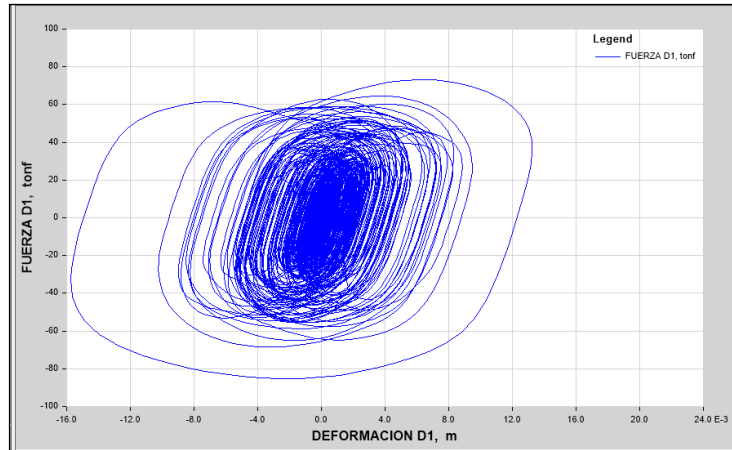


Figura 108. Curva histerética del dissipador.
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 58.- Resultados obtenidos de 1° iteración.

ENTREPISO	DERIVA PROM. X-X (‰)	REDUCCIÓN (%)
1	5,5	63
2	5,2	37
3	3,1	12
Max. desplaz.=	5,87cm	

Fuente: Elaboración propia.

Segunda Iteración

Para esta segunda iteración se empieza con un valor de $C=170$ con cuatro dissipadores por piso, ocho en total y peraltando algunas columnas perimetrales en X-X a una sección de 40 x 60 cm, pero sólo en el 1° y 2° piso del edificio. En las figuras 109 y 110 se muestran las columnas peraltadas así como la ubicación de los dissipadores.

En la tabla 59 se observan los valores de las distorsiones, nótese el porcentaje de reducción de deriva respecto a los valores obtenidos con el análisis espectral.

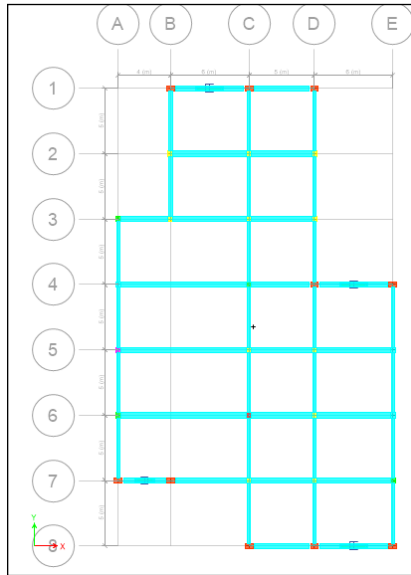


Figura 109. Ubicación en planta de los disipadores en X-X. estructura.

Fuente: Elaboración propia.

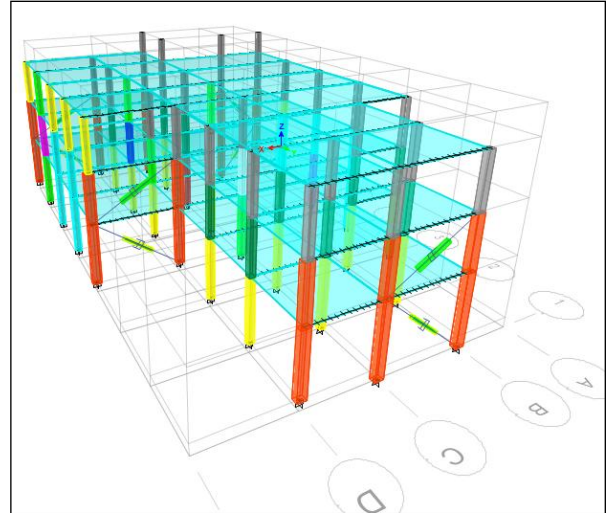


Figura 110. Incorporación de disipadores en la estructura.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 59.- Resultados obtenidos de segunda iteración

ENTREPISO	DERIVA PROM. X-X (‰)	REDUCCIÓN (%)
1	6,20	59
2	4,20	49
3	2,40	31
Max. desplaz.(cm)	5,44	

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla 59, nótese que la irregularidad extrema de rigidez aún sigue presente en el 2° piso respecto al 3°, así como la irregularidad de rigidez en el 1° piso respecto al 2°.

En la figura 111 se puede apreciar también que la energía de entrada sigue siendo tomada en gran parte por los disipadores.

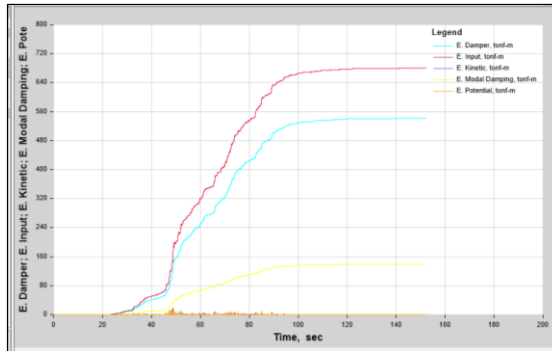


Figura 111. Balance de energía.
Fuente: Elaboración propia.

Tercera Iteración

Para esta tercera iteración se usó un valor de $C = 170$ con cuatro disipadores por piso, ocho en total y peraltando, en X-X, 15 columnas perimetrales a 40x60cm en el 1° piso, mientras que en el 2° piso sólo peraltando 10 de éstas.

En las figuras 112 y 113 se muestran las columnas peraltadas así como la ubicación de los disipadores.

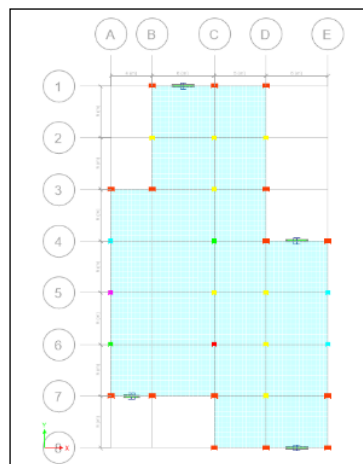


Figura 112. Ubicación en 1° piso de disipadores en X-X.

Fuente: Elaboración propia .

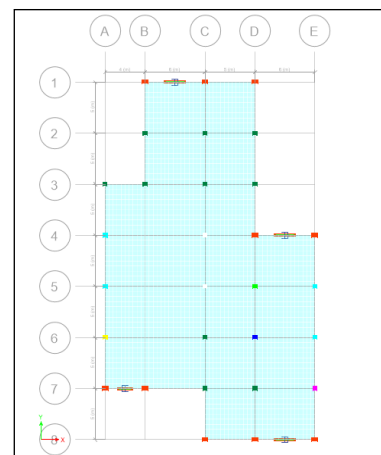


Figura 113. Ubicación en 2° piso de disipadores en X-X.

Fuente: Elaboración propia.

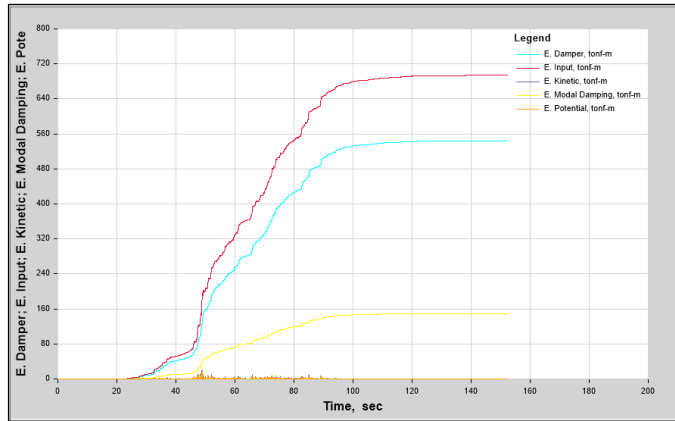


Figura 114. Balance de energía.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 114 se puede apreciar también que la energía de entrada sigue siendo tomada en gran parte por los disipadores.

En la tabla 60 se observan los valores de las distorsiones, nótese el porcentaje de reducción de deriva respecto a los valores obtenidos con análisis espectral.

La irregularidad extrema de rigidez aún sigue presente en el 2° piso respecto al 3° y la irregularidad de rigidez en el 1° piso respecto al 2° se ha eliminado.

Tabla 60.- Resultados obtenidos de tercera iteración.

ENTREPISO	DERIVA PROM. X-X (‰)	% REDUCCIÓN
1	5,90	60
2	4,60	45
3	2,70	24
Max. desplaz.(cm)	5,53	

Fuente: Elaboración propia.

Cuarta Iteración

Para esta cuarta iteración se usó un valor de $C = 170$ con cuatro disipadores por piso, ocho en total y peraltando en X-X 15 columnas perimetrales a 40x70 en el 1° piso, mientras que en el 2° piso sólo peraltando 10 de estas secciones a 40x60.

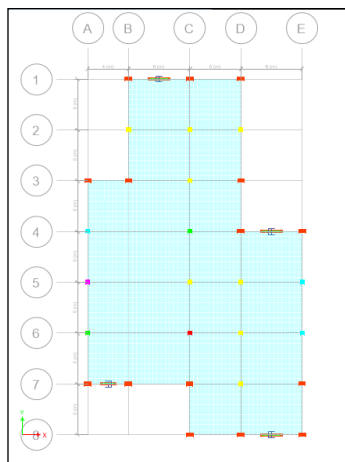


Figura 115. Ubicación en 1° piso de disipadores en X-X.

Fuente: Elaboración propia.

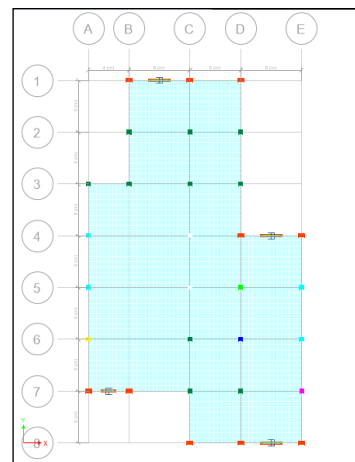


Figura 116. Ubicación en 2° piso de disipadores en X-X

Fuente: Elaboración propia.

En las figuras 115 y 116 se muestran las columnas peraltadas así como la ubicación de los disipadores.

En la figura 117 se puede apreciar también que la energía de entrada sigue siendo tomada en gran parte por los disipadores.

En la tabla 61 se observan los valores de las distorsiones, nótese el porcentaje de reducción de deriva respecto a los valores obtenidos con análisis espectral.

La irregularidad extrema de rigidez aún sigue presente en el 2° piso respecto al 3° y la irregularidad de rigidez en el 1° piso respecto al 2° se ha eliminado.

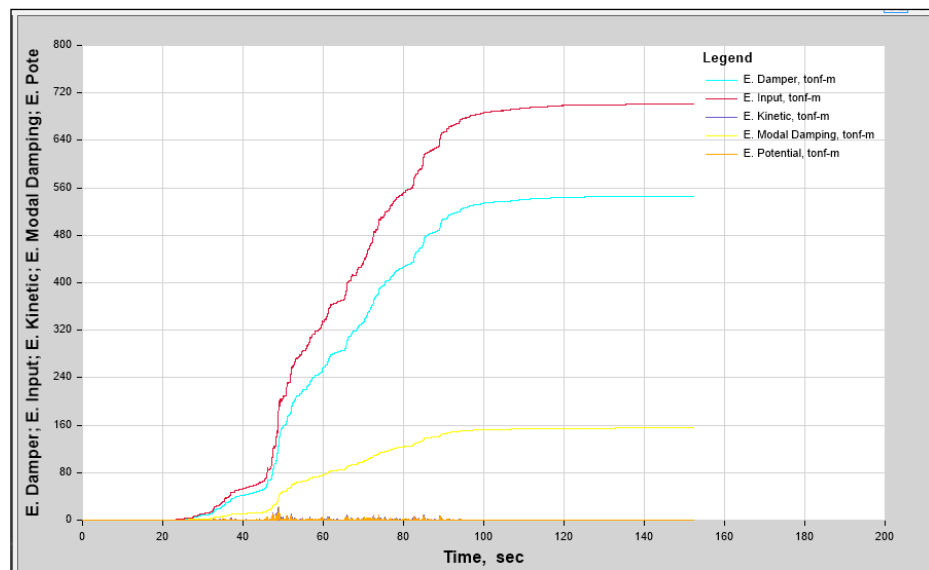


Figura 117. Balance de energía.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 61.- Resultados obtenidos de cuarta iteración.

ENTREPISO	DESPLAZ. PROM. X-X (cm)	DERIVA PROM. X-X (‰)	% REDUCCIÓN
1	2,60	5,5	63
2	4,50	5,3	37
3	5,60	3,1	11
Max. desplaz.=	5,83		

Fuente: Elaboración propia.

Nótese que solamente el hecho de aumentar la sección de las columnas en X-X hace que aumenten las derivas en el 2° piso como se puede

apreciar. Esto se debe a que no hemos modificado el tamaño ni el número de columnas reforzadas del 2° piso respecto a la tercera iteración.

En otras palabras, mientras más rigidizo el 1° piso, más aumenta las distorsiones del 2° piso (siempre y cuando el 2° piso no sea reforzado).

Quinta Iteración

Para esta quinta iteración se usó un valor de $C = 170$ con cuatro disipadores en el 2° y 3° piso (ocho en total) y peraltando sólo en X-X 15 columnas perimetrales a 40 x 70 cm en el 1° piso. Nótese en la figura 118 que en el 2° y 3° piso no se reforzó las columnas, solo se incorporó los disipadores (4 por piso, en total 8).

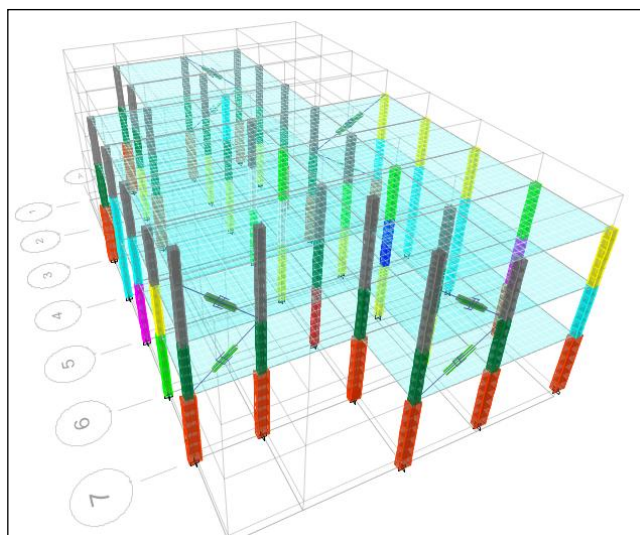


Figura 118. Ubicación de disipadores en X-X.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 119 se aprecia que la energía de entrada por sismo que disipa la estructura es mayor respecto a las otras iteraciones, esto se

debe gracias a que no se colocaron dispositivos en el 1° piso, obligando a la estructura a disipar mayor cantidad de energía.

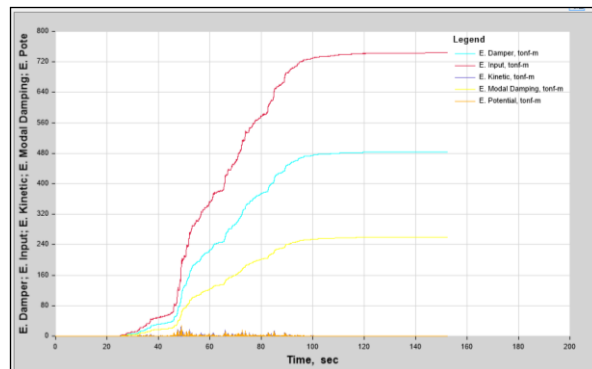


Figura 119. Balance de energía.

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 62 se observan los valores de las distorsiones, nótese el porcentaje de reducción de deriva respecto a los valores obtenidos con análisis espectral.

La irregularidad extrema de rigidez aún sigue presente en el 2° piso respecto al 3° y la irregularidad de rigidez en el 1° piso respecto al 2° se ha eliminado.

Tabla 62.- Resultados obtenidos de quinta iteración.

ENTREPISO	DESPLAZ. PROM. X-X (cm)	DISTORSIÓN PROM. X-X (‰)	% REDUCCIÓN
1	2,70	5,9	61
2	5,10	6,5	22
3	6,00	2,7	24
Max. desplaz.=	6,32		

Fuente: Elaboración propia.

Sexta Iteración

Para esta sexta iteración se usó un valor de $C = 170$ con cuatro disipadores en el 2° y 3° nivel (ocho en total) y peraltando en X-X 15 columnas perimetrales a 40x70 cm solamente en el 1° piso.

Tabla 63.- Resultados obtenidos de sexta iteración.

ENTREPISO	DESPLAZ. PROM. X-X (cm)	DISTORSIÓN PROM. X-X (%0)	% REDUCCIÓN
1	2,70	5,9	61
2	5,10	6,6	21
3	6,10	2,7	23
Max. desplaz.=	6,37		

Fuente: Elaboración propia.

Nótese en la tabla 63 que se reduce en el 2° y 3° piso apenas un 1% más que en la 5° iteración, prácticamente nada.

En la figura 120 se observa el diagrama fuerza-deformación de uno de los disipadores. En dicho diagrama se observa que el disipador trabaja adecuadamente, pues sus lazos histeréticos son de forma elipsoidal.

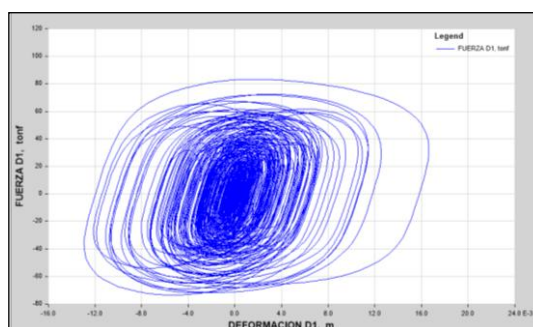


Figura 120. Curva histerética del disipador.
Fuente: Elaboración propia.

Séptima Iteración

Para esta séptima iteración se usó un valor de $C = 170$, con cuatro disipadores en el 2° y 3° nivel (ocho en total) y peraltando en X-X todas las columnas perimetrales a 40 x 70 cm, pero solo en el 1° piso y 2° piso, tal como se aprecia en la figura 121.

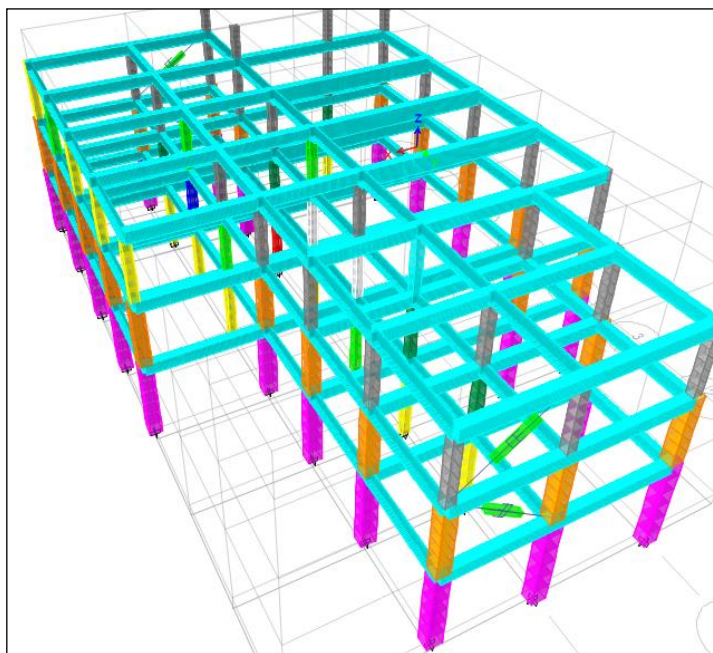


Figura 121. Ubicación de disipadores en X-X.

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 64 se muestran los resultados de las distorsiones obtenidas del análisis tiempo historia. Nótese que los porcentajes de reducción de las distorsiones respecto a las obtenidas por el análisis espectral son muy bajos para tantas columnas reforzadas, esto se explica fácilmente pues la estructura, al ser más rígida, conlleva a que el disipador trabaje menos, lo que se puede evidenciar en la figura 122, donde la energía de

entrada por sismo es prácticamente disipada en partes iguales, tanto por la estructura como por el disipador.

Tabla 64.- Resultados obtenidos de séptima iteración

ENTREPISO	DESPLAZ. PROM. X-X (‰)	DISTORSIÓN PROM. X-X (‰)	% REDUCCIÓN
1	3,2	6,9	-1,0
2	5,9	7,4	4,0
3	7,6	5,0	10,0
Máx. desplaz.(cm) =	8,72		

Fuente: Elaboración propia.

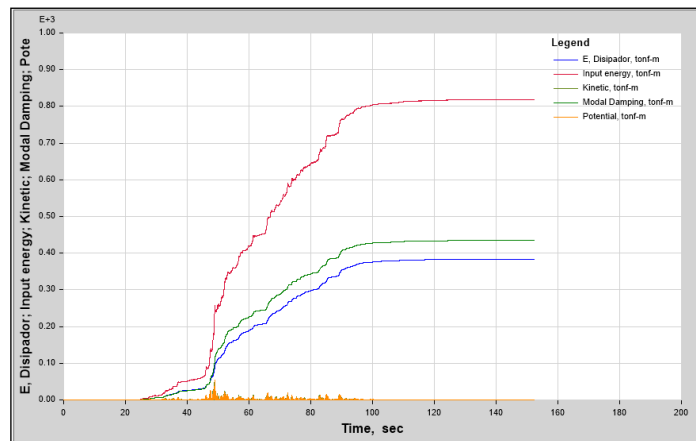


Figura 122. Balance de energía.

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 65 se muestra el resumen de los resultados obtenidos en las siete iteraciones. Es necesario hacer un análisis detallado de esta tabla con el fin de obtener ciertas conclusiones importantes del comportamiento de la estructura en la dirección corta (X-X).

En primer lugar se aprecia que las dos mejores alternativas se muestran en la 1° y 2° iteración, pues ofrecen los mayores porcentajes de reducción en la respuesta de distorsiones y las fuerzas en los disipadores no son elevadas. No obstante la irregularidad de rigidez no se ha podido eliminar y no se ha podido cumplir con la deriva objetivo (5‰).

En segundo lugar, para eliminar la irregularidad por rigidez en el 2° piso respecto al 3°, es preciso rigidizar el 2° piso para así reducir sus desplazamientos, sin embargo, como se comprobó en las demás iteraciones, ello conlleva a un aumento en los desplazamientos en el 1° piso, además al aumentar la rigidez a la estructura el disipador no trabaja a su máxima eficiencia, consecuentemente los porcentajes de reducción de distorsiones son muy bajos (por ejemplo el de la 7° iteración). En base a los resultados mostrados, la única solución para eliminar la irregularidad por rigidez en X-X es rigidizar en esa dirección, sin embargo al aumentar la rigidez, se pierde la eficacia con los disipadores; pero si se disminuye la rigidez, el disipador trabaja adecuadamente pero no se elimina la irregularidad de rigidez en la estructura. Ello es equivalente a caminar en círculos.

El primer problema en la dirección corta del edificio (X-X) es que no se puede eliminar la irregularidad de rigidez y el segundo (el más importante) no se puede cumplir con obtener distorsiones menores a la deriva objetivo (5‰).

Fundamentado en estas conclusiones, no es viable incorporar los disipadores en la dirección corta del edificio (X-X).

Tabla 65.- Resumen de las iteraciones realizadas

ENTREPISO	DISTORSIÓN DE ENTREPISO (‰)													
	1ra. Iteración		2da. Iteración		3ra. Iteración		4ta. Iteración		5ta. Iteración		6ta. Iteración		7ma. Iteración	
	Distor.	% Red.	Distor.	% Red.	Distor.	% Red.	Distor.	% Red.	Distor.	% Red.	Distor.	% Red.	Distor.	% Red.
1	5.5	63	6.2	59	5.9	60	5.5	63	5.9	61	5.9	61	6.9	-1.0
2	5.2	37	4.2	49	4.6	45	5.3	37	6.5	22	6.6	21	7.4	4
3	3.1	12	2.4	31	2.7	24	3.1	11	2.7	24	2.7	23	5.0	10
Nro. de disipadores	1er.piso: 4		1er.piso: 4		1er.piso: 4		1er.piso: 4		1er.piso: 0		1er.piso: 0		1er.piso: 0	
	2do.piso: 4		2do.piso: 4		2do.piso: 4		2do.piso: 4		2do.piso: 4		2do.piso: 4		2do.piso: 4	
	3er.piso: 0		3er.piso: 0		3er.piso: 0		3er.piso: 0		3er.piso: 4		3er.piso: 4		3er.piso: 4	
Max. Desplaz. (cm)	5.87		5.44		5.53		5.83		6.32		6.37		8.72	
Max. Axial (tn)	87.13		87.1		86.71		86.57		91.6		90.91		100.34	
Max. Deform. (mm)	21.71		23.5		22.39		21.28		20.4		20.31		24.16	
Fuerza disip. (kip)	165		165		165		165		220		220		220	

Fuente: Elaboración propia.

8.5 ESQUEMA FINAL DE LA REHABILITACIÓN PROPUESTA

La elección de la mejor alternativa será básicamente la que presente menores fuerzas en los dispositivos de amortiguamiento como en las columnas adyacentes. La propuesta de rehabilitación final (ver figuras 123, 124 y 125) consta en un reforzamiento con disipadores de energía en el sentido longitudinal (Y-Y) y, en vez de rigidizar interviniendo gran cantidad de columnas, se optó por un arreglo con arriostres metálicos. Para la dirección transversal (X-X) arriostres metálicos concéntricos. La configuración usada para los disipadores fue en forma de diagonal para evitar esforzar las vigas del edificio.

Para el modelo final y debido a que esta es una edificación esencial existente, para el análisis se sigue la recomendación del FEMA de

utilizar secciones agrietadas en los elementos estructurales como vigas y columnas (ver tabla 66).

En la sección 8.6 se procedió a realizar el análisis Tiempo-Historia de la estructura con la rehabilitación final propuesta a la estructura.

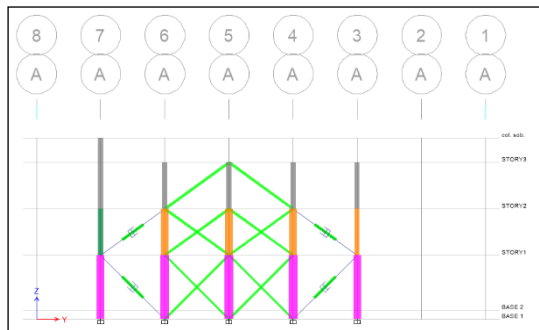


Figura 123. Propuesta final en eje longitudinal A-A.

Fuente: Elaboración propia.

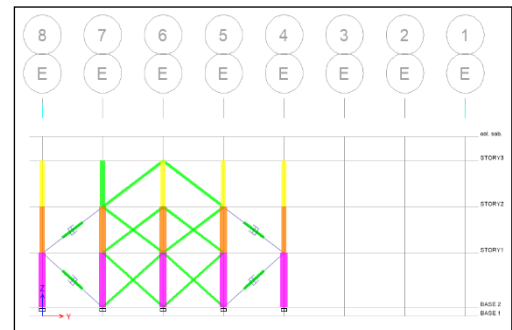


Figura 124. Propuesta final en eje longitudinal E-E.

Fuente: Elaboración propia.

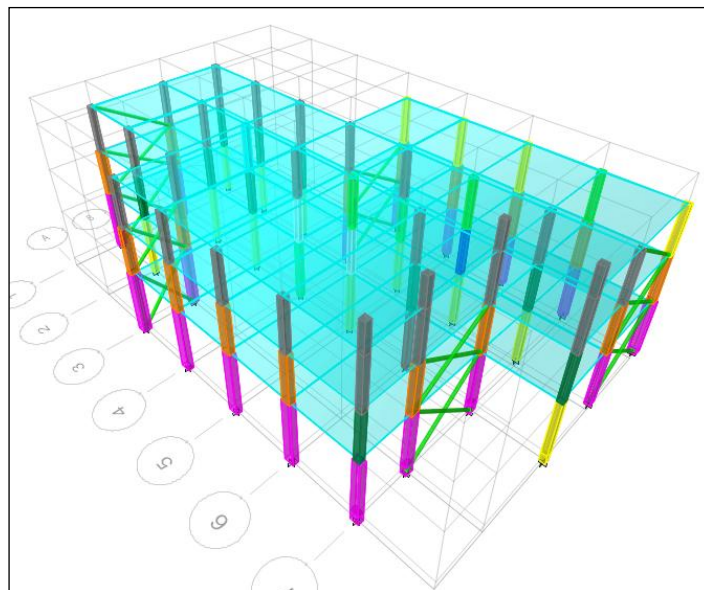


Figura 125. Propuesta final en X-X (para mejor visibilidad no se muestran las vigas ni el reforzamiento en el sentido longitudinal Y-Y de la estructura).

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 66.- Rigidez efectiva de elementos en FEMA 356

Componente	Rigidez de flexión	Rigidez de corte	Rigidez axial
Vigas no pre-esforzadas	$0.50 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	-
Vigas pre-esforzadas	$E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	-
Columnas con compresión debidas a las cargas de diseño de gravedad $\geq 0.5f'cA_g$	$0.70 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas con compresión debidas a las cargas de diseño de gravedad $\leq 0.3f'cA_g$ o con tensión	$0.50 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	$E_c A_s$
Muros no agrietados	$0.80 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros agrietados	$0.50 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	$E_c A_g$

Fuente: Traducción de FEMA 356.

8.6 ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA DE LA PROPUESTA DE REHABILITACIÓN SÍSMICA

Antes de realizar el análisis sísmico debemos determinar las propiedades finales del disipador viscoso.

8.6.1 Propiedades del Disipador

Se usó un valor de $\alpha = 0,5$, es decir, se empleó disipadores no lineales (Villarreal & Oviedo, 2009).

Se consideró en el modelo final un perfil metálico para el brazo que contiene al disipador Round HSS 7,50 x 0,50. Las propiedades de este perfil se muestran en la tabla 67.

Tabla 67.- Propiedades del perfil metalico HSS 7,50 x 0,50.

Dimensiones y propiedades					
Perfil Metálico	Diám. Exterior (in)	Diám. Interior (in)	Espesor, t (in)	Área, A (in ²)	Inercia, I (in ⁴)
HSS 7,50x0,50	7,5	7,04	0,465	10,3	63,9

Fuente: AISC.

Con los datos del perfil se procede a calcular la rigidez del brazo metálico mediante la siguiente expresión (ASCE 7-10):

$$K = \frac{E \cdot A}{L}$$

Las características especificadas para el cálculo son:

Módulo de elasticidad del acero: $E_{ac} = 29\,000 \text{ ksi} = 20 \times 10^6 \text{ tonf/m}^2$

Área del perfil metálico: $A = 10,3 \text{ in}^2 = 66,45 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

Longitudes:

$$L_{1^\circ \text{ nivel}} = 5,70 \text{ m}$$

$$L_{2^\circ\text{-}3^\circ \text{ nivel}} = 6,16 \text{ m}$$

Con ello la rigidez del brazo metálico es:

$$K_{1^\circ \text{ nivel}} = 23\,820,25 \text{ tonf/m}$$

$$K_{2^\circ \text{ nivel}} = 22\,002,48 \text{ tonf/m}$$

Con base en todas las iteraciones realizadas se fijó el valor del coeficiente de amortiguamiento "C" en 150 tonfxs/m, evitando así elevadas fuerzas axiales en los disipadores, consecuentemente en las columnas adyacentes a estos dispositivos.

8.6.2 Respuesta del edificio rehabilitado señales sísmicas

Luego de definir las propiedades finales de los disipadores y definir una configuración y ubicación de los mismos, se realizó el análisis tiempo

historia con los cuatro registros (ocho componentes) ya descritos anteriormente.

En la tabla 68 se muestra los valores de las distorsiones de entrepiso obtenidas luego de realizar el análisis tiempo-historia. Nótese que el valor máximo (4,6‰) es menor a la deriva objetivo planteada en este estudio (5‰).

En la tabla 69 se muestra los desplazamientos de entrepiso obtenidos con el análisis tiempo-historia con cada una de las componentes de los registros usados.

Tabla 68.- Distorsiones de entrepiso obtenidas con el análisis tiempo-historia.

Distorsión de entrepiso (‰)									
Entrepiso	Sismo TAC01		Sismo TAC02		Sismo TAC10		Sismo L74		Máximo valor (‰)
	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W	N-S	
1	2.2	3.7	3.5	3.7	4.6	3.6	2.8	2.8	4.6
2	1.6	2.7	2.6	2.9	3.6	2.6	2.2	2.2	3.6
3	1.2	2.1	1.9	2.4	3.1	2.1	1.8	1.8	3.1

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 69.- Desplazamientos de entrepiso obtenidos con el análisis tiempo-historia.

Desplazamiento de entrepiso (cm)									
Entrepiso	Sismo TAC01		Sismo TAC02		Sismo TAC10		Sismo L74		Máximo valor (cm)
	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W	N-S	
1	1.0	1.7	1.6	1.7	2.1	1.7	1.3	1.3	2.1
2	1.6	2.7	2.5	2.8	3.4	2.6	2.1	2.1	3.4
3	2.0	3.5	3.2	3.6	4.5	3.4	2.7	2.7	4.5

Fuente: Elaboración propia.

8.6.3 Períodos obtenidos con la Rehabilitación sísmica propuesta

Los períodos obtenidos se muestran en la tabla 70. Nótese que los valores de los periodos son similares y que guardan relación con la altura y el número de niveles del edificio.

Tabla 70.- Período y porcentaje de masas acumulativas.

Modo	Período (seg.)	Masa X (%)	Masa Y (%)	Masa. Acum. X (%)	Masa. Acum. Y (%)
1	0.322	0.0	91.1	0.0	91.1
2	0.301	89.0	0.0	89.0	91.1
3	0.22	0.0	0.4	89.0	91.5
4	0.125	8.9	0.0	97.9	91.5
5	0.122	0.0	7.0	97.9	98.5
6	0.089	0.0	0.0	97.9	98.5
7	0.075	0.0	1.2	97.9	99.7
8	0.07	1.8	0.0	99.7	99.7
9	0.054	0.0	0.0	99.7	99.7

Fuente: Elaboración propia.

8.6.4 Estimación del Amortiguamiento Efectivo en base a la respuesta sísmica

Según se muestra en las tablas 68 y 69, la máxima respuesta ocurre con la componente TAC10 E-W. Por esta razón a dicho registro escalado se le construyó, con la ayuda del programa Seismosignal, su espectro de respuesta con 5%, 20%, 25% y 28% de amortiguamiento. Luego se realizó un análisis espectral con dichos espectros y se comparó las respuestas obtenidas con la respuesta del análisis tiempo historia.

Al espectro que se asemeje a la respuesta del análisis tiempo historia se le tomará su amortiguamiento como el amortiguamiento efectivo

logrado ($\beta_{efec.}$). Luego procedemos a restar un 5% (amortiguamiento inherente) obteniendo así el amortiguamiento viscoso añadido ($\beta_{visc.}$).

$$\beta_{efec.} = \beta_{inh.} + \beta_{visc.}$$

En la figura 126 se muestra el espectro de la componente E-W del registro TAC10 construidas con un 5% y un 28% de amortiguamiento.

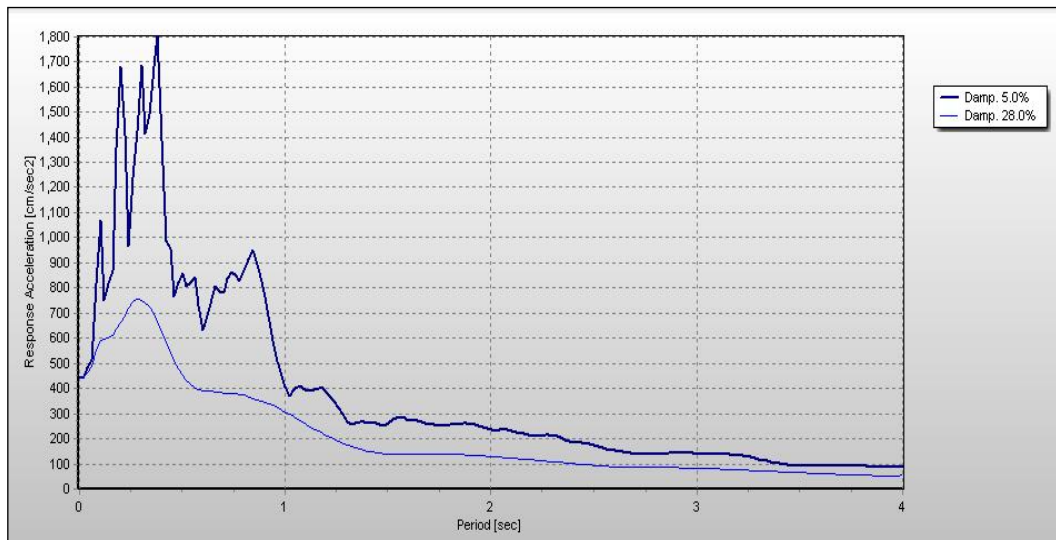


Figura 126. Espectro de la componente TAC01 E-W construido con 5% y 28% de amortiguamiento.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 71.- Distorsiones de entrepiso obtenidas con el análisis tiempo historia y con el espectro reducido.

Entrepiso	TAC10 E-W		Espectro con 28% de amortiguamiento	
	Distorsión (‰)	Desplaz. (cm)	Distorsión (‰)	Desplaz. (cm)
1	4.6	2.1	4.8	2.2
2	3.6	3.4	3.9	3.7
3	3.1	4.5	4.5	5.3

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 71 se muestra la máxima respuesta obtenida con el análisis tiempo-historia y la obtenida con el análisis con el espectro reducido. Se puede apreciar que la respuesta es muy similar al del espectro reducido con un amortiguamiento del 28%.

De acuerdo a los resultados de la tabla 71 bien podríamos considerar el amortiguamiento efectivo en 28% e incluso 30%, sin embargo en la presente investigación, y debido a la incertidumbre en todo proceso de análisis sísmico, se consideró un amortiguamiento efectivo del 25%.

8.6.5 Determinación del Espectro Reducido por Amortiguamiento

Para las combinaciones de diseño se emplea un espectro reducido (ER) por amortiguamiento y ductilidad.

El incremento de amortiguamiento en la estructura permite una reducción en la amenaza sísmica, principalmente para los elementos que no forman parte del sistema de amortiguamiento. Es decir, para aquellas columnas, vigas o placas que no están conectadas directamente a uno o más disipadores.

Utilizando el amortiguamiento obtenido, se emplean los factores de reducción propuestos por el FEMA 356, para reducir el espectro de diseño de manera que esté acorde con el amortiguamiento añadido a la estructura. Para un valor promedio obtenido del 25% le corresponden factores de reducción espectral para la plataforma y para la zona descendente de $B_s = 2,05$ y $B_1 = 1,6$ respectivamente.

Con estos valores se construyó el espectro de diseño mostrado en la figura 127.

Cabe mencionar que dado que la estructura presenta un período en Y-Y igual a 0,4 s , sólo influye en los resultados el 1° factor de reducción ($B_s = 2,05$) al espectro normativo.

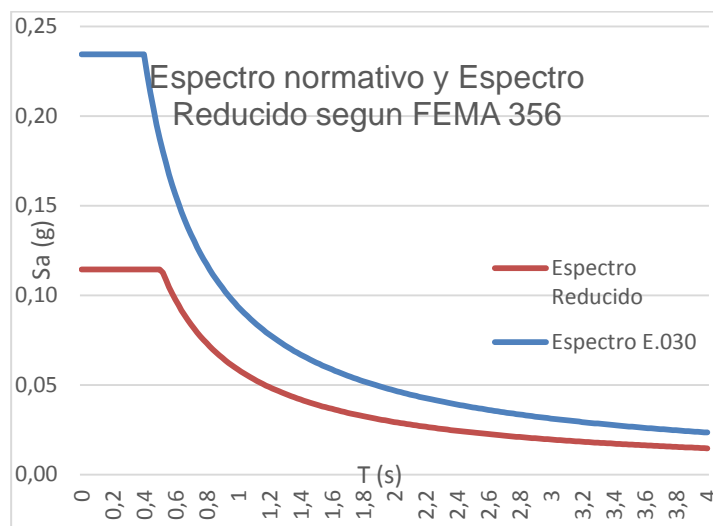


Figura 127. Espectro de diseño para reforzamiento (Reducido) y espectro de la norma E.030.

Fuente: Elaboración propia.

Se calculó la respuesta espectral y se obtuvieron valores de distorsiones de entrepiso que se muestran en la tabla 72.

Tabla 72.- Desplazamientos y distorsiones de entrepiso obtenidas con el espectro reducido según FEMA 356.

Entrepiso	Distorsión (‰)	Desplaz. (cm)
1	3,5	1,6
2	2,8	2,6
3	3,2	3,8

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 73 se aprecia la relación demanda/ capacidad de las vigas más esforzadas del edificio. Nótese la gran reducción de la demanda. Consecuentemente no es necesario reforzar las vigas pues la relación demanda/capacidad es menor que 1, excepto en un par de vigas, pero aun así este valor es muy cercano a la unidad.

Tabla 73.- Relación demanda/capacidad instalada en vigas más esforzadas

Ubicación de viga	Demanda Mu- (tn-m)	Demanda Mu+ (tn-m)	Capacidad ϕ Mn- (tn-m)	Capacidad ϕ Mn+ (tn-m)	Demanda/Capacidad Mu-	Demanda/Capacidad Mu+
Eje 1-2/D	-9.79	6.48	12.99	13.29	0.75	0.49
Eje 6-7/A	-16.25	12.22	15.41	13.29	1.05	0.92
Eje 5-4/E	-17.09	13.43	15.41	13.29	1.11	1.01
Eje A-C/4	-38.11	38.32	86.67	43.42	0.44	0.88

Fuente: Elaboración propia.

8.7 ANÁLISIS SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL (X-X)

En el sentido X-X se usó arriostres metálicos de diámetro 7,5" (ver figura 125). Luego de realizar el análisis sísmico se obtuvieron los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso mostradas en la tabla 74.

Tabla 74.- Distorsiones de entrepiso en X-X

ENTREPISO	Desplaz. promedio X-X	Distorsión de entrepiso (X-X) ‰
1	1,9	4,0
2	3,1	3,4
3	4,4	3,7

Fuente: Elaboración propia.

8.8 EVALUACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

Sentido Longitudinal (Y-Y)

Luego de realizar el análisis de la estructura reforzada se obtiene una deriva máxima de 4,7‰, con lo que se concluye que, según Hazus, el edificio presentará un daño leve frente a una amenaza sísmica con un período de retorno de 475 años, debido a que su deriva se mantiene por debajo del 5‰.

Las columnas luego de ser reforzadas tienen una capacidad resistente, mayor a la combinación de la demanda combinada por el sismo, las cargas vivas, muertas y las añadidas debido al funcionamiento de los disipadores. Las no reforzadas no requieren reforzamiento pues su demanda es muy baja.

Las vigas en general tienen una capacidad menor a la demanda, lo que concluye que no presentaran una falla frágil ante un evento sísmico.

Sentido Transversal (X-X)

Los resultados del análisis del edificio utilizando como refuerzo los arriostres metálicos indican que la deriva se mantiene en el orden de 4,0‰. Al comparar con la deriva permisible dada por la norma NTE-E.030 (7‰), podemos concluir que se ha mejorado el desempeño de la estructura frente al evento sísmico severo. Al igual que en el sentido longitudinal, las vigas no presentarán una falla frágil ante un evento sísmico.

CAPÍTULO IX

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

9.1 GENERALIDADES

Se reconoce que todas las investigaciones no son “perfectas”, es por ello que se debe ser crítico con toda la información obtenida en el trabajo, asumiendo una posición independiente y autocrítica. Teniendo en cuenta ello, en este capítulo se analizó tres aspectos fundamentales: la calidad de la validez interna y externa de la investigación y la comparación de los resultados obtenidos con la bibliografía existente, investigaciones previas, etc.

Como se mencionó en el capítulo I, el objetivo general de la presente investigación es determinar en qué medida la disipación de energía reduce los daños estructurales en la estructura del edificio de Ingeniería Metalúrgica.

Para ello se estudió al edificio sin rehabilitación y con la rehabilitación sísmica final, realizando un proceso iterativo con los disipadores (ver capítulos IV, V, VI y VIII).

9.2 VALIDEZ INTERNA DE LA INVESTIGACIÓN

9.2.1 Evaluación cualitativa

El método del FEMA 154 ha sido aplicado en varias investigaciones en el Perú para evaluar cualitativamente la vulnerabilidad de edificios y determinar si se necesita una *Evaluación Detallada* (Vizconde, 2004).

En la presente tesis se usó este método por ser bastante conservador (ver capítulo IV) y se lo recomienda para evaluar rápidamente si una edificación necesitará o no una evaluación detallada. Sin embargo es deseable elaborar un formulario con las características y configuraciones propias de los edificios de la ciudad de Tacna y del Perú.

9.2.2 Evaluación Detallada

Análisis empleado y modelo matemático del edificio

Como ya se explicó, se usó en el análisis sísmico el método espectral definido por la norma NTE-E.030. Dicha norma es aplicable a edificios nuevos y existentes. Sin embargo se debe mencionar que en el ámbito internacional gran parte de los países cuentan con una norma propia para evaluar edificios existentes. Por ello en esta investigación se utilizó adicionalmente los criterios del FEMA 356, NSR10, NEC-SE-RE-2014, ASCE 7/10 entre otros.

Se recomienda complementar el presente estudio usando un análisis sísmico no lineal IDA o Pushover, obtener la curva de capacidad de la estructura, el espectro de capacidad y obtener el punto de desempeño del edificio. Una ventaja de estos métodos es que muestran el mecanismo de formación de rotulas plásticas en la estructura. Dicho

mecanismo es especialmente importante para aplicar el diseño por desempeño y obtener los “puntos débiles” del edificio a reforzar.

Nótese que en la evaluación no se consideró la interacción tabique pórtico, por ello se usó un R_0 para pórticos igual a 8 en ambos sentidos del edificio. La razón de ello fue que los muros de albañilería no cuentan con elementos de anclaje y está demostrado que fallarían por fuerza cortante (Talace, 2004), por ello el efecto de puntal desaparecería ante el sismo severo y el edificio se volvería más flexible ya que los tabiques ya no aportarían rigidez. Esa es la razón por la que se suprime el efecto de los tabiques ya que estos no aportarían rigidez de inicio a fin de un sismo severo. La falla de un tabique puede modificar sustancialmente el análisis estructural elástico al desaparecer el efecto de puntal en los tabiques que se agrietan o desploman; por lo tanto, será necesario que los tabiques se comporten elásticamente, incluso ante los sismos severos. Dicha condición no se cumpliría en el edificio en estudio. En todo caso se requiere realizar un análisis inelástico de los muros de albañilería y determinar hasta qué punto éstos aportan rigidez a la estructura. Dicho análisis no forma parte de los objetivos de la presente tesis. En cuanto al diafragma del edificio, se modeló y analizó usando un modelo con y sin diafragma rígido, la diferencia en la respuesta de la estructura es prácticamente insignificante. Sin embargo se recomienda que para edificios cuya relación de dimensiones en planta sea mayor a 2,5 se evalué la condición de diafragma rígido. La NTP E.030-2016 menciona, en su acápite 4.2, que debe verificarse que los diafragmas

tengan la rigidez y resistencias suficientes para asegurar la distribución en planta de las fuerzas horizontales en función a las rigideces de los elementos resistentes. Sin embargo la norma no propone una metodología para verificar ello. Por ello se recomienda aplicar lo mencionado en el acápite A.3.6.7.2 de la NSR10 para estudiar la flexibilidad de un diafragma. En el presente trabajo se asignó diafragma rígido al edificio en todas las etapas excepto en la evaluación detallada del capítulo V.

Se tiene ciertas discrepancias entre los ingenieros sobre desde dónde se debe modelar un edificio, es decir: ¿Desde el nudo zapata-columna o desde el nivel del terreno? Cabe mencionar que habrá ciertas diferencias en los desplazamientos. Según el Dr. Villarreal un edificio debe modelarse desde la conexión zapata-columna pues a pesar de compactarse el suelo que está por encima de la zapata, en un sismo severo éste sufrirá de todas maneras un reacomodo en sus partículas y la parte de la columna enterrada también sufrirá cierta deformación. En todo caso es posible adoptar una profundidad intermedia con fines de modelación y cálculo o de acuerdo con el criterio del calculista. En el presente trabajo se empleó una altura de columna a partir de la conexión zapata-columna. Para casos especiales se recomienda usar un análisis considerando la interacción suelo-estructura. Es importante mencionar que, dado que nuestro suelo es de tipo S1 (muy rígido) y el edificio es de baja altura, la respuesta sísmica al modelar la estructura con y sin interacción suelo-estructura no varía significativamente.

Códigos internacionales como el FEMA 356, AASHTO LRFD, IBC 2009 y ASCE/SEI, Nch433 establecen que se debe medir la velocidad de propagación de las ondas de corte y clasificar el suelo de acuerdo a ello. La NTE. E.030-2016 recientemente también clasifica los perfiles de los suelos en base a la propagación de la velocidad de las ondas de corte (V_s).

El tipo de suelo sobre el cual se asienta el edificio es un suelo tipo S1.

Dicha afirmación se sustenta en el cálculo de la velocidad de propagación de las ondas de corte que obtuvo una tesis sobre comportamiento dinámico del suelo de Tacna en la que se realizaron 25 líneas de MASW siendo la N° 25 ejecutada en la UNJBG frente al edificio de la Escuela de Administración, en dicha investigación se clasifica al suelo como un suelo tipo C (suelo muy denso) con un valor de V_s igual a 590m/s. Además una calicata realizada en el mismo terreno arrojó propiedades mecánicas del suelo similares a las del estudio de mecánica de suelos ejecutado por Talace (2004) y por la presente tesis (ver Anexo 05), con lo cual se valida el valor obtenido de las ondas de corte (V_s) con lo que se puede decir que si se midiera la velocidad de propagación de ondas de corte en el edificio materia de este estudio se obtendría un valor similar ($V_s > 500\text{m/s}$).

El valor del período de vibración del suelo de la UNJBG obtenido por Tokeshi (1989) fue de 0,9 a 0,10 s , valores que corresponde a un suelo muy rígido.

A ello se suma que el suelo de la UNJBG es un suelo “Tipo I” según la clasificación de Cotrado y Siña (1994); además también por la forma de los espectros obtenidos de los registros de la UNJBG y que se muestran en el capítulo VI (los cuales se asemejan a los de un suelo tipo S1).

En cuanto al coeficiente básico de reducción (R_o) asignado existe una condición de la norma, que menciona que solamente deben de ser usados en elementos que disipen energía manteniendo la *estabilidad* de la estructura. Sin embargo, a juzgar por las altas distorsiones de entrepiso obtenidas en el análisis sísmico elástico (ver tabla 15) y la falta de refuerzo en las columnas, no es fiable que frente a un sismo severo las columnas alcancen en la realidad elevados desplazamientos sin antes formarse rotulas plásticas en la columnas, consecuentemente la estructura perdería una parte muy considerable de su estabilidad. Para ello es necesario y recomendable estudiar el mecanismo de formación de rotulas plásticas mediante la técnica del Pushover, IDA, u otros.

Ello muestra que los valores de R_o dados en la tabla 13 no deben aplicarse como si fuera una “receta” en edificios existentes, sobre todo en los que haya antecedentes de su vulnerabilidad estructural y presenten elevados desplazamientos de entrepiso.

En cuanto a la evaluación del comportamiento de las columnas, nótese que éstas fallan por no estar las combinaciones dentro del diagrama de interacción, sin embargo la ductilidad de las columnas se recomienda

evaluarla realizando el diagrama momento curvatura (considerando el refuerzo longitudinal y transversal). Ejemplos muy básicos se encuentran en Morales (2007). Para los fines que persigue la presente tesis, solamente se consideró el uso de los diagramas de interacción en las columnas.

Trabajo de campo y ensayos realizados

En cuanto al trabajo de campo, como es lógico, no se puede extraer a voluntad propia el número de diamantinas que se desee por limitaciones de las autoridades competentes y en los costos elevados que esto involucraría. De igual manera no se puede auscultar una cantidad numerosa de cimentaciones, por las mismas razones mencionadas, entre otras. De todas maneras, se tienen valores de $f'c$ de 17 columnas del edificio (ver tablas 26 y 27), las cuales fueron asignadas directamente en el modelo del edificio. En cuanto a las demás columnas se tomó en cuenta las resistencias de sus columnas vecinas y las obtenidas con la prueba de esclerometría cuyos valores se encuentran en la tesis de Talace (2004). En el presente trabajo no se determinó si las fisuras son muertas o vivas, para ello se requiere emplear el fisurómetro. Esta determinación es importante en el sentido de que una fisura viva evoluciona con el tiempo, aumentando o disminuyendo su espesor, siendo más perjudicial.

No se tomó diamantinas a las vigas, por ello en el modelo estructural se les asignó un $f'c = 210\text{kg/cm}^2$. Sin embargo su repercusión en la

relación demanda/capacidad de la tabla 73 no es muy significativa. De todas maneras se recomienda extraer algunas muestras a vigas. Para determinar el grado de corrosión del concreto en la losa del 1° piso se recomienda realizar ensayos de contenido de sales, cloruros y sulfatos a muestras de concreto de dicho elemento y/o en vigas cercanas. Con ello se tendría un diagnóstico más preciso para dicha losa.

Análisis de la metodología aplicada en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica

La metodología propuesta en el capítulo V para evaluar la vulnerabilidad sísmica de una estructura se basa en el comportamiento sísmico de la estructura (CS); el estado del sistema estructural (ESE) y la vulnerabilidad no estructural (VNE). Dichos aspectos son considerados prácticamente en cualquier método internacional. Como se recomendó anteriormente, puede aplicarse un análisis no lineal (Pushover, IDA, etc) para obtener el espectro de capacidad y el punto de desempeño de la estructura, determinándose también el mecanismo de formación de las rotulas plásticas (es deseable la falla columna fuerte-viga débil). Ello sería un complemento muy importante para evaluar el comportamiento sísmico (CS) de un edificio, consecuentemente la metodología aquí propuesta alcanzaría un nivel mucho más completo.

9.2.3 Selección y procesamiento de las señales sísmicas

Al utilizar los cuatro códigos (ver tabla 48) se obtuvieron los factores de escala cuyos gráficos se muestran en la figura 128.

Nótese que el código con el que se obtienen los más altos factores de escala es el NSR10, siendo el menos exigente la NTE. E.030-2016.

Los factores de escala son más elevados en los registros TAC02 y TAC10 puesto que poseen las menores aceleraciones registradas (figura 128).

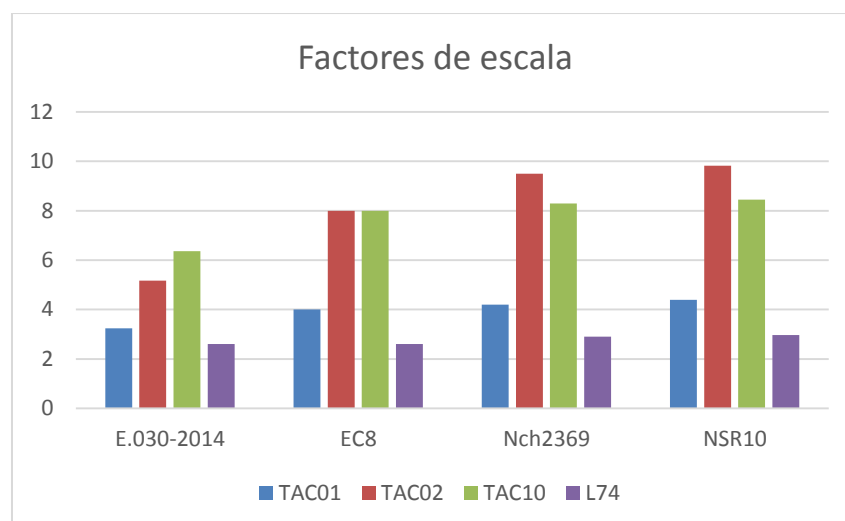


Figura 128. Factores de escala.

Fuente: Elaboración propia.

Se realizó un análisis espectral y se comparó con los valores de distorsiones obtenidos con el análisis tiempo historia usando los factores de escala de la E.030-2016 y se obtuvieron valores muy por debajo de los obtenidos por el análisis espectral.

Caso contrario sucede al usar los factores de escala del código NSR10 cuya respuesta es muy alta. Por ello, en la presente investigación, se decidió usar un factor de escala promedio, obteniéndose resultados muy similares de distorsiones de entrepiso con el método espectral y con el análisis tiempo-historia.

9.2.4 Rehabilitación sísmica con disipadores de energía

Secciones agrietadas

Para la propuesta final, de acuerdo con la tabla 66, se usó secciones agrietadas. Cabe hacer ciertas aclaraciones al respecto:

Priestley (2003) indica que usando un análisis modal con rigideces de secciones no agrietadas para los diferentes elementos es imposible obtener fuerzas sísmicas precisas, incluso dentro del rango elástico de respuesta. Los periodos elásticos calculados probablemente están errados, y más aún, la distribución de fuerzas a través de la estructura, la cual depende de la rigidez relativa de los elementos, puede estar excesivamente equivocada.

Por lo expuesto anteriormente, algunos códigos hacen algún reconocimiento de la influencia del agrietamiento. Consideran la rigidez agrietada EI_e como una proporción de la rigidez de la sección no agrietada EI_g , especificando factores de reducción para ser aplicados a la rigidez de sección no agrietada.

Si una edificación es diseñada en base a la rigidez de las secciones no agrietadas, se tendría una edificación de bajos periodos y con una cortante basal aparentemente alta, la consecuencia no es un diseño conservador, sino una edificación que en realidad tendrá distorsiones altas y mayormente inaceptables (Burgos, 2007).

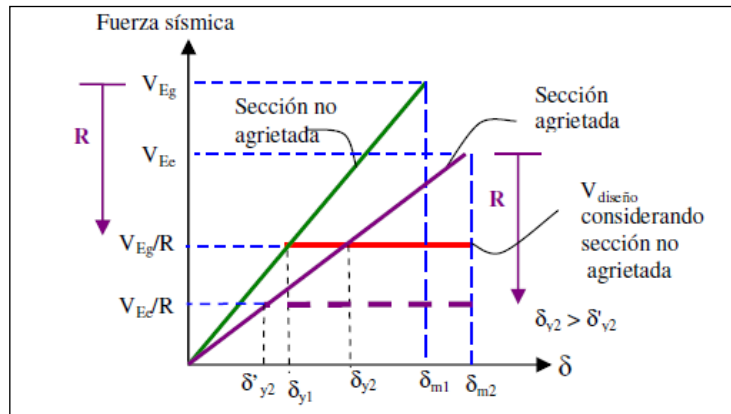


Figura 129. Relación de fuerza cortante de diseño y desplazamiento.

Fuente: Burgos, 2007.

Está claro que se debe considerar el agrietamiento de los elementos estructurales para el análisis sísmico de la edificación (Burgos, 2007). Sin embargo, para considerar el agrietamiento de los elementos se tiene por un lado los factores de reducción dados por algunos códigos (Nueva Zelanda, ACI 318S-05, FEMA 356, ASCE 2000); y por el otro lado, los factores encontrados en el estudio de Priestley (2003).

Para mayores precisiones en el comportamiento de la estructura o para evaluaciones de edificaciones existentes, sí podría ser necesario adoptar el análisis propuesto por Priestley (2003), el cual es más complejo.

En la presente investigación se adoptó los factores de reducción propuestos en FEMA 356 (ver tabla 66).

Si se desea profundizar este tema se recomienda revisar el capítulo III de la tesis de maestría perteneciente a Burgos (2007), ahí se

encontrarán los diferentes valores de factores de reducción de momentos de inercia de las secciones de elementos estructurales.

Propuesta final

Las ventajas del tipo de rehabilitación sísmica propuesta al edificio de la escuela de Ingeniería Metalúrgica se pueden agrupar en:

- El reforzamiento es perimétrico, no hay intervenciones en elementos internos del edificio.
- Con un adecuado planeamiento en obra, el edificio puede reforzarse con pleno uso de los ambientes o al menos parcialmente.
- El reforzamiento es básicamente una incorporación de elementos a la estructura. No es muy invasivo ni destructivo, como por ejemplo un reforzamiento con muros de concreto armado o ensanchamiento de varias columnas.
- El tiempo de colocación de los elementos adosados a los pórticos (disipadores y arriostres metálicos) es mínimo en obra, si lo comparamos con el procedimiento constructivo que involucra rigidizar con los muros de concreto armado.
- El nivel de desempeño que se alcanzaría en un sismo severo es de ocupación inmediata (IO), la mayor parte de energía de entrada por sismo es tomada por los disipadores, ello se traduce en menores daños y en la reducción de los costos en un reforzamiento pos-sismo.

- El valor del costo de venta aumenta en edificios con disipadores (para el caso de otros edificios).

Las desventajas del tipo de rehabilitación sísmica propuesta al edificio de la escuela de Ingeniería Metalúrgica se pueden agrupar en:

- La instalación de los disipadores requiere una supervisión especializada.
- El costo de los dispositivos podría ser una limitante, pero se puede compensar con la reducción de daños y costo de reparación pos-sismo. Además el costo asociado a los disipadores de fluido viscoso son relativamente económicos comparados con otros sistemas de protección sísmica (aisladores sísmicos, por ejemplo).

9.3 CALIDAD DE LA VALIDEZ EXTERNA DE LA INVESTIGACIÓN

A continuación se procede a mencionar qué alcances tiene la metodología de rehabilitación sísmica propuesta en la presente Tesis y hasta donde se pueden generalizar los resultados de la presente investigación.

La metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica aquí propuesta es sólo para edificios de concreto, albañilería de media a baja altura. Para edificaciones de acero, madera u otro sistema, es preciso adecuar o modificar dependiendo del criterio del ingeniero. Así mismo, para edificios altos es necesario incluir en el análisis el procedimiento constructivo, efecto P-Delta, entre otros puntos importantes. También es

necesario mencionar que en edificios como hospitales es necesario dar mayor importancia a los elementos no estructurales, debiéndose modificar a criterio del evaluador la metodología aquí propuesta. Cabe mencionar que la gran mayoría de edificios en la ciudad de Tacna son de mediana a baja altura, por lo que la metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica aquí propuesta es aplicable a la gran mayoría de edificios en dicha ciudad. Esto representa una importante ventaja. Se debe tener en cuenta que históricamente la mayor parte de edificios dañados a causa de los sismos en el Perú, son edificios de baja altura.

La metodología propuesta en la presente tesis sobre Rehabilitación Sísmica sí es aplicable a la mayoría de edificios en Tacna y el Perú, pues simplemente obedecen a criterios secuenciales y lógicos, muy útiles en la práctica, que han sido estudiados y presentados en el FEMA 356 y ASCE 40.

Está claro que los *resultados* numéricos de este estudio (desplazamientos, fuerzas, etc) sólo son válidos al edificio de Ingeniería Metalúrgica.

9.4 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Se procedió a realizar la discusión comparando los resultados con las investigaciones previas a la presente tesis. Es preciso recordar que el antecedente directo con que se cuenta es la investigación elaborada por Talace (2004).

Discusión sobre la Evaluación Detallada del edificio en condiciones actuales

En el análisis sísmico realizado en la evaluación se obtuvieron las máximas distorsiones mostradas en la tabla 15.

Las distorsiones máximas obtenidas por Talace (2004) y las de la presente investigación (en Y-Y) se comparan en la figura 130. Se observa que el promedio de la relación de las distorsiones tiene un valor de 2,2. Una de las razones por las que se obtienen esas grandes diferencias es que Talace (2004) consideró el nivel de empotramiento desde el nivel del terreno. Ello se evidencia también en los mayores valores de distorsiones obtenidas en el 2° piso por Talace (2004). Sin embargo, la principal razón de las diferencias es el tipo de suelo considerado por Talace (2004) el cual fue un suelo S2 mientras que en la presente tesis (como ya se sustentó anteriormente en base a estudios realizados anteriormente) se consideró un suelo S1. Las diferencias por ello en la respuesta sísmica de la estructura sí son notables, en cuanto a los desplazamientos y distorsiones de entrepiso.

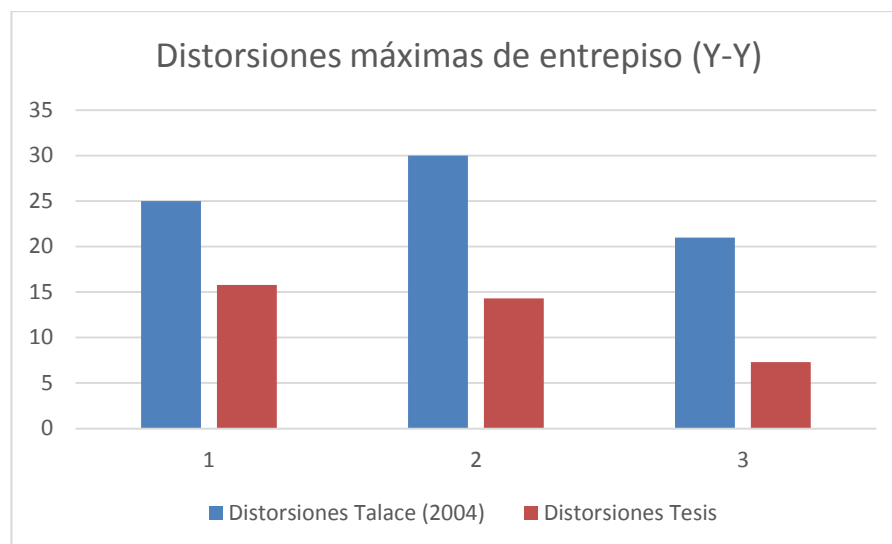


Figura 130. Distorsiones máximas de entrepiso Y-Y.
Fuente: Elaboración propia.

Las distorsiones máximas (en X-X) obtenidas por Talace (2004) y las de la presente investigación se comparan en la figura 131. Nótese que en la presente investigación se obtuvieron distorsiones máximas más altas debido a que Talace (2004) consideró el aporte de rigidez de los muros de albañilería en este sentido, por lo que asignó un valor de 4 para el factor R. Como se sustentó anteriormente, en el análisis sísmico realizado no se consideró el aporte de rigidez de los muros de albañilería (interacción tabique-pórtico) por lo que se modeló la estructura netamente aporticada.

Cabe mencionar que este edificio fue diseñado con la norma sismorresistente de 1977, la cual se sabe que subestimaba los desplazamientos laterales, esto se evidenció en las fallas por columnas cortas en la gran mayoría de colegios en el sismo de Nazca de 1996, razón por la cual se modificó el código en 1997.

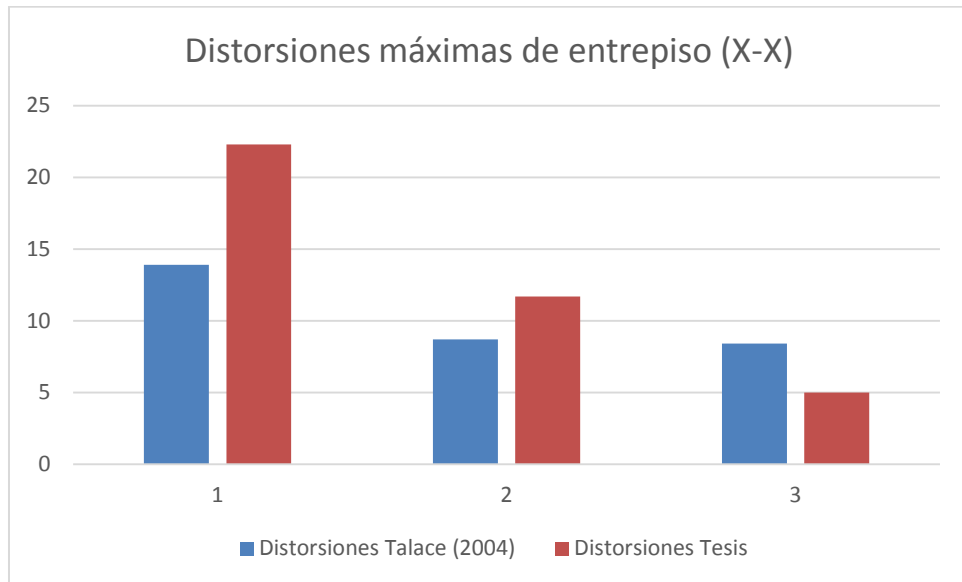


Figura 131. Distorsiones máximas de entrepiso X-X
Fuente: Elaboración propia

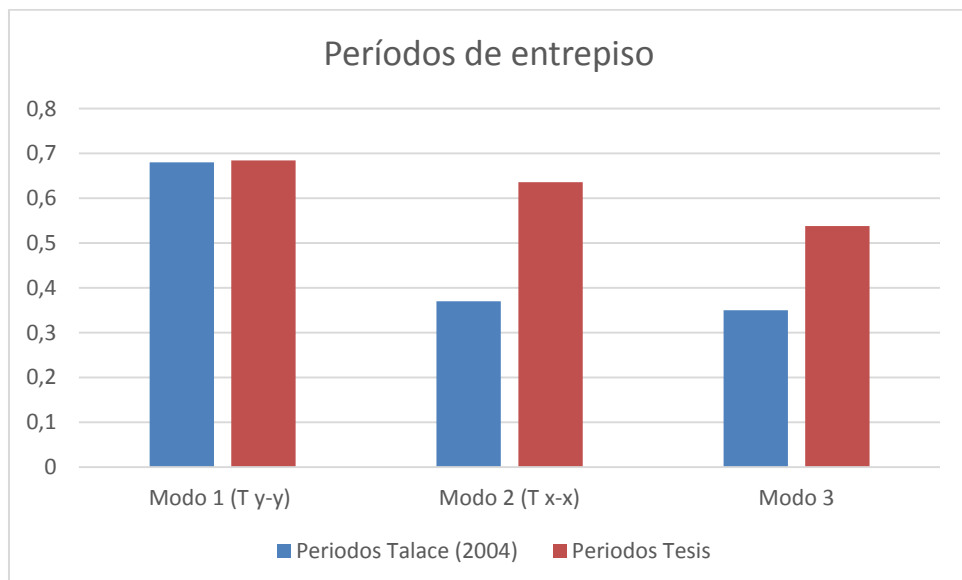


Figura 132. Períodos de entrepiso.
Fuente: Elaboración propia.

Se observa en la figura 132 que los períodos obtenidos son similares, excepto en el 2° modo pues es ahí donde Talace (2004) considera el aporte de los muros de albañilería, afectando también al modo 3.

Cabe mencionar que los valores de las fuerzas máximas en columnas obtenidas por Talace (2004) y en la presente Tesis son muy similares en el sentido aportado.

En la figura 133 y 134 se muestra los valores de las excentricidades en X-X y en Y-Y respectivamente, obtenidas por Talace (2004) y la presente tesis. Nótese que las diferencias en los valores (en X-X) son por el aporte de rigidez, de los muros de albañilería considerados en el análisis por Talace (2004).

Los valores mayores de las excentricidades en Y-Y obtenidas en la presente tesis (ver figura 134) se deben al porcentaje de masa participativa (4.49%) en el modo 4 (torsional). En referencia a dicho valor, Talace (2004) menciona que es despreciable por lo que no lo reporta en su investigación.

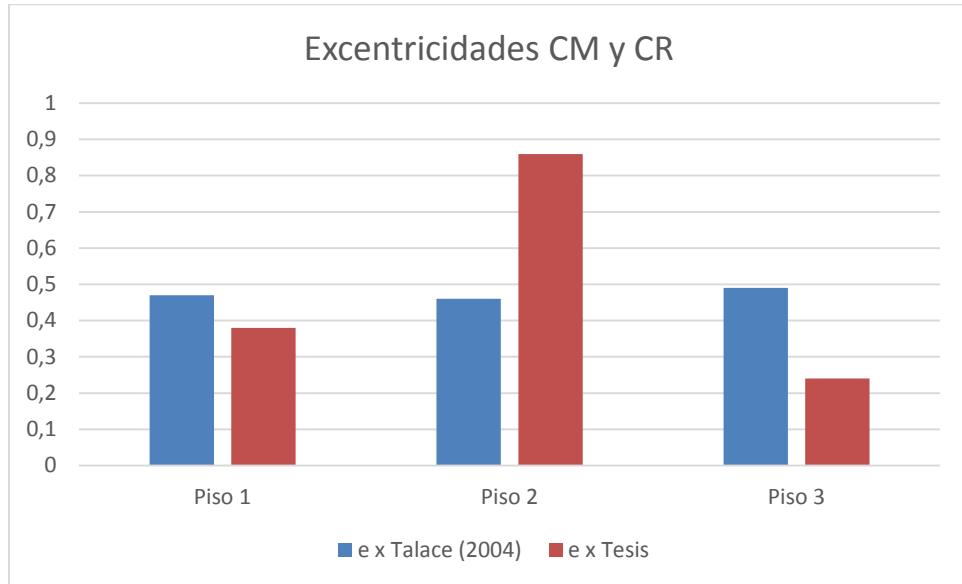


Figura 133. Excentricidades centro de masa y centro de rigidez X-X.
Fuente: Elaboración propia.

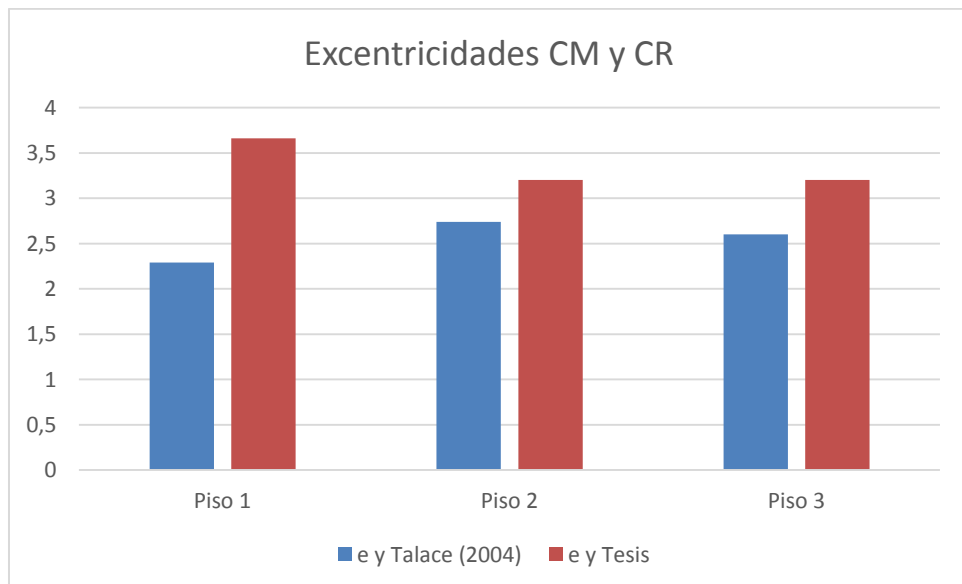


Figura 134. Excentricidades centro de masa y centro de rigidez Y-Y.
Fuente: Elaboración propia.

9.5 ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURA SIN DISIPACIÓN - ESTRUCTURA CON DISIPACIÓN (EJE Y-Y)

Se realizó un análisis espectral a la estructura sin disipadores de energía (ver figura 135), obteniéndose las distorsiones y desplazamientos mostrados en la tabla 75.

Tabla 75.- Distorsiones de entrepiso en Y-Y

ENTREPISO	Desplaz. promedio (cm) y-y	Distorsión de entrepiso Y-Y (‰)
1	2,3	4,9
2	3,7	4,0
3	4,8	3,1

Fuente: Elaboración propia.

Se realizó el análisis tiempo historia con el registro TAC10 del edificio sin disipadores de energía (ver figura 135) en la dirección Y-Y, obteniéndose las distorsiones y desplazamientos mostrados en la tabla 76. En la figura 136 se observa que toda la energía de entrada por sismo es absorbida por la estructura.

Las distorsiones y desplazamientos obtenidos del análisis del edificio con disipadores de energía (ver figura 137) se muestran en las tablas 77 y 78.

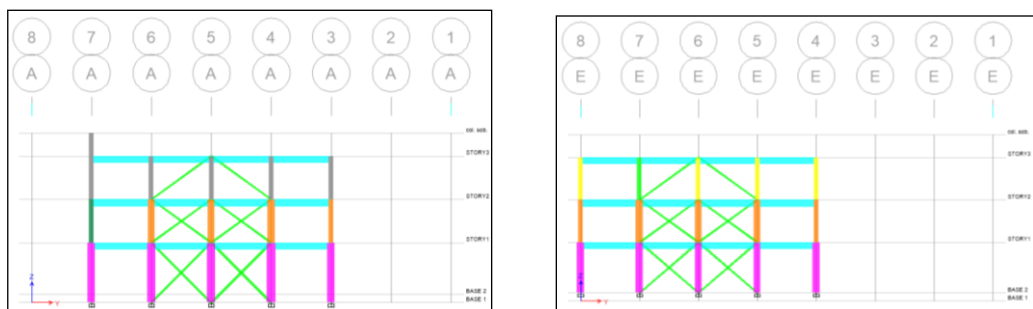


Figura 135. Edificio sin disipación de energía.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 76.- Derivas promedio Y-Y.

ENTREPISO	Desplaz. Prom Y-Y	Deriva prom. Y-Y (‰)
1	2,8	5,9
2	4,5	4,8
3	5,8	3,8

Fuente: Elaboración propia.

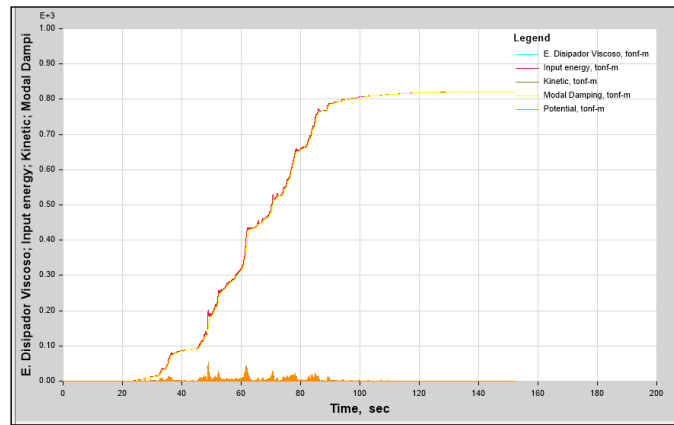


Figura 136. Edificio sin disipadores de energía.

Fuente: Elaboración propia.

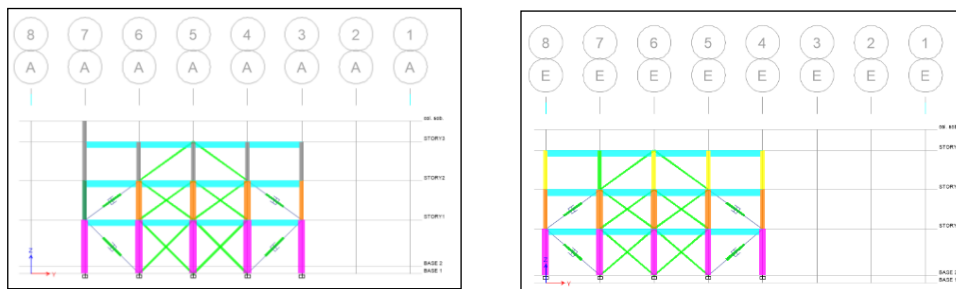


Figura 137. Edificio con disipadores de energía.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 77.- Distorsiones de entrepiso obtenidas con el análisis tiempo-historia.

Entrepiso	Distorsión de entrepiso (‰)								Máximo valor (‰)
	Sismo TAC01		Sismo TAC02		Sismo TAC10		Sismo L74		
	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W	N-S	
1	2.2	3.7	3.5	3.7	4.6	3.6	2.8	2.8	4.6
2	1.6	2.7	2.6	2.9	3.6	2.6	2.2	2.2	3.6
3	1.2	2.1	1.9	2.4	3.1	2.1	1.8	1.8	3.1

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 78.- Desplazamientos de entrepiso obtenidos con el análisis tiempo-historia.

Entrepiso	Desplazamiento de entrepiso (cm)								Máximo valor (cm)
	Sismo TAC01		Sismo TAC02		Sismo TAC10		Sismo L74		
	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W	N-S	
1	1.0	1.7	1.6	1.7	2.1	1.7	1.3	1.3	2.1
2	1.6	2.7	2.5	2.8	3.4	2.6	2.1	2.1	3.4
3	2.0	3.5	3.2	3.6	4.5	3.4	2.7	2.7	4.5

Fuente: Elaboración propia.

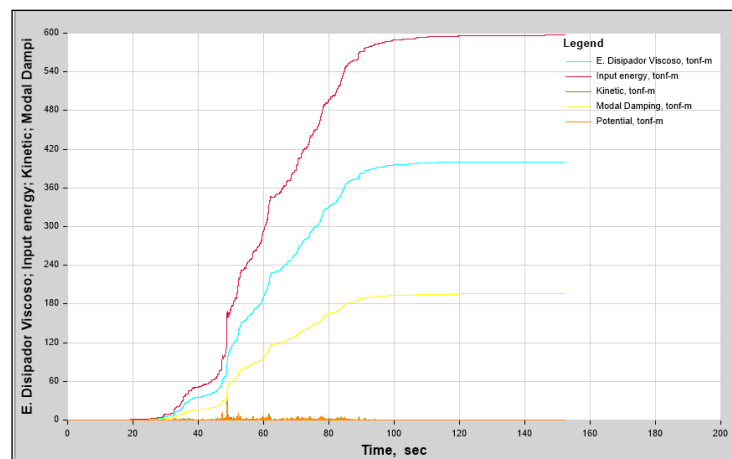


Figura 138. Edificio con disipación de energía.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 138 se observa que la mayor parte de la energía de entrada por sismo es absorbida por los disipadores de energía.

Al comparar las figuras 136 y 138 se aprecia que la energía que absorbe y disipa la estructura es muy baja (amarillo) pues es aliviada gracias a la disipación de energía de los amortiguadores incorporados.

La energía disipada por los amortiguadores es del orden del 67% de la energía de entrada por sismo.

Nótese también que si bien las distorsiones obtenidas con el análisis tiempo historia son más exigentes que las del análisis espectral, estas no difieren considerablemente. Las distorsiones obtenidas con la incorporación de los disipadores según el análisis tiempo historia se han reducido de 5,9‰ a 4,6‰, éste último valor es menor a la deriva objetivo de 5,0‰, consecuentemente se tendría una reducción en el daño estructural pues el daño correspondiente, según HAZUS, es un daño LEVE.

9.6 ANÁLISIS DEL COSTO DE LA PROPUESTA DESARROLLADA EN LA PRESENTE TESIS

En la tabla 79 se muestra la incidencia de costos de cinco edificios proyectados con disipadores y/o aisladores. Nótese que la incidencia promedio en el costo es del orden de 1,44%

Tabla 79.- Incidencia de costos con disipadores y/o aisladores.

	1	2	3	4	5
PROYECTO	\$ 5,000,000.00	\$ 12,000,000.00	\$ 20,000,000.00	\$ 70,000,000.00	150,000,000.00
INVERSION DISIPADOR Ó AISLADOR	\$ 100,000.00	\$ 200,000.00	\$ 400,000.00	\$ 360,000.00	\$ 1,500,000.00
% INCIDENCIA	2.00%	1.67%	2.00%	0.51%	1.00%

Fuente: Ing. Julio Rivera Feijoó.

El costo en construcción es la suma de:

–Costo de Calidad:

- Costo de supervisión.
- Costo de administración de la calidad.

–Costo de la no calidad:

- Estudios.
- Reparaciones y/o reforzamientos.
- Pérdida de prestigio profesional.

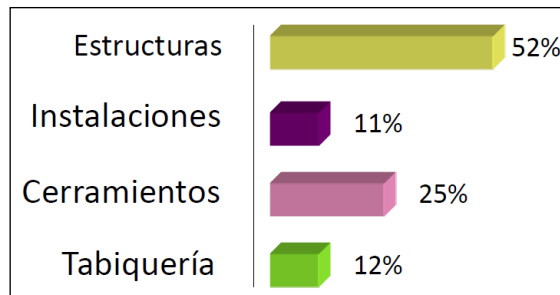


Figura 139. Costo de reparación por “fallas en edificios”
Fuente: Ing. Julio Rivera Feijoó (Encuesta de Bureau Securitas, Francia).

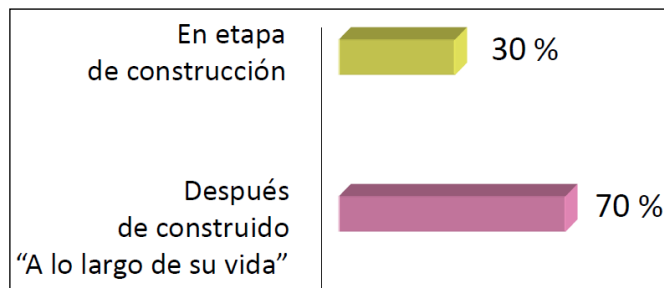


Figura 140. Costo de reparación por “tiempo en el que ocurre”
Fuente: Ing. Julio Rivera Feijoó (Encuesta de Bureau Securitas, Francia).

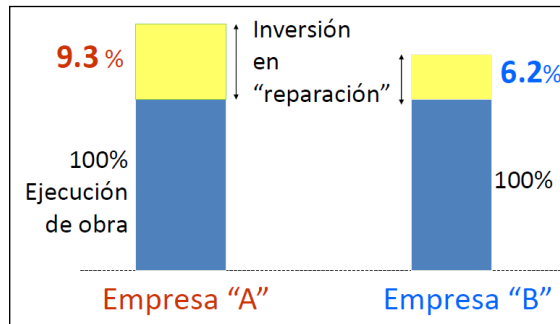


Figura 141. Costo invertido en "reparación"

Fuente: Ing. Julio Rivera Feijóo (Costos de calidad de 2 empresas de edificaciones en Holanda).

Tabla 80. Comparación de metrados: edificio "El Refugio".

Área Techada = 30,000m ²					
Metrados de Edificio De Concreto y Edificio con Disipadores Sísmicos					
Nº	Asunto	Edificio SIN disipadores Sísmicos		Edificio CON disipadores Sísmicos	
		Concreto (m ³)	Refuerzo (kg)	Concreto (m ³)	Refuerzo (kg)
0	Materiales				
1	Columnas	1,275	249,271	1,275	248,379
2	Vigas	2,015	221,843	2,015	218,448
3	Muros de Concreto	3,427	169,821	2,400	165,770
4	TOTALES	6,717	640,935	5690	632,597
5	Ratios Concreto	0.224m ³ /m ²		0.19 m ³ /m ²	
	Ratios Acero	21.4		21.1	

Fuente: Ing. Julio Rivera Feijóo.

Tabla 81. Comparación de costo en soles: edificio "El Refugio".

Área Techada = 30,000m ²					
Metrados de Edificio De Concreto y Edificio con Disipadores Sísmicos					
Nº	Asunto	Edificio SIN disipadores Sísmicos		Edificio CON disipadores Sísmicos	
		Concreto (m ³)	Refuerzo (kg)	Concreto (m ³)	Refuerzo (kg)
1	Materiales				
2	Volúmenes Totales	6,717	640,935	5690	632,597
3	Costo unitario aproximado	372	4.5	372	4.5
4	TOTALES	2'498,724	2'884,207	2'116,680	2'846,686
	Costos por m ² (S/. Totales)	83.29	96.14	70.56	94.89

Fuente: Ing. Julio Rivera Feijóo.

El incremento del presupuesto por metro cuadrado fue de 122,51 \$/m² en la tesis realizada por Díaz (2014) pero cabe mencionar que usó 27 dispositivos para un edificio de 6 pisos.

Los resultados de la evaluación económica basada en ratios y precios propuestos por el fabricante indican que el costo del sistema de amortiguamiento de fluido-viscoso en ésta estructura y para éste nivel de desempeño (Ocupacion inmediata), está alrededor de los 49 \$/m² (ver tabla 82).

Tabla 82.- Costo del amortiguador de fluido-viscoso.

Ítem	Cantidad	P.U. (US\$)	Parcial (US\$)
Disipador 165KIP	8	7000	56000
Conexiones y otros	8	2000	16000
			Total (US\$)
			72000
			IGV US\$ (18%)
			12960
			Total (S/.)
			288864
Área Techada (m ²)=	1707.9	Costo US\$/m ²	49.74

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con la tabla 83, se obtiene que el presupuesto total es de S/. 716' 100,69 que sería lo mismo decir un costo estimado de 123,32 US\$/m².

Tabla 83.- Presupuesto total.

Ítem	Cantidad	P.U. (US\$)	Parcial (US\$)
Disipador 165KIP	8	7000	56000.0
Conexiones	8	2000	16000.0
Arriostres metálicos	34	1014.40	34489.7
Otros complementarios	-	72000	72000.0
Área Techada (m2)= 1707.9		Total (US\$)	178489.703
		IGV US\$ (18%)	32128.1466
		Total (S/.)	716100.69
		Costo US\$xm2	123.32

Fuente: Elaboración propia.

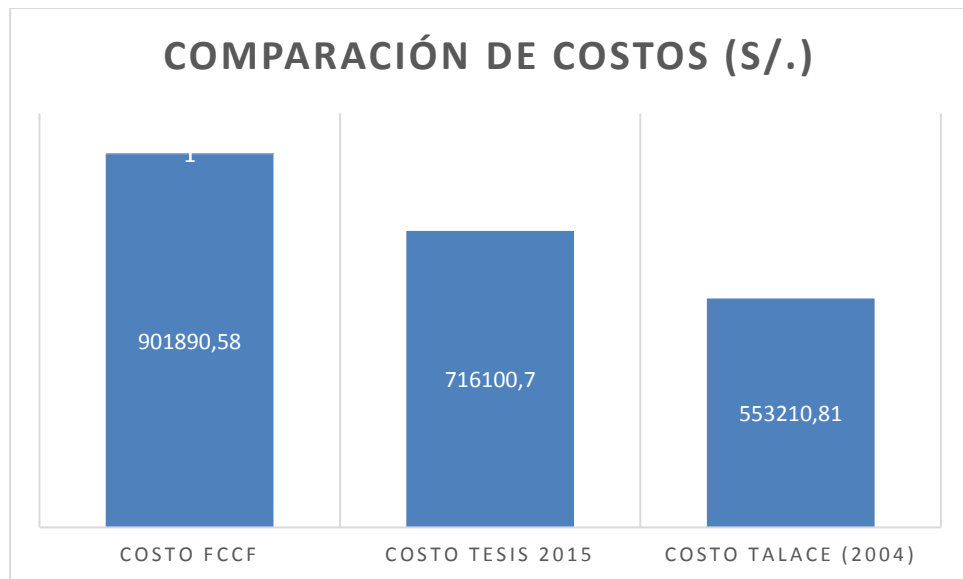


Figura 142. Comparación de los costos directos en 03 diferentes reforzamientos.

Fuente: Datos del expediente de la obra de reforzamiento de la FCCF; Talace (2004) y elaboración propia.

De acuerdo con la figura 142 se observa que la propuesta planteada es factible en términos económicos. Es preciso mencionar que la propuesta de Talace (2004) se tomó de su presupuesto realizado el año 2004,

pero por la elevación de costos actuales de materiales, etc. éste presupuesto indudablemente se elevaría. Si se elevase éste un 25% se tendría un costo muy similar a la propuesta aquí planteada.

En base a los análisis realizados se concluye que la presente propuesta es viable en términos económicos, además de ser un reforzamiento perimetral.

La ventaja de ello es que se puede reforzar con uso parcial de los ambientes de aulas. Ello es una enorme ventaja respecto al reforzamiento con muros armados pues este es muy intrusivo, ello se corrobora en el reforzamiento realizado a la FCCF en donde los estudiantes tuvieron que ser alojados por más de un año (11 meses, según el cronograma del expediente) en otros ambientes.

Ello es un problema grave en la UNJBG puesto que siempre que hay un reforzamiento se desaloja a los estudiantes de sus aulas, motivando muchas incomodidades de diferente orden en los estudiantes y autoridades.

9.7 CONTRASTE DE HIPÓTESIS

Con base en los resultados obtenidos, en la tabla 84 se muestra el contraste de las hipótesis planteadas en la presente Tesis.

Tabla 84.- Contraste de hipótesis.

HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN	¿SE ACEPTA O RECHAZA LA HIPÓTESIS?
<p>HIPÓTESIS GENERAL: La disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso disminuye significativamente los daños estructurales frente a un sismo severo en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG.</p>	<p>En función a los resultados de la presente tesis se RECHAZA la hipótesis general puesto que es necesario adicionar rigidez a la estructura con elementos complementarios.</p>
<p>HIPÓTESIS ESPECÍFICA 1: Los daños estructurales frente a un sismo severo en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG, antes de la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso, son altos.</p>	<p>En función a los resultados de la presente tesis se ACEPTA ésta hipótesis.</p>
<p>HIPÓTESIS ESPECÍFICA 2: Los daños estructurales frente a un sismo severo en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG, después de la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso, son bajos.</p>	<p>En función a los resultados de la presente tesis se RECHAZA ésta hipótesis.</p>

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO X

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1 CONCLUSIONES

1. La vulnerabilidad sísmica del edificio en condiciones actuales es alta. Los daños estructurales, frente a un sismo severo, antes de la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso son elevados en el edificio estudiado pues incumplen las exigencias de la norma de diseño sismorresistente E.030-2016.
2. Dada la irregularidad extrema de rigidez en el edificio de estudio no basta sólo incorporar los amortiguadores para obtener el nivel de desempeño elegido y consecuentemente reducir el daño estructural, sino que fue necesario incorporar elementos complementarios como arriostres metálicos que aporten mayor rigidez al edificio.
3. La propuesta final de rehabilitación sísmica es viable estructuralmente, pues en Y-Y la distorsión de entrepiso es menor a la distorsión objetivo (5‰), consecuentemente se tendrá un daño leve, según HAZUS, para un sismo severo. En el sentido del edificio en X-X las distorsiones de entrepiso son menores a las permitidas por la Norma de Diseño Sismorresistente E.030-2016.

4. Desde el punto de vista de la funcionalidad, la rehabilitación propuesta es poco intrusiva, pudiéndose ejecutar con uso parcial de las aulas del edificio o en su defecto con un plazo mínimo de obra comparado a un reforzamiento con muros de concreto armado, aparte de ser éste último muy destructivo y de proceso constructivo muy lento.
5. Desde el punto de vista de la economía el costo directo de la rehabilitación sísmica propuesta es viable, pues se obtiene un monto de S/. 716 100,70 frente a un costo obtenido por Talace (2004) de S/. 553 210,81 y el costo del reforzamiento de la FACH, realizado en el 2011, cuyo costo directo que figura en el expediente es de S/. 901 890,58 .
6. La metodología propuesta en la presente tesis sobre Rehabilitación Sísmica de edificios se basa en determinar primeramente el diagnóstico y el grado de vulnerabilidad sísmica. En base a ello se proponen objetivos y estrategias de rehabilitación (FEMA 356; NEC-SE-RE 2014; Krisafulli, 2007), obteniendo la mejor propuesta que sea posible considerando aspecto de seguridad, funcionalidad, costos, disponibilidad de materiales, entre otros.
7. La metodología propuesta de Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica en edificios, la cual se basa en los documentos de la NSR10, la investigación de Mosqueira (2012), ente otros, es bastante útil y sencilla de aplicar en edificios de concreto y albañilería de

media a baja altura y de uso preferentemente de aulas universitarias, colegios, oficinas y viviendas.

8. De acuerdo con los resultados obtenidos, los disipadores de fluido viscoso son muy efectivos en edificios de sistema estructural aporticado, no sólo si estos son de gran altura sino también de baja altura, como el estudiado.
9. Dado que no se permite sistemas estructurales aporticados en la zona sísmica 4, es factible proyectar o rehabilitar los edificios aporticados con disipadores de energía de fluido viscoso complementándolos con arriostres metálicos. Dicha combinación es muy efectiva desde el punto de vista estructural y es poco intrusiva y/o destructiva en la estructura a reforzar.
10. De acuerdo con los resultados obtenidos, los factores de escala obtenidos con el método de escalamiento de la norma E.030-2016 son bajos, al menos para los registros usados y el edificio estudiado, consecuentemente en el análisis tiempo-historia no se exige a la estructura siendo ésta exigencia mucho menor incluso a la demandada por un análisis dinámico espectral.
11. Las distorsiones de entrepiso del análisis tiempo-historia, usando el promedio de los factores de escala obtenidos con los 4 códigos empleados, es comparable con las distorsiones de entrepiso obtenidas con el análisis dinámico espectral.

10.2 RECOMENDACIONES

1. Se recomienda a las autoridades competentes realizar la rehabilitación sísmica del edificio de aulas de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica, por su elevada vulnerabilidad sísmica frente a un sismo severo.
2. Cuando se presente irregularidad de rigidez en un edificio, se recomienda complementar el reforzamiento de los disipadores con elementos que aporten rigidez, como arriostres metálicos o ensanchamientos de columnas. No se recomienda colocar los disipadores en zonas cercanas a muros de concreto armado pues los dispositivos no tienen un buen comportamiento.
3. Se recomienda estudiar al edificio aplicando técnicas de análisis no lineales (Pushover, IDA, etc), obtener la curva de capacidad, el espectro de capacidad del edificio para de esa forma obtener el punto de desempeño del edificio. Con ello se tendría una evaluación más real del nivel de desempeño alcanzado por el edificio, consecuentemente el nivel de daño correspondiente.
4. Cuando se realice una rehabilitación sísmica a un edificio, cualquiera que sea la propuesta, se recomienda intervenir el mínimo de elementos estructurales. Sólo intervenir lo necesario.
5. En cuanto a la metodología de rehabilitación sísmica propuesta en la presente tesis, se recomienda incluir y/o mejorar los aspectos mencionados en una futura norma peruana sobre Rehabilitación Sísmica de edificios, que aún no existe en el Perú.

6. En cuanto a la metodología de la determinación de la vulnerabilidad sísmica de edificios, se recomienda incluir y/o mejorar los aspectos aquí mencionados en una futura norma peruana sobre Rehabilitación Sísmica de edificios.
7. Frente al peligro sísmico de la ciudad de Tacna, se recomienda estudiar la vulnerabilidad sísmica de los edificios de la UNJBG pues varios de ellos presentan deficiencias estructurales y no estructurales, para ello, la metodología planteada en la presente investigación puede ser muy útil.
8. En edificaciones con disipadores, la práctica habitual recomienda por aspectos económicos, colocar los disipadores en una sola dirección del edificio o un número de cuatro disipadores por piso dispuestos de preferencia en el sentido más largo del edificio.
9. Se recomienda proyectar o rehabilitar los edificios de sistema estructural aporticado con disipadores de energía de fluido viscoso complementándolos con arriostres metálicos adecuadamente dispuestos sobre la estructura.
10. Se recomienda realizar un merecido estudio de selección y procesamiento de los registros sísmicos de la ciudad de Tacna obtenidos en sus diferentes tipos de perfiles de suelos y analizar los resultados usando diferentes normativas. Se recomienda emplear el método de ajuste espectral usando ondículas.

11. Se recomienda seguir investigando sobre metodologías de determinación de la vulnerabilidad sísmica y rehabilitación sísmica de edificios aplicados a la realidad peruana.

12. Finalmente, se recomienda realizar investigaciones que conduzcan a criterios adecuados para seleccionar acelerogramas reales de la base de datos nacional para su uso en Análisis Dinámicos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Acevedo, Ana (2012). *Criterios Sismológicos para seleccionar Acelerogramas reales de la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia para su uso en Análisis Dinámicos*. Revista EIA, ISSN 1794-1237 N° 17, p. 57-70. Escuela de Ingeniería de Antioquia. Medellín, Colombia.
- [2] Alva, J. (1988). *Riesgo Sísmico de Tacna*. (Investigación presentada al CONCYTEC).
- [3] Alva, J. & Castillo, J. (1993). *Peligro Sísmico en el Perú*. (Ponencia presentada en el VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones). Lima, Perú.
- [4] Arnold & Reitherman (1987). *Configuración y Diseño Sísmico de Edificios*. 1ra. ed. México, DF: Editorial Limusa.
- [5] Assereto, A. & Gamboa, M. (2014). *Análisis sísmico comparativo entre el reforzamiento tradicional con placas y el sistema de reforzamiento con disipadores de fluido viscoso para el edificio administrativo "Centro Empresarial Intisuyo" en el distrito de San Miguel*. (Tesis de pregrado en Ingeniería Civil). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Lima, Perú.

- [6] Astorga, M. & Aguilar, R. (2006). *Evaluación del Riesgo Sísmico de Edificaciones Educativas Peruanas*. (Tesis de Maestría en Ingeniería Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- [7] Bazán, E. & Meli, R. (2005). *Diseño Sísmico de Edificios*. México: Limusa.
- [8] Benjamín, J. & Lockhart, R. (2011). *Metodología para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de edificaciones de Hormigón Armado existente*. Ciencia y Sociedad, XXXVI Abril-Junio, 256-275.
- [9] Berríos, J. & Silba, J. (1998). *Estudio de Suelos para Cimentaciones en Edificaciones del Cono Norte de la Ciudad de Tacna*. (Tesis de Pregrado). Universidad Privada de Tacna. Tacna, Perú.
- [10] Boza Z. & Galán D. (2013). *Diseño de un Edificio aporticado con Disipadores de Energía* (Tesis de Pregrado en Ingeniería Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- [11] Burgos Namuche, M. (2007). *Estudio de la metodología "Diseño por Capacidad" en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporada a la norma E-060 como alternativa de diseño* (Tesis de Maestría en Ingeniería Estructural). Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- [12] Castillo, J (1993). *Determinación del Peligro Sísmico en el Perú*. (Tesis de pregrado en Ingeniería Civil). Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.

- [13] Contreras, J. & Morales, L. (2012). *Protección de una Edificación existente con Disipadores de Energía*. (Tesis de pregrado en Ingeniería Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- [14] Cotrado, D. & Siña, Y. (1994). *Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Tacna*. (Tesis de pregrado en Ingeniería Civil). Universidad Privada de Tacna. Tacna, Perú.
- [15] Crisafulli, F. (2012). *Diseño Sismorresistente de Construcción de Acero*. Santiago, Chile: Asociación Latinoamericana del Acero.
- [16] Díaz La Rosa, M. (2014). *Evaluación del Proyecto Estructural y optimización del diseño con Disipadores de Energía Viscosos Taylor para una Edificación Esencial de 6 pisos*. (Tesis de Pregrado en Ingeniería Civil). Universidad Privada Antenor Orrego. Trujillo, Perú.
- [17] Guevara D. & Torres P. (2012). *Diseño de un Edificio aporticado con Amortiguadores de Fluido-Viscoso en disposición diagonal* (Tesis de Pregrado en Ingeniería Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- [18] INDECI (2004). *Mapa de Peligros de la Ciudad de Tacna (Distritos de Tacna, Gregorio Albarracín, Pocollay y Complemento Alto de la Alianza y Ciudad Nueva)*. Volumen I-Memoria. Tacna, Perú.
- [19] Kuroiwa, Julio (2001). *Reducción de Desastres*. 1ra. ed. Lima, Perú: Bruño.
- [20] Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. Lima, Perú: Instituto de la Construcción y Gerencia.

- [21] Mosqueira, M. (2012). *Riesgo Sísmico en las Edificaciones de la Facultad de Ingeniería-Universidad Nacional de Cajamarca*. (Tesis de Doctorado). Universidad Nacional de Trujillo. Trujillo, Perú.
- [22] Olarte, J. & López, D (2001). *Sismicidad y Peligrosidad Sísmica en la Región Sur-Occidental del Perú*. Programa Científico PC-CISMID, 1999-2000. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- [23] Oviedo, R. (2008). *Dispositivos Pasivos de Disipación de Energía para Diseño Sismorresistente de Estructuras*. (Tesis de Maestría). Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- [24] Pardo, A. (2014). *Criterios de selección de acelerogramas reales para su uso en análisis dinámicos para la ciudad de Medellín*. (Tesis de Maestría). Universidad EAFIT. Medellín, Colombia.
- [25] Pardo, J. (2007). *Control de la Respuesta Dinámica de Estructuras mediante el uso de Disipadores de Energía de Fluido Viscoso del Tipo Lineal*. (Tesis de Pregrado en Ingeniería Civil). Universidad Austral de Chile. Valdivia, Chile.
- [26] San Bartolomé, A. (2008). *Comentarios a la Norma Técnica de Edificación E.070 "Albañilería"*. Lima, Perú: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción, SENCICO.
- [27] Talace, M. (2004). *Evaluación de la Vulnerabilidad Estructural y Reforzamiento de la Facultad de Metalurgia*. (Tesis de Pregrado en

Ingeniería Civil). Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, Tacna, Perú.

[28] Tokeshi, J. (1990). *Microtrepidaciones en las Ciudades de Tacna y Cusco*. (Tesis de Pregrado en Ingeniería Civil). Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.

[29] Vizconde, A. (2004). *Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de un Edificio Existente: Clínica San Miguel, Piura*. (Tesis de Pregrado en Ingeniería Civil). Universidad de Piura. Piura, Perú.

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

- [1] Blanco, A. (2004). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima, Perú: Capítulo de Ingeniería Civil.
- [2] Cano, H. & Zumaeta, E. (2012). *Diseño Estructural de una edificación con disipadores de energía y análisis comparativo sísmico entre el edificio convencional y el edificio con disipadores de energía para un sismo severo*. (Tesis de pregrado en Ingeniería Civil). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Lima, Perú.
- [3] Casabone, C. & Gallegos H. (2005). *Albañilería Estructural*. 3ra ed. Lima, Perú: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- [4] Chávez D' Onofrio. A. (2005). *Edificio Multifamiliar de ocho pisos con sótano*. (Tesis de pregrado en Ingeniería Civil). Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, Perú.
- [5] Harsem, T. (2005). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. 4ta. ed. Lima, Perú: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- [6] Hernández Sampieri R., Baptista L. & Fernández C. (2006). *Metodología de la Investigación*. 4ta. ed. México, DF: McGraw-Hill Interamericana.
- [7] Herráiz Sarachaga, M. (1997). *Conceptos básicos de Sismología para Ingenieros*. 1ra. ed. Lima, Perú: CISMID.
- [8] Kuroiwa, Julio (1999). *Prevención de Desastres*. 1ra. ed. Lima, Perú: Bruño.

- [9] Lama, Waleón. (2013). *Análisis y Diseño de Estructuras de Acero con Disipadores Viscoelásticos para la ciudad de Guayaquil*. (Tesis de pregrado en Ingeniería Civil). Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, Ecuador.
- [10] López, O. et al. (2010). *Evaluación Sismorresistente de Edificios Escolares en Venezuela*. (Artículo Científico). Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V., Vol. 25 N°4, pp. 81-94.
- [11] Ministerio de Vivienda. (2015). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Ed. Megabyte. Lima, Perú.
- [12] Medranda, J. & Torres, M. (2008). *Diseño de un Edificio de Concreto Armado de 7 Niveles*. (Tesis de pregrado en Ingeniería Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- [13] Otazzi, G.F. (2008). *Diseño en Concreto Armado*. Lima, Perú: ACI Perú.
- [14] San Bartolomé, A. (1994). *Construcciones de Albañilería, Comportamiento sísmico y Diseño Estructural*. Lima, Perú: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- [15] San Bartolomé, A., Quiun, D. & Silva, W. (2011). *Diseño y construcción de estructuras sismo-resistentes de albañilería*. Lima, Perú: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- [16] Tena A. & Cortés J. (2005). *Evaluación de la condición de diafragma rígido o flexible para el empleo del método simplificado en estructuras de*

mampostería. (Artículo Científico). Sociedad Mexicana de Ingeniería
Sísmica. México D.F.

ANEXOS

ANEXO 01

MATRIZ DE CONSISTENCIA DE LA PRESENTE

INVESTIGACIÓN

PLANTEAMIENTO DEL PROB.	OBJETIVOS	HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN	VARIABLES		
			INDEPENDIENTE (X)	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	INDICADORES
<p>PROBLEMA GENERAL: ¿En qué medida la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso influye en la reducción de daños estructurales frente a un sismo severo en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG?</p>	<p>OBJETIVO GENERAL: Determinar en qué medida la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso influye en la reducción de daños estructurales frente a un sismo severo en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG.</p>	<p>HIPÓTESIS GENERAL: La disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso disminuye significativamente los daños estructurales frente a un sismo severo en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG.</p>	<p>INDEPENDIENTE (X) X: Disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso.</p>	<p>DEFINICIÓN CONCEPTUAL Acción que realiza el disipador de Fluido Viscoso al momento de absorber una parte de la energía de entrada que produce el sismo en la estructura.</p>	<p>INDICADORES 1.- Porcentaje de disipación de energía. 2.- Coeficiente de amortiguamiento "C".</p>
<p>PROBLEMA ESPECÍFICO 1: ¿Cómo son los daños estructurales frente a un sismo severo antes de la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG?</p>	<p>OBJETIVO ESPECÍFICO 1: Determinar los daños estructurales frente a un sismo severo en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG, antes de la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso.</p>	<p>HIPÓTESIS ESPECÍFICA 1: Los daños estructurales frente a un sismo severo en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG, antes de la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso, son altos.</p>	<p>DEPENDIENTE (Y)</p>	<p>DEFINICIÓN CONCEPTUAL</p>	<p>INDICADORES</p>
<p>PROBLEMA ESPECÍFICO 2: ¿Cómo son los daños estructurales frente a un sismo severo después de la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG?</p>	<p>OBJETIVO ESPECÍFICO 2: Determinar los daños estructurales frente a un sismo severo en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG, después de la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso.</p>	<p>HIPÓTESIS ESPECÍFICA 2: Los daños estructurales frente a un sismo severo en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG, después de la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso, son bajos.</p>	<p>DEPENDIENTE (Y) Y: Daños estructurales en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica.</p>	<p>DEFINICIÓN CONCEPTUAL Daños localizados que se dan en elementos estructurales como vigas y columnas.</p>	<p>INDICADORES 1.- Desplazamientos de entrepiso. 2.- Distorsión de entrepiso.</p>
<p>PROBLEMA ESPECÍFICO 3: ¿Se reducen los desplazamientos de entrepiso, fuerzas cortantes y momentos flectores en los elementos estructurales a través de la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG?</p>	<p>OBJETIVO ESPECÍFICO 3: Reducir los desplazamientos de entrepiso, fuerzas cortantes y momentos flectores en los elementos estructurales a través de la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso en el edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG.</p>	<p>HIPÓTESIS ESPECÍFICA 3: Los desplazamientos de entrepiso, fuerzas cortantes y momentos flectores en los elementos estructurales del edificio de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG se reducen a través de la disipación de energía con disipadores de Fluido Viscoso.</p>			

ANEXO 02

ENTREVISTA AL DR. HERNANDO TAVERA H. EN EL
INSTITUTO GEOFÍSICO DEL PERÚ

ANEXO 03

CONFERENCIA DEL DR. ALVA HURTADO EN EL "I SIMPOSIO REGIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL" LLEVADO A CABO EN LA UNIVERSIDAD NACIONAL
JORGE BASADRE GROHMANN - TACNA, OCTUBRE DEL 2014.

ANEXO 04

INFORME DEL ENSAYO DE ROTURA DE DIAMANTINAS REALIZADO EN
LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil
LABORATORIO N°1 ENSAYO DE MATERIALES "ING. MANUEL GONZÁLES DE LA COTERA"

Página 1 de 2

INFORME

Del : Laboratorio N°1 Ensayo de Materiales
A : BACH. JULIANO JHONATAN HANAMPA PAUCAR
Obra : TESIS: "REDUCCION DE DAÑOS ESTRUCTURALES FRENTE A UN SISMO SEVERO CON DISIPADORES DE ENERGÍA"
Ubicación : ESCUELA DE ING METALURGICA DE LA UNIV. NACIONAL JORGE BASADRE G.
Asunto : Ensayo de Resistencia a la Compresión en Testigos Diamantinos
Expediente N° : 15-3068
Recibo N° : 95816
Fecha : 17/09/2015

1. DE LA MUESTRA : Consistente en 12 muestras de testigos diamantinos.

Fecha de ensayo : 15/09/2015

2. DE LOS EQUIPOS : Prensa marca TONI/TECHNIK
SNM Certificado de Calibración CMC-003-2015

3. MÉTODO DEL ENSAYO : Norma de referencia NTP 339.034:2013.
Procedimiento interno AT-PR-11.

4. RESULTADOS :

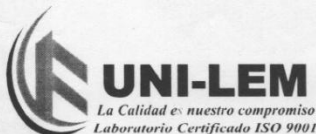
N°	IDENTIFICACIÓN DE MUESTRAS	FECHA DE EXTRACCIÓN	DIÁMETRO (cm)	ALTURA (cm)	ÁREA (cm ²)	CARGA (Kg)	FACTOR DE CORRECCIÓN (Alt./Diám.)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (Kg/cm ²)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (MPa)
1	ZAPATA EJE E-6	20/07/2015	6.9	14.6	37.4	10468	1.00	280	27.5
2	ZAPATA EJE A-5	20/07/2015	6.9	12.7	37.7	10495	1.00	278	27.3
3	ZAPATA EJE A-6	20/07/2015	6.9	14.7	37.4	10861	1.00	290	28.5
4	ZAPATA EJE A-7	20/07/2015	6.9	10.8	37.4	11747	0.97	303	29.7
5	COLUMNA 1° PISO EJE A-6	20/07/2015	6.9	14.8	37.4	9667	1.00	259	25.4
6	COLUMNA 1° PISO EJE A-3	20/07/2015	6.9	14.9	37.4	11642	1.00	311	30.5
7	COLUMNA 1° PISO EJE C-4	20/07/2015	6.9	15.4	37.4	7956	1.00	213	20.9
8	COLUMNA 1° PISO EJE D-4	20/07/2015	6.9	14.7	37.4	9210	1.00	246	24.2



Ms. Ing. Ana Torre Carrillo
Jefe del laboratorio

NOTAS:

- 1) Está prohibido reproducir o modificar el informe de ensayo, total o parcialmente, sin la autorización del laboratorio.
- 2) Los resultados de los ensayos solo corresponden a las muestras proporcionadas por el solicitante.



Av. Túpac Amaru N 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Telefax: (511) 381-3343 Central Telefónica: (511) 481-1070 Anexo: 306
www.lem.uni.edu.pe / lem@uni.edu.pe





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil LABORATORIO N°1 ENSAYO DE MATERIALES "ING. MANUEL GONZÁLES DE LA COTERA"

Página 2 de 2

Expediente N° : 15-3068

N°	IDENTIFICACIÓN DE MUESTRAS	FECHA DE EXTRACCIÓN	DIÁMETRO (cm)	ALTURA (cm)	ÁREA (cm ²)	CARGA (Kg)	FACTOR DE CORRECCIÓN (Alt./Diám.)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (Kg/cm ²)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (MPa)
9	COLUMNA 1° PISO EJE E-7	20/07/2015	6.9	12.6	37.4	5550	1.00	148	14.6
10	COLUMNA 2° PISO EJE C-4	20/07/2015	6.9	14.4	37.4	11263	1.00	301	29.5
11	COLUMNA 2° PISO EJE D-5	20/07/2015	6.9	14.6	37.4	7675	1.00	205	20.1
12	COLUMNA 3° PISO EJE C-5	20/07/2015	6.9	14.6	37.4	11785	1.00	315	30.9

5. OBSERVACIONES: 1) La información referente al muestreo, procedencia, cantidad, fecha de obtención e identificación han sido proporcionadas por el solicitante.

Hecho por : Lic. J. Basurto P.
Técnico : Sr. D. A. Z.



Mg. Ing. Ana Torre Carrillo
Jefe del laboratorio

NOTAS:

- 1) Está prohibido reproducir o modificar el informe de ensayo, total o parcialmente, sin la autorización del laboratorio.
- 2) Los resultados de los ensayos solo corresponden a las muestras proporcionadas por el solicitante.

ANEXO 05

RESULTADOS DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS DE LA
INVESTIGACIÓN Y OTROS



ANÁLISIS MECÁNICO POR TAMIZADO
N° 01 ASTM D - 422 / NTP 339.127

ESTUDIO : REDUCCIÓN DE DAÑOS ESTRUCTURALES FRENTE A UN SISMO SEVERO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOZO PARA EL EDIFICIO DE LA ESCUELA DE ING. METALÚRGICA DE LA UNJBG
FECHA DE EJECUCIÓN : JULIO 2015

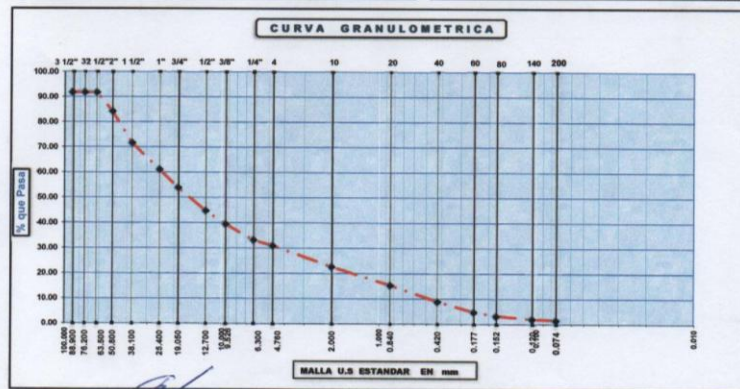
SOLICITANTE : JULIANO JHONATAN HANAMPA PAUCAR
COORD. ESTE WGS 84 : 367609

MUESTRA : M-01
COORD. NORTE WGS 84 : 8006460
PROFUNDIDAD : 3.00 metros

MALLA	MALLA (mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	OBSERVACIONES
3 1/2"	90.000	2614.40	8.21	8.21	91.79	Peso muestra total (gr.) 31844.90
3"	75.000	0.00	0.00	8.21	91.79	Peso ret. Malla N° 4 (gr.) 21983.70
2 1/2"	63.000	0.00	0.00	8.21	91.79	Peso Pate. Malla N° 4 (gr.) 9961.20
2"	50.000	2390.30	7.51	15.72	84.28	peso fino del ensayo (gr.) 500.00
1 1/2"	37.500	4021.40	12.63	28.34	71.66	Ret. Malla de N° 4 (%) 69.03
1"	25.000	3346.40	10.51	38.85	61.15	Pasante malla de N° 4 (%) 30.97
3/4"	19.000	2318.20	7.28	46.13	53.87	Densidad máxima (gr/cm3) -
1/2"	12.700	2902.70	9.12	55.25	44.75	Humedad Optima (%) -
3/8"	9.500	1668.10	5.24	60.49	39.51	Limite líquido (%) N.P
1/4"	6.300	2013.10	6.32	66.81	33.19	Limite Plastico (%) N.P
N° 4	4.750	709.10	2.23	69.03	30.97	Indice de plasticidad (%) N.P
N° 8	2.380					Contenido humedad (%) 8.59
N° 10	2.000	133.90	8.29	77.33	22.67	P.e.Retenido malla N° 4 2.654
N° 16	1.190					P.e. Pasante.malla N° 4 2.677
N° 20	0.850	117.90	7.30	84.63	15.37	
N° 30	0.590					
N° 40	0.425	103.80	6.43	91.06	8.94	
N° 50	0.297					
N° 60	0.250	67.00	4.15	95.21	4.79	
N° 80	0.180	25.60	1.59	96.79	3.21	
N° 140	0.106	18.80	1.16	97.96	2.04	
N° 200	0.075	7.50	0.46	98.42	1.58	
< 200	0.073	25.50	1.58	100.00	0.00	

SUCS : GW

D10= 0.405 D30= 4.429 D60= 24.052
Cc = 1.848
Cu = 48.59



EDGAR CHRISTIAN J. TISNADO VALDIVIA
ING. GEÓLOGO GEOTÉCNICO
Reg. CIP 156993

Responsable de Laboratorio





UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
 FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL
 DE INGENIERÍA DE MINAS
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS



ENSAYO DE CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D-2216-92

ESTUDIO

: REDUCCIÓN DE DAÑOS ESTRUCTURALES FRENTE A UN SISMO SEVERO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOZO PARA EL EDIFICIO DE LA ESCUELA DE ING. METALÚRGICA DE LA UNJBG

SOLICITANTE
 MUESTREO

: JULIANO JHONATAN HANAMPA PAUCAR
 : M-01

FECHA

: JULIO 2015

DESCRIPCION	UNIDAD		CALICATAS		
	M-01				
HUMEDAD ASTM D 2216 - 92					
1	TARA N°	Tara	P-11		
2	PESO DE LA TARA	gr.	123.10		
3	PESO SUELO HUMEDO + TARA	gr.	708.40		
4	PESO SUELO SECO + TARA	gr.	662.10		
5	PESO DEL AGUA (3-4)	gr.	46.30		
6	PESO DEL SUELO SECO (4-2)	gr.	539.00		
7	CONTENIDO DE HUMEDAD (100*5/6)	%	8.59		

EDGAR CHRISTIAN J. TIZNADO VALDIVIA
 ING. GEÓLOGO GEOTECNICO
 Reg. CIP 156993



Responsable de Laboratorio



UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN. FACULTAD DE INGENIERIA. ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE MINAS. LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS



PESO ESPECIFICO (FINO) MATERIAL PASANTE MALLA N° 4

ESTUDIO : REDUCCIÓN DE DAÑOS ESTRUCTURALES FRENTE A UN SISMO SEVERO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO PARA EL EDIFICIO DE LA ESCUELA DE ING. METALÚRGICA DE LA UNJBG

SOLICITANTE : JULIANO JHONATAN HANAMPA PAUCAR

MUESTRA : M-01

FECHA : JULIO 2015

DESCRIPCION	UNIDAD	MUESTRA			
		M-01			
PESO MUESTRA SECA	gr	500.00			
PESO MUESTRA+ FIOLA+AGUA	gr	992.60			
PESO FIOLA+AGUA	gr	679.410			
VOLUMEN DE LA MUESTRA	cm ³	186.81			
FIOLA N°		2			
TEMPERATURA	° C	23.60			
DENSIDAD	gr/cm ³	2.677			

EDGAR CHRISTIAN J. TSNADO VALDIVIA
 ING. GEÓLOGO GEOTÉCNICO
 Reg. CP 156993

Responsable de Laboratorio





UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA
ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA DE MINAS LABORATORIO DE MECANICA DE
SUELOS



PESO ESPECIFICO DE FRACCION GRUESA

ESTUDIO : REDUCCIÓN DE DAÑOS ESTRUCTURALES FRENTE A UN SISMO SEVERO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOZO PARA EL EDIFICIO DE LA ESCUELA DE ING. METALÚRGICA DE LA UNJBG

SOLICITANTE : JULIANO JHONATAN HANAMPA PAUCAR

MUESTRA : M-01

FECHA : JULIO 2016

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	MUESTRA	
		M-01	Nº 4
Fracción retenida en tamiz de	Pulg.		
Peso muestra seca	gr	A	921.00
Peso muestra humedecida 24 horas con superficie seca (SSS)	gr.	B	928.40
Peso muestra SSS sumergida en el agua	gr	C	581.40
PESO ESPECIFICO APARENTE SSS	gr/cm3	Peso especif. =	2.712
PESO ESPECIFICO DE MASA SSS	gr/cm3	Peso especif. =	2.676
PESO ESPECIFICO DE MASA	gr/cm3	Peso especif. =	2.654

EDGAR CHRISTIAN J. TISMADO VALDIVIA
ING. GEÓLOGO GEOTÉCNICO
Reg. CIP 156993

Responsable de laboratorio





ENSAYO DE DENSIDADES ASTM-D-4254 Y ASTM -D-4253

ESTUDIO : REDUCCIÓN DE DAÑOS ESTRUCTURALES FRENTE A UN SISMO CALICATA : M-01
SEVERO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOZO
PARA EL EDIFICIO DE LA ESCUELA DE ING. METALÚRGICA DE LA UNJBG
SOLICITANTE : JULIANO JHONATAN HANAMPA PAUCAR FECHA : JULIO 2015

DESCRIPCION	UNIDAD	M I N I M A		DESCRIPCION	UNIDAD	M A X I M A	
		G=69.03%	A=30.97%			G=69.03%	A=30.97%
PESO MUESTRA TOTAL	gr	9725.00		PESO MUESTRA TOTAL	gr	11070.00	
VOLUMEN DEL MOLDE	cm ³	5552.64		VOLUMEN DEL MOLDE	cm ³	5552.64	
PESO DE LA GRAVA	gr	4359.05		PESO DE LA GRAVA	gr	4981.50	
PESO DE LOS FINOS	gr	5385.95		PESO DE LOS FINOS	gr	6088.50	
GRAVA	%	44.82		GRAVA	%	45.00	
FINOS	%	55.18		FINOS	%	55.00	
PESO ESPECIFICO GRAVA	gr/cm ³	2.654		PESO ESPECIFICO GRAVA	gr/cm ³	2.654	
DENSIDAD	gr/cm ³	1.751		DENSIDAD	gr/cm ³	1.994	

CORRECCION MINIMA

Volúmen de la grava : Peso de la grava / peso específico de la grava 1642.4454 cm³.

Volúmen finos : 3910.19 cm³.
Densidad menor Malla N° 4 1.3723 gr/cm³



$$\frac{1}{\frac{0.6903}{2.654} + \frac{0.3097}{1.372}} = 2.059$$

CORRECCION MAXIMA

Volúmen de la grava : Peso de la grava / peso específico de la grava 1876.9781 cm³.

Volúmen finos : 3675.66 cm³.
Densidad menor Malla N° 4 1.6564 gr/cm³



$$\frac{1}{\frac{0.6903}{2.654} + \frac{0.3097}{1.6564}} = 2.237$$


EDGAR CHRISTIAN J. TISNADO VALDIVIA
ING. GEÓLOGO GEOTÉCNICO
Reg. CIP 156993

Responsable de Laboratorio





DENSIDAD RELATIVA

ESTUDIO : REDUCCIÓN DE DAÑOS ESTRUCTURALES FRENTE A UN SISMO SEVERO, CON
DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOZO PARA EL EDIFICIO DE LA
ESCUELA DE ING. METALÚRGICA DE LA UNJBG

SOLICITANTE : JULIANO JHONATAN HANAMPA PAUCAR

FECHA : JULIO 2015

DENSIDAD N°	UNIDAD	1
CALICATA	N°	M-01
COORDENADAS	ESTE	367609
	NORTE	8006460
UBICACIÓN	N°	Fondo
PROFUNDIDAD	m.	0.15
A.- DENSIDAD DE CAMPO		
1 PESO ARENA + FRASCO	gr.	7145
2 PESO ARENA QUE QUEDA EN EL FRASCO	gr.	1875
3 PESO DE LA ARENA EN EL CONO	gr.	1660
4 PESO DE LA ARENA EN LA CAVIDAD	gr.	3610
5 DENSIDAD DE LA ARENA	gr./cm3	1.464
6 VOLUMEN DE LA CAVIDAD	cm3.	2466
7 PESO MUESTRA HUMEDA + TARA	gr.	4805
8 PESO DE LA TARA	gr.	8
9 PESO MUESTRA HUMEDA NETA	gr.	4797.00
10 PESO MUESTRA SECA NETA	gr.	4531.87
11 PESO SUELO RETENIDO EN TAMIZ N° 3/4	gr.	1814.6
12 PESO ESPECIFICO SUELO RETENIDO EN TAMIZ N° 3/4	gr/cm3	2.654
13 VOLUMEN SUELO RETENIDO EN TAMIZ N° 3/4	cm3.	684
14 PESO SUELO PASANTE TAMIZ N° 3/4	gr.	2717.27
15 VOLUMEN SUELO PASANTE TAMIZ N° 3/4	cm3.	1782.12
16 PORCENTAJE SUELO RETENIDO EN TAMIZ N° 3/4	%	40.04
17 PORCENTAJE SUELO PASANTE TAMIZ N° 3/4	%	59.96
B.- HUMEDAD ASTM D 2216 - 92		
18 N° DE TARA		P-07
19 PESO DE LA TARA	gr.	81.20
20 PESO SUELO HUMEDO + TARA	gr.	334.50
21 PESO SUELO SECO + TARA	gr.	320.50
22 PESO DEL AGUA	gr.	14.00
23 PESO DEL SUELO SECO	gr.	239.30
24 CONTENIDO DE HUMEDAD	%	5.85
C.- GRADO DE COMPACTACION		
25 DENSIDAD DEL SUELO HUMEDO	gr./cm3	1.945
26 DENSIDAD SECA DE CAMPO	gr./cm3	1.838
27 DENSIDAD MAXIMA	gr./cm3	1.751
28 DENSIDAD MINIMA	gr./cm3	1.994
29 DENSIDAD RELATIVA	%	61

EDGAR CHRISTIAN J. TISNADO VALDIVIA
ING. GEÓLOGO GEOTÉCNICO
Reg. CIP 156993

Responsable de Laboratorio





UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA ACADÉMICA
PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE MINAS LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS



CUADRO RESUMEN DE ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS

ESTUDIO : REDUCCIÓN DE DAÑOS ESTRUCTURALES FRENTE A UN SISMO SEVERO, CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOZO PARA EL EDIFICIO DE LA ESCUELA DE ING. METALÚRGICA DE LA UNMG
SOLICITANTE : JULIANO JHONATAN HAMAMPA PAUCAR FECHA : JULIO 2015

CÓDIGO DE CALICATA	COORDINADAS UTM WGS84		PROF. (metros)	PORCENTAJE QUE PASA EN LAS MALLAS											LÍMITES DE CONSISTENCIA		PESOS ESPECÍFICOS		DENSIDADES $\rho_{\text{fict}} \text{ g/cm}^3$		ANCHO DE CORTA (%)	SUCS													
	ESTE	NORTE		3.1/2"	3"	2.1/2"	2"	1.1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	Nº4	Nº10	Nº20	Nº40	Nº60	Nº80	Nº140			Nº200	Co	Grueso	Fl. N	Fl. M	Fl. P	LL	LP	IP	Peso específico (g/cm ³)	Peso específico (g/cm ³)	D. M. (g/cm ³)	D. M. (g/cm ³)
88-01	367,609	8,006,660	3.00	91.79	91.79	91.79	84.28	71.66	61.15	54.87	47.75	39.51	33.19	30.97	22.67	15.37	8.94	4.79	3.21	2.04	1.58	0.99	0.65	0.30	0.20	0.15	0.15	2.67	2.66	1.888	1.905	1.751	1.594	61.00	GW

EDGAR CHRISTIAN J. TISNADO VALDERRÍA
ING. GEÓLOGO GEOTECNICO
Reg. CIP 156993

Responsable de Laboratorio



ANEXO 06

DISEÑO DE LOS DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO

DISEÑO DE LOS DISPOSITIVOS DE AMORTIGUAMIENTO

1.1 AGRUPACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS POR NIVELES DE FUERZA

En la tabla A01 se muestran los valores de las fuerzas máximas (compresión o tracción) que se obtuvieron en los disipadores de energía con el análisis tiempo historia considerando el sismo de diseño. Estas fuerzas fueron normalizadas a los valores estándar del mercado (110Kip, 165Kip, 220Kip, etc).

Los dispositivos fueron agrupados por sus niveles de fuerza, para poder ser enviados a la fabricación (ver tabla A01).

En las figuras A01 y A02 se observan las nomenclaturas asignadas a los disipadores en la estructura.

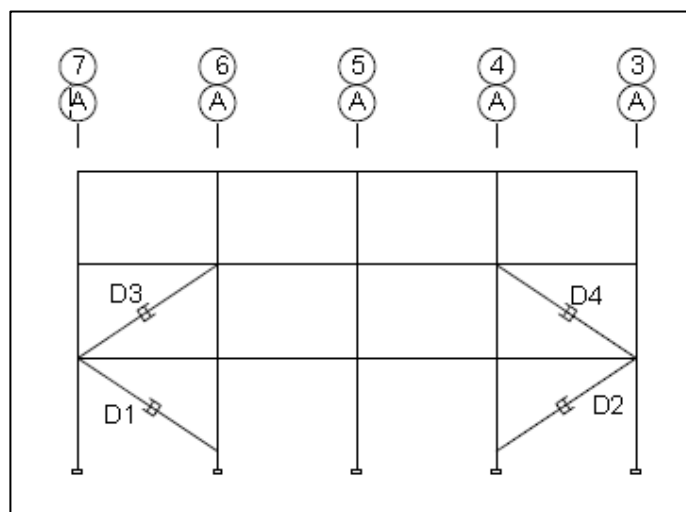


Figura A01. Disipadores en la altura

Fuente: Elaboración propia.

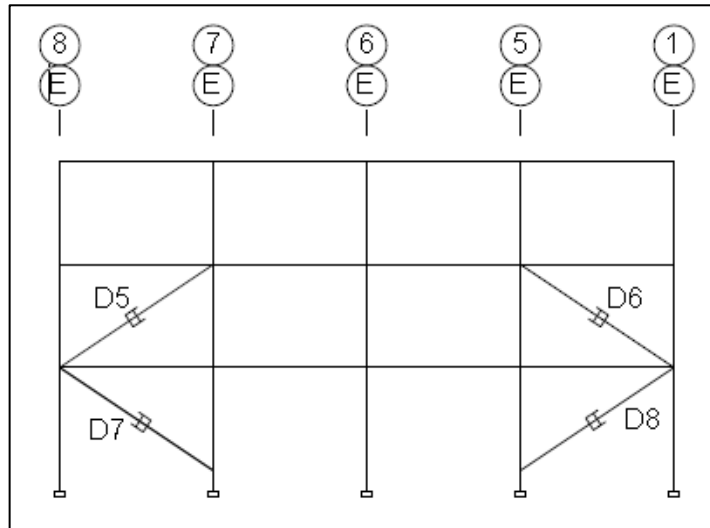


Figura A02. Disipadores en la altura

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A01.- Fuerza en disipadores

Disipador	Fuerza (tonf)	Fuerza de diseño (Kip)
D1	72,3	165
D2	72,3	165
D3	66,2	165
D4	66,2	165
D5	63,3	165
D6	63,4	165
D7	70,0	165
D8	70,1	165

Fuente: Elaboración propia.

Según se observa, en la tabla A01, que la fuerza de diseño asignada a los 8 dispositivos fue de 165kip.

1.2 ELECCIÓN DE LOS DISIPADORES DE ENERGÍA

Tomando en cuenta los niveles de fuerza obtenidos, se procede a determinar los dispositivos a emplear.

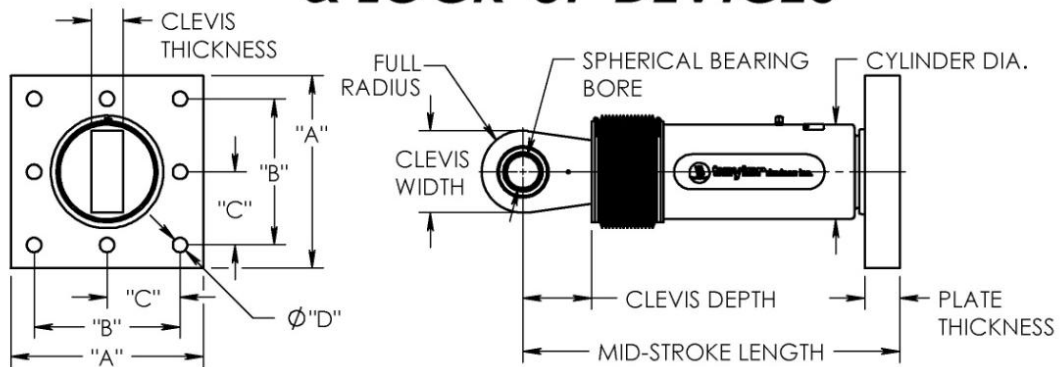
Como se mencionó anteriormente, los disipadores que se emplearon para este trabajo fueron los manufacturados por la corporación Taylor devices inc, principal fabricante de los disipadores fluido viscosos.

En la figura A03 se muestran las dimensiones provistas por este fabricante para los diferentes niveles de fuerza.



taylor devices inc.

**FLUID VISCOUS DAMPERS
& LOCK-UP DEVICES**



FORCE	SPHERICAL BEARING BORE DIA. (INCHES)	MID-STROKE LENGTH (INCHES)	STROKE (INCHES)	CLEVIS THICKNESS (INCHES)	CLEVIS WIDTH (INCHES)	CLEVIS DEPTH (INCHES)	CYLINDER DIA. (INCHES)	WEIGHT (lbs.)
55 KIP	1.50	31.00	±3	1.63	4 MAX.	3.25	4-1/2 MAX.	98
110 KIP	2.00	39.25	±4	2.13	5 MAX.	4.00	5-3/4 MAX.	215
165 KIP	2.25	40.00	±4	2.25	6 MAX.	5.10	7-1/4 MAX.	400
220 KIP	2.75	41.25	±4	2.75	7-1/2 MAX.	5.88	8-1/4 MAX.	560
330 KIP	3.00	43.50	±4	3.00	8 MAX.	6.38	9-1/2 MAX.	675
440 KIP	3.50	53.00	±5	3.50	9 MAX.	7.50	11-1/4 MAX.	1000
675 KIP	4.00	56.75	±5	4.50	11-1/4 MAX.	8.00	13-3/4 MAX.	1750
900 KIP	5.00	64.00	±5	5.50	12-3/4 MAX.	10.75	16-3/4 MAX.	2400
1450 KIP	†	†	†	†	†	†	†	†
1800 KIP	†	†	†	†	†	†	†	†

FORCE	"A"	"B"	"C"	"D"	PLATE THICKNESS (INCHES)
55 KIP	7.00±.12	5.00±.01	*	0.81±.01	1.50±.03
110 KIP	11.12±.12	8.00±.01	*	1.25±.01	1.50±.03
165 KIP	13.50±.12	10.00±.01	5.00±.01	1.12±.01	2.40±.03
220 KIP	16.50±.12	12.50±.01	6.25±.01	1.25±.01	3.00±.06
330 KIP	17.00±.12	13.00±.01	6.50±.01	1.375±.010	3.00±.06
440 KIP	18.00±.12	13.50±.01	6.75±.01	1.500±.010	4.00±.06
675 KIP	20.00±.12	16.00±.01	8.00±.01	1.63±.01	4.00±.06
900 KIP	†	†	†	†	†
1450 KIP	†	†	†	†	†
1800 KIP	†	†	†	†	†

NOTE:
VARIOUS STROKES ARE AVAILABLE, FROM ±2 TO ±36 INCHES. FORCE CAPACITY MAY BE REDUCED FOR STROKE LONGER THAN STROKE LISTED IN TABLE. ANY STROKE CHANGE FROM THE STANDARD STROKE VERSION DEPICTED CHANGES MID-STROKE LENGTH BY FIVE INCHES PER ±1 INCH OF STROKE.

EXAMPLE: 220 KIP ±4 INCHES STROKE, MID-STROKE LENGTH IS 41.25 INCHES
220 KIP ±6 INCHES STROKE,
6-4 = 2 TIMES FIVE = 10
41.25+10 = 51.25 INCHES MID-STROKE LENGTH

BELLOWS MAY BE REPLACED WITH A STEEL SLEEVE AS DESIRED STROKE LENGTHS INCREASE. CONSULT TAYLOR DEVICES FOR STROKE OVER ± 12 INCHES AND/OR FOR FORCE CAPACITIES FOR STROKE LONGER THAN LISTED IN TABLE.

* DENOTES 4-BOLT MOUNTING PATTERN
† DENOTES CUSTOM PATTERN. CONSULT FACTORY.

Figura A03. Propiedades de los dispositivos Taylor Devices.
Fuente: Taylor Devices.

El disipador viscoso seleccionado tiene una capacidad de 165 Kip. En las tablas A02 y A03 se muestran las dimensiones de estos dispositivos, asimismo en las figuras A04 y A05 se muestra el detalle de las dimensiones de cada uno de ellos. Cada dispositivo cuenta con su propio factor de seguridad, por ello no se requiere de ninguna amplificación adicional a las fuerzas obtenidas del análisis tiempo-historia.

Tabla A02.- Dimensiones del disipador seleccionado.

Force	Spherical	Mid-stroke	Stroke	Clevis	Clevis	Clevis	Cylinder	Weight
	Bearing Bore	Length		Thickness	Width	Depth	Diametro	
	Diametro (cm)	(cm)	(inches)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(lbs)
165 KIP	5.71	101.6	+/-4	5.71	15.24	12.95	18.42	4

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A03.- Dimensiones de la placa base de los disipadores seleccionados (Disposición de ocho pernos 165 Kips).

Force	"A" (cm)	"B" (cm)	"C" (cm)	"D" (inches)	Plate Thickness (cm)
165 KIP	34.29	25.4	12.7	1.12 ± 0.1	6.1

Fuente: Elaboración propia.

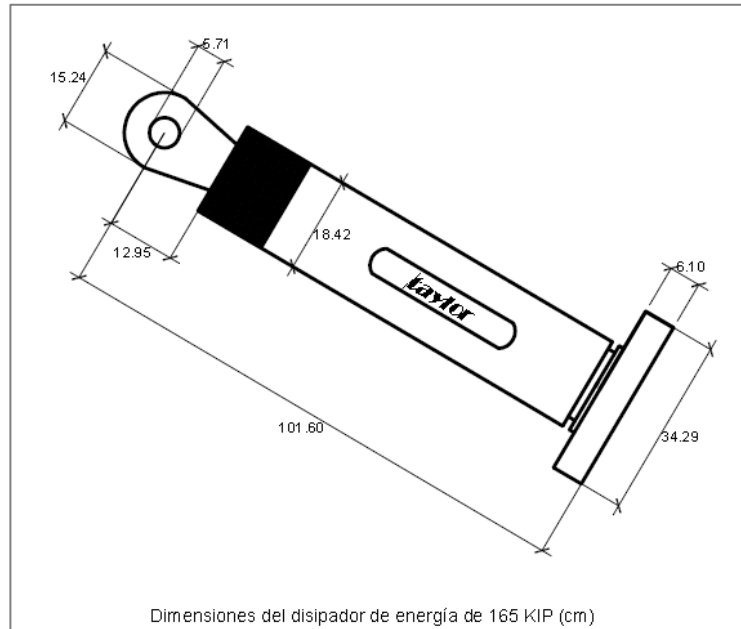


Figura A04. Dimensiones del disipador de energía de 165kip.
Fuente: Elaboración propia.

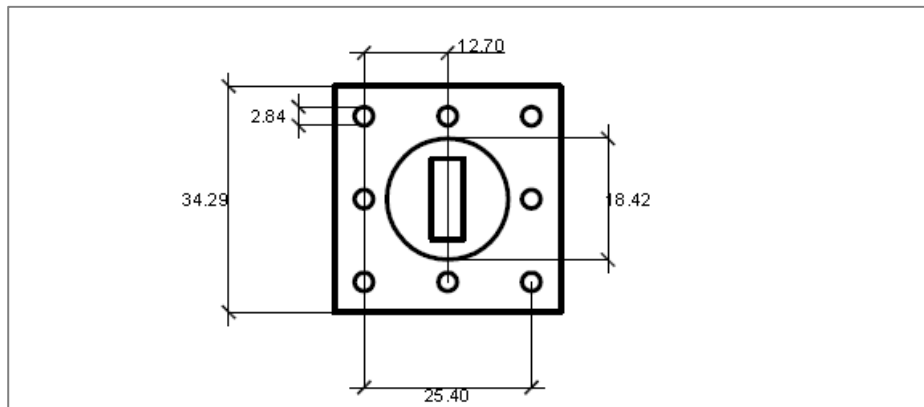


Figura A05. Dimensiones (cm) de la placa base del disipador de energía de 165kip.
Fuente: Elaboración propia.

1.3 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE ACERO

Para poder plasmar el diseño final en los planos respectivos es preciso proceder a diseñar los elementos de acero, los cuales son:

1.3.1 Diseño del brazo metálico.

1.3.2 Diseño de la conexión brazo metálico-disipador viscoso.

1.3.3 Diseño del perno de conexión.

1.3.4 Diseño de la barra de conexión.

1.3.5 Diseño de los pernos de anclaje.

Es importante tener en cuenta la recomendación del código ASCE 7-10 para el diseño de los elementos de acero en el sistema de disipación, el cual señala que el diseño de éstos debe realizarse considerando el sismo máximo esperado (1,5 del sismo de diseño). Teniendo ello en consideración, las fuerzas máximas que presentan los dispositivos se muestran en la tabla A04.

Tabla A04.- Fuerza en disipadores

Disipador	Fuerza (tonf)
D1	89,69
D2	89,71
D3	83,90
D4	83,90
D5	80,30
D6	80,50
D7	86,80
D8	87,00

Fuente: Elaboración propia.

Como ya se explicó anteriormente los disipadores fueron colocados en configuración diagonal.

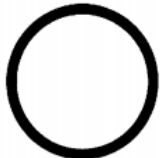
1.3.1. Diseño del brazo metálico

Se seleccionó el perfil HSS 7,50 x 0,50 como extensor o brazo metálico para todos los dispositivos en el sistema de disipación.

A continuación se verificó si el perfil metálico contaba con la suficiente resistencia para trabajar con las fuerzas máximas de tracción y compresión generadas.

Las propiedades de este perfil se muestran en la tabla A05.

Tabla A05.- Propiedades geométricas del perfil HSS 7,50 x 0,50 m

Table 1-13 (continued) Round HSS Dimensions and Properties										 HSS9.625- HSS6.875	
Shape	Design Wall Thickness, <i>t</i>	Nominal Wt.	Area, <i>A</i>	<i>D/t</i>	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>Z</i>	Torsion		
	in.	lb/ft	in. ²						<i>J</i>	<i>C</i>	
					in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	
HSS7.50x0.500	0.465	37.42	10.3	16.1	63.9	17.0	2.49	23.0	128	34.1	
×0.375	0.349	28.56	7.84	21.5	50.2	13.4	2.53	17.9	100	26.8	
×0.312	0.291	23.97	6.59	25.8	42.9	11.4	2.55	15.1	85.8	22.9	
×0.250	0.233	19.38	5.32	32.2	35.2	9.37	2.57	12.3	70.3	18.7	
×0.188	0.174	14.70	4.00	43.1	26.9	7.17	2.59	9.34	53.8	14.3	

Fuente: AISC Steel construction manual 13th.

Las características especificadas para el diseño son:

- Área del perfil metálico : $A = 10,3 \text{ in}^2$
- Radio del perfil metálico : $r = 2,49 \text{ in}$
- Módulo de elasticidad del acero : $E_{ac} = 29\,000 \text{ ksi}$

- Esfuerzo de fluencia : $F_y = 35 \text{ ksi}$
- Resistencia en tensión : $F_u = 50 \text{ ksi}$

El brazo metálico se verificó para el caso más desfavorable; esto se da en el extensor del dissipador D2, ya que en este dispositivo se presenta la mayor fuerza axial (89,71 tonf).

Fuerza máxima (tensión) = 89,71 t

Longitud de diseño: D2 = 3,73 m .

Así tenemos:

$$F_e = \frac{\pi^2}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 29\,000}{\left(\frac{146,85}{2,49}\right)^2} = 82,29 \text{ Ksi}$$

$$F_{cr} = 0,658 \frac{F_y}{F_e} \cdot F_y = 0,658 \frac{35}{82,29} \cdot 35 = 29,29 \text{ Ksi}$$

$$\emptyset \cdot P_n = \emptyset \cdot F_{cr} \cdot A = 0,9 \cdot 29,29 \cdot 10,3 = 271,54 \text{ Kips} = 123,20 \text{ tonf}$$

$$\emptyset \cdot T_n = \emptyset \cdot F_y \cdot A = 0,9 \cdot 35 \cdot 10,30 = 324,45 \text{ Kips} = 147,2 \text{ tonf}$$

Con estos valores se comprueba:

$$\emptyset \cdot P_n = 123,2 \text{ tn} > 89,71 \text{ Tn} \dots \text{ok}$$

$$\emptyset \cdot T_n = 147,2 \text{ tn} > 89,71 \text{ Tn} \dots \text{ok}$$

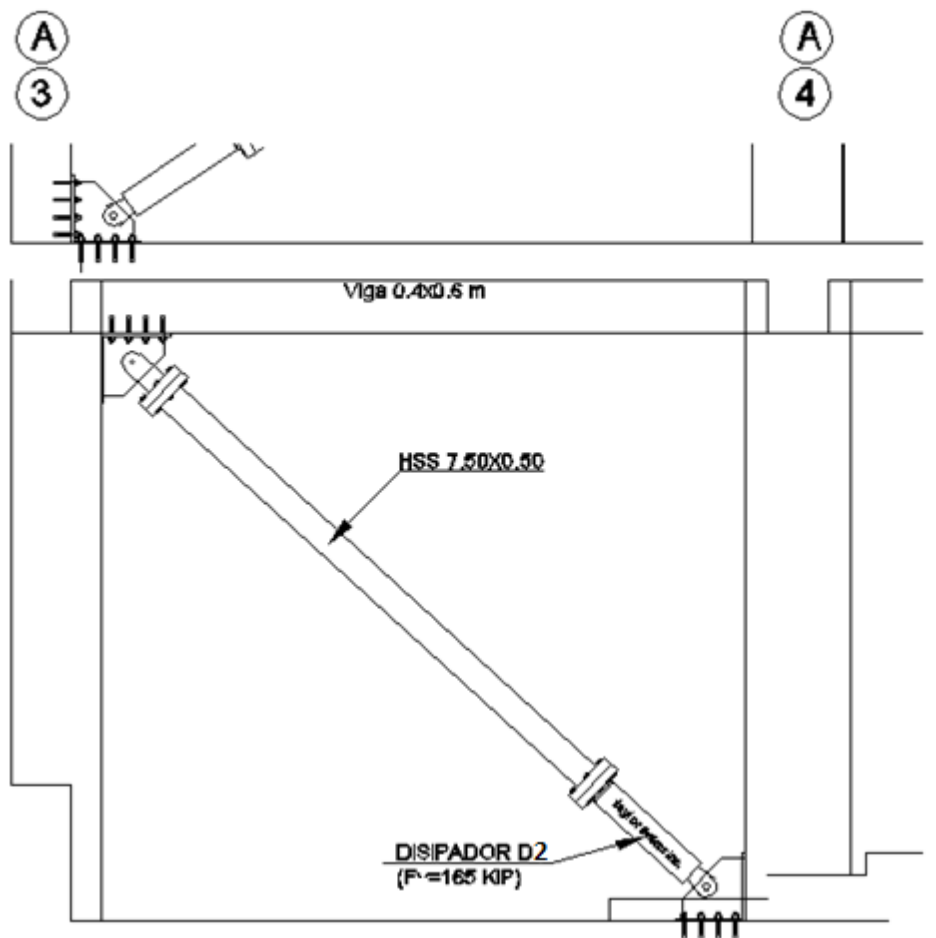


Figura A06. Disipador número D2 (ubicado entre el eje A-3 y el A-4).

Fuente: Elaboración propia.

1.3.2. Diseño de la conexión brazo metálico-disipador viscoso

Las dimensiones de la placa base para un disipador viscoso de 165 kip son las que se muestran en la figura A07. El diámetro de los pernos a emplear está determinado por el diámetro de las perforaciones en esta plancha metálica.

Para este dispositivo la placa base corresponde a una disposición de 8 pernos, los que se deben alojar en orificios de 1,12" (2,84 cm) de diámetro.

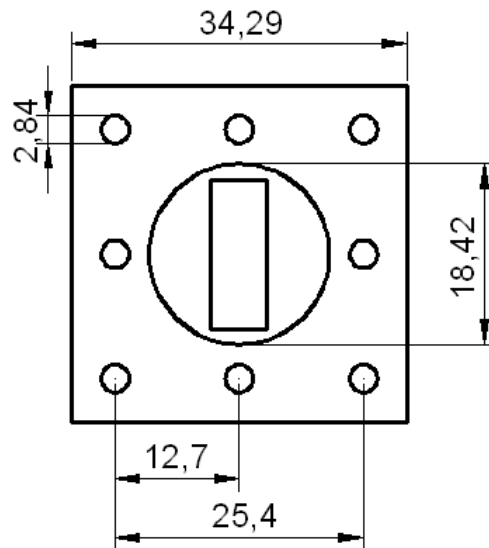


Figura A07. Dimensiones de la placa base para el dissipador de 165kip (cm).

Fuente: Elaboración propia.

Se sabe además que: $dh = db + 1/8"$

Dónde:

db : Diámetro del perno.

dh : Diámetro del agujero.

Así tenemos que: $db = dh - 1/8" = 1,12" - 1/8"$

$$db = 0,995"$$

El diámetro del perno que se utilizó fue de 1".

Se procedió a determinar las dimensiones y el tipo de los pernos, arandelas y tuercas a emplear. Para ello se siguieron las especificaciones de los códigos AISC, ASTM y RCSC, los cuales son usualmente empleados como guía de diseño al momento de requerir conexiones emperradas.

a) Tipo de perno a emplear

Los pernos de alta resistencia están especificados bajo las normas ASTM A325 y A490.

Los pernos A325 están fabricados bajo tratamiento térmico y con un acero temperado de medio carbono, poseen una resistencia mínima a la tensión de 120 KSI para diámetros entre $\frac{1}{2}$ " - 1", así mismo para diámetros entre $1 \frac{1}{8}$ " - $1 \frac{1}{2}$ " la resistencia mínima es de 105 KSI.

Los pernos A490 son de acero de baja aleación y templado, tienen propiedades mecánicas más altas que el A325; estos pernos tienen una resistencia mínima a la tensión entre 150 a 170 KSI para diámetros de $\frac{1}{2}$ " - 1".

Tanto los pernos A325 como los A490 están divididos en dos grupos según su clasificación metalúrgica (grupo 1 y 3)

Grupo 1: Es el más usual, se usa en altas temperaturas.

Grupo 3: Es el resistente a la corrosión.

Los pernos del grupo 2 ya no son considerados dentro de las especificaciones del RCSC; estos aparecen en ediciones anteriores a la RCSC 2004.

En la figura A08 se muestra la nomenclatura en cabeza de pernos ASTM A325 y A490.

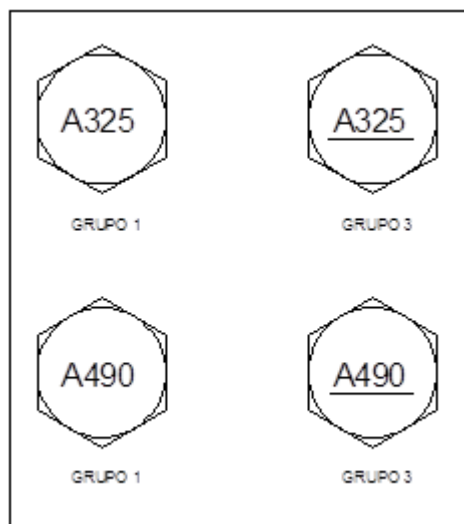


Figura A08. Clasificación de los pernos A325 y A490.

Fuente: Elaboración propia

Los pernos que se consideraron para el diseño son los **A325 - grupo 1** por ser los más comunes; posteriormente se verificará si satisfacen las solicitaciones de carga a las que son sometidos.

b) Longitud de los pernos, tuercas y arandelas

Las dimensiones de los pernos y tuercas de alta resistencia están estandarizadas y normadas de acuerdo al código RCSC.

Las dimensiones de estos se encuentran en la tabla C-2.1 de la RCSC 2004 y son las que se muestran en la tabla A06 y figura A09.

De acuerdo a la tabla A06, se fijan las dimensiones del perno de 1" que, como se mencionó anteriormente, serán los que se empleen en la conexión brazo metálico- disipador.

Las **dimensiones de este perno** se muestran en la tabla A07 y se detallan en las figuras A10 y A11.

Tabla A06.- Dimensiones estándares de pernos y tuercas de alta resistencia.

Diámetro Nominal del Perno db, in.	Dimensiones de Pernos Estructurales de Cabeza Hexagonal Pesada			Dimensiones de Tuercas Hexagonales Pesadas	
	Ancho a Través de cara plana F, plg.	Altura H1 plg	Longitud Roscada T, plg	Ancho a travez de cara plana W, plg.	Altura H2, plg.
1/2	7/8	5/16	1	7/8	31/ 64
5/8	1 1/16	25/ 64	1 1/4	1 1/16	39/ 64
3/4	1 1/4	15/ 32	1 3/8	1 1/4	47/ 64
7/8	1 7/16	35/ 64	1 1/2	1 7/16	55/ 64
1	1 5/8	39/ 64	1 3/4	1 5/8	63/ 64
1 1/8	1 13/16	11/16	2	1 13/16	1 7/ 64
1 1/4	2	25/ 32	2	2	1 7/ 32
1 3/8	2 3/16	27/ 32	2 1/4	2 3/16	1 11/ 32
1 1/2	2 3/8	15/ 16	2 1/4	2 3/8	1 15/ 32
1 3/4	2 3/4	1 3/32	2 1/2	2 3/4	1 23/32

Fuente: Tabla C-2.1 de la RCSC 2004.

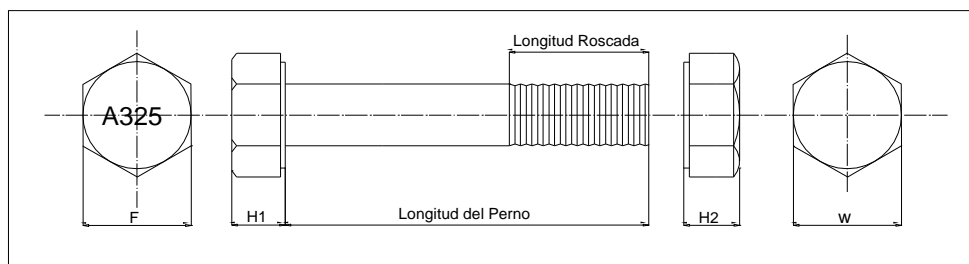


Figura A09. Detalle de las dimensiones estándares de pernos de alta resistencia.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A07.- Dimensiones del perno de diámetro 1".

Diámetro nominal del perno	Dimensiones del perno estructural			Dimensiones de la tuerca		Unidad
	Ancho a través de la cara plana (F)	Altura (H1)	Longitud roscada (T)	Ancho a través de la cara plana (W)	Altura (H2)	
1	1 5/8	39/64	1 3/4	1 5/8	63/64	in
2.54	4.128	1.548	4.445	4.128	2.500	cm

Fuente: Elaboración propia.

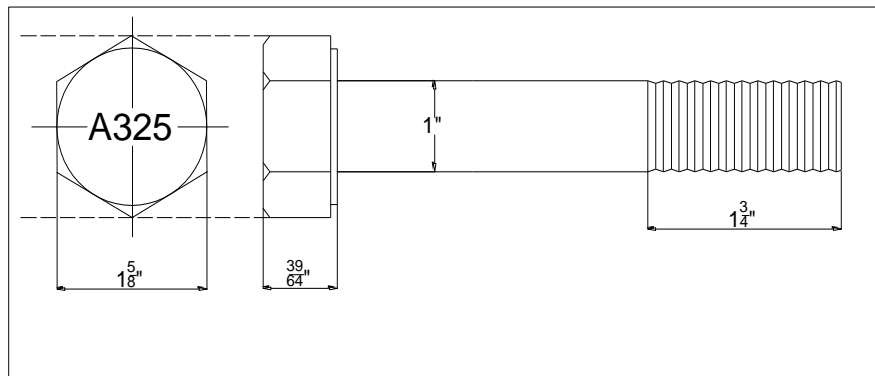


Figura A10. Detalle de las dimensiones del perno de 1".

Fuente: Elaboración propia.

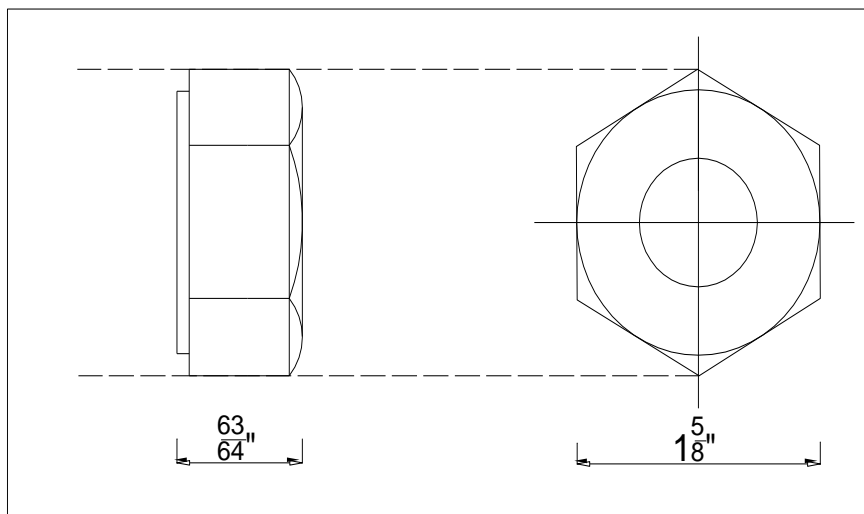


Figura A11. Detalles de las dimensiones de la tuerca a emplear (en cm).

Fuente: Elaboración propia.

El tipo de arandela que se debe utilizar, en conjunto con los pernos de alta resistencia, está normalizada bajo el código ASTM F436. Las dimensiones estandarizadas de las arandelas se detallan en la tabla A08.

Tabla A08.- Dimensiones estándares de las arandelas

ϕ (Perno)	B	A	C	
	Nominal	Nominal	Min	Max
1/4	0.625	0.281	0.051	0.08
5/16	0.688	0.344	0.051	0.08
3/8	0.813	0.406	0.051	0.08
7/16	0.922	0.469	0.051	0.08
1/2	1.063	0.531	0.097	0.177
9/16	1.188	0.625	0.11	0.177
5/8	1.313	0.688	0.122	0.177
3/4	1.468	0.813	0.122	0.177
7/8	1.75	0.938	0.136	0.177
1	2	1.063	0.136	0.177
1 1/8	2.25	1.188	0.136	0.177
1 1/4	2.5	1.375	0.136	0.177
1 3/8	2.75	1.5	0.136	0.177

Fuente: ASTM F436.

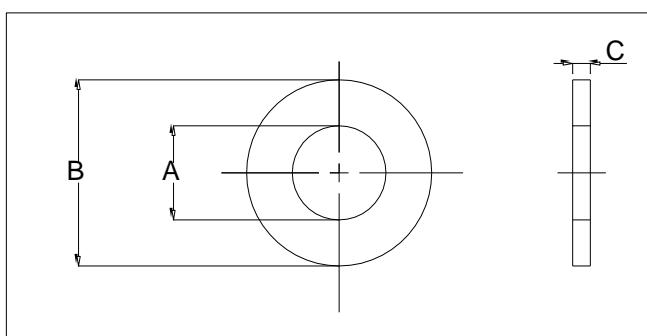


Figura A12. Nomenclatura empleada en las dimensiones de la arandela.

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a la tabla A09 se fijan las **dimensiones de la arandela** a emplear considerando un perno de 1”.

Tabla A09.- Dimensiones de la arandela para un perno de 1".

Diámetro nominal del perno	Diámetro interior (A)	Diámetro exterior (B)	Espesor máximo (C max)	Unidad
1	1.063	2.000	0.177	in
2.54	2.700	5.080	0.450	cm

Fuente: Elaboración propia.

Teniendo las dimensiones de la tuerca y de la arandela se procede a determinar la longitud total del perno.

La longitud del perno es igual a la suma de las placas a unir (Grip), más los espesores de las arandelas, más el valor dado en la tabla C-2.2 de la norma RCSC 2004 (ver tabla A10) y por último, el valor resultante se redondea al siguiente valor de 1/4" para longitudes de Grip menores a 5", e incrementos de 1/2" para pernos donde el Grip sea mayor a 5" de longitud.

Tabla A10.- Incremento adicional al Grip de acuerdo al diámetro del perno.

Diámetro nominal del perno db, plg.	Para determinar la longitud requerida, añadir al Grip, plg.
1/2	11/16
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
1 3/8	1 3/4
1 1/2	1 7/8

Fuente: Tabla C-2.2 de la norma RCSC 2004.

Para la conexión brazo metálico – disipador se muestra la figura A13 y el cálculo correspondiente.

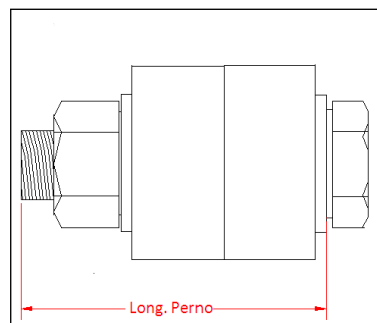


Figura A13. Esquema para el cálculo de la longitud del perno.

Fuente: Elaboración propia

$$\text{Long. Perno} = 2 \cdot \text{arandela} + \text{Grid} + 1 \frac{1}{4}''$$

$$\text{Long. Perno} = 2 \cdot 0,177'' + (2 \cdot 2,4'') + 1 \frac{1}{4}''$$

$$\text{Long. Perno} = 6,404'' \text{ o } 16,27 \text{ cm}$$

Este valor se debe redondear al siguiente valor de $\frac{1}{4}''$ ya que la longitud del Grip (4,8'') es menor a 5''. En nuestro caso redondearemos a $\frac{1}{2}''$ (por estar la longitud del grip muy cerca de 5'' y además por ser una medida comercial):

$$\text{Long. perno} = 6,404'' + \frac{1}{2}'' = 6,9''$$

Consideramos: **Long. perno = 7,0''**

Así, las dimensiones del perno quedan totalmente definidas y son las que se muestran en la figura A14.

Como ya se mencionó, la resistencia mínima a la tensión (A_b) de los pernos A325 para diámetros entre $\frac{1}{2}$ " – 1" es de 120 ksi, por lo tanto la resistencia de diseño de cada uno de ellos será:

$$\begin{aligned}\phi T_n &= \phi \cdot A_b \cdot d \\ \phi \cdot T_n &= 0,75 \cdot 120 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \cdot (1,0 \text{ in})^2 \\ \phi \cdot T_n &= 90,0 \text{ kip} = 40,85 \text{ tonf}\end{aligned}$$

Donde: $\phi = 0,75$ (para todos los diámetros).

d =Diámetro del perno.

La conexión brazo metálico – disipador está expuesta solo a esfuerzos axiales de tracción y compresión, mas no de corte, por ello sólo se verificó la resistencia ante fuerzas de tensión:

$$\begin{aligned}\phi T_n &\geq T_u \\ \phi \cdot T_n &= 8 \text{ pernos} \cdot 40,82 \text{ tonf/perno} \\ \phi \cdot T_n &= 326,56 \text{ tonf} \\ 326,56 &\geq 89,71 \text{ tonf}\end{aligned}$$

En las figuras A15 a A18 se muestra como queda definida la conexión entre el brazo metálico y el disipador viscoso de 165 kip empleado.

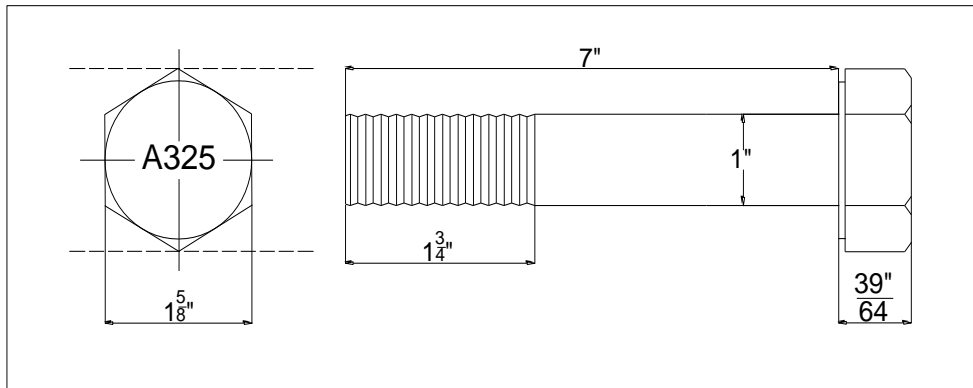


Figura A14. Dimensiones de los pernos A325 a emplear en la conexión extensor – disipador.

Fuente: Elaboración propia.

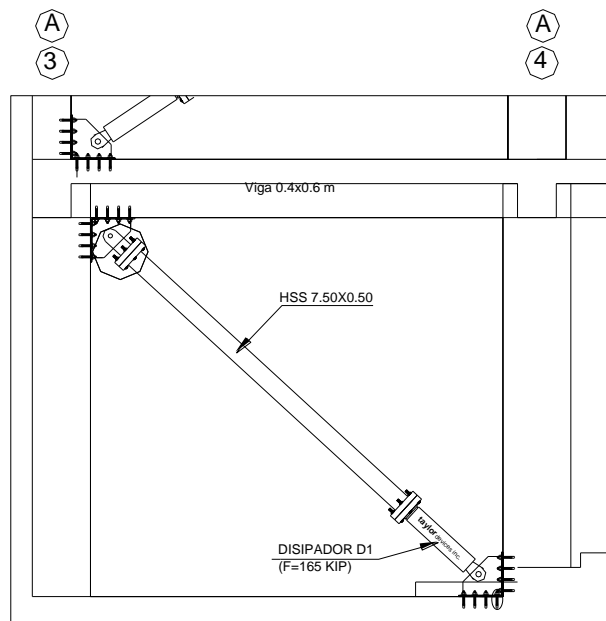


Figura A15. Colocación del dispositivo en disposición diagonal (disipadores en 1° piso).

Fuente: Elaboración propia.

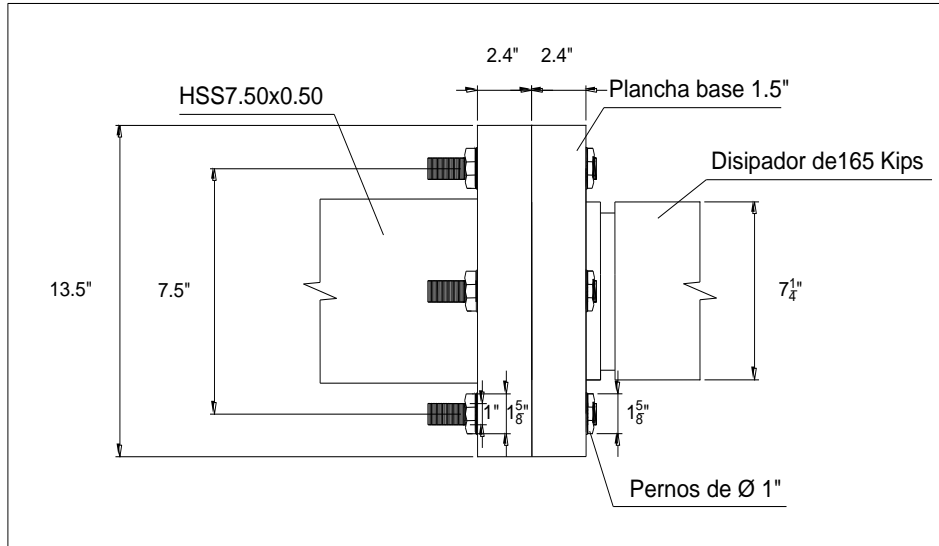


Figura A16. Detalle 1 conexión Brazo metálico (HSS 7.50x0.50) – Disipador viscoso Taylor 110 Kip

Fuente: Elaboración propia.

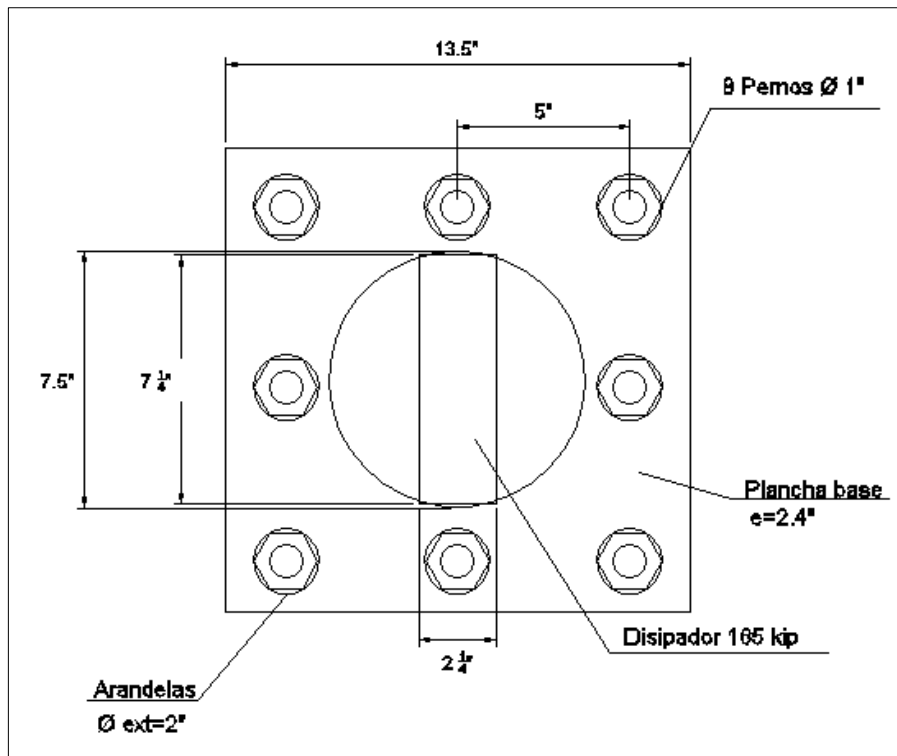


Figura A17. Detalle de la unión placa base-disipador de energía.

Fuente: Elaboración propia.

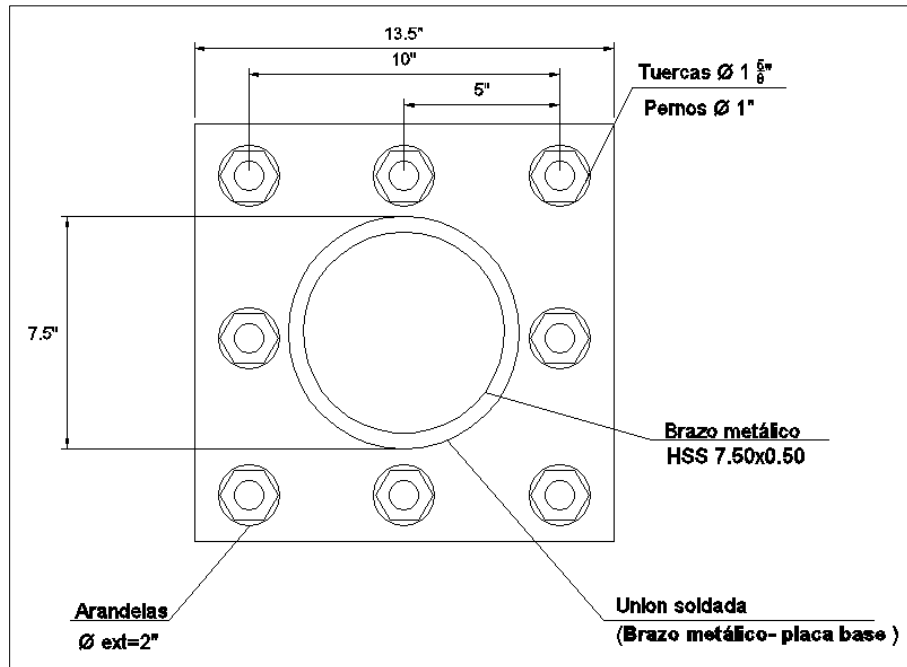


Figura A18. Detalle de la unión Brazo metálico – Placa Base.

Fuente: Elaboración propia.

Como las fuerzas que se generan a lo largo del brazo metálico son las mismas, se empleó la misma placa base y disposición de pernos para la unión brazo metálico – barra de conexión; detalle 2 (ver figura A19).

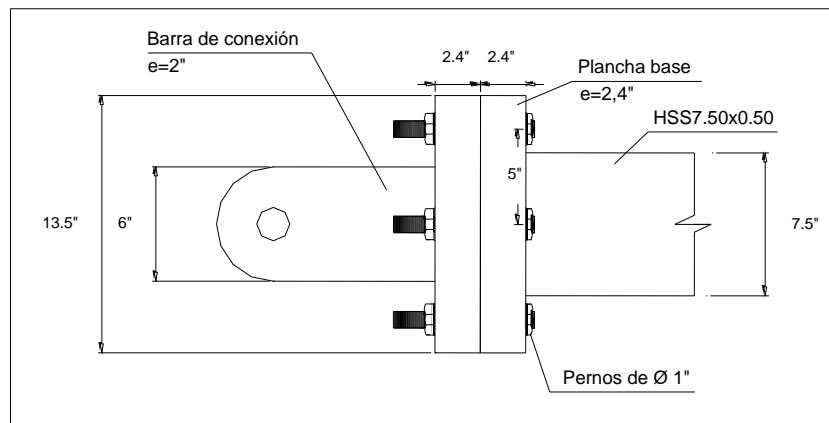


Figura A19. Detalle 2: Conexión Brazo metálico (HSS 7.50x0.50) – Barra de conexión.

Fuente: Elaboración propia.

1.3.3. Diseño del perno de conexión

El perno que une la barra de conexión con las cartelas debe ser diseñado para resistir altas solicitaciones de corte, por ello se consideró un perno A490 de un diámetro significativo (1 ¾").

En la figura A20 se muestra el esquema general de esta conexión.

En la figura A21 se observa el detalle de las dimensiones de la cartela, medidas que fueron empleadas para definir la longitud del perno.

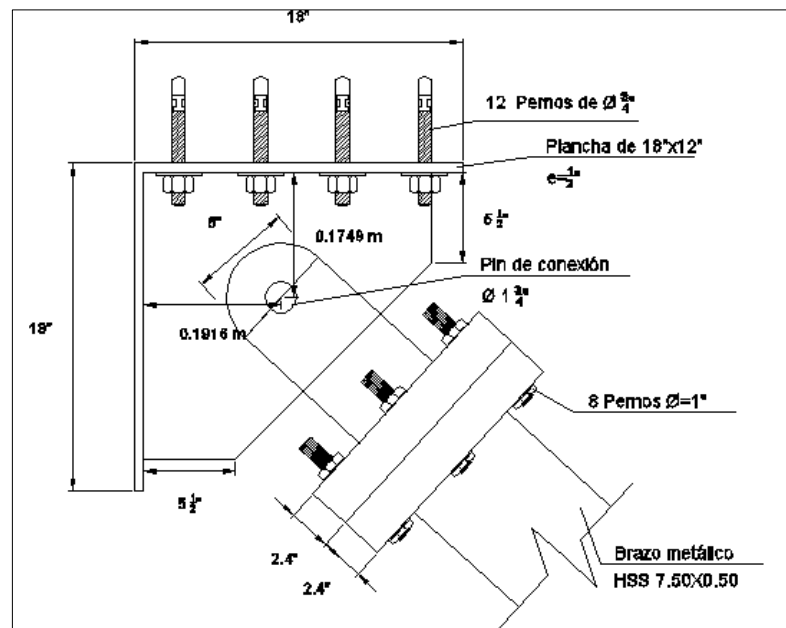


Figura A20. Detalle de la conexión inferior long. perno.

Fuente: Elaboración propia.

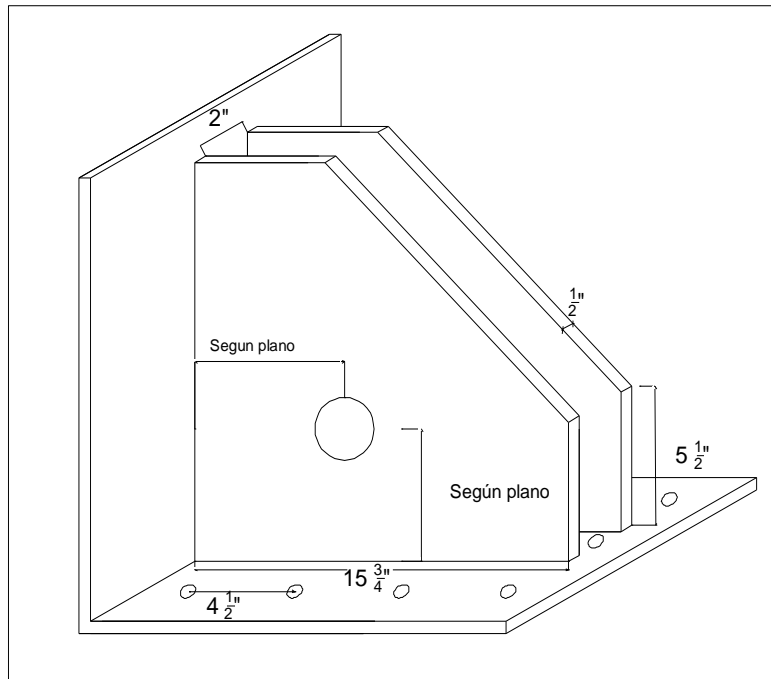


Figura A21. Detalle de las cartelas metálicas (cm).

Fuente: Elaboración propia.

Empleando la tabla A06 (dimensiones estándares de pernos y tuercas de alta resistencia) se definieron las dimensiones del perno de $1 \frac{3}{4}$ ".

Tabla A11.- Dimensiones del perno de $1 \frac{3}{4}$ ".

Diámetro nominal del perno	Dimensiones del perno estructural			Dimensiones de la tuerca		Unidad
	Ancho a través de la cara plana (F)	Altura (H1)	Longitud roscada (T)	Ancho a través de la cara plana (W)	Altura (H2)	
1 3/4	2 3/4	1 3/32	2 1/2	2 3/4	1 23/32	plg
4.45	6.99	2.78	6.35	6.99	4.37	cm

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla A08 se obtuvo las dimensiones de la arandela cuyos valores se muestran en la tabla A12.

Tabla A12.- Dimensiones de la arandela para un perno de 1 3/4".

Diámetro nominal del perno	Diámetro interior (A)	Diámetro exterior (B)	Espesor máximo (C máx.)	Unidad
1 3/4	1 7/8	3 1/2	0.177	plg
4.445	4.763	8.890	0.450	cm

De la tabla A10, se obtuvo el valor del incremento del Grid (2 1/8") correspondiente para el diámetro nominal del perno de 1 3/4". Además, para el cálculo de la longitud del perno, se consideró un espesor de 2" para la barra de conexión.

$$L_{\text{perno}} = 2 \cdot 0,177" + 2 \cdot 1/2" + 2" + 2 \cdot 1/8" = 5,479"$$

$$L_{\text{perno}} = 5 \frac{1}{2}"$$

Finalmente las dimensiones son las que se muestran en la figura A22.

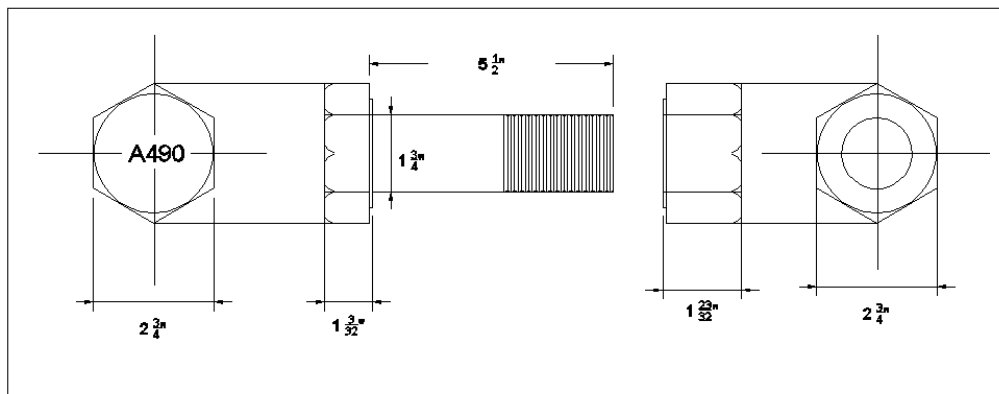


Figura A22. Detalle de las dimensiones de perno y tuerca para un diámetro nominal de perno de 1 3/4".

Fuente: Elaboración propia.

Verificación por corte:

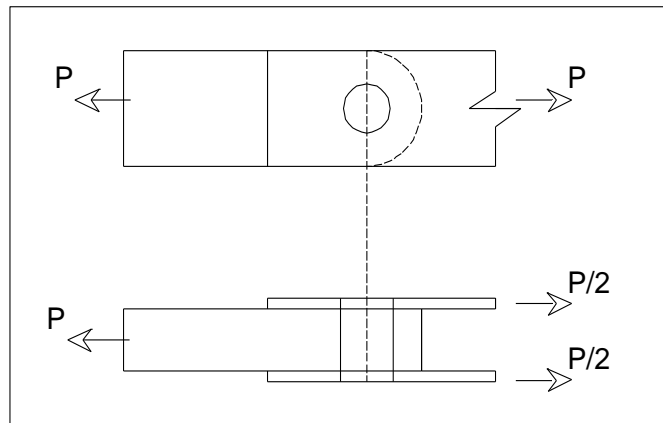


Figura A23. Fuerza a la que es sometido el perno (Cortante doble).

Fuente: Elaboración propia.

El esfuerzo máximo de corte de un perno estructural está determinado por la siguiente expresión:

$$\phi R_n = \phi m F_v ; \phi P_n = \phi R_n A_b n$$

Donde:

ϕR_n : Esfuerzo máximo de corte

ϕ : 0.75

m : Número de planos

F_v : 0.5 F_u (falla en la parte lisa)

F_v : 0.4 F_u (falla en la parte en rosca)

A_b : Área neta transversal del perno a la altura del plano de cortante

ϕP_n = Fuerza cortante máxima

n : Número de pernos

El valor de “m” es igual a 1 cuando el perno está sometido a cortante simple; será igual a 2 cuando la conexión está en cortante doble.

Para el diseño generalmente se considera que la falla será en la parte rosca del perno por ser el caso más conservador. Es decir se asume un $F_v = 0,4 \cdot F_u$. El F_u para un perno A490 es igual a 150 Ksi .

El valor de $\phi \cdot P_n$ deberá ser mayor a la carga axial actuante P_u que, como ya se mencionó, es igual a 89,71 tonf.

Así tenemos que el esfuerzo máximo de corte será:

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot m \cdot F_v$$

$$\phi \cdot R_n = 0,75 \cdot 2 \cdot (0,4 \cdot 150)$$

$$\phi \cdot R_n = 90 \text{ Ksi}$$

La fuerza cortante máxima es:

$$\phi \cdot P_n = \phi R_n \cdot A_b \cdot n$$

$$\phi \cdot P_n = 90 \frac{\text{Kip}}{\text{in}^2} \cdot \frac{\pi \cdot 175^2}{4} \cdot 1,0$$

$$\phi \cdot P_n = 216,5 \text{ Kip} = 98,2 \text{ tonf}$$

$$\phi \cdot P_n = 98,2 \text{ tonf} > 89,71 \dots \text{ok}$$

Una vez verificado el adecuado comportamiento del perno al corte y con las dimensiones finales del mismo, se procedió al diseño de la barra de conexión.

1.3.4. Diseño de la barra de conexión

En la figura A24 se muestra las dimensiones de la barra de conexión, las cuales fueron calculadas y verificadas en esta sección.

La barra de conexión es un miembro que está sometido a tensión. Para este tipo de condiciones se debe verificar la posible fluencia del área bruta y la fractura del área neta.

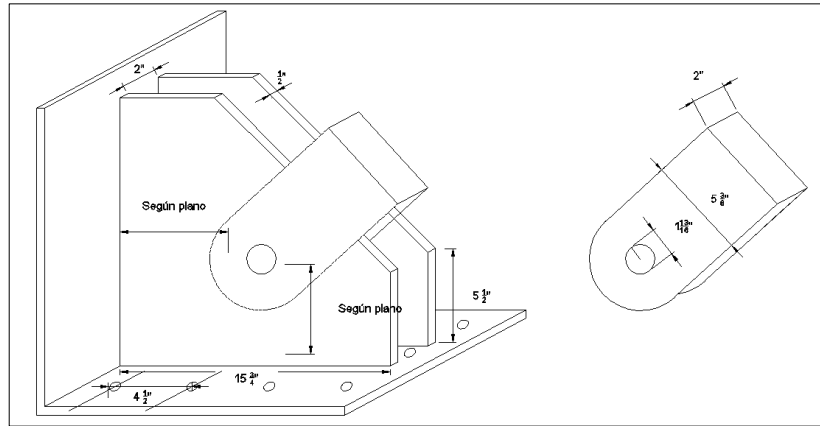


Figura A24. Dimensiones de la barra de conexión.

Fuente: Elaboración propia.

El área de la barra de conexión debe ser la mayor de las calculadas con las siguientes ecuaciones:

$$A_{g_{req}} \geq \frac{P_u}{\phi F_y} ; (\text{Para verificar la fluencia del área bruta})$$

Dónde:

A_g : Área bruta requerida de la sección

ϕ : Factor de resistencia igual a 0.90

F_y : Esfuerzo de fluencia 36ksi (Acero A36)

$$A_{g_{req}} \geq \frac{P_u}{\mu \phi F_u} + A_h ; (\text{Para verificar la fractura del área neta})$$

Dónde:

A_g : Área bruta requerida de la sección

A_h : Área del agujero

μ : Porcentaje de la sección que trabaja para absorber esfuerzos

ϕ : Factor de resistencia igual a 0.75

F_u : Esfuerzo mínimo de ruptura en tensión 58ksi (Acero A36)

Empleando estas dos expresiones tenemos:

$$A_{g \text{ req}} \geq \frac{P_u}{\phi \cdot F_y}$$

El valor de $P_u = 89,71 \text{ tonf} = 197,78 \text{ kip}$

$$A_{g \text{ req}} \geq \frac{197,78 \text{ kip}}{0,9 \cdot 36 \text{ ksi}}$$

$$A_{g \text{ req}} \geq 6,10 \text{ in}^2$$

$$A_{g \text{ req}} \geq 39,38 \text{ cm}^2$$

Verificamos la fractura del área neta:

$$A_{g \text{ req}} \geq \frac{P_u}{\phi \cdot F_u} + A_h$$

Diámetro del agujero:

$$d_h = \phi \text{ perno} + \text{agujero std}$$

$$d_h = \left(1 \frac{3}{4}\right)'' + \left(\frac{1}{16}\right)''$$

$$d_h = \left(1 \frac{13}{16}\right)'' = 1,8125''$$

Espesor del elemento = 2,0"

$$\text{Área del agujero} = 2'' \cdot 1,8125 = 3,625 \text{ in}^2$$

Luego de calcular el área del agujero, se proceda a determinar el área bruta requerida:

$$A_{g \text{ req}} \geq \frac{197,78 \text{ kip}}{1 \cdot 0,75 \cdot 58 \text{ ksi}} + 3,625 \text{ in}^2$$

$$A_{g \text{ req}} \geq 8,172 \text{ in}^2$$

$$A_{g \text{ req}} \geq 52,72 \text{ cm}^2$$

El área bruta requerida es igual al mayor valor obtenido:

$$A_{g \text{ req}} \geq 52,72 \text{ cm}^2$$

El área que tiene la barra de conexión es:

$$A_g = 2" \cdot 5 \frac{3}{8}" = 10,75 \text{ in}^2 = 69,35 \text{ cm}^2$$

$A_g > A_{g \text{ req.}}$

$$69,45 \text{ cm}^2 > 52,72 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ok}$$

Por lo tanto la barra de conexión satisface las solicitaciones de tensión.

Finalmente, se verificó la separación mínima que debe tener el perno con respecto a los bordes (1,5db), dicha separación se muestra en la figura A25.

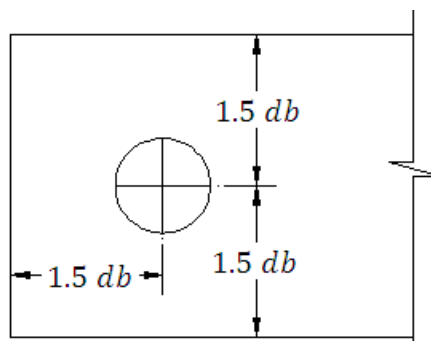


Figura A25. Espaciamento mínimo de un perno con respecto a los bordes.

Fuente: Elaboración propia.

Para este caso, el perno tiene un diámetro de $1 \frac{3}{4}"$ o 4,445 cm. La distancia mínima con respecto a los bordes debe ser por lo tanto:
 $1,5 \cdot (0,445\text{cm}) = 6,668 \text{ cm.}$

Como se observa en la figura A26, el espaciamento existente es de:
 $6,826\text{cm} > 6,668 \text{ cm,}$ por lo que se satisface esta condición.

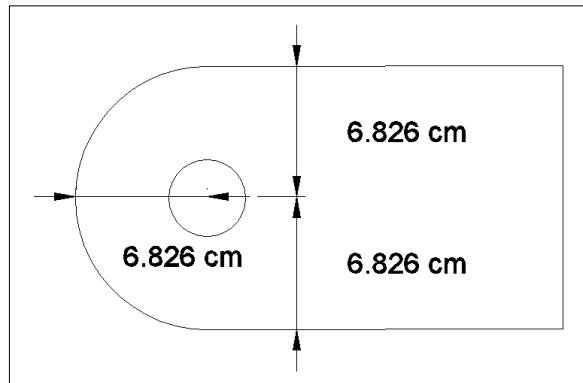


Figura A26. Espaciamiento del perno de conexión empleado con respecto a los bordes.

Fuente: Elaboración propia.

1.3.5. Diseño de los pernos de anclaje

El diseño de los pernos de anclaje se realizó de acuerdo a las especificaciones del apéndice D del código ACI 318-08. Esta norma señala que los pernos de anclaje pueden ser colocados antes o después del vaciado de concreto.

Los requisitos que se deben cumplir en cuanto a la resistencia de los anclajes son los siguientes:

$$\phi N_n \geq N_{ua}$$

$$\phi V_n \geq V_{ua}$$

Dónde:

ϕN_n : Resistencia de diseño en tracción de un anclaje o grupo de anclajes

ϕV_n : Resistencia de diseño en corte de un anclaje o grupo de anclajes

La resistencia nominal “N_n” de un solo anclaje o grupo de anclajes en tracción se determina con la ecuación D-3 de dicho código:

$$N_n = n * A_{se} * f_{uta}$$

Donde:

n : Número de anclajes en el grupo

A_{se} : Área transversal efectiva del anclaje en tracción

f_{uta} : Resistencia especificada a la tracción del acero del perno de anclaje

Además:

El valor de *A_{se}* se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{se} = \frac{\pi}{4} d_a - \frac{0.9743}{n_t}^2$$

n_t , es el número de hilos por mm

d_a , es el diámetro exterior del anclaje

Este valor también puede ser provisto por el fabricante, se puede encontrar en las especificaciones técnicas del perno a emplear.

Con respecto al valor de *f_{uta}*, éste no deberá ser mayor que el menor valor entre:

- 860MPA.
- 1,9*f_{ya}* (*f_{ya}* es la resistencia especificada a la fluencia en el acero de anclaje).

Los valores de f_{ya} , f_{uta} y A_{se} no deben ser asumidos, deben ser obtenidos a partir de la información técnica del perno de anclaje seleccionado.

Para el diseño se empleó los pernos expansivos Trubolt. Estos fueron seleccionados por contar con información técnica detallada que facilitó el diseño.

Las especificaciones técnicas provistas por el fabricante para el diseño de estos anclajes se muestran en la tabla A13.

Tabla A13.- Especificaciones para el diseño.

TRUBOLT WEDGE ANCHOR DESIGN INFORMATION ^{1,2,3}			Nominal Anchor Diameter									
DESIGN INFORMATION	Symbol	Units	1/4		3/8		1/2		5/8		3/4	
Anchor O.D.	d_o	in	0.250		0.375		0.500		0.625		0.750	
Effective embedment	h_{ef}	in	1-1/2	2	1-3/4	2-5/8	1-7/8	3-3/8	2-1/2	4	3-1/2	4-3/4
Minimum member thickness	h_{min}	in	4	4	4	5	5	6	5	8	6	8
Critical edge distance	c_{ac}	in	2-5/8	3	2-5/8	5-1/4	3-3/4	6-3/4	5	8	7	9
Minimum edge distance	c_{min}	in	1-3/4	1-1/2	2-1/4	2	3-3/4	3-3/4	4-1/4	3-1/4	3-3/4	3-1/2
Minimum anchor spacing	s_{min}	in	1-3/4	1-1/2	2-1/4	2	3-3/4	3-3/4	4-1/4	3-1/4	3-3/4	3-1/2
Min. Specified Yield Strength	f_y	lb/in ²	55,000									
Min. Specified Ultimate Strength	f_{uta}	lb/in ²	75,000									
Effective area	A_{se}	in ²	0.032		0.078		0.142		0.226		0.334	

Trubolt®
Wedge Anchors

Fuente: ITW Red Head.

Los factores de reducción de resistencia pueden obtenerse en los códigos ACI 355.2 y ACI 318 - Apéndice D, también pueden especificarse por el fabricante, en este caso ITW Red Head nos proporciona la información dada en la tabla A14.

Tabla A14.- Factores de reducción de resistencia.

Strength reduction factor ϕ for tension, steel failure modes	0,75
Strength reduction factor ϕ for shear, steel failure modes	0,75

Fuente: ITW Red Head.

Los pernos de anclaje deben ser diseñados para poder soportar las fuerzas de tracción y corte que se generan sobre ellos al momento de un sismo, producto del trabajo que se desarrolla en los disipadores de energía.

Para el diseño se emplearon pernos de 3/4". Los valores de f_{ya} , A_{se} y \emptyset se obtuvieron de las tablas A13 y A14.

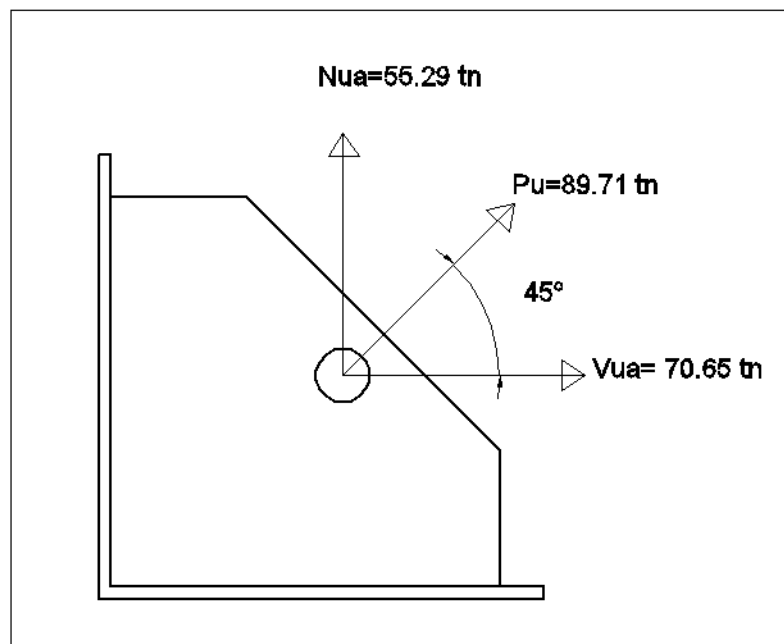


Figura A27. Fuerza de tracción (N_{ua}) y corte (V_{ua}) producto de la acción del disipador de energía.

Fuente: Elaboración propia.

Verificación de la resistencia a la tracción:

$$N_n = n \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$$

f_{uta} es el menor valor entre:

- $860 \text{ MPa} = 124\,732,422 \text{ psi}$
- $1,9 \cdot f_{ya} = 1,9 \cdot 55\,000 \text{ psi} = 104\,500 \text{ psi}$

Por lo tanto: $f_{uta} = 104\,500 \text{ psi}$

$$N_n = 12 \cdot 0,334 \text{ in}^2 \cdot 104\,500 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

$$N_n = 418\,836 \text{ lb} = 189,98 \text{ tonf}$$

$$\emptyset \cdot N_n = 0,75 \cdot 189,98 \text{ tonf}$$

$$\emptyset \cdot N_n = 142,49 \text{ tonf}$$

$$\emptyset \cdot N_n \geq N_{ua}$$

$$142,49 \text{ tonf} \geq 55,29 \text{ tonf} \quad \dots \text{ ok}$$

Verificación de la resistencia al corte:

La resistencia nominal V_n de un solo anclaje o grupo de anclajes en corte se determina con la ecuación D-20 del código ACI-318-08.

$$V_n = n \cdot 0,6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$$

$$V_n = 12 \cdot 0,6 \cdot 0,334 \text{ in}^2 \cdot 104\,500 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

$$V_n = 251\,301,6 \text{ lb}$$

$$\emptyset \cdot V_n = 0,65 \cdot 251\,301,6 \text{ lb} = 163\,346,04 \text{ lb}$$

$$\emptyset \cdot V_n \geq V_{ua}$$

$$74,09 \text{ tonf} \geq 70,65 \text{ tonf} \quad \dots \text{ ok}$$

Las dimensiones de los pernos para diferentes diámetros se muestran en la tabla A15.

La longitud total del perno se debe ajustar a las longitudes estándares que se muestran en la tabla A16. Nótese que para cada longitud se maneja un código de identificación en base a letras (A, B, C, etc.)

Tabla A15.- Dimensiones de los pernos de anclaje por cada diámetro.

		<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> TRUBOLT WEDGE INSTALLATION INFORMATION Trubolt® Wedge Anchors </div>										
	Symbol	Units	Nominal Anchor Diameter (in.)									
			1/4		3/8		1/2		5/8		3/4	
Anchor outer diameter	d_o	in	0.25		0.375		0.5		0.625		0.750	
Nominal carbide bit diameter	d_{bit}	in	1/4		3/8		1/2		5/8		3/4	
Effective embedment depth	h_{ef}	in	1-1/2	2	1-3/4	2-5/8	1-7/8	3-3/8	2-1/2	4	3-1/2	4-3/4
Min hole depth	h_o	in	2	2-1/2	2-1/2	3-3/8	2-3/4	4-1/4	3-3/4	5-1/4	4-3/4	6
Min slab thickness	h_{min}	in	4		4	5	5	6	5	8	6	8
Installation torque	T_{inst}	ft-lb	4		25		55		90		110	
Min hole diameter in fixture	d_h	in	5/16		7/16		9/16		11/16		13/16	

Fuente: ITW Red Head.

Tabla A16.- Longitud estandarizada de los pernos de anclaje.

LENGTH ID MARKING ON ANCHOR HEAD		UNITS	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
Length of anchor, l_{anch} (inches)	From	inches (mm)	1 1/2 (38.1)	2 (50.8)	2 1/2 (63.5)	3 (76.2)	3 1/2 (88.9)	4 (101.6)	4 1/2 (114.3)	5 (127.0)	5 1/2 (139.7)	6 (152.4)
	Up to, but not including	inches (mm)	2 (50.8)	2 1/2 (63.5)	3 (76.2)	3 1/2 (88.9)	4 (101.6)	4 1/2 (114.3)	5 (127.0)	5 1/2 (139.7)	6 (152.4)	6 1/2 (165.1)

Fuente: ITW Red Head.

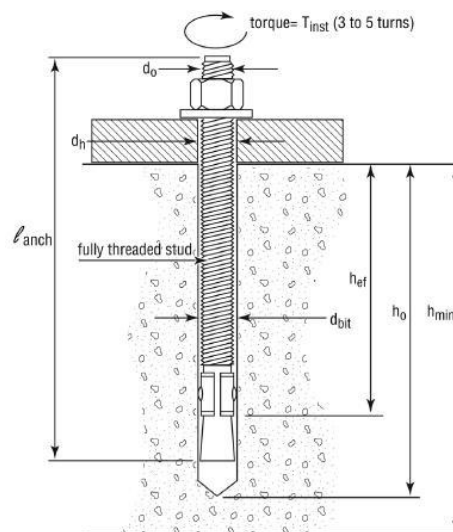


Figura A28. Nomenclatura para determinar las dimensiones de los pernos de anclaje (ver tabla A15).

Fuente: ITW Red Head.

Las dimensiones finales del perno de anclaje de $\frac{3}{4}$ " se muestran en la figura A29.

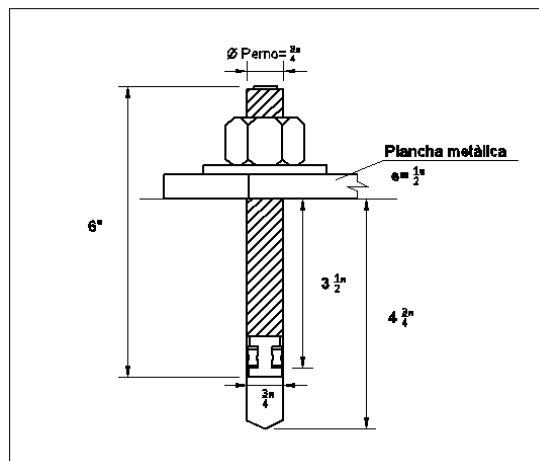


Figura A29. Dimensiones finales del perno de $\frac{3}{4}$ ".

Fuente: Elaboración propia.

En las figuras A30 y A31 se muestran las vistas en planta e isométrica de la plancha metálica.

El diámetro de los agujeros d_h es igual a $\frac{13}{16}$ " (2,064cm) tal como lo establece la tabla A15 para pernos de $\frac{3}{4}$ ".

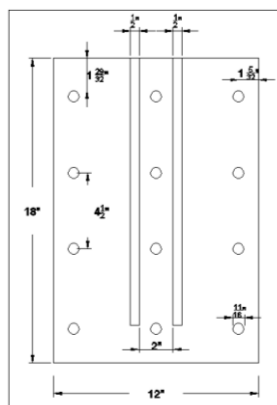


Figura A30. Plancha metálica sobre la cual irán los pernos de anclaje (vista en planta).

Fuente: Elaboración propia.

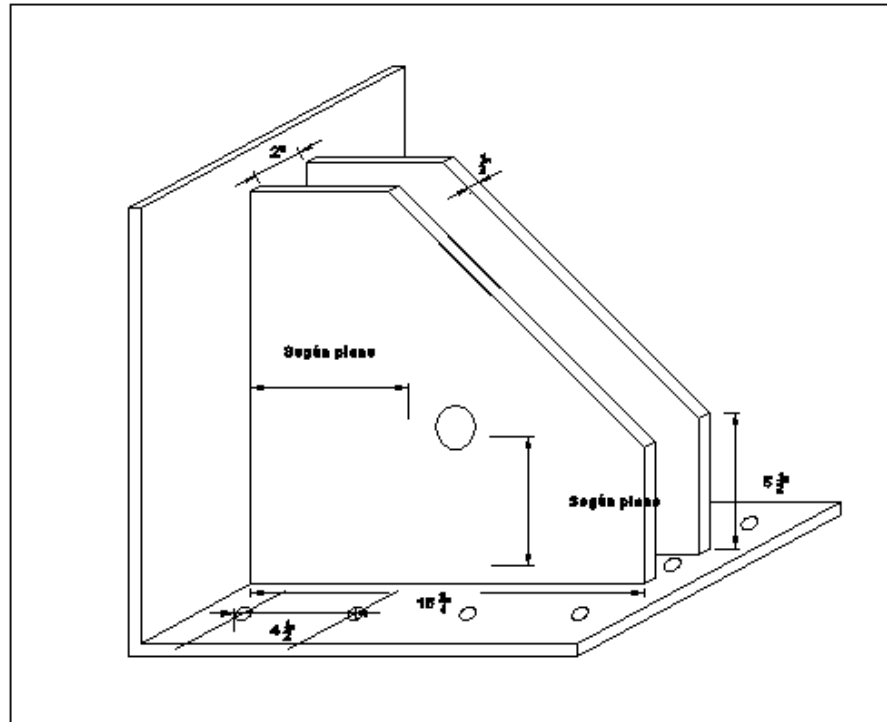


Figura A31. Isométrico de plancha metálica sobre la cual irán los pernos de anclaje.

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente se debe verificar que la distancia “S” entre centros de pernos sea:

$$S \geq 6db, \text{ para pernos post - instalados}$$

$$S \geq 6.(3/4")$$

$$S \geq 4 \frac{1}{2}" \text{ o } 11,43\text{cm}$$

El espaciamiento que se consideró fue de $4 \frac{1}{2}"$ (ver figura A31) por lo que se satisface esta condición.

El **detallado final**: conexión metálica – estructura de concreto se muestra en las figuras A32 a A34. En el Anexo 09 se muestra los planos de la rehabilitación sísmica.

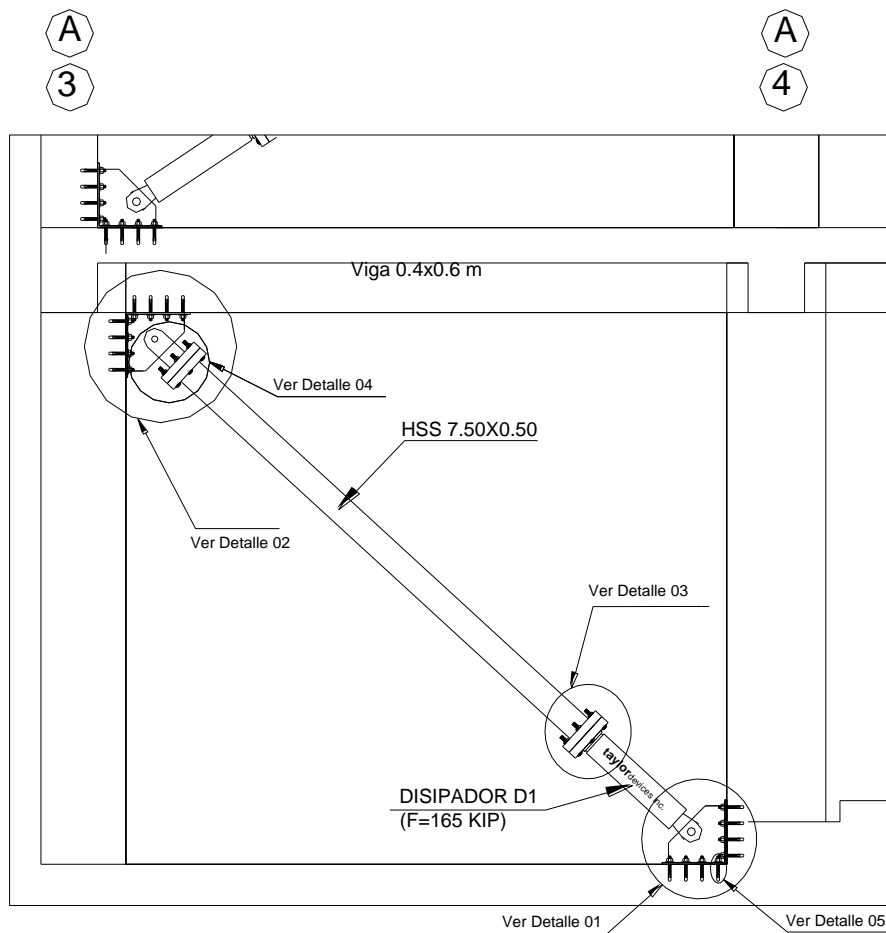


Figura A32. Disposición diagonal (disipador viscoso del 1° nivel).

Fuente: Elaboración propia.

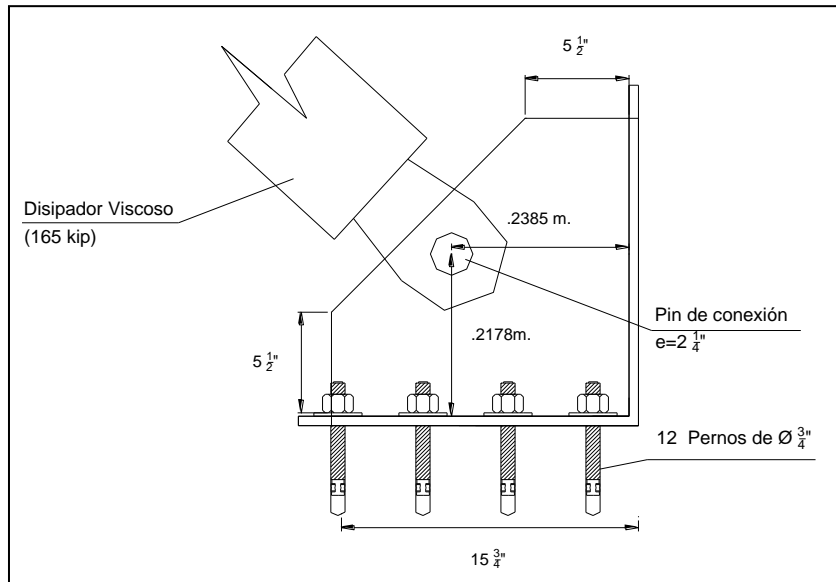


Figura A33. Detalle 01 (conexión: disipador – cartela – estructura de concreto).

Fuente: Elaboración propia.

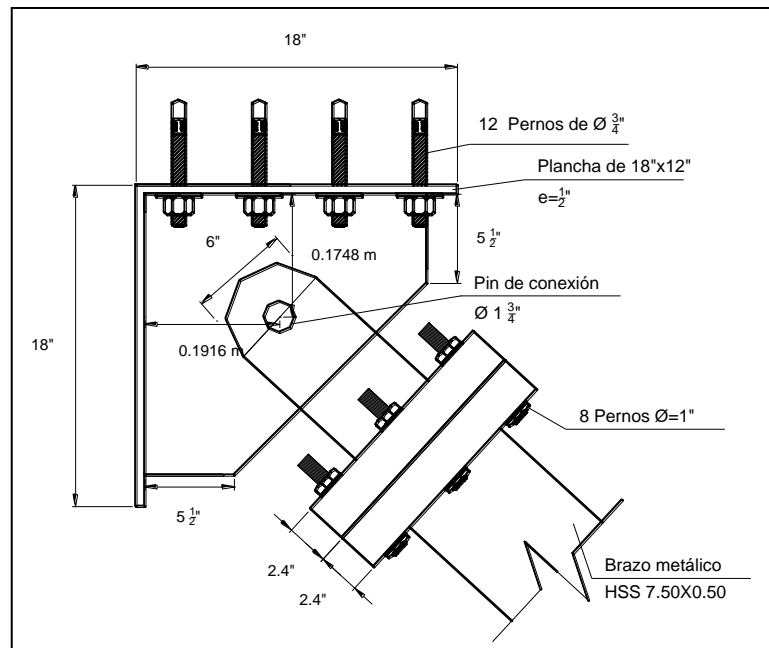


Figura A34. Detalle 02 (conexión brazo metálico – cartela - estructura de concreto).

Fuente: Elaboración propia.

ANEXO 07

REGISTROS SÍSMICOS USADOS

NATIONAL UNIVERSITY OF ENGINEERING
 FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
 JAPAN-PERU CENTER FOR EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH AND
 DISASTER MITIGATION (CISMID)
 TUPAC AMARU AVENUE 1150 - LIMA 25 - PERU Postal Code 31-250
 Lima 31
 Telephone Numbers (51-1) 482-0777, 482-0790 FAX 481-0170
 e-mail: f_lazares@uni.edu.pe <http://www.cismid-uni.org>

1. INFORMATION ABOUT THE SEISMIC STATION

STATION NAME : Jorge Basadre Grohmann
 University
 STATION CODE : TAC001
 STATION LOCATION : Jorge Basadre Grohmann National
 University, Tacna, Tacna
 LATITUDE : -18.024
 LONGITUDE : -70.249
 ALTITUDE (m) : 585
 ACCELEROMETER MODEL : Etna Kinematics
 SAMPLING FREQUENCY (Hz) : 200

2. INFORMATION ABOUT THE EARTHQUAKE

DATE : May 05, 2010
 ORIGIN TIME (Local) : 21:42:00
 LATITUDE : -18.34
 LONGITUDE : -71.17
 DEPTH (km) : 36.00
 MAGNITUDE : 6.5 ML
 INFORMATION SOURCE : IGP

3. INFORMATION ABOUT THE RECORD

RECORD TIME (Local) : 21:42:46
 NUMBER OF SAMPLES : 23600
 MAXIMUM ACCELERATION : -154.00 -190.00 -108.00
 DATA UNITS : cm/s²

4. COMMENTS

BASELINE CORRECTED

5. ACCELERATION DATA

T	EW	NS
0.0000	-0.0051	-0.0395
0.0050	0.0689	0.0246
0.0100	0.0578	0.0752
0.0150	-0.0558	0.0246

...(Continúa)...

NATIONAL UNIVERSITY OF ENGINEERING
 FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
 JAPAN-PERU CENTER FOR EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH AND
 DISASTER MITIGATION (CISMID)
 TUPAC AMARU AVENUE 1150 - LIMA 25 - PERU Postal Code 31-250
 Lima 31
 Telephone Numbers (51-1) 482-0777, 482-0790 FAX 481-0170
 e-mail: f_lazares@uni.edu.pe http://www.cismid-uni.org

1. INFORMATION ABOUT THE SEISMIC STATION

STATION NAME : Jorge Basadre Grohmann
 University
 STATION CODE : TAC001
 STATION LOCATION : Jorge Basadre Grohmann National
 University, Tacna, Tacna
 LATITUDE : -18.024
 LONGITUDE : -70.249
 ALTITUDE (m) : 585
 ACCELEROMETER MODEL : Etna Kinematics
 SAMPLING FREQUENCY (Hz) : 200

2. INFORMATION ABOUT THE EARTHQUAKE

DATE : June 13, 2005
 ORIGIN TIME (Local) : 17:44:33
 LATITUDE : -19.61
 LONGITUDE : -69.97
 DEPTH (km) : 146.00
 MAGNITUDE : 7.2 ML
 INFORMATION SOURCE : IGP

3. INFORMATION ABOUT THE RECORD

RECORD TIME (Local) : 17:44:54
 NUMBER OF SAMPLES : 36400
 MAXIMUM ACCELERATION : 85.54 -94.18 -76.20
 DATA UNITS : cm/s²

4. COMMENTS

BASELINE CORRECTED. TRAPEZOIDAL BANDPASS (0.05/0.10-20/50)
 FILTERED.

5. ACCELERATION DATA

T	EW	NS	UD
0.0000	0.0324	0.0549	-0.0149
0.0050	0.0175	0.0314	-0.0165
0.0100	-0.0113	-0.0160	-0.0087
0.0150	-0.0286	-0.0331	0.0027

...(Continúa)...

NATIONAL UNIVERSITY OF ENGINEERING
 FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
 JAPAN-PERU CENTER FOR EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH AND
 DISASTER MITIGATION (CISMID)
 TUPAC AMARU AVENUE 1150 - LIMA 25 - PERU Postal Code 31-250
 Lima 31
 Telephone Numbers (51-1) 482-0777, 482-0790 FAX 481-0170
 e-mail: f_lazares@uni.edu.pe <http://www.cismid-uni.org>

1. INFORMATION ABOUT THE SEISMIC STATION

STATION NAME : Jorge Basadre Grohmann
 University
 STATION CODE : TAC001
 STATION LOCATION : Jorge Basadre Grohmann National
 University, Tacna, Tacna
 LATITUDE : -18.024
 LONGITUDE : -70.249
 ALTITUDE (m) : 585
 ACCELEROMETER MODEL : CV-374A2 Tokyo Sokushin
 SAMPLING FREQUENCY (Hz) : 200

2. INFORMATION ABOUT THE EARTHQUAKE

DATE : April 01, 2014
 ORIGIN TIME (Local) : 18:46:45
 LATITUDE : -19.57
 LONGITUDE : -70.91
 DEPTH (km) : 38.90
 MAGNITUDE : 8.2 Mw
 INFORMATION SOURCE : CSMUCH

3. INFORMATION ABOUT THE RECORD

RECORD TIME (Local) : 18:47:17
 NUMBER OF SAMPLES : 30442
 MAXIMUM ACCELERATION : 72.49 -69.51 -40.72
 DATA UNITS : cm/s2

4. COMMENTS

BASELINE CORRECTED

5. ACCELERATION DATA

T	EW	NS	UD
0.0000	-0.1523	0.0761	-0.3035
0.0050	-0.1955	0.0043	-0.3817
0.0100	-0.0705	0.0156	-0.2957
0.0150	0.0194	-0.0418	-0.1470

...(Continúa)...

NATIONAL UNIVERSITY OF ENGINEERING
 FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
 JAPAN-PERU CENTER FOR EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH AND DISASTER
 MITIGATION (CISMID)
 TUPAC AMARU AVENUE 1150 - LIMA 25 - PERU Postal Code 31-250 Lima 31
 Telephone Numbers (51-1) 482-0777, 482-0790 FAX 481-0170
 e-mail: f_lazares@uni.edu.pe http://www.cismid-uni.org

1. INFORMATION ABOUT THE SEISMIC STATION

STATION NAME : Parque de la Reserva
 STATION CODE : PRQ
 STATION LOCATION : Parque de la Reserva, Cercado de Lima, Lima
 LATITUDE : -12.07
 LONGITUDE : -77.04
 ALTITUDE (m) : 130
 ACCELEROMETER MODEL : Acelerografo Analogico
 SAMPLING FREQUENCY (Hz) : 50

2. INFORMATION ABOUT THE EARTHQUAKE

DATE : October 03, 1974
 ORIGIN TIME (Local) : 09:21:00
 LATITUDE : -12.50
 LONGITUDE : -77.98
 DEPTH (km) : 13.00
 MAGNITUDE : 6.6 mb
 INFORMATION SOURCE : IGP

3. INFORMATION ABOUT THE RECORD

RECORD TIME (Local) : 09:21:00
 NUMBER OF SAMPLES : 4899
 MAXIMUM ACCELERATION : -194.21 180.09 100.30
 DATA UNITS : cm/s²

4. COMMENTS

BASELINE CORRECTED

5. ACCELERATION DATA

T	EW	NS	UD
0.0000	8.0457	-6.0011	12.2582
0.0200	0.0007	9.7159	4.8122
0.0400	-3.4263	11.6339	7.2532
0.0600	-5.8993	4.4019	3.3822
0.0800	-2.6173	-5.0501	-8.7918
0.1000	0.9337	-4.6261	-5.5888

...(Continúa)...

ANEXO 08

PRESUPUESTO BASE DE LA OBRA: “MEJORAMIENTO E IMPLEMENTACIÓN
DE LA FACULTAD DE CIENCIAS CONTABLES Y FINANCIERAS DE LA
UNJBG-TACNA”.

Hoja resumen

Obra	0301049	MEJORAMIENTO E IMPLEMENTACION DE LA FACULTAD DE CIENCIAS CONTABLES Y FINANCIERAS DE LA UNJBG -TACNA
Localización	230101	TACNA - TACNA - TACNA
Fecha Al	01/06/2011	

Presupuesto base

001	OBRAS PROVISIONALES Y EXPLANACIONES	41,070.54
002	CONSTRUCCION DE AUDITORIO Y OFICINAS ADMINISTRATIVAS	2,053,074.84
003	REHABILITACION Y REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO DE AULAS	901,890.58
004	DEMOLICIÓN Y RECONSTRUCCION DEL MODULO DE SS.HH.	559,158.90
005	CONSTRUCCION DE RAMPA DE EMERGENCIA	244,399.87
006	CONSTRUCCION DE PUENTE DE ACCESO A SSHH Y OFICINAS	53,537.29
007	CONSTRUCCION DE OBRAS COMPLEMENTARIAS	177,017.92
	(CD) SI.	4,030,149.94

COSTO DIRECTO	4,030,149.94
GASTOS GENERALES (10%)	403,014.99
UTILIDAD(8%)	322,412.00
	=====
SUB TOTAL	4,755,576.93
IGV(18%)	856,003.85
	=====
COSTO DE LA OBRA(CO)	5,611,580.78
COSTO DE SUPERVISION (4%CO)	224,463.23
COSTO DE LIQUIDACION (1%CO)	56,115.81
COSTO DE EXPEDIENTE TECNICO	31,091.00
COSTO DE TRAMITES DE LICENCIA DE CONSTRUCCION	2,000.00
COSTO DE EQUIPAMIENTO	1,786,115.00
COSTO DE CAPACITACION	70,400.00
	=====
COSTO TOTAL DE INVERSION DEL PROYECTO	7,781,765.82

Descompuesto del costo directo

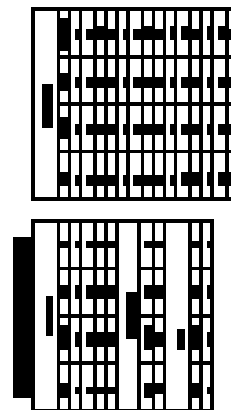
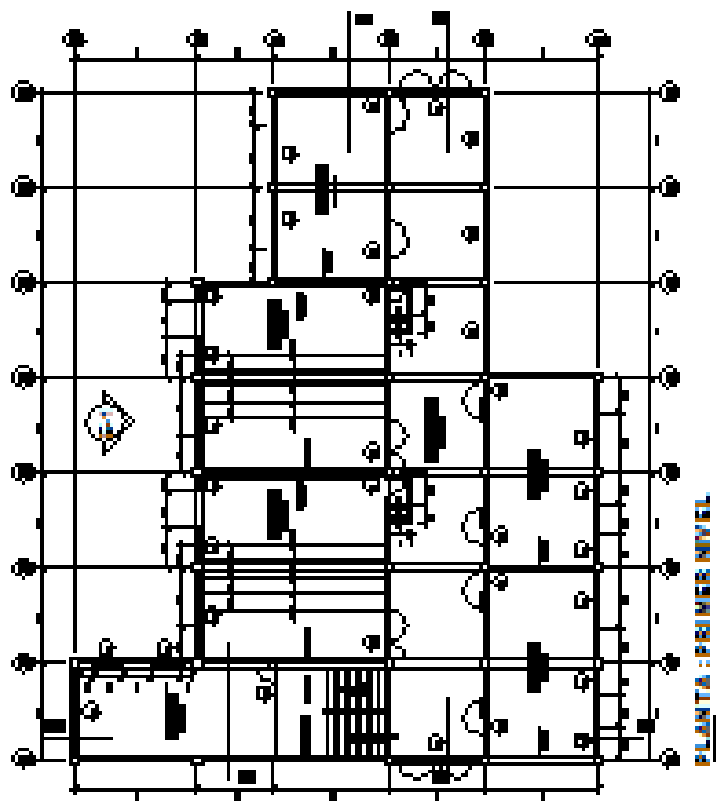
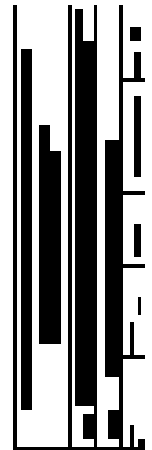
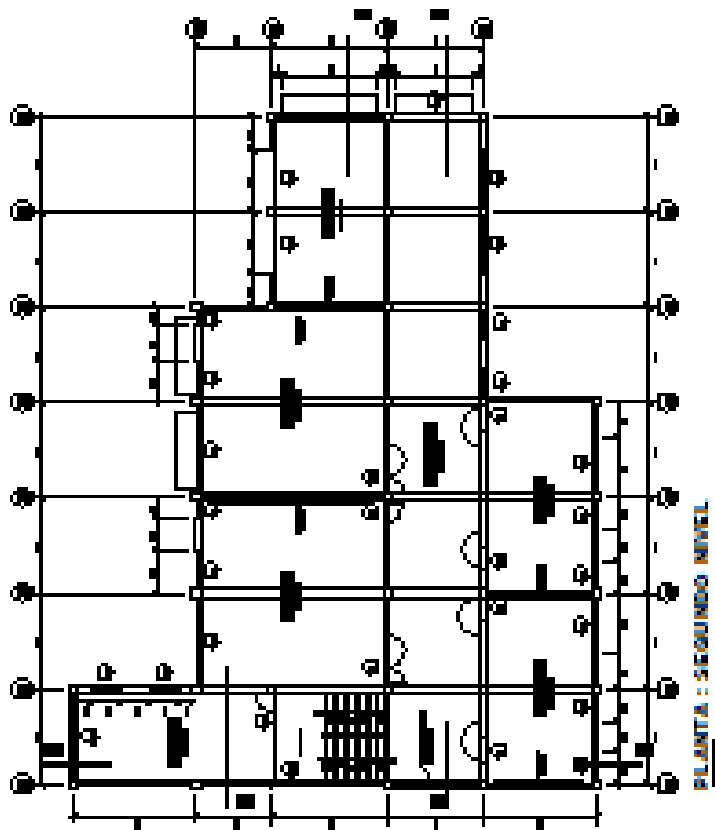
MANO DE OBRA	SI.	1,579,533.53
MATERIALES	SI.	2,143,489.35
EQUIPOS	SI.	307,127.29
SUBCONTRATOS	SI.	
Total descompuesto costo directo	SI.	4,030,150.17

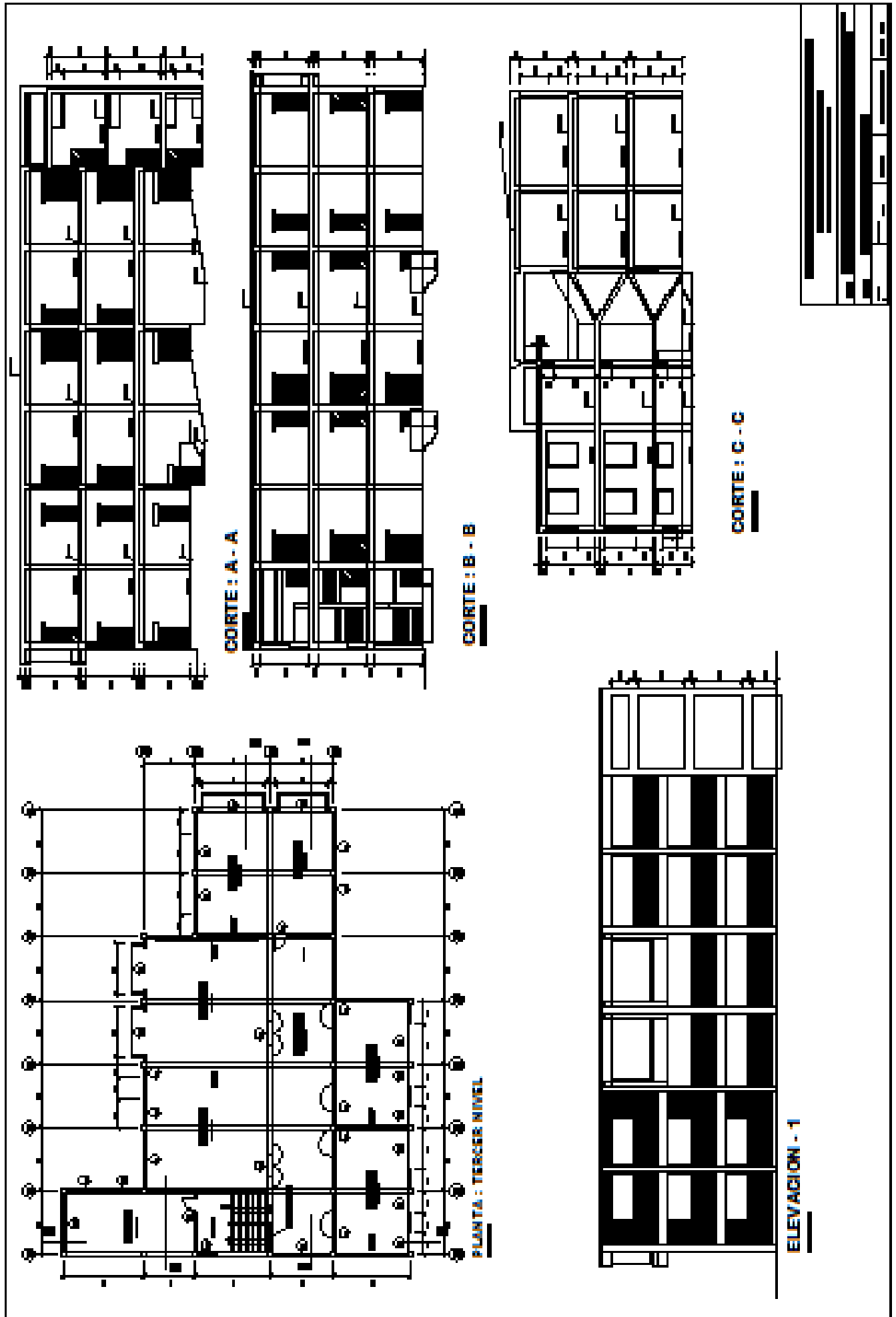
Nota : Los precios de los recursos no incluyen I.G.V. son vigentes al :

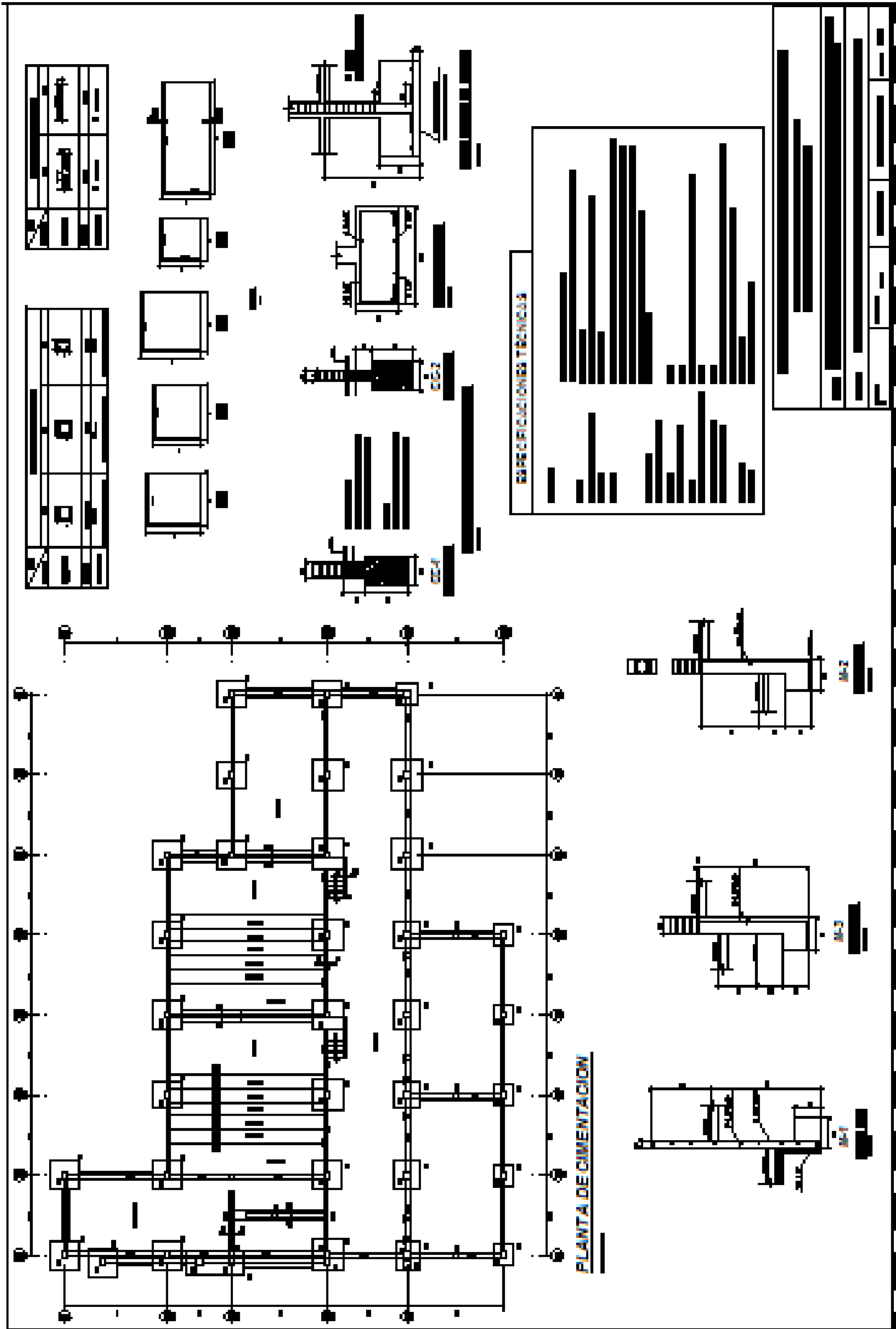
01/06/2011

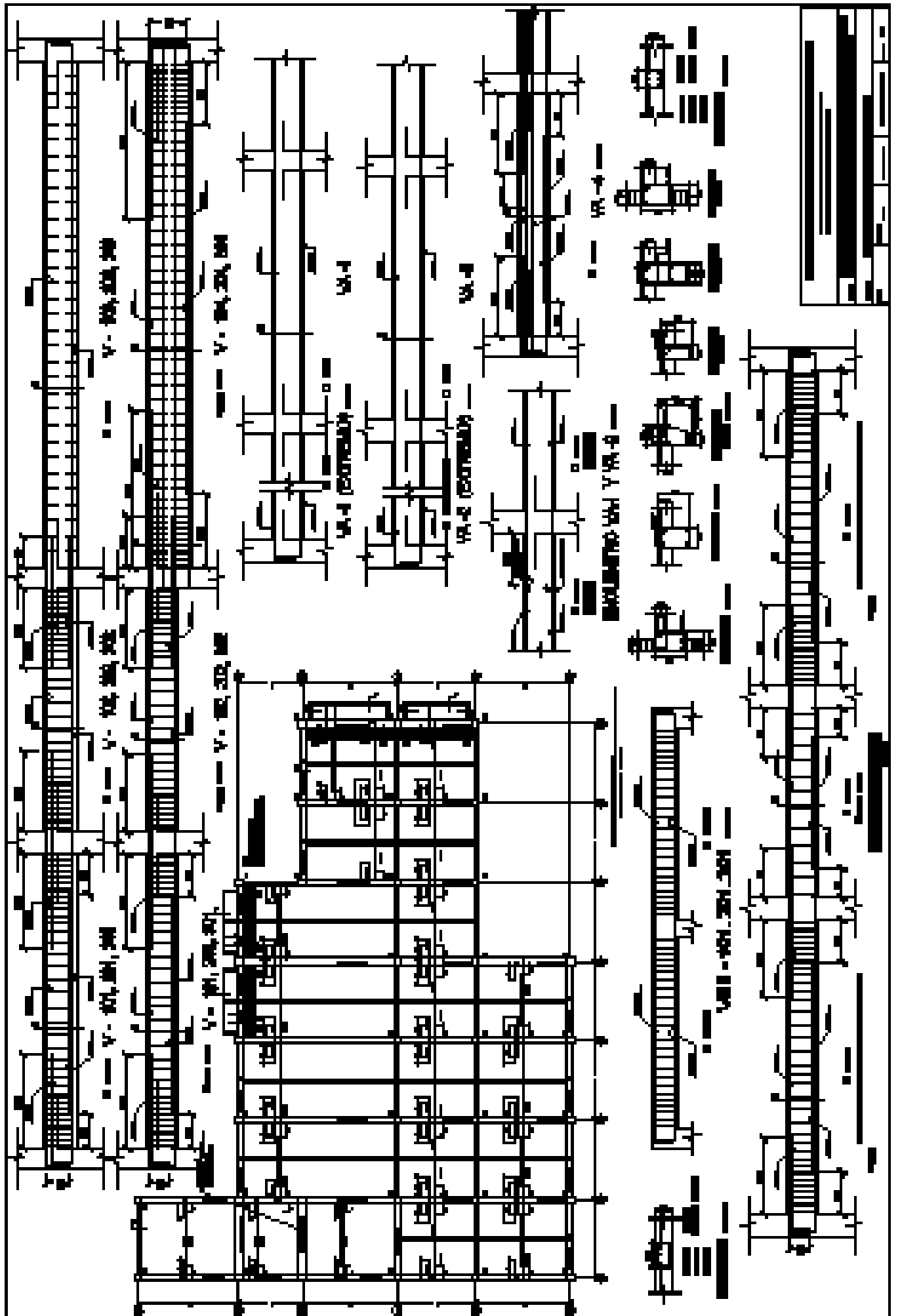
ANEXO 09

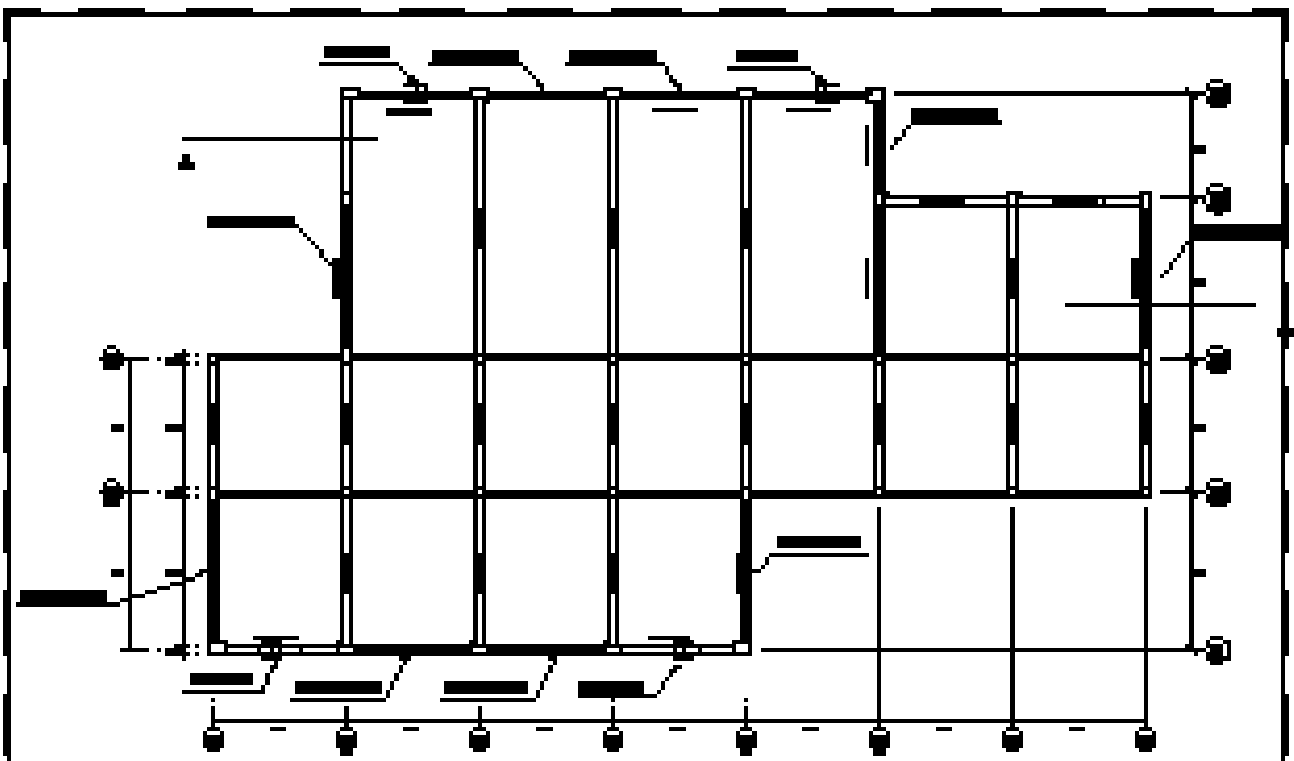
PLANOS EXISTENTES Y DE LA
REHABILITACIÓN SÍSMICA



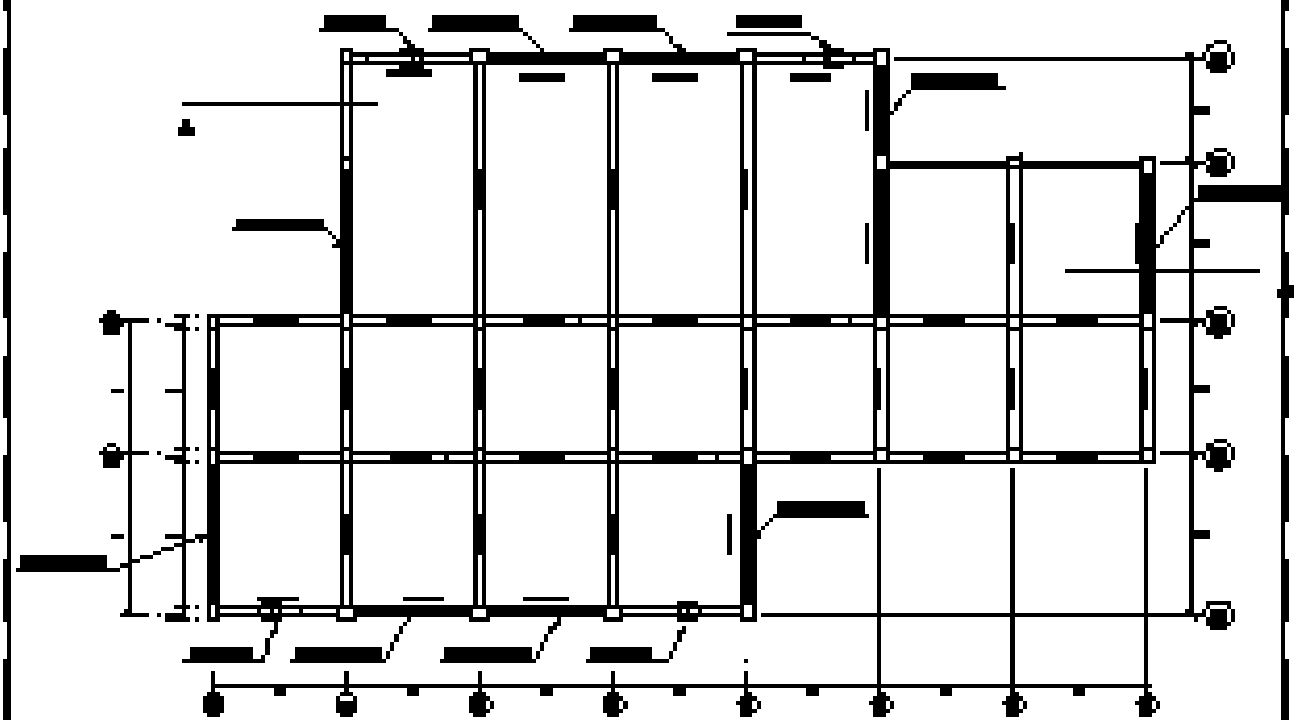






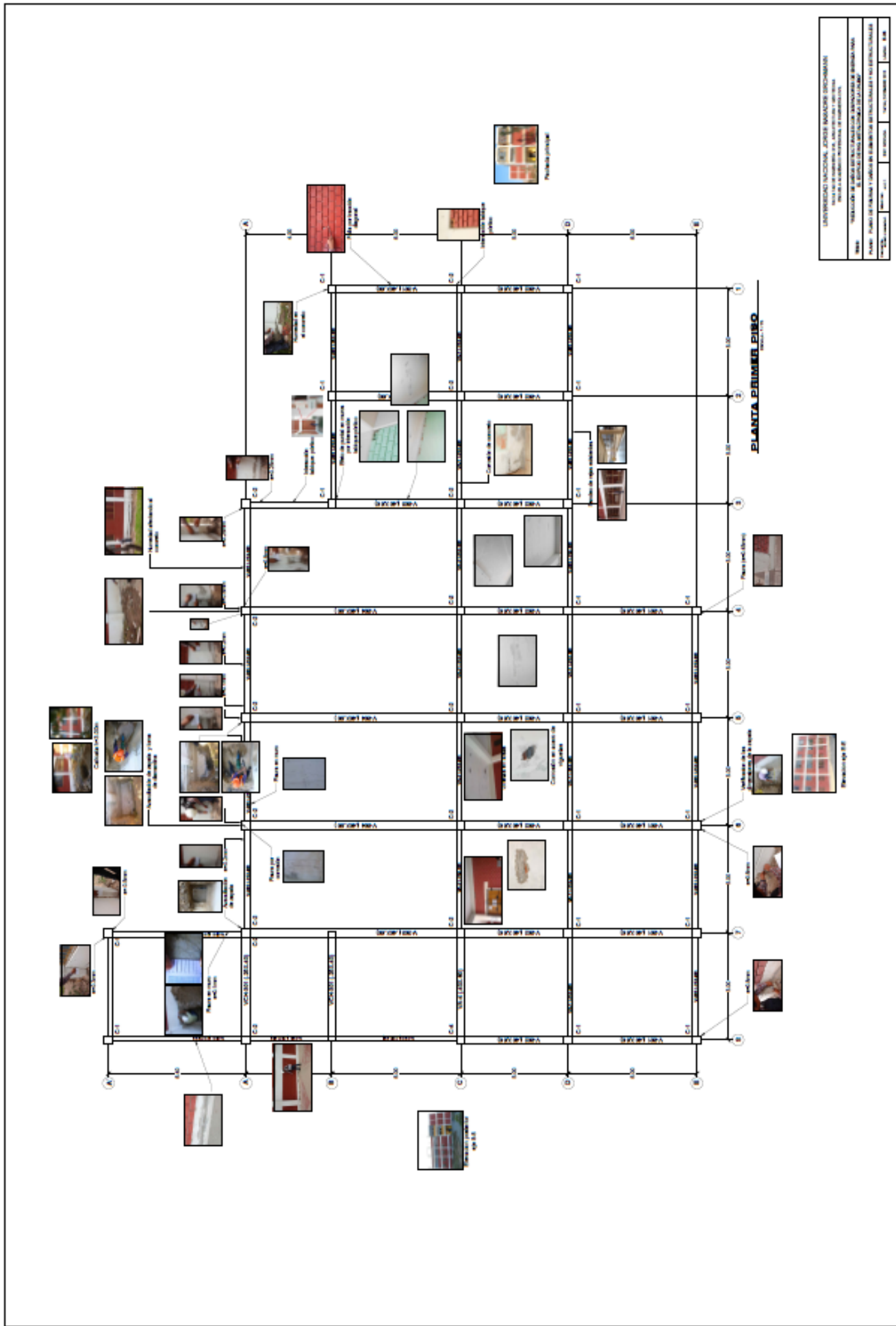


PLANTA: PRIMER NIVEL



PLANTA: SEGUNDO NIVEL

[Redacted]				
[Redacted]				
[Redacted]				
[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]



UNIVERSIDAD NACIONAL JOSÉ ANTONIO DECHAMÁN			
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL			
CARRERA DE INGENIERÍA EN INGENIERÍA CIVIL			
MATERIA: FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA CIVIL			
PROYECTO: PLANOS DE FUNDACIÓN Y CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO			
FECHA:	PROFESOR:	ALUMNO:	GRUPO:
15/05/2024	DR. J. GARCÍA	ANDRÉS GARCÍA	01