

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



INFORME DE TESIS

RESPUESTA SÍSMICA DE DIFERENTES EDIFICACIONES
COMUNES, APLICANDO LA PROPUESTA DE NORMA E.031,
UBICADOS EN LA CIUDAD DE TACNA

PARA OPTAR

TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

BACH. ELIO GERMÁN ALFARO ALFARO

TACNA – PERÚ

2019

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis

**“RESPUESTA SÍSMICA DE DIFERENTES EDIFICACIONES
COMUNES, APLICANDO LA PROPUESTA DE NORMA E.031,
UBICADOS EN LA CIUDAD DE TACNA”**

Tesis sustentada y aprobada el 11 de setiembre del 2019; estando el jurado calificador integrado por:

PRESIDENTE:



MTRO. DINA MARLENE COTRADO FLORES

SECRETARIO:



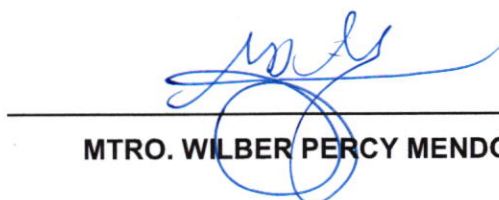
MTRO. EDGAR HIPOLITO CHAPARRO QUISPE

VOCAL:



MTRO. GIANCARLOS JAVIER MACHACA FRIAS

ASESOR:



MTRO. WILBER PERCY MENDOZA RAMIREZ

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo, Elio Germán Alfaro Alfaro, en calidad de Tesista de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificado con DNI 45209066.

Declaro bajo juramento que:

1. Soy autor de la tesis titulada:
"RESPUESTA SÍSMICA DE DIFERENTES EDIFICACIONES COMUNES, APLICANDO LA PROPUESTA DE NORMA E.031, UBICADOS EN LA CIUDAD DE TACNA"
La misma que se presentó para optar:
TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL
2. La tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente, para la cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas.
3. La tesis presentada no atenta contra derechos de terceros.
4. La tesis no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
5. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falsificados, ni duplicados, ni copiados.

Por lo expuesto, mediante la presente asumo frente a LA UNIVERSIDAD cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre la obra y/o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a LA UNIVERSIDAD y a terceros, de cualquier daño que pudiera ocasionar, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar como causa del trabajo presentado, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontrasen causa en el contenido de la tesis.

De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Tacna, 11 de setiembre del 2019



ELIO GERMÁN ALFARO ALFARO

DNI: 45209066

DEDICATORIA

A mis padres y amigos, que luchando
día a día fortalecen mi sentido de
lucha por un mundo mejor.

AGRADECIMIENTO

Es suficiente agradecer sólo a Dios por darme todo lo que necesito sin embargo, deseo agradecer también a mi Madre, por su gran apoyo y compañía en la realización de esta tesis.

CONTENIDO

CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	22
1.1. Descripción del problema	22
1.2. Formulación del problema	23
1.3. Justificación e importancia.....	23
1.4. Objetivos.....	24
1.4.1. Objetivo general.....	24
1.4.2. Objetivos específicos.....	24
1.5. Hipótesis.....	24
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	26
2.1. Antecedentes del estudio.....	26
2.2. Bases teóricas.....	28
2.2.1. Sistemas de protección sísmica.....	28
2.2.2. Aislamiento sísmico.....	30
2.2.3. Tipos de aislamiento basal.....	31
2.2.4. Propiedades dinámicas de las estructuras	35
2.2.5. Teoría dinámica de las estructuras	37
2.2.6. Respuesta sísmica de las estructuras	46
2.2.7. Propiedades mecánicas de los aisladores.....	48
2.2.7.1. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDRB)	48
2.2.7.2. Aislador deslizante elastomérico	50
2.3. Definición de términos.....	51
CAPÍTULO III MARCO METODOLÓGICO	54
3.1. Tipo y diseño de la investigación	54
3.2. Población y/o muestra de estudio.....	54
3.3. Variables.....	55
3.3.1. Identificación de las variables	55
3.3.2. Operacionalización de las variables.....	55
3.4. Operacionalización de variables	56
3.5. Técnicas e instrumentos para la recolección de datos	57
3.6. Procesamiento y análisis de datos	58
CAPÍTULO IV PROCEDIMIENTOS DE DESARROLLO DEL ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	59
4.1. Consideraciones de la norma E.030.....	59
4.2. Procedimiento de análisis sísmico modal espectral de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.	60
4.3. Consideraciones del proyecto de norma E.031 Aislamiento Sísmico	63

4.4. Procedimiento de análisis sísmico de fuerzas estáticas equivalentes de la propuesta de norma E.031 Aislamiento Sísmico.....	66
4.5. Procedimiento de análisis sísmico modal espectral de la propuesta de norma E.031 Aislamiento Sísmico	71
CAPÍTULO V ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE DIFERENTES EDIFICACIONES COMUNES.....	
5.1. Características de los materiales.....	76
5.2. Cargas	76
5.3. Análisis y diseño sismorresistente de un edificio de departamentos convencional.....	77
5.3.1. Modelo estructural de edificación - Departamentos	77
5.3.2. Espectro de diseño.....	78
5.3.3. Sistema estructural - Departamentos	80
5.3.4. Coeficiente básico de reducción R_0 - Departamentos	80
5.3.5. Irregularidad estructural - Departamentos	81
5.3.6. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmica, R	87
5.3.7. Periodos y masas participativas modales.....	88
5.3.8. Verificación de las derivas.....	88
5.3.9. Fuerzas cortantes de diseño y verificación de fuerza cortante mínima.....	89
5.4. Análisis y diseño sismorresistente de un edificio de departamentos con aislamiento de base	90
5.4.1. Calculo mediante el método dinámico modal espectral	90
5.4.1.1. Modelo estructural de edificación aislada – Departamentos .	90
5.4.1.2. Diseño del sistema de aislamiento	93
5.4.1.3. Espectro elástico de pseudo aceleraciones	101
5.4.1.4. Periodos y masas participativas modales	103
5.4.1.5. Desplazamientos laterales y derivas de entrepiso.....	104
5.4.1.6. Fuerzas cortantes de entrepiso	107
5.4.2. Cálculo mediante el método de fuerzas estáticas equivalente	110
5.5. Análisis y diseño sismorresistente de una edificación para colegio convencional.....	112
5.5.1. Modelo estructural de edificación – Colegio	112
5.5.2. Espectro de diseño.....	113
5.5.3. Sistema estructural - Colegio	116
5.5.4. Coeficiente básico de Reducción R_0 - Colegio	116
5.5.5. Irregularidad estructural - Colegio.....	117
5.5.6. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmica, R	122

5.5.7. Periodos y masas participativas modales	123
5.5.8. Verificación de las derivas.....	123
5.5.9. Fuerzas cortantes de diseño y verificación de fuerza cortante mínima.....	124
5.6. Análisis y diseño sismorresistente de una edificación para colegio con aislamiento de base	125
5.6.1. Calculo mediante el método dinámico modal espectral	125
5.6.1.1. Modelo estructural de edificación aislada – Colegio	125
5.6.1.2. Diseño del sistema de aislamiento	128
5.6.1.3. Espectro elástico de pseudo aceleraciones	133
5.6.1.4. Periodos y masas participativas modales	135
5.6.1.5. Desplazamientos laterales y derivas de entrepiso.....	135
5.6.1.6. Fuerzas cortantes de entrepiso	138
5.6.2. Cálculo mediante el método de fuerzas estáticas equivalente	141
CAPÍTULO VI RESULTADOS	143
6.1. Resultado del análisis sísmico de una edificación irregular de departamentos de muros estructurales de 4 niveles.....	143
6.2. Resultado del análisis sísmico de un edificación regular para colegio de pórticos y albañilería confinada de 4 niveles	153
CAPÍTULO VII DISCUSIÓN.....	164
CONCLUSIONES	166
RECOMENDACIONES	169
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	170
ANEXOS.....	173

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 01. Diagrama del proceso de subducción en la costa de Perú y Chile.....	22
Figura 02. Esquema de estructura con sistema de control activo.....	28
Figura 03. Esquema de estructura con sistema de control semi - activo.....	29
Figura 04. Sistema de aislamiento	30
Figura 05. Estructura sin aislamiento en la base	31
Figura 06. Estructura con aislamiento en la base	31
Figura 07. Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento.....	32
Figura 08. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento.....	33
Figura 09. Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB).....	33
Figura 10. Aislador de péndulo friccional (FPS).....	34
Figura 11. Marco de 2 niveles	35
Figura 12. (a) Formas modificadas en los instantes de tiempo a , b , y c ;	
(b) Historia del.....	35
Figura 13. (a) Formas modificadas en los instantes de tiempo a , b , c , d y e ;	
(b) Historia.....	36
Figura 14. (a) Formas modificadas en los instantes de tiempo a , b , c , d y e ;	
(b) Historia.....	36
Figura 15. (a) Marco de un nivel sometido a la excitación sísmica;	
(b) Diagrama de cuerpo libre.	38
Figura 16. Sistema de varios grados de libertad.....	39
Figura 17. (a) Marco de cortante de dos niveles;	
(b) Fuerzas que actúan sobre las dos masas	39
Figura 18. Modos naturales de vibración del edificio cortante de cinco niveles uniformes.....	42
Figura 19. (a) Representación del coeficiente de amortiguamiento sometida a la fuerza fD , (b) fuerza interna y externa, (c) Relación entre fuerza interna y la velocidad	43
Figura 20. Vibración libre de sistemas sub-amortiguados, críticamente amortiguados y sobre-amortiguados	45
Figura 21. Distribución de los desplazamientos absolutos de entrepiso.....	47
Figura 22. Distribución de fuerzas cortantes.....	48
Figura 23. Formato de registro de datos.	57
Figura 24. Factor de suelo	59
Figura 25. Periodos TP y TL	59
Figura 26. Límites de las distorsiones de entrepiso.....	62
Figura 27. Límites de las distorsiones de entrepiso.....	63

Figura 28. Límites del periodo fundamental del estrato	65
Figura 29. Factor de amortiguamiento BM	67
Figura 30. Distribución de planta típica - Departamentos	73
Figura 31. Corte A-A de planta típica - Departamentos	74
Figura 32. Elevación lateral - Colegio	74
Figura 33. Distribución de cimentaciones - Colegio	75
Figura 34. Distribución de aligerado típico - Colegio.	75
Figura 35. Planta típica	77
Figura 36. Vista conjunta frontal y lateral del modelo estructural 3D	78
Figura 37. Vista conjunta posterior y lateral del modelo estructural 3D	78
Figura 38. Espectro de sismo de diseño DBE	79
Figura 39. Planta típica del modelo con aislación de base	90
Figura 40. Vista conjunta frontal y lateral del modelo estructural 3D con aislación	90
Figura 41. Vista conjunta posterior y lateral del modelo estructural 3D con aislación	91
Figura 42. Ventana de definición de propiedades del elemento <i>link</i>	92
Figura 43. Ventana de propiedades en dirección U1	93
Figura 44. Ventana de propiedades en dirección U2 y U3	93
Figura 45. Distribución de las etiquetas en los apoyos del modelo para departamentos	94
Figura 46. Distribución de aisladores de base - Departamentos	95
Figura 47. Distribución de aisladores de base - Departamentos	99
Figura 48. Espectro elástico de pseudo aceleraciones del sismo máximo considerado	102
Figura 49. Desplazamiento de la estructura aislada en la dirección Y	106
Figura 50. Desplazamiento de la estructura aislada en la dirección X	106
Figura 51. Planta típica estructural de edificación	112
Figura 52. Vista conjunta frontal y lateral del modelo estructural 3D	112
Figura 53. Vista conjunta posterior y lateral del modelo estructural 3D	113
Figura 54. Espectro de sismo de diseño DBE eje X	114
Figura 55. Espectro de sismo de diseño DBE eje Y	115
Figura 56. Planta típica del modelo con aislación de base	125
Figura 57. Vista conjunta frontal y lateral del modelo estructural 3D con aislación	125
Figura 58. Vista conjunta posterior y lateral del modelo estructural 3D con aislación	126
Figura 59. Ventana de definición de propiedades del elemento <i>link</i>	127

Figura 60. Ventana de propiedades en dirección U1	128
Figura 61. Ventana de propiedades en dirección U2 y U3	128
Figura 62. Distribución de las etiquetas en los apoyos del modelo para colegio...	129
Figura 63. Distribución de aisladores de base - Colegio	129
Figura 64. Distribución de aisladores de base - Colegio	132
Figura 65. Espectro elástico de pseudo aceleraciones del sismo máximo considerado.....	134
Figura 66. Desplazamiento de la estructura aislada con HDRB en la dirección Y.....	137
Figura 67. Desplazamiento de la estructura aislada con HDRB en la dirección X.....	138
Figura 68. Comparación de periodos – en Departamentos	143
Figura 69. Comparación de Periodos de vibración versus Espectro de diseño elástico de la norma E.030 y Sismo máximo de la propuesta de norma E.031	144
Figura 70. Comparación de derivas eje X	145
Figura 71. Comparación de derivas eje Y	146
Figura 72. Comparación de desplazamientos eje X	147
Figura 73. Comparación de desplazamientos eje Y	147
Figura 74. Comparación de cortantes de diseño según norma E.030 y proyecto de norma E.031 eje X - Departamento.....	148
Figura 75. Comparación de cortantes de diseño según norma E.030 y proyecto de norma E.031 eje Y - Departamento.....	149
Figura 76. Comparación de periodos de vibración versus el espectro inelástico de diseño y SMC - Departamento.....	149
Figura 77. Comparación de cortantes máximas según norma E.030 y proyecto de norma E.031 eje X	151
Figura 78. Comparación de cortantes máximas según norma E.030 y proyecto de norma E.031 eje Y	151
Figura 79. Comparación de periodos – en Colegio.....	153
Figura 80. Comparación de Periodos de vibración versus Espectro de diseño elástico de la norma E.030 y Sismo máximo de la propuesta de norma E.031	154
Figura 81. Comparación de derivas eje X	155
Figura 82. Comparación de derivas eje Y	156
Figura 83. Comparación de desplazamientos eje X	157
Figura 84. Comparación de desplazamientos eje Y	157

Figura 85. Comparación de cortantes de diseño según norma E.030 y proyecto de norma E.031 eje X - Colegio	158
Figura 86. Comparación de Periodos de vibración versus los espectros de diseño norma E.030 y el SMC E.031 - Colegio.....	159
Figura 87. Comparación de cortantes de diseño según norma E.030 y proyecto de norma E.031 eje Y - Colegio	160
Figura 88. Comparación de cortantes máximas según norma E.030 y proyecto de norma E.031 eje X en colegio	161
Figura 89. Comparación de cortantes máximas según norma E.030 y proyecto de norma E.031 eje Y en colegio	162
Figura 90. Propiedades mecánicas de los aisladores elastoméricos HDR para máximo desplazamiento de +/- 350 mm	183
Figura 91. Propiedades mecánicas de los aisladores elastoméricos HDR para máximo desplazamiento de +/- 400 mm	183
Figura 92. Leyenda de las propiedades mecánicas de los aisladores elastoméricos HDR	183
Figura 93. Datos de los deslizadores elastoméricos PTFE	184

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 01. Distribución de entresijos del edificio para departamentos.....	73
Tabla 02. Distribución de entresijos del edificio para colegio.....	76
Tabla 03. Ordenadas espectrales del sismo de diseño	79
Tabla 04. Casos de carga sísmica – Edificación convencional	80
Tabla 05. Cortantes de la base en la dirección X – Departamento convencional....	80
Tabla 06. Cortantes de la base en la dirección Y – Departamento convencional....	80
Tabla 07. Desplazamiento relativo del centro de masas en la dirección X - Departamentos	82
Tabla 08. Verificación de la irregularidad torsional en la dirección X - Departamentos	83
Tabla 09. Rigideces laterales de entresijo en la dirección X - Departamentos.....	83
Tabla 10. Verificación de la irregularidad de rigidez en la dirección X - Departamentos	84
Tabla 11. Verificación de la irregularidad de resistencia en la dirección X - Departamentos	84
Tabla 12. Desplazamiento relativo del centro de masas en la dirección Y - Departamentos	86
Tabla 13. Verificación de la irregularidad torsional en la dirección Y - Departamentos	86
Tabla 14. Rigideces laterales de entresijo en la dirección Y - Departamentos.....	87
Tabla 15. Verificación de la irregularidad de rigidez en la dirección Y - Departamentos	87
Tabla 16. Verificación de la irregularidad de resistencia en la dirección Y - Departamentos	87
Tabla 17. Periodos y porcentaje de participación masas – Departamento convencional	88
Tabla 18. Control de derivas en la dirección X – Departamento convencional.....	88
Tabla 19. Control de derivas en la dirección Y – Departamento convencional.....	89
Tabla 20. Fuerzas cortantes de diseño eje X– Departamento convencional.....	89
Tabla 21. Fuerzas cortantes de diseño eje Y – Departamento convencional.....	89
Tabla 22. Cargas máxima en los apoyos debidas a la carga vertical promedio	96
Tabla 23. Propiedades de los aisladores de diseño seleccionados – en departamentos	97
Tabla 24. Cargas máxima en los aisladores debidas a la carga vertical máxima....	98
Tabla 025. Leyenda de la distribución de aisladores - Departamentos.....	99

Tabla 26. Propiedades de los aisladores del diseño final seleccionados – en departamentos	100
Tabla 27. Ordenadas espectrales del espectro elástico de pseudo aceleraciones de la propuesta de norma E.031	102
Tabla 28. Casos de carga sísmica – Edificio aislado.....	103
Tabla 29. Periodos y masas participativas modales – departamento aislado.....	103
Tabla 30. Derivas caso sísmico 1 - Departamento aislado.....	104
Tabla 31. Derivas caso sísmico 2 – Departamento aislado.....	104
Tabla 32. Desplazamiento total del centro de masas debido al caso de carga 1 – departamento aislado	105
Tabla 33. Desplazamiento total del centro de masas debido al caso de carga 2 – departamento aislado	105
Tabla 34. Fuerzas cortantes caso sísmico 1 – Departamento aislado.....	107
Tabla 35. Fuerzas cortantes caso sísmico 2 – Departamento aislado.....	107
Tabla 36. Cortantes dinámicas de diseño caso sísmico 1 – Departamento aislado	108
Tabla 37. Cortantes estáticas de diseño – Departamento aislado	109
Tabla 38. Cortantes dinámicas de diseño caso sísmico 2 – Departamento aislado	109
Tabla 39. Cortantes estática de diseño – Departamento aislado.....	110
Tabla 40. Fuerzas cortantes estáticas de diseño – Departamento aislado.....	111
Tabla 41. Ordenadas espectrales del sismo de diseño eje X.....	114
Tabla 42. Ordenadas espectrales del sismo de diseño eje Y.....	115
Tabla 043. Cortantes de la base en la dirección X – Colegio convencional	116
Tabla 044. Cortantes de la base en la dirección Y – Colegio convencional	116
Tabla 45. Desplazamiento relativo del centro de masas en Colegio – Dirección X	117
Tabla 46. Verificación de la irregularidad torsional en colegio– Dirección X.....	118
Tabla 47. Rigideces laterales de entrepiso en colegio – Dirección X.....	119
Tabla 48. Verificación de la irregularidad de rigidez en colegio – Dirección X.....	119
Tabla 49. Verificación de la irregularidad de resistencia en la dirección X - Colegio	119
Tabla 50. Desplazamiento relativo del centro de masas en la dirección Y - Colegio	120
Tabla 51. Verificación de la irregularidad torsional en colegio – Dirección Y.....	121
Tabla 52. Rigideces laterales de entrepiso en colegio – Dirección Y.....	122
Tabla 53. Verificación de la irregularidad de rigidez en colegio – Dirección Y.....	122

Tabla 54. Verificación de la irregularidad de resistencia en colegio – Dirección Y	122
Tabla 55. Periodos y porcentaje de participación masas – Colegio convencional	123
Tabla 56. Control de derivas en colegio – Dirección X	123
Tabla 57. Control de derivas en colegio – Dirección Y	124
Tabla 58. Fuerzas cortantes de diseño eje X – Colegio convencional.....	124
Tabla 59. Fuerzas cortantes de diseño eje Y – Colegio convencional.....	124
Tabla 60. Cargas máxima en los apoyos debidas a la carga vertical promedio	130
Tabla 61. Propiedades de los aisladores de diseño seleccionados – en departamentos	130
Tabla 62. Cargas máxima en los aisladores debidas a la carga vertical máxima..	132
Tabla 63. Leyenda de la distribución de aisladores - Colegio	133
Tabla 64. Propiedades de los aisladores del diseño final seleccionados – en colegio.....	133
Tabla 65. Ordenadas espectrales del espectro elástico de pseudo aceleraciones de la propuesta de norma E.031.....	134
Tabla 66. Casos de carga sísmica – Edificación aislada.....	135
Tabla 67. Periodos y masas participativas modales – colegio aislado.....	135
Tabla 68. Derivas caso sísmico 1 - Colegio aislado	135
Tabla 69. Derivas caso sísmico 2 - Colegio aislado	136
Tabla 70. Desplazamiento total del centro de masas debido al caso de carga 1 ..	136
Tabla 71. Desplazamiento total del centro de masas debido al caso de carga 2 ..	137
Tabla 72. Fuerzas cortantes caso sísmico 1 – Colegio aislado.....	138
Tabla 73. Fuerzas cortantes caso sísmico 2 – Colegio aislado.....	138
Tabla 74. Cortantes dinámicas de diseño caso sísmico 1 – Colegio aislado.....	140
Tabla 75. Cortantes estáticas de diseño en la dirección X – Colegio aislado	140
Tabla 76. Cortantes dinámicas de diseño caso sísmico 2 – Colegio aislado.....	141
Tabla 77. Cortantes estática de diseño dirección Y – Colegio aislado.....	141
Tabla 78. Fuerzas cortantes de diseño estáticas dirección X – Colegio aislado ...	142
Tabla 79. Fuerzas cortantes de diseño estáticas dirección Y – Colegio aislado ...	142
Tabla 80. Comparación de periodos – en Departamentos	143
Tabla 81. Comparación de desplazamientos y derivas eje X – Departamentos....	145
Tabla 82. Comparación de desplazamientos y derivas eje Y – Departamento.....	146
Tabla 83. Comparación de cortantes de diseño eje X	148
Tabla 84. Comparación de cortantes de diseño eje Y	148
Tabla 85. Comparación de fuerzas máximas eje X en departamentos	150
Tabla 86. Comparación de fuerzas máximas eje Y en departamentos	150

Tabla 87. Comparación de periodos – en Colegio.....	153
Tabla 88. Comparación de desplazamientos y derivas eje X – Departamentos....	155
Tabla 89. Comparación de desplazamientos y derivas eje Y – Departamentos....	156
Tabla 90. Comparación de cortantes de diseño eje X - Colegio	158
Tabla 91. Comparación de cortantes de diseño eje Y - Colegio	159
Tabla 92. Comparación de fuerzas máximas eje X en colegio.....	161
Tabla 93. Comparación de fuerzas máximas eje Y en colegio.....	161

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1 Matriz de consistencia	174
Anexo 2 Metrado de cargas edificio para departamentos	175
Anexo 3 Metrado de cargas edificación para colegio	179
Anexo 4 Propiedades mecánicas – Aisladores elastoméricos	183
Anexo 5 Propiedades mecánicas – Deslizadores elastoméricos PTFE	184
Anexo 6 Planos de la edificación de departamentos	185
Anexo 7 Planos de la edificación para colegio	189
Anexo 8 Capítulos V y VI del Proyecto de norma técnica E.031	192

RESÚMEN

La presente investigación titulada RESPUESTA SÍSMICA DE DIFERENTES EDIFICACIONES COMUNES, APLICANDO LA PROPUESTA DE NORMA E.031, UBICADOS EN LA CIUDAD DE TACNA tiene como objetivo principal comparar las respuestas sísmicas de diferentes edificaciones comunes aplicando la norma técnica peruana E.030 Diseño Sismorresistente y el proyecto de norma técnica peruana E.031 Aislamiento Sísmico; como objetivo secundario se busca reducir la vulnerabilidad de las estructuras así como el riesgo sísmico producidos por los terremotos. Ésta investigación se debe principalmente a que el Perú constituye la zona sísmica más activa del mundo, es decir integra el cinturón de fuego del pacífico, además la sismicidad instrumental del Perú registra los terremotos con foco a profundidad superficial como terremotos de magnitud elevada, los cuales se ubican a lo largo de la línea costera en el que la ciudad de Tacna forma parte. En el caso del modelo estructural con aislamiento sísmico para departamentos irregular de 4 niveles con muros estructurales se obtuvo un periodo de 1,734 s, reduciendo las derivas en 53 % eje X, 44 % eje Y y las cortantes de diseño en 34 % eje X, 28 % eje Y respecto del modelo convencional. En el caso del modelo estructural con aislamiento sísmico para colegio regular de 4 niveles de pórticos y albañilería confinada se obtuvo un periodo de 2,012 s, reduciendo las derivas en 62 % eje X, 55 % eje Y, las cortantes de diseño en 2 % eje X (eje a base de pórticos) y 46 % eje Y respecto del modelo convencional.

Palabras Clave: Sistema de Aislación, Sistema Estructural, Respuestas Sísmicas, Periodos, Derivas, Cortantes, Espectro Elástico, Espectro Inelástico.

ABSTRACT

The present Research called EARTHQUAKE RESPONSE OF DIFFERENT COMMON BUILDING, APPLYING THE PROPOSAL OF PERUVIAN SEISMIC CODE E.031, LOCATED IN TACNA CITY has as main objective to compare earthquake responses from different common buildings applying Peruvian seismic code E.030 Diseño Sismorresistente and the project of Peruvian seismic code E.031 Aislamiento Sísmico; as a secondary objective this research is looking for reducing structural building vulnerability and seismic hazard from Earthquakes. This Research is due to, Peru is part of the pacific ring of fire and the instrumental seismology indicates that the most dangerous earthquakes has produced along the coastline where Tacna city is. In the structural model of irregular reinforced concrete building for Apartments has being obtained a period of 1,734 seconds, reducing the drifts in 53 % X direction, 44 % Y direction, and design shears has reduced in 34 % X direction and 28 % in Y direction with respect to conventional model. In the case of structural model of regular reinforced concrete building for School has being obtained a period of 2,012 seconds, reducing the drifts in 62 % X direction, 55 % Y direction, and the design shears were reduced in 2 % X direction (structural system of beams and columns) and 46 % Y direction with respect to conventional model.

Key Words: Isolation System, Structural System, Earthquake Responses, Periods, Drifts, Shears, Elastic Spectrum, Inelastic Spectrum.

INTRODUCCIÓN

En la presente tesis se analiza las respuestas sísmicas de diferentes edificaciones comunes ubicadas en el distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa, comparando las respuestas sísmicas obtenidas de aplicar, el proyecto de norma técnica E.031 Aislamiento sísmico y la norma E.030 Diseño sismorresistente. Ésta investigación tienen la intención de disminuir la vulnerabilidad estructural de las edificaciones y el riesgo sísmico producto de los terremotos, debido a que la región de Tacna se encuentra en un silencio sísmico y al mismo tiempo forma parte del cinturón de fuego del pacífico. Se analizan 2 edificaciones comunes, una destinada a departamentos y la otra destinada a colegios, se utiliza el término edificaciones comunes debido a que en la ciudad de Tacna éstas edificaciones se observan con mayor frecuencia, es decir, se puede encontrar con facilidad, mediante un recorrido o visita a la ciudad de Tacna, colegios y departamentos.

La investigación se ha organizado de la siguiente manera:

Capítulo I, Planteamiento del problema, se describe la descripción del problema, la justificación e importancia de la investigación, se plantea los objetivos y las hipótesis.

Capítulo II, Marco teórico, se presenta los antecedentes del estudio que consisten en investigaciones anteriores, el fundamento teórico de la investigación como los sistemas de protección sísmica, la ecuación del movimiento libre, por una fuerza sísmica para sistemas de 1 grado de libertad y de varios grados, y la ecuación característica, también se presenta la amortiguación en edificaciones. Por último se presenta la definición de términos donde se define el amortiguamiento crítico, fracción de amortiguamiento crítico, etc.

En el capítulo III, Marco metodológico, se describe el tipo y diseño de la investigación, se operacionalizan las variables de estudio y definen la población, la muestra, técnicas e instrumentos para la recolección de datos también se define el procesamiento y análisis de los datos.

En el capítulo IV, Procedimientos de desarrollo del análisis y diseño sismorresistente, se describen las 2 normas utilizadas.

En el capítulo V, Análisis y diseño sismorresistente de diferentes edificaciones comunes, se determinan las respuestas sísmicas de las edificaciones comunes aplicando la norma E.030 y el proyecto de norma E.031.

En el capítulo VI, Resultados, se comparan las respuestas sísmicas de aplicar la norma E.030 y proyecto de norma E.031. Se consideró los indicadores propuestos como guía, para realizar la comparación.

En el capítulo VII, Discusión, se discuten y comparan los resultados obtenidos con otras investigaciones, se indican por qué son importantes los resultados conforme los objetivos y las hipótesis planteadas.

Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones a las cuales llega la investigación. Al final se muestran los anexos en los cuales se muestran los metrados de carga realizados, los planos y la información de los fabricantes de aisladores utilizada, etc.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción del problema

El evento sísmico es un fenómeno natural que libera energía en el medio circundante, generando ruptura o fractura. La energía liberada se transmite como ondas elásticas llamadas ondas sísmicas que se propagan en el interior y la superficie de la tierra.

La distribución de los sismos en el mundo no es igualitaria, el Perú se encuentra constituyendo la zona más activa del mundo; es decir integra el “cinturón de fuego del pacífico”, y junto con Bolivia y Chile tiene su origen en la tectónica de placas, específicamente en la presión que ejerce la placa de nazca por debajo de la placa sudamericana. Este movimiento se conoce como subducción y produce sismos de foco profundo (351 - 700 km) debajo del continente en el sector de Bolivia, y de foco intermedio (71 - 350 km) en la frontera con Perú y Chile. Sin embargo, por la presencia de innumerables fallas geológicas en el terreno se genera una actividad sísmica local o secundaria de foco superficial (0 - 70 km) por donde se disipa la energía acumulada.

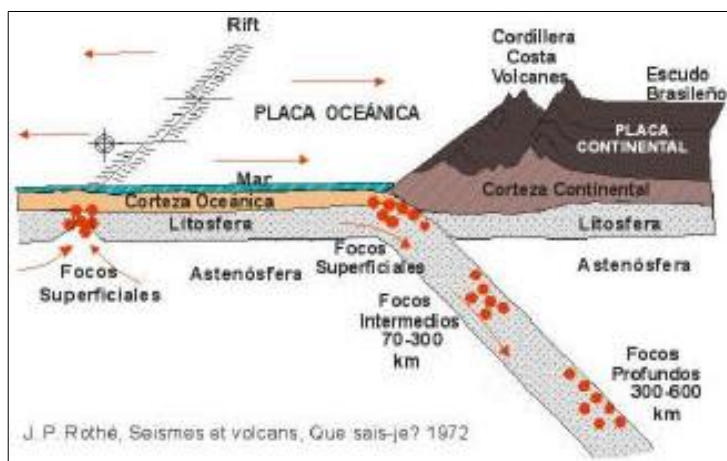


Figura 01. Diagrama del proceso de subducción en la costa de Perú y Chile

Fuente: Instituto geofísico del Perú – Hernando Tavera.

En los últimos 15 años hemos tenido grandes sismos que han dejado gran cantidad de pérdidas económicas y humanas, como el sismo del 23 de junio del 2001 el cual afectó 6 departamentos del Perú, incluido el departamento de Tacna, con 6.9 grados Richter otro evento telúrico catastrófico fue el sismo del 15 de agosto del 2007

el cual fue el más fuerte instrumentado ocurrido en el Perú por su intensidad y duración, con 8 grados Richter todos ellos han provocado pérdidas económicas y humanas considerables.

En la actualidad la población de la ciudad de Tacna ha venido incrementándose y la ciudad presenta un desarrollo urbano en zonas ubicadas en las faldas y sobre el cerro Intiorko, en muchas de ellas se puede observar edificaciones de material noble de varios pisos. También, se observa un desarrollo urbano por la zona del cerro Arunta; Las zonas ubicadas en los cerros Intiorko y Arunta presenta un terreno formado de material arena limosa, inadecuado para construcción de viviendas.

Las personas son conscientes de la inseguridad existente, y conviven con ella porque requieren de terrenos para desarrollar su familia. Por lo tanto, existe una justificación urgente para estudiar la respuesta sísmica de las edificaciones con aislamiento sísmico, para reducir la inseguridad en la población tacneña. Hay que tener en claro que los efectos adversos generados por los terremotos no son directos del mecanismo del sismo, más bien de las fallas de estructuras construidas por el ser humano, por lo que, aunque los sismos son inevitables está en nuestras manos reducir sus consecuencias a límites aceptables mediante el control de las respuestas sísmicas de las edificaciones.

Además, la región de Tacna está considerada dentro de la zona con alto peligro sísmico en el Perú, esperando la venida de un sismo altamente severo, por el silencio sísmico en que se encuentra la región.

1.2. Formulación del problema

¿Cómo mejora la respuesta sísmica de las edificaciones comunes de 4 niveles aplicando la propuesta de norma E.031 y la norma E.030 en la ciudad de Tacna?

1.3. Justificación e importancia

El Perú se encuentra constituyendo la zona sísmica más activa del mundo; es decir integra el "cinturón de fuego del pacífico" y la ciudad de Tacna está considerada dentro de la zona de silencio sísmico, por lo que se espera una mayor energía liberada. Considerando la gran vulnerabilidad de las estructuras es indispensable el estudio de nuevas o recientes técnicas de control del riesgo sísmico, una de ellas es la utilización de sistemas de aislación sísmica en la base, que permitirán reducir el

riesgo sísmico y la vulnerabilidad, disminuyendo la inseguridad en la población y aumentando la seguridad en el uso de sistemas de aislación sísmica.

Debido al avance tecnológico se incorporan sistemas de protección sísmica mejorados como los aisladores sísmicos de base cuyo funcionamiento ha quedado demostrado en diferentes partes del mundo y que deben ser incorporadas a la región Tacna.

La comunidad estudiantil de ingeniería de la ciudad de Tacna, podrá acceder al conocimiento del funcionamiento de estos sistemas estructurales y comprender sus bases teóricas de las mismas, además de tener una guía para el modelado y diseño de estos sistemas de aislación. Actualmente, los conceptos de aislación sísmica y disipación de energía se enseñan como parte del currículo de Ingeniería Civil en la mayoría de las universidades mundialmente reconocidas.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

- ✓ Analizar comparativamente las respuestas sísmicas de edificaciones comunes de 4 niveles aplicando la propuesta de norma E.031 y la norma E.030.

1.4.2. Objetivos específicos

- ✓ Determinar la respuesta sísmica de una edificación irregular de departamentos con muros estructurales de 4 niveles aplicando la propuesta de norma E.031 y la norma E.030.
- ✓ Determinar la respuesta sísmica de una edificación regular para colegio con pórticos y albañilería confinada de 4 niveles aplicando la propuesta de norma E.031 y la norma E.030.

1.5. Hipótesis

Hipótesis general

HG: La respuesta sísmica de las edificaciones comunes aplicando la propuesta de norma E.031 es mejor que la respuesta sísmica de las edificaciones comunes aplicando la norma E.030.

Hipótesis secundarias

H1: La respuesta sísmica de una edificación irregular de departamentos con muros estructurales de 4 niveles aplicando la propuesta de norma E.031 es mejor que la respuesta sísmica de la misma estructura aplicando la norma E.030.

H2: La respuesta sísmica de una edificación regular para colegio con pórticos y albañilería confinada de 4 niveles aplicando la propuesta de norma E.031 es mejor que la respuesta sísmica de la misma estructura aplicando la norma E.030.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del estudio

Análisis y diseño estructural comparativo de un edificio de concreto armado de diez pisos con bases fija y aislada.

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil que presentan JORGE ENRIQUE LUCEN GÓMEZ Y YERKO ANTHONY SAMOKIC QUIQUIA, Lima - OCTUBRE DEL 2018 en el que se concluye lo siguiente:

El periodo fundamental es 1,002 seg para la edificación de base fija y 3,054 seg para la edificación aislada para el primer modo de vibración, el cual tiene relevancia en la dirección XX, con lo que las aceleraciones máximas en la azotea se reducen de 12,655 cm/s² a 1,275 cm/s², respectivamente; por lo que, la superestructura aislada está sometida a menor demanda sísmica en 90 %.

Según el análisis tiempo–historia, el desplazamiento resultante total del último piso con respecto a la base para la edificación de base fija es 22,5 cm, y de 31,8 cm en la edificación aislada; notándose que el aislador se desplaza 21 cm. Por lo que, los desplazamientos de la azotea relativos a la base son 22,5 cm y 10,8 cm, respectivamente, reduciéndose en 52 % el desplazamiento de modelo de base fija.

La rigidez lateral generalizada de la superestructura obtenida en el modelo de base aislada se ha reducido en 21 % en XX y en 13 % en YY con respecto al modelo de base fija.

Análisis dinámico modal espectral de una edificación convencional y otra con aisladores sísmicos a nivel intermedio de la estructura en la ciudad de Tacna.

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil presentado por JHESSENIA EVELING HUANCA CHAMBILLA Y MARIENELA ASTRID MELÉNDEZ LIMACHE, Tacna - 2016. Concluye lo siguiente:

Respecto a la fuerza cortante en cada piso se puede observar que la máxima fuerza cortante sin aislamiento es de 111,43 tnf, mientras que con aisladores la fuerza cortante más alta tiene como valor 50,29 tnf, es decir, el empleo de aislador redujo la fuerza cortante más alta aproximadamente un 54,86 %.

En la estructura convencional existen grandes desplazamientos; mientras que, en la estructura aislada, solamente existe un desplazamiento considerable en el nivel donde se encuentra el aislador y en el resto de pisos, estos valores son mínimos; reflejo de esto es que el mayor desplazamiento de la estructura sin aislación es de 8,1 cm mientras que la estructura aislada es de 1,8 cm.

Respecto al tema más importante del análisis sísmico, las derivas o distorsiones, de la estructura convencional su máxima deriva se encuentra en el primer piso con un valor de $4,8 \times 10^{-3}$; situación similar se experimenta en la estructura aislada donde la máxima deriva se ubica en el mismo nivel, pero con una considerable reducción en su valor, $9,4 \times 10^{-4}$; la reducción que se logra incluyendo el aislamiento a nivel intermedio es de 80,42 %.

Análisis y diseño de un hospital con aisladores elastoméricos en el Perú.

Tesis de pregrado para optar el título profesional de Ingeniero Civil presentado por ZUTNER MERLIHT MEZA PALACIOS en la Universidad Nacional de Piura, facultad de Ingeniería Civil, Piura - 2015. Concluye lo siguiente:

La aceleración absoluta de todos los pisos del edificio aislado se reducen considerablemente a un perfil uniformemente creciente hasta llegar a un valor de 0,88 m/seg² en X y 0,9 m/s² en Y. Por el lado del edificio convencional la aceleración absoluta llega a 3,4 m/seg² en X y 3,12 en Y, estos valores demuestran que el edificio con el sistema aislado, controla los daños que se pueden presentar en el interior del edificio.

Los desplazamientos relativos que tiene la estructura con aisladores de base, son mínimos, por lo que la estructura se comporta como un sólido rígido, quien absorbe toda la energía del suelo es el aislador por ello es que se presentan grandes desplazamientos en la interfaz del aislador.

El diseño de un sistema de aislación no garantiza por si solo un buen comportamiento sísmico de las estructuras aisladas. Esto se debe a que este comportamiento está influenciado por el dimensionamiento o diseño de los elementos estructurales, que dependen de la norma de diseño del material correspondiente, y particularmente, por la forma en que se ejecutó la construcción del edificio. A esto se debe agregar que la capacidad y seguridad sísmica de la estructura y elementos no estructurales se ven afectados por el nivel de deterioro a que se ve expuesto el edificio y a las modificaciones que eventualmente se realicen durante su vida útil.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Sistemas de protección sísmica

Corporación de Desarrollo Tecnológico – Cámara Chilena de la Construcción (2011) “Los sistemas de protección sísmica de estructuras utilizados en la actualidad incluyen diseños relativamente simples hasta avanzados sistemas totalmente automatizados. Los sistemas de protección sísmica se pueden clasificar en tres categorías: Sistemas activos, sistemas semi - activos y sistemas pasivos.” (p. 12).

Corporación de Desarrollo Tecnológico – Cámara Chilena de la Construcción (2011) *Sistemas Activos*, son sistemas que para su funcionamiento necesitan de una fuente de energía el cuál podría dejar de funcionar en ciertas circunstancias, por lo que ésta es una de sus características desfavorables junto con el costo de la implementación de la misma. Éste sistema se ubica en cierta parte estratégica de la edificación el cual mide la respuesta de la estructura y los desplazamientos generados con el movimiento del sismo para generar una respuesta que contrarreste de la mejor manera el movimiento de la estructura.

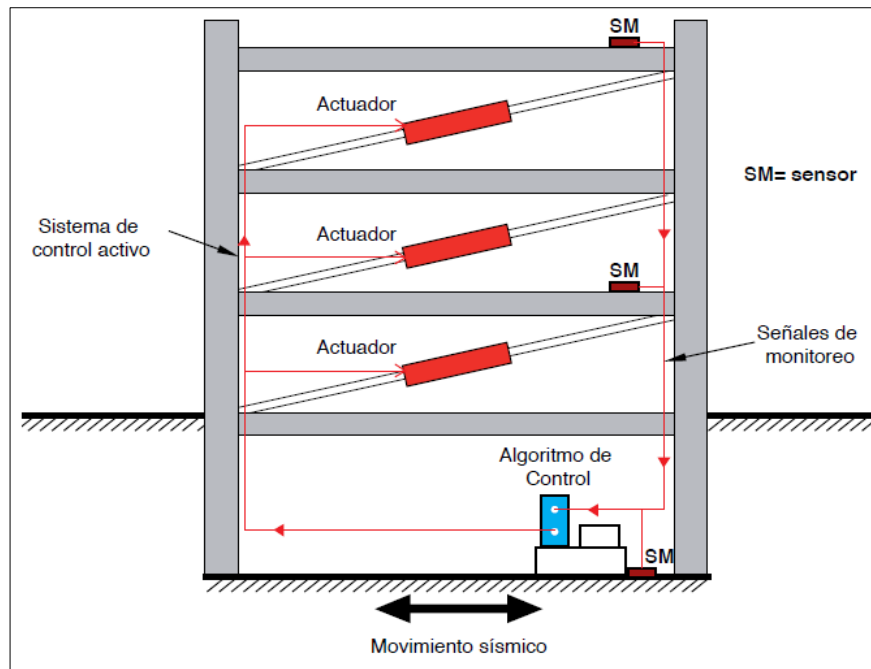


Figura 02. Esquema de estructura con sistema de control activo.

Fuente: Corporación de Desarrollo Tecnológico – Cámara Chilena de la construcción, 2011, p. 13

Corporación de Desarrollo Tecnológico – Cámara Chilena de la Construcción (2011) indica que:

Los sistemas semi - activos de protección sísmica, al igual que los activos, cuentan con un mecanismo de monitoreo en tiempo real de la respuesta estructural. Sin embargo, a diferencia de los sistemas activos no aplican fuerzas de control directamente sobre la estructura. Los sistemas semi - activos actúan modificando, en tiempo real, las propiedades mecánicas de los dispositivos de disipación de energía. (p. 13)

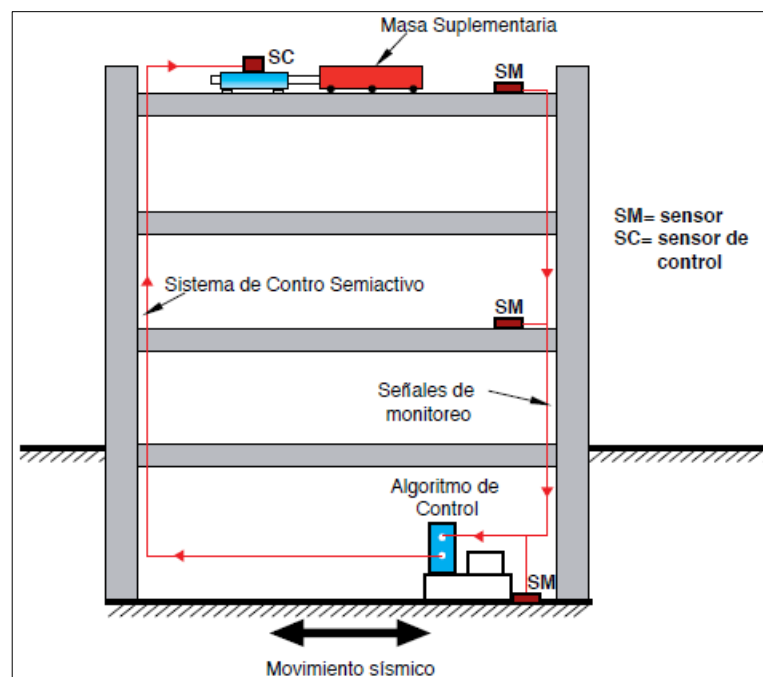


Figura 03. Esquema de estructura con sistema de control semi - activo.

Fuente: Corporación de Desarrollo Tecnológico – Cámara Chilena de la construcción, 2011, p. 13

Corporación de Desarrollo Tecnológico – Cámara Chilena de la Construcción (2011) indica que:

Los sistemas pasivos son los dispositivos de protección sísmica más comúnmente utilizados en la actualidad. A esta categoría corresponden los sistemas de aislación sísmica de base y los disipadores de energía. Los sistemas pasivos permiten reducir la respuesta dinámica de las estructuras a través de sistemas mecánicos especialmente diseñados para disipar energía por medio de calor. (p. 13).

2.2.2. Aislamiento sísmico

El aislamiento sísmico es una de las maneras más efectivas de minimizar los daños estructurales y salvar vidas, durante e inmediatamente después de los eventos sísmicos.

Proyecto de Norma Técnica (2018) el aislamiento sísmico consiste en colocar un interfaz de aislamiento y elementos horizontales que transfieren las fuerzas entre los aisladores, a éste conjunto se le denomina sistema de aislamiento, el que limita por debajo con la sub estructura y por encima con la superestructura permitiendo reducir las solicitaciones sísmicas.

En la figura 4, se muestran el sistema de aislamiento, en donde se puede apreciar la configuración física del aislador, la sub estructura y la superestructura.

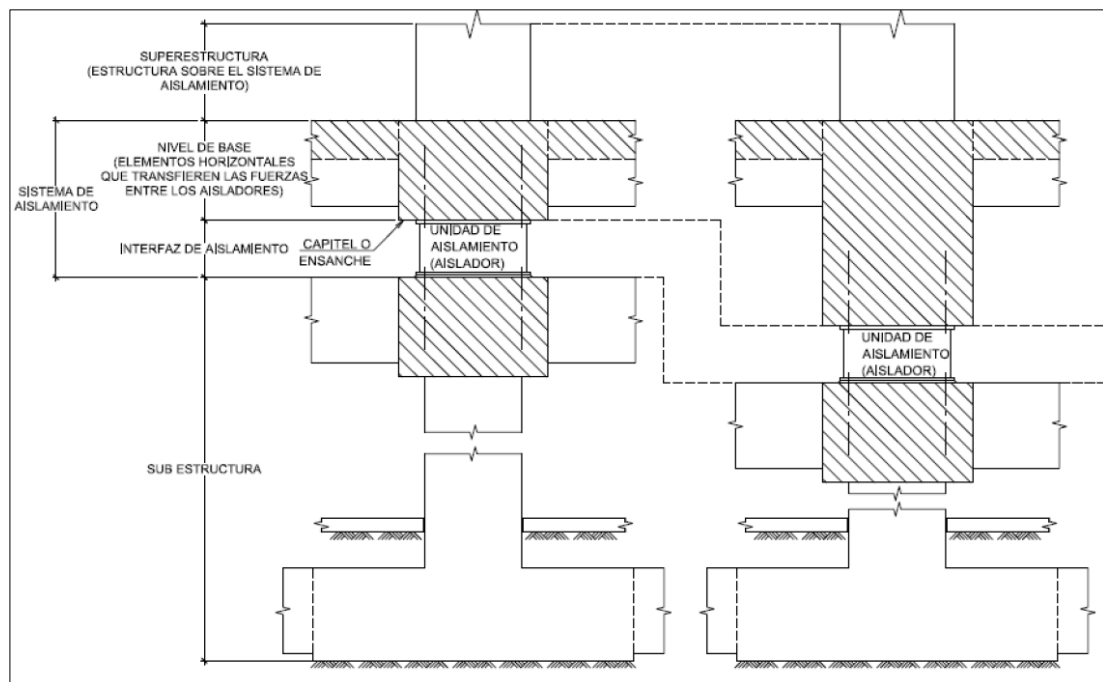


Figura 04. Sistema de aislamiento

Fuente: Proyecto de norma técnica E.031.

La interfaz de aislamiento absorbe los desplazamientos de la estructura, resultando una estructura que se balanceará más suavemente con respecto al terreno.

Canam Bridges (2016) La estructura sentirá solamente altas frecuencias de aceleración del suelo, reduciendo las fuerzas en los miembros estructurales, pudiendo construir ligeras estructuras y obteniendo menores costos de construcción

que las rígidas estructuras de base fija. La aislación sísmica funciona similarmente a la suspensión de un automóvil, absorbiendo los sobresaltos del vehículo en un camino con irregularidades y creando un viaje más suave para los ocupantes.

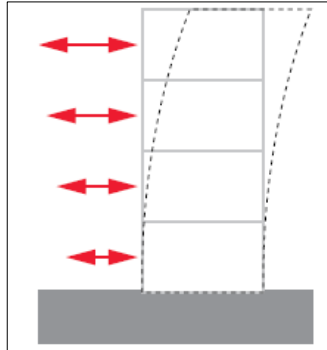


Figura 05. Estructura sin aislamiento en la base

Fuente: Canam - Bridges publicación técnica de aisladores sísmicos.

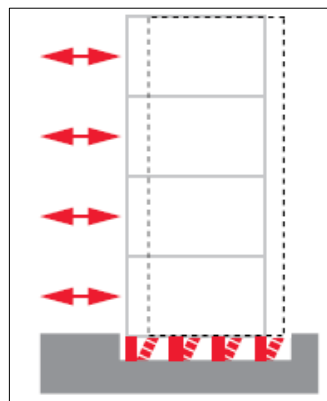


Figura 06. Estructura con aislamiento en la base

Fuente: Canam-Bridges publicación técnica de aisladores sísmicos.

2.2.3. Tipos de aislamiento basal

Existen diversos tipos de sistemas de aislación basal, cada uno con características propias en cuanto a sus mecanismos de acción, materiales que lo componen, costos de implementación, estudios teóricos acerca de ellos y tipos de estructuras en donde es más conveniente usar. Todos ellos buscan el mismo fin, desacoplar la estructura del movimiento del suelo.

- ✓ Aislador elastomérico convencional.

Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento (LDR).

Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR).

- ✓ Aislador elastomérico con núcleo de plomo.
- ✓ Aislador de péndulo friccional (F.P.S).

a. Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento (LDR)

Al principio fueron usados sin ningún tipo de refuerzo ni placa de conexión, sin embargo, intercalando láminas de acero con capas de caucho se aumentó la rigidez vertical, que era cientos de veces la rigidez horizontal.

Por lo que el proceso de fabricación de los LRD consiste en intercalar capas de acero y caucho que se colocan en un molde y se le aplica presión a una temperatura de 140 °C aproximadamente, por seis horas. Durante ese tiempo se produce la reacción del epóxico colocado entre las capas y el caucho (se vulcaniza) y adquiere su propiedad elástica. La adhesión entre el acero y el caucho debe ser tan resistente que antes que falle el pegamento debería fallar la goma. Al intercalar el caucho con el acero la capacidad para resistir cargas de gravedad aumenta y confiere estabilidad altos a soportes laterales ante cargas laterales. Las placas de acero que se colocan en la zona superior e inferior sirven para confinar el núcleo y evitar la compresión del caucho ante cargas de gravedad. El amortiguamiento de este tipo de aisladores está entre el 5 % y 10 %, lo cual obliga a usar sistemas de amortiguadores adicionales. Las principales ventajas de usar este tipo de aisladores es que son fáciles de modelar y fabricar (Korswagen, Arias y Huaranga, 2012).

En la figura 7, se muestran el aislador elastomérico de bajo amortiguamiento con sus componentes.

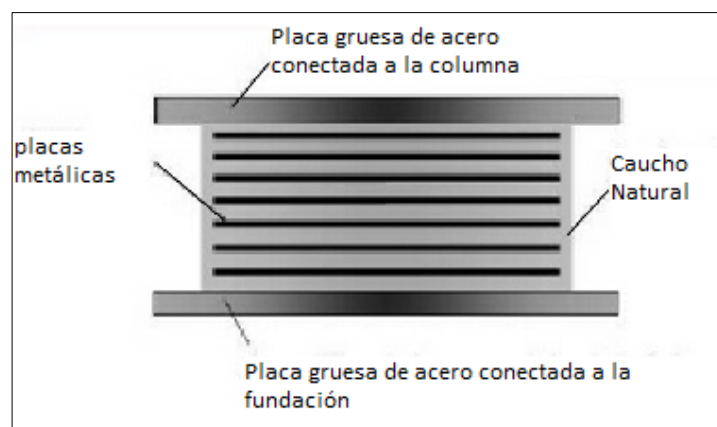


Figura 07. Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento

Fuente. <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/1631>

b. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR)

Son aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento reforzados con caucho cuyos ingredientes son aditivos que le permiten obtener mejores desempeños y un mayor amortiguamiento por sí solos. La amortiguación de éste tipo de aisladores esta entre el 10 % y 20 % (Korswagen, Arias y Huaranga, 2012).

En la figura 8, se muestra el aislador elastomérico de alto amortiguamiento con sus componentes.

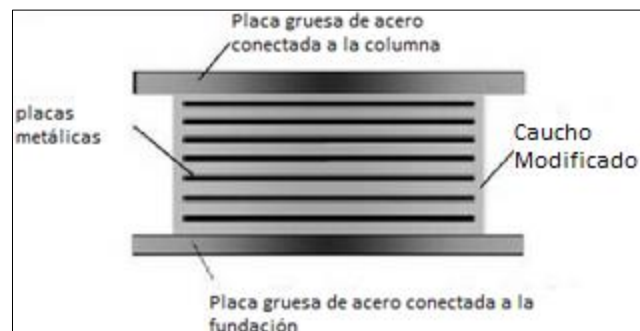


Figura 08. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento

Fuente: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/1631>

c. Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB)

Son aisladores compuestos por caucho de bajo amortiguamiento intercalado con láminas de acero y por un agujero en el que se introduce el núcleo de plomo. En un movimiento sísmico el núcleo de plomo realiza ciclos histeréticos y recristaliza a temperatura ambiente. Ésta característica hace que éste sistema presente buena resistencia a la fatiga. El amortiguamiento aumenta con este sistema y varía entre el 15 % y 35 % respecto al LRD (Korswagen, Arias y Huaranga, 2012).

En la figura 9, se muestran el aislador elastomérico con núcleo de plomo con sus componentes.



Figura 09. Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB)

Fuente: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/1631>

d. Aislador de péndulo friccional (FPS)

Es un sistema de aislamiento donde la superestructura se mueve sobre una superficie cóncava del aislador de péndulo friccional disipando la energía por fricción. La forma del deslizador es lenticular esférico y está recubierto con un fluoropolímero de alta resistencia pudiendo trabajar con presiones cercanas a 500 kg/cm² (Korswagen, Arias y Huaranga, 2012).

En la figura 10, se muestran el aislador de péndulo friccional (FPS) con sus componentes.

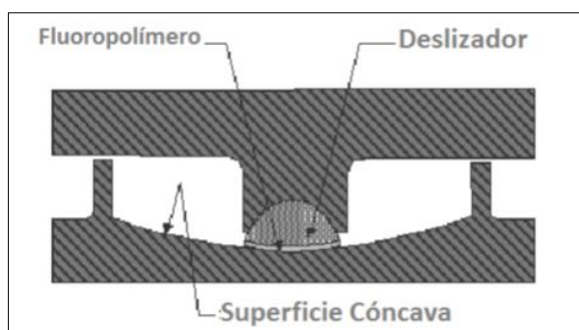


Figura 10. Aislador de péndulo friccional (FPS)

Fuente: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/1631>

2.2.4. Propiedades dinámicas de las estructuras

Se realiza el estudio de las propiedades dinámicas de edificaciones mediante el estudio de un sistema de marco de 2 niveles de la figura 11, del cual se desea estudiar las propiedades dinámicas estructurales: el periodo y la frecuencia de vibración (Chopra, 2014).

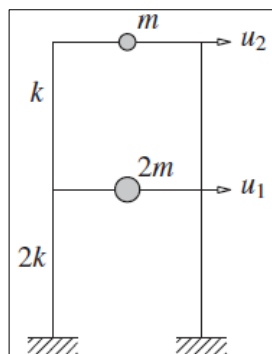


Figura 11. Marco de 2 niveles

Fuente: Chopra, 2014

Pueden presentarse básicamente 2 formas de vibración de las estructuras, la primera forma considerando las formas modificadas de vibración definidas por las curvas de vibración *a*, *b* y *c* de la figura 12.

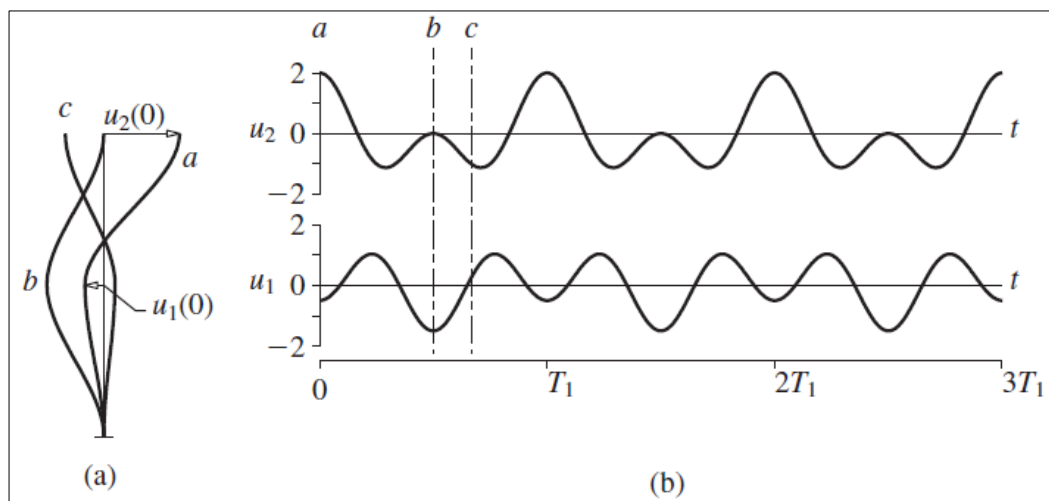


Figura 12. (a) Formas modificadas en los instantes de tiempo *a*, *b*, y *c*; (b) Historia del desplazamiento

Fuente: Chopra, 2014

En la figura 12.a se muestran las formas modificadas de la estructura en los instantes de tiempo seleccionados *a*, *b* y *c*, se observa que el movimiento de cada masa o nivel, no es un movimiento armónico simple, no es posible definir la frecuencia del movimiento y tampoco su periodo de vibración. Esto es evidente por

las formas modificadas diferentes b y c , que a su vez son distintas de la forma modificada inicial a de la figura 12.a. Ésta característica considera las frecuencias y periodos reales de vibración de las estructuras (Chopra, 2014).

La segunda forma, considerando la vibración libre iniciada por las distribuciones de desplazamiento adecuadas en los diversos grados de libertad. Como se muestra en las figuras 13 y 14 (Chopra, 2014).

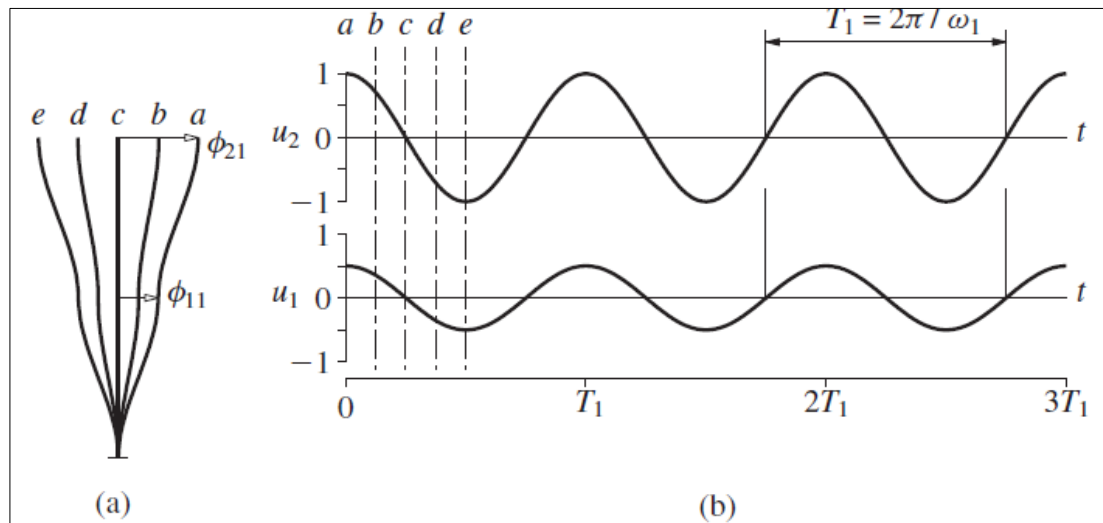


Figura 13. (a) Formas modificadas en los instantes de tiempo a, b, c, d y e ; (b) Historia del desplazamiento.

Fuente: Chopra, 2014.

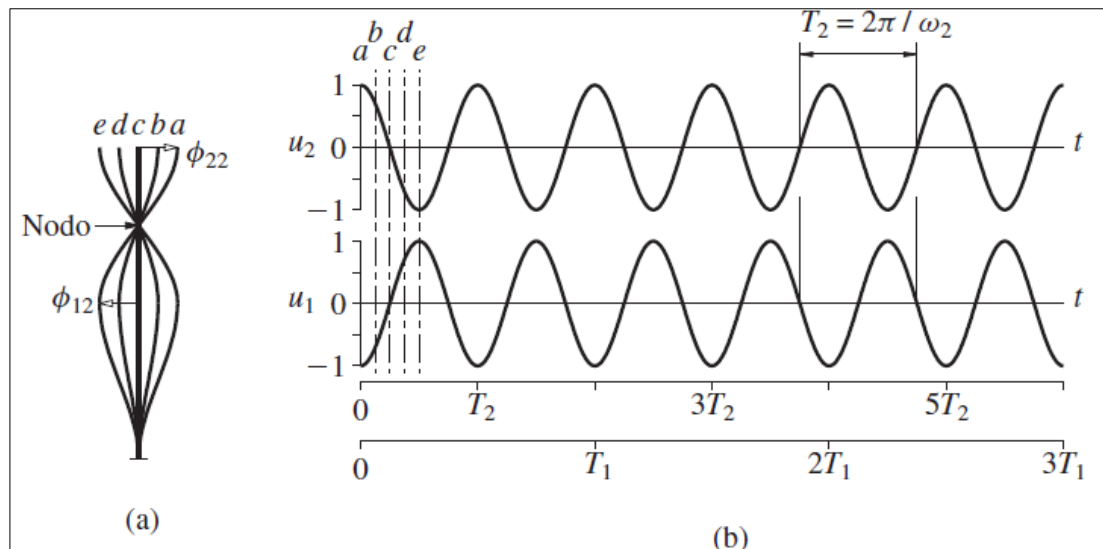


Figura 14. (a) Formas modificadas en los instantes de tiempo a, b, c, d y e ; (b) Historia del desplazamiento.

Fuente: Chopra, 2014

La vibración de la estructura se somete a un movimiento armónico simple, sin cambiar de forma modificada, estas formas de vibrar se denominan modos naturales de vibración del sistema de varios grados de libertad (Chopra, 2014).

Por lo tanto: **Un periodo de vibración natural** T_n de un sistema de varios grados de libertad es el tiempo requerido para un ciclo del movimiento armónico simple en uno de esos modos naturales. La correspondiente **frecuencia circular natural de vibración** es ω_n y la **frecuencia cíclica natural de vibración** es f_n (Chopra, 2014).

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (1)$$

$$f_n = \frac{1}{T} \quad (2)$$

2.2.5. Teoría dinámica de las estructuras

Mario P. (2012) indica que:

Cuando los problemas implican propiedades de materiales, distribución de cargas y condiciones de contorno complejas, es necesario introducir simplificaciones o idealizaciones para reducir el problema a una solución matemática que sea capaz de dar resultados aceptables desde el punto de vista de la seguridad y la economía. El nexo entre el sistema físico y la posible solución matemática se obtiene con el modelo matemático. Esta es la designación simbólica del sistema idealizado de sustitución que incluye todas las simplificaciones impuestas al problema físico.

Mario P. (2012) nos dice:

No es sorprendente que la mayor parte de la literatura técnica sobre dinámica de las estructuras emplee modelos elástico lineales. Dicho de otro modo, ya sea porque las características elásticas del sistema estructural son esencialmente lineales o simplemente debido a la conveniencia de simplificar el análisis, generalmente se supone que las propiedades de fuerzas y deformaciones del sistema son lineales.

Ecuación del movimiento: Excitación sísmica

Considérese la ecuación del movimiento para un sistema de un grado de libertad como la que se muestra en el marco de un nivel de la figura 15.a.

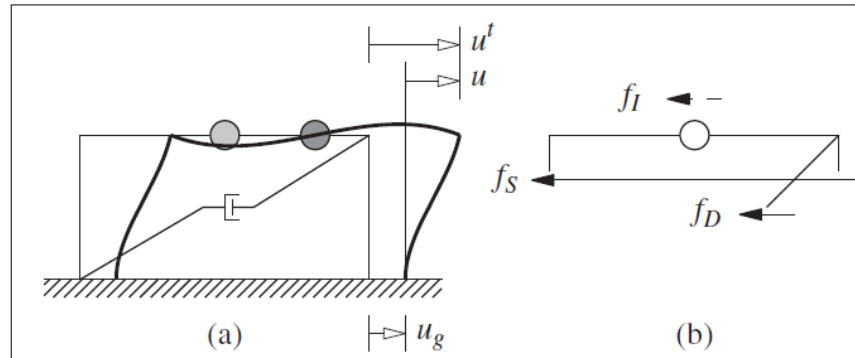


Figura 15. (a) Marco de un nivel sometido a la excitación sísmica;
(b) Diagrama de cuerpo libre.

Fuente: Chopra, 2014.

La ecuación de movimiento que controla el desplazamiento relativo entre la estructura y el terreno sometida a la aceleración es (Chopra, 2014):

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -mu_g\ddot{u}_g(t) = P_{ef}(t) \quad (3)$$

Donde

m = Masa de la estructura

u = Desplazamiento relativo entre la masa de la estructura y el desplazamiento del terreno

\dot{u} = Velocidad del desplazamiento relativo entre la masa de la estructura y el terreno

\ddot{u} = Aceleración del desplazamiento relativo entre la masa de la estructura y el terreno

c = Coeficiente de amortiguamiento viscoso lineal

k = Rigidez del sistema

$P_{ef}(t)$ = Fuerza sísmica efectiva

t = Tiempo

$\ddot{u}_g(t)$ = Aceleración del terreno

Considere ahora la ecuación de movimiento de un sistema de varios grados de libertad como el que se muestra en la figura 16.

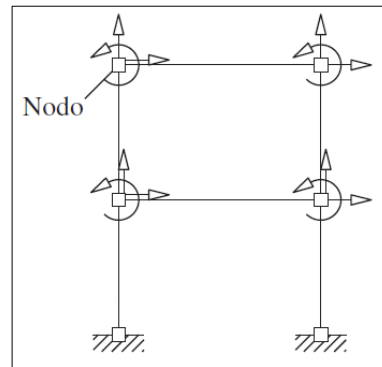


Figura 16. Sistema de varios grados de libertad idealizando un marco de dos niveles

Fuente: Fuente propia.

Después de aplicado el método de condensación estática, eliminando los grados de libertad rotacionales, e incluso los grados verticales debido a que los efectos inerciales asociados suelen ser pequeños y permitiendo obtener una idealización conveniente del marco de 2 niveles como se muestra en la figura 17.a del cual se plantea la ecuación de movimiento de una estructura con un sistema de varios grados de libertad (Chopra, 2014).

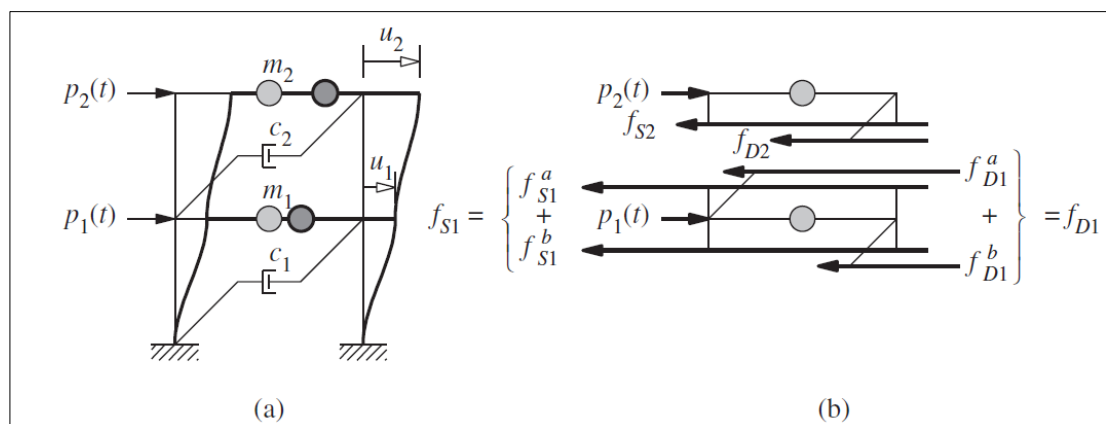


Figura 17. (a) Marco de cortante de dos niveles; (b) Fuerzas que actúan sobre las dos masas

Fuente: Chopra, 2014.

La ecuación del movimiento es:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\mathbf{1}\ddot{u}_g(t) \quad (4)$$

Donde

\mathbf{m} = Matriz de masa

$\ddot{\mathbf{u}}$ = Vector de aceleración del desplazamiento relativo

\mathbf{c} = Matriz de amortiguamiento

$\dot{\mathbf{u}}$ = Vector de velocidad del desplazamiento relativo

\mathbf{k} = Matriz de rigidez

\mathbf{u} = Vector de desplazamiento relativo entre la masa y terreno

$\mathbf{1}$ = Vector unidad cuadrática

$\ddot{\mathbf{u}}_g(t)$ = Vector aceleración del desplazamiento del terreno

Matriz de masa

Mediante el equilibrio dinámico para las masas de la estructura de la figura 17.b se plantea la matriz de masa:

$$\mathbf{m} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}$$

Matriz de rigidez

Mediante el equilibrio dinámico para las fuerzas elásticas de la estructura de la figura 17.b se plantea la matriz de rigidez:

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix}$$

Matriz de amortiguamiento

Mediante el equilibrio dinámico para las fuerzas de amortiguamiento de la estructura de la figura 17.b se plantea la matriz de amortiguamiento:

$$\mathbf{c} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix}$$

Se introduce además los siguientes vectores:

$$\mathbf{u} = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} \quad \dot{\mathbf{u}} = \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{bmatrix} \quad \ddot{\mathbf{u}} = \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} \quad \ddot{\mathbf{u}}_g = \begin{bmatrix} \ddot{u}_{g1} \\ \ddot{u}_{g2} \end{bmatrix} \quad \mathbf{1} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Ecuación característica

La ecuación de movimiento para un sistema de varios grados de libertad en vibración libre sin amortiguamiento es la siguiente (Chopra, 2014):

$$m\ddot{\mathbf{u}} + k\mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (5)$$

Donde

\mathbf{m} = Matriz de masas

\mathbf{k} = Matriz de rigideces

\mathbf{u} = Vector de desplazamientos

$\ddot{\mathbf{u}}$ = Vector de aceleración del desplazamiento

La ecuación anterior es un sistema de N ecuaciones diferenciales ordinarias que controlan los desplazamientos $\mathbf{u}(t)$. N es el número de grados de libertad.

De tal ecuación se establece la ecuación característica siguiente:

$$\det[\mathbf{k} - \omega_n^2 \mathbf{m}] = 0 \quad (6)$$

Donde

ω_n : Frecuencia natural del sistema

Modos de vibración y frecuencias naturales

La respuesta para un sistema de varios grados de libertad se plantea como (Chopra, 2014):

$$\mathbf{u}(t) = \mathbf{q}_n(t)\phi_n = \mathbf{0} \quad (7)$$

Donde

ϕ_{jn} ($j=1,2,\dots,N$) es la forma modificada, en correspondencia a las N frecuencias de vibración natural ω_n , el cual es un vector que no varía con el tiempo y que no fija la amplitud absoluta de los vectores, sino sólo la forma del vector. El subíndice n indica el número del modo y el primer modo ($n=1$) se conoce como el modo fundamental de vibración.

$q_n(t)$ es la función armónica simple que define la variación de los desplazamientos definida por:

$$q_n(t) = A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t \quad (8)$$

Donde

A_n, B_n : Son constantes definidas por las condiciones iniciales que inician el movimiento.

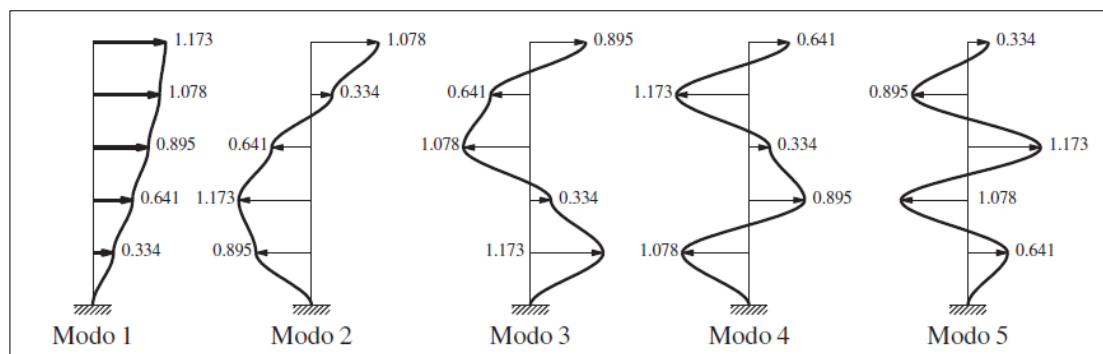


Figura 18. Modos naturales de vibración del edificio cortante de cinco niveles uniformes

Fuente: Chopra, 2014.

A partir de la ecuación característica en donde $\lambda = \omega_n^2$ y $\omega_n = \sqrt{\lambda}$ se determina el periodo como $T = \frac{2\pi}{\omega_n}$ y la frecuencia como $f = \frac{1}{T}$ los cuales son el periodo y frecuencia natural de la estructura.

Amortiguamiento en estructuras

Es el proceso por el cual la vibración de las estructuras disminuye, y por el cual la energía de los sistemas de vibración es disipada. En las estructuras actúan diferentes mecanismos de disipación al mismo tiempo, como el efecto térmico de deformaciones repetidas y de la fricción interna cuando un sólido es deformado, así como la fricción que presenta la estructura misma y los elementos no estructurales como los tabiques, etc. Por lo que se representa adecuadamente mediante un amortiguamiento viscoso lineal, llamado coeficiente equivalente de amortiguamiento viscoso, c , que disipa la energía de la vibración, la cual es equivalente a la energía disipada en todos los mecanismos de amortiguamiento presentes en la estructura.

En la figura 19.a siguiente se muestra un análisis simple en el grado de libertad u , en los que se representa la fuerza interna de amortiguamiento de la estructura representada por f_D la cual es igual a la fuerza externa que genera la vibración, en la figura 19.c se muestra la relación entre el coeficiente de amortiguamiento, c , y la fuerza interna, también llamado fuerza de amortiguamiento por lo que para el análisis lineal esta relación es representada por:

$$f_D = c\dot{u} \quad (9)$$

Donde

c = Coeficiente equivalente de amortiguamiento viscoso

\dot{u} = Velocidad del desplazamiento de la estructura

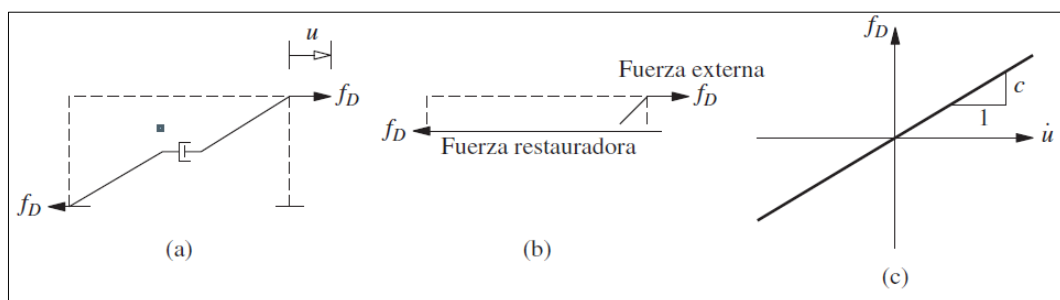


Figura 19. (a) Representación del coeficiente de amortiguamiento sometida a la fuerza f_D , (b) fuerza interna y externa, (c) Relación entre fuerza interna y la velocidad

Fuente: Chopra, 2014.

Al contrario de la rigidez de las estructuras, el coeficiente de amortiguamiento no puede ser calculado desde las dimensiones de la estructura, esto no es

sorprendente porque no es posible identificar todos los mecanismos de disipación de energía, por lo que éstos son proveídos mediante experimentos.

El amortiguamiento viscoso equivalente es planeado para modelar la disipación de la energía donde las deformaciones de las amplitudes estén en el rango lineal elástico límite de las estructuras. Fuera de este rango de deformaciones el coeficiente c determinado por experimentos puede variar con las deformaciones de las amplitudes, ésta no linealidad no es considerada explícitamente en los análisis dinámicos pero es manejada indirectamente seleccionando el coeficiente apropiado límite de la deformación lineal.

Otro enfoque más preciso para estructuras de edificaciones es el amortiguamiento por el coeficiente de coulomb.

Amortiguamiento viscoso equivalente en libre vibración

Se expresa a partir de la respuesta del movimiento de estructuras en vibración libre, que consideran el amortiguamiento, dada por la siguiente fórmula para el caso de sistemas de un grado de libertad como por ejemplo un pórtico en el plano:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (10)$$

Donde

m = Masa de la estructura

u = Desplazamiento relativo entre la masa de la estructura y el desplazamiento del terreno

\dot{u} = Velocidad del desplazamiento relativo entre la masa de la estructura y el terreno

\ddot{u} = Aceleración del desplazamiento relativo entre la masa de la estructura y el terreno

c = Coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente

k = Rigidez del sistema

La ecuación 10 al dividirla por m da:

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = 0 \quad (11)$$

$$\zeta = \frac{c}{2m\omega_n} = \frac{c}{c_{cr}} \quad (12)$$

Donde

ζ = Fracción de amortiguamiento crítico

ω_n = Frecuencia natural de vibración

c_{cr} = Amortiguamiento crítico

Tipos de movimiento de sistemas en libre vibración

Existen 3 tipos de movimiento que se presentan para los 3 valores de ζ . Si $\zeta < 1$, el sistema oscila alrededor de su posición de equilibrio con decrecimiento progresivo llamado sistemas sub-amortiguados, si $\zeta = 1$, el sistema retorna a su posición de equilibrio sin oscilar, llamados sistemas críticamente amortiguados y si $\zeta > 1$ otra vez el sistema no oscila y retorna a su posición de equilibrio pero a una velocidad más lenta éstos son llamados, sistemas sobre-amortiguados. En ingeniería nos interesan los sistemas sub-amortiguados como edificios, puentes, presas, plantas nucleares, etc. En la figura 20 se muestra la forma de vibración de los diferentes sistemas considerando la fracción de amortiguamiento crítico ζ .

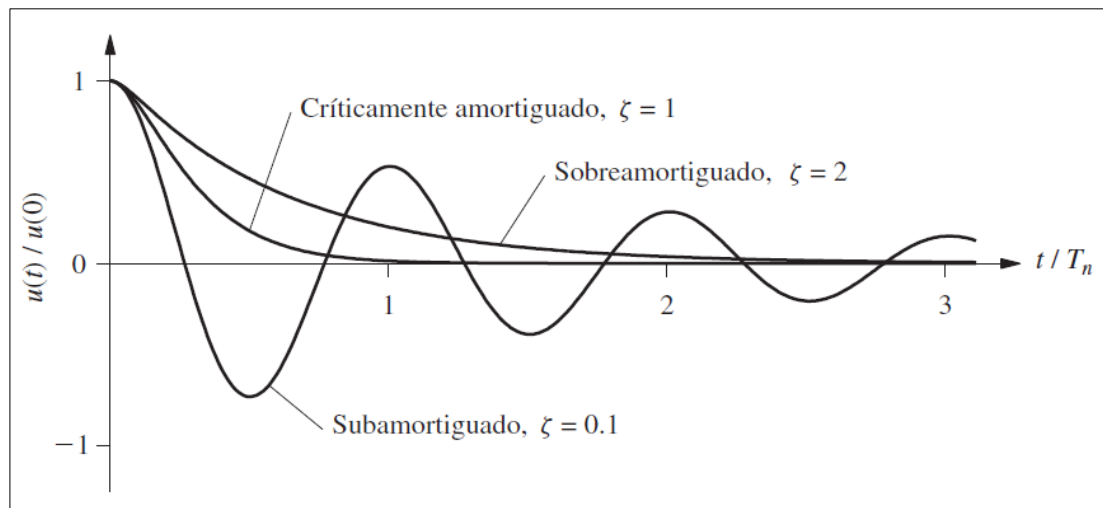


Figura 20. Vibración libre de sistemas sub-amortiguados, críticamente amortiguados y sobre-amortiguados

Fuente: Chopra, 2014.

Amortiguamiento de Coulomb

El amortiguamiento de Coulomb resulta de la fricción del deslizamiento de 2 superficies secas. El movimiento de fricción llega a detener la vibración libre mientras que con el amortiguamiento puramente viscoso, el movimiento teóricamente continuaría por siempre, aunque en amplitudes muy pequeñas; Éste es un punto académico básico en la comprensión de mecanismos de amortiguamientos. Los diferentes mecanismos que existen en las reales estructuras son raramente modeladas, en particular las fuerzas de fricción de Coulomb que deben existir no son consideradas explícitamente a menos que dispositivos friccionales sean incorporados en la estructura. Incluso con estos dispositivos es posible usar el amortiguamiento viscoso equivalente para obtener resultados aproximados de las respuestas dinámicas de estructuras.

2.2.6. Respuesta sísmica de las estructuras

Desplazamientos de entrepiso

Cuando una edificación está sometida a excitaciones sísmicas produce a los mismos, vibraciones en los que, los desplazamientos de entrepiso son los desplazamientos horizontales que realizan las losas de cada nivel de la edificación en los diferentes periodos de vibración de la edificación. Esta respuesta estructural es de interés en la respuesta sísmica de las edificaciones, por lo que las edificaciones son diseñadas para permanecer en los límites permisibles de vibración. Ésta es restringida mediante las derivas de entrepiso en la tabla N° 11 de la norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente y en el proyecto de norma técnica Aislamiento sísmico. En la figura 21 se observa los desplazamientos de entrepiso.

Derivas

Las derivas de entrepiso de acuerdo al material predominante, se calcula en la norma técnica E.030 Diseño sismorresistente como el cociente entre el desplazamiento relativo y la altura de entrepiso de cada nivel. El proyecto de norma técnica Aislamiento sísmico 2018 determina la máxima deriva de entrepiso de la superestructura, calculado por el análisis modal espectral menor o igual a 0,0035.

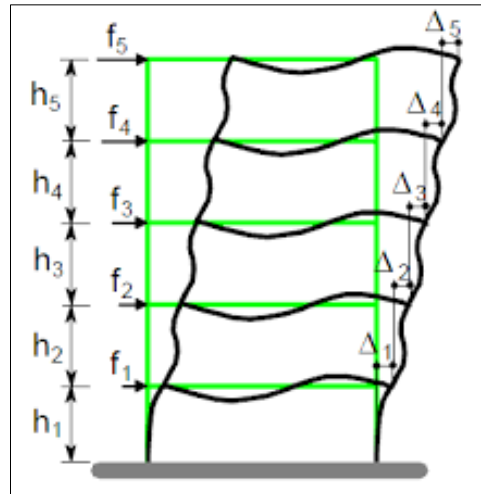


Figura 21. Distribución de los desplazamientos absolutos de entrepiso

Fuente: Propia

$$Deriva = \frac{\Delta_i}{h_i} \quad (13)$$

Donde

Δ_i = Desplazamiento relativo del entrepiso i

h_i = Altura del entrepiso i

Fuerza cortante

Las edificaciones durante los sismos sufren movimientos en la base de la edificación. Ésta se considera como fuerzas distribuidas en los diferentes niveles de la edificación, la fuerza distribuida en la base de la estructura es mayor que la fuerza distribuida en el último piso de la edificación como se observa en la gráfica de las fuerzas cortantes.

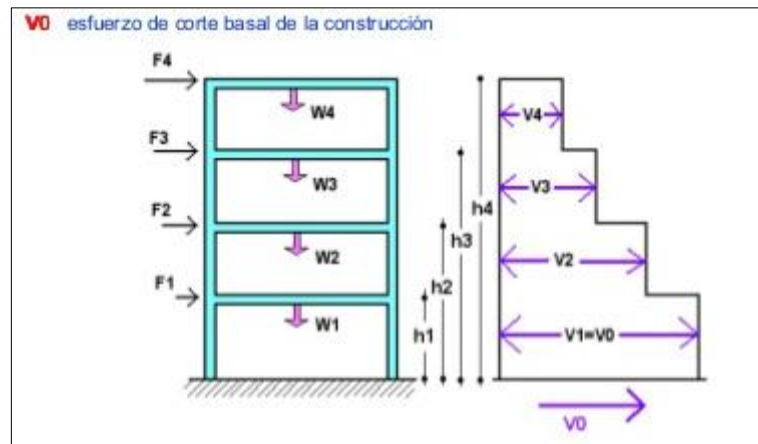


Figura 22. Distribución de fuerzas cortantes

Fuente: <https://saavedraonline.wordpress.com>

2.2.7. Propiedades mecánicas de los aisladores

2.2.7.1. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDRB)

Están formados por capas intercaladas de goma reforzadas y placas de acero permitiendo alta rigidez vertical, baja rigidez horizontal y una adecuada capacidad de amortiguamiento.

Propiedades de corte

Rigidez lateral

La rigidez lateral depende exclusivamente del módulo de corte, del área efectiva plana y de la altura total del caucho.

$$K_{eff} = \frac{G_n A_n}{H} \quad (14)$$

Donde

K_{eff} = Rigidez lateral

H = Altura total del caucho

G_n = Modulo de corte del caucho

A_n = Área plana efectiva

Rigidez inicial

La rigidez inicial K_1 es calculada como:

$$K_1 = 10 K_2 \quad (15)$$

Donde

K_2 = Rigidez post-fluencia

Rigidez post fluencia

La rigidez post fluencia K_2 es calculada como:

$$K_2 = K_{eff}(1 - u) \quad (16)$$

Donde

u = Variación de la fracción de amortiguamiento equivalente

K_{eff} = Rigidez lateral

Propiedades de compresión

Rigidez de compresión

La rigidez de compresión K_V se calcula como:

$$K_V = \frac{E(1 + 2kS_1^2)}{1 + E(1 + 2kS_1^2)/E_\infty} \cdot \frac{A}{H} \quad (17)$$

Donde

E = Modulo de Young

K = Factor de corrección para el módulo de Young

S_1 = Primer factor de forma

E_∞ = Módulo de Bulk

A = área efectiva plana

H = Espesor total del caucho

Factor de Amortiguamiento

Son determinados de acuerdo a ensayos y se consideran entre el 10 % y 15 % del amortiguamiento crítico.

2.2.7.2. Aislador deslizante elastomérico

Los movimientos traslacionales son logrados a través del deslizamiento de 2 superficies planas una de acero inoxidable y el otro de PTFE (Polytetrafluoroetileno). Presentan baja resistencia a las deformaciones pero alta rigidez vertical sus propiedades más importantes son:

Rigidez inicial K_1

$$K_1 = \frac{G_{eq}A}{H} \quad (18)$$

Donde

G_{eq} = Modulo de corte

A = Área efectiva plana

H = Grosos total del caucho

Rigidez de compresión K_V

$$K_V = \frac{E(1 + 2kS_1^2)}{1 + E(1 + 2kS_1^2)/E_\infty} \cdot \frac{A}{H} \quad (19)$$

Donde

E = Modulo de Young

K = Factor de corrección para el módulo de Young

S_1 = Primer factor de forma

E_∞ = Módulo de Bulk

A = Área efectiva plana

H = Espesor total del caucho

2.3. Definición de términos

Carga

Fuerza u otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos.

Carga muerta

Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo.

Carga viva

Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.

Carga exterior de viento

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual actúa.

Aislador

Elemento estructural del sistema de aislamiento que es verticalmente rígido y horizontalmente flexible, y que permite grandes deformaciones laterales bajo sollicitaciones sísmicas.

Superestructura

Estructura ubicada sobre o encima del sistema de aislamiento el cual se busca proteger mediante la aislación.

Subestructura

Es la estructura ubicada por debajo del sistema de aislación el cual se mueve rígidamente con el terreno.

Vulnerabilidad

Es un valor único que permite clasificar a las estructuras de acuerdo a la calidad estructural intrínseca de las mismas, dentro de un rango nada vulnerable a muy vulnerable ante la acción de un terremoto

Riesgo sísmico

Son las consecuencias sociales y económicas potenciales provocadas por un terremoto, como resultado de la falla de estructuras cuya capacidad resistente fue excedida por un terremoto.

Peligro sísmico

Es la probabilidad de que ocurra un fenómeno físico como consecuencia de un terremoto, provocando efectos adversos a la actividad humana. Estos fenómenos además del movimiento de terreno pueden ser, la falla del terreno, la deformación tectónica, la licuefacción, inundaciones, tsunamis, etc.

Laguna sísmica o zona de silencio sísmico

Una laguna sísmica es una región en la cual no ocurre un sismo importante durante un periodo de años bastante largo, pero que está bordeada por regiones donde ocurrieron sismos recientemente.

Período fundamental

Es el tiempo que se demora una estructura de edificación en culminar el primer movimiento sísmico. Es el período de vibración más alto e importante que posee la estructura, la que posiblemente cause daños a la estructura.

Amortiguamiento

En las estructuras, el amortiguamiento es generado por las fricciones internas de los elementos, apoyos, elementos no estructurales, etc., todos estos disipan la energía sísmica, al ser el amortiguamiento una característica estructural influye en la respuesta sísmica, porque decrece el movimiento oscilatorio, se expresa normalmente como una fracción del amortiguamiento crítico, donde el movimiento resultante en vez de ser oscilatorio decrece exponencialmente con el tiempo hasta hacerse cero.

Amortiguamiento crítico

Es el valor más pequeño de la energía que se disipa en todos los mecanismos de amortiguamiento presentes en una estructura, que inhibe completamente las oscilaciones de las estructuras por lo que se le conoce como la línea divisoria entre el movimiento oscilatorio y no oscilatorio.

Fracción del amortiguamiento crítico ζ

Es una medida adimensional del amortiguamiento y es una propiedad del sistema que depende de su masa y rigidez así como de la energía disipada. Para sistemas de un grado de libertad éste es igual a la relación entre el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente y el amortiguamiento crítico como se muestra en la ecuación 12.

Resistencia y rigidez

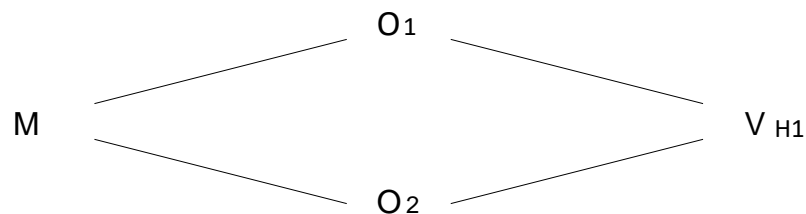
La resistencia y la rigidez, son los dos aspectos más importantes del diseño sísmico. El diseño por resistencia, busca que las dimensiones de los elementos garanticen la integridad de la estructura sometida a todas las combinaciones de carga posibles y la rigidez relaciona la deformación de la estructura con las cargas aplicadas, este parámetro asegura que la estructura cumpla con las funciones impuestas.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo y diseño de la investigación

El tipo de investigación es exploratorio y descriptivo, el primero porque se realiza el estudio del proyecto de norma técnica E.031 - Aislamiento sísmico, para el cual no existen estudios sobre esta norma y el segundo porque se desarrolla una descripción general de la aplicación del proyecto de norma técnica E.031 y la norma técnica E.030 – Diseño Sismorresistente. El diseño de la investigación es comparativa, buscando comparar las respuestas sísmicas de diferentes edificaciones comunes aplicando la norma E.030 Diseño Sismorresistente y propuesta de norma E.031 Aislamiento Sísmico.



Donde

M = Muestra

O_1 = Respuesta sísmica de las edificaciones comunes aplicando la norma E.030

O_2 = Respuesta sísmica de las edificaciones comunes aplicando la propuesta de norma E.031

V_{H1} = Comparación de las respuestas sísmicas de las edificaciones comunes para la verificación de hipótesis

3.2. Población y/o muestra de estudio

Población

Son las edificaciones que presentan las características de uso similares a las propuestas de estudio en esta investigación.

Muestra

La muestra para la presente investigación se obtuvieron a partir de un muestreo no probabilístico de tipo intencional (Arias, 2006, pág. 85).

La muestra para la presente investigación se obtuvo a partir de un muestreo no probabilístico de tipo intencional. Según Hernández Sampieri, Fernández - Collado, & Baptista Lucio, 2010, pág. 241, las muestras no probabilísticas también llamadas muestras dirigidas, los elementos no dependen de la probabilidad sino de las características de la investigación. Se utilizan en muchas investigaciones, y a partir de ellas, se hacen inferencias sobre la población.

En ésta investigación se estudiará 2 edificaciones comunes, la primera es una edificación de departamentos de planta típica de 4 pisos. La segunda será un pabellón de un Colegio con 4 pisos, se utiliza el término edificaciones comunes debido a que en la ciudad de Tacna estas edificaciones se observan con mayor frecuencia. Ambas edificaciones ubicadas en el distrito Coronel Gregorio Albarracín de la ciudad de Tacna por tener suelos con buena capacidad portante. Las edificaciones se presentan en anexos 6 y 7.

3.3. Variables

3.3.1. Identificación de las variables

Variable independiente

Modelo estructural de las edificaciones comunes.

Variable dependiente

Respuesta sísmica de los modelos estructurales de las edificaciones comunes.

3.3.2. Operacionalización de las variables

La operacionalización de las variables se desarrolla en la siguiente tabla.

3.4. Operacionalización de variables

Variables	Indicadores	Descripción	Tipo de variable	Escala de medición
Independiente:				Nominal
Modelo estructural de las edificaciones comunes	Sistema estructural	Indica el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis	Cualitativa	<input checked="" type="checkbox"/> Pórticos <input checked="" type="checkbox"/> Dual <input checked="" type="checkbox"/> De muros estructurales <input checked="" type="checkbox"/> Albañilería confinada
	Irregularidad estructural	Define la regularidad o irregularidad de las estructuras	Cualitativa	Nominal <input checked="" type="checkbox"/> Regular <input checked="" type="checkbox"/> Irregular
	Niveles de la edificación	Indica el número de pisos o niveles de la edificación	Cuantitativa: Discreta	Número de pisos de las edificaciones
Dependiente:				
Respuesta sísmica de los modelos estructurales de las edificaciones comunes	Periodo	Define el tiempo que dura un ciclo de vibración de las estructuras	Cuantitativa: Continua	Segundos [s]
	Desplazamientos	Describe el desplazamiento de los entrepisos de las estructuras	Cuantitativa: Continua	Metros [m]
	Derivas	El cociente entre el desplazamiento relativo de entrepiso y su altura	Cuantitativa: Continua	Adimensional
	Fuerzas cortantes	Indica las fuerzas cortantes de entrepiso.	Cuantitativa: Continua	Toneladas fuerza [tnf]

3.5. Técnicas e instrumentos para la recolección de datos

Se ha seleccionado la muestra de 2 edificaciones comunes de manera no probabilística de tipo intencional de los cuales se obtuvo los planos estructurales y arquitectónicos.

La técnica para la recolección de datos es el modelado y análisis de las edificaciones con el programa Etabs versión 16.2.1, se realizó el análisis dinámico modal espectral mediante la aplicación de la norma técnica peruana E.030 Diseño sismorresistente y el proyecto de norma E.031 Aislamiento Sísmico, se determinó los indicadores para la variable independiente: sistema estructural, irregularidad estructural y niveles de la edificación también se determinaron los indicadores para la variable dependiente: Periodo, desplazamientos, derivas y fuerzas cortantes.

El instrumento usado para la recolección de datos fue el *Registro de datos*. En la siguiente figura se muestra el detalle para registro de datos.

Registro de Datos			
Nombre de la edificación:			
Sistema estructural:			
Irregularidad estructural:			
Número de niveles:			
Variables		Valores	Unidad
Períodos			s
Desplazamientos	1		m
	2		m
	3		m
	4		m
Derivas	1		
	2		
	3		
	4		
Fuerza cortante	1		tnf
	2		tnf
	3		tnf
	4		tnf

Figura 23. Formato de registro de datos.

Fuente: Propia

3.6. Procesamiento y análisis de datos

Los resultados de análisis sísmico se obtendrán mediante la aplicación de normas técnicas aprobadas y aceptadas por el gobierno peruano en los que se establecen los requisitos mínimos de las respuestas sísmicas por lo que no se requerirá la aplicación de pruebas estadísticas para la comprobación de las hipótesis y bastará con comparar las respuestas sísmicas de las edificaciones convencionales y aisladas sísmicamente, aplicando el método dinámico modal espectral.

Para procesar los datos y poder analizarlos se utilizará la herramienta Microsoft Excel y la presentación de los datos se realizará mediante tablas y figuras.

CAPÍTULO IV

PROCEDIMIENTOS DE DESARROLLO DEL ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE

A continuación se realiza una descripción detallada de los fundamentos del análisis y diseño sismorresistente de las edificaciones según la norma peruana E.030 Diseño sismorresistente y la propuesta de norma E.031 Aislamiento sísmico.

4.1. Consideraciones de la norma E.030

Parámetros de sitio

A continuación se observa la imagen Factor suelo determinada a partir de la zona y el perfil del suelo.

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Figura 24. Factor de suelo

Fuente: Norma E.030

A continuación se observa la imagen Periodos T_P y T_L determinada a partir del perfil del suelo.

Tabla N° 4 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

Figura 25. Periodos T_P y T_L

Fuente: Norma E.030

Factor de amplificación sísmica (C)

$$\begin{aligned}
 T < T_P & \quad C = 2,5 \\
 T_P < T < T_L & \quad C = 2,5 \frac{T_P}{T}
 \end{aligned}
 \tag{20}$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \left(\frac{T_P T_L}{T^2} \right)$$

Donde

T = Periodo fundamental de la edificación

Coefficiente de Reducción de las fuerzas sísmicas R

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \quad (21)$$

Donde:

R_0 : Coeficiente básico de reducción

I_a : Factor de irregularidad en altura

I_p : Factor de irregularidad en planta

Sistema estructural

Pórticos

Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.

Muros Estructurales:

Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.

4.2. Procedimiento de análisis sísmico modal espectral de la Norma E.030

Diseño Sismorresistente.

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral. A continuación se describe el procedimiento para el análisis.

Espectro de diseño

Para cada dirección horizontal se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{SUCS}{R} g \quad (22)$$

Donde:

S_a = Ordenada espectral de las aceleraciones

Z = Factor zona

U = Importancia de la edificación

C = Factor de amplificación sísmica

S = Factor de suelo

R = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmica

g = Aceleración de la gravedad

2. Criterios de combinación

Se utiliza la combinación cuadrática completa (CQC).

Modos de vibración

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

Fuerza cortante mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado

según el procedimiento de análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

Excentricidad accidental (Efectos de Torsión)

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

Determinación de desplazamientos laterales

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el numeral 4.5.2 de la norma E.030, ni el cortante mínimo en la base especificado en el numeral 4.6.4. de la norma E.030.

Desplazamientos laterales relativos admisibles

En la siguiente imagen se muestra los límites de las distorsiones de entrepiso.

Tabla N° 11	
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_i)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Figura 26. Límites de las distorsiones de entrepiso

Fuente: Norma E.030.

4.3. Consideraciones del proyecto de norma E.031 Aislamiento Sísmico

Configuración del sistema estructural

La estructura sobre el sistema de aislamiento debe ser calificada como regular o irregular. Para ello debe verificarse la existencia o no de los siguientes tipos de irregularidades indicadas en las tablas de Irregularidades estructurales en altura y en planta de la norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente vigente.

Restricciones a las irregularidades

De acuerdo a la categoría de una edificación, según la tabla de Categoría de las edificaciones de la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” vigente, y la zona donde se ubique, la edificación se debe diseñar respetando las restricciones a la irregularidad de la siguiente imagen.

CATEGORIA DE LA EDIFICACIÓN	ZONA	RESTRICCIONES
A y B	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2 y 1	Sin restricciones
C	4	No se permiten irregularidades extremas
	3, 2 y 1	Sin restricciones

Figura 27. Límites de las distorsiones de entrepiso

Fuente: Norma E.030.

Efectos de las cargas sísmicas y combinaciones de cargas

Todos los elementos de la estructura aislada deben ser diseñados utilizando las cargas sísmicas establecidas en la propuesta de norma E.031 y las combinaciones de cargas siguientes para el diseño del sistema de aislamiento. Por lo que las cargas sísmicas horizontales son las debidas al sismo máximo considerado y las siguientes combinaciones de cargas.

a. Carga vertical promedio

$$1.0 \text{ CM} + 0.5 \text{ CV}$$

b. Carga vertical máxima

$$1.25 (\text{CM} + \text{CV}) + 1.0 (\text{CSH} + \text{CSV}) + 0.2 \text{ CN}$$

c. Carga vertical mínima

$$0.9 CM - 1.0 (CSH + CSV)$$

Donde

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

CSH = Carga sísmica horizontal

CSV = Carga sísmica vertical = 0,5 (1,5 ZS) CM

CN = Carga de nieve

Estabilidad por carga vertical y volteo

Cada elemento del sistema de aislamiento debe ser diseñado para ser estable bajo las combinaciones de cargas mencionadas anteriormente, aplicando cargas sísmicas horizontales debidas al sismo máximo considerado SMC. Todas las condiciones de carga de gravedad y sísmicas deben ser investigadas.

Propiedades del sistema de aislamiento

Todos los componentes del sistema de aislamiento se clasifican y agrupan según el tipo y tamaño del aislador.

Las propiedades son determinadas al aplicar los ensayos de los aisladores prototipo aplicando una carga vertical promedio del 100 % de la carga muerta más el 50 % de la carga viva en todas las unidades del aislamiento del mismo tipo y tamaño. Adicionalmente la secuencia cíclica de ensayos de los aisladores prototipos se debe realizar para las combinaciones de carga b y c especificadas anteriormente en *Efectos de las cargas sísmicas y combinaciones de cargas* de esta sección.

Los valores de carga axial y desplazamiento para cada prueba serán los mayores de los determinados por análisis utilizando los límites superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento.

El período efectivo T_M es el más bajo de los determinados por análisis utilizando los valores de límite superior y límite inferior.

Espectro de diseño

Se debe obtener mediante un estudio de sitio o empleando las indicaciones de la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”.

Cuando el espectro de diseño se obtenga aplicando los perfiles del suelo de la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” vigente, se debe verificar que el periodo fundamental del estrato T_s , obtenido mediante ensayos de micro trepidación corresponda con los límites del periodo del estrato de cada tipo de suelo mostrado en la siguiente imagen.

TABLA N° 4		
SUELO TIPO		T_s (s)
S0	Roca dura	< 0,15
S1	Roca o suelos muy rígidos	< 0,30
S2	Suelos intermedios	< 0,40
S3	Suelos blandos	< 0,60

Figura 28. Límites del periodo fundamental del estrato

Fuente: Propuesta de norma E.031.

Sólo cuando los estudios de micro trepidación confirmen el periodo del estrato, el espectro elástico de pseudo aceleraciones correspondiente al sismo máximo considerado (SMC) se determina como:

$$S_{aM} = 1,5 ZCS g \quad (23)$$

Donde Z y S son los parámetros definidos en la norma técnica E.030 “Diseño Sismo resistente” vigente.

El parámetro C es definido por las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 T < 0,2T_p & \rightarrow C = 1 + 7,5 \frac{T}{T_p} \\
 0,2 T_p < T < T_p & \rightarrow C = 2,5 \\
 T_p < T < T_L & \rightarrow C = 2,5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \\
 T > T_L & \rightarrow C = 2,5 \left(\frac{T_p T_L}{T^2} \right)
 \end{aligned} \quad (24)$$

Cuando se desarrollen espectros para un sitio específico, no se pueden considerar ordenadas espectrales menores que las antes indicadas.

Para estructuras aisladas, el factor U al que se refiere la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” será en todos los casos igual a 1.

SELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE ANALISIS PARA ESTRUCTURAS AISLADAS

El análisis dinámico modal espectral puede ser usado en el diseño de estructuras sísmicamente aisladas, si se cumplen los siguientes criterios:

La estructura debe estar ubicada en las zonas sísmicas 1 o 2, o en la zona 3 sobre suelos del tipo S1 o S2, o en la zona 4 sobre suelos tipo S1.

El periodo efectivo de la estructura aislada correspondiente al desplazamiento traslacional, T_M , será menor o igual a 5,0 s.

La estructura sobre la interfaz de aislamiento no debe tener más de 4 pisos ni más de 20 metros de altura. Esta altura debe ser medida desde el nivel de base de la estructura.

El amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento correspondiente al desplazamiento traslacional, debe ser menor o igual a 30 %.

El periodo efectivo de la estructura aislada correspondiente al desplazamiento traslacional, T_M , debe ser mayor que tres veces el periodo elástico de la estructura por encima del sistema de aislamiento, considerada con base fija.

La estructura por encima del nivel de aislamiento no debe tener ninguna de las irregularidades listadas en el numeral 7.1 del proyecto de norma E.031.

Modelo estructural

El modelo matemático de la estructura aislada incluyendo el sistema de aislamiento, el sistema resistente a fuerzas sísmicas y otros elementos estructurales, debe estar conforme con lo dispuesto por la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” vigente.

4.4. Procedimiento de análisis sísmico de fuerzas estáticas equivalentes de la propuesta de norma E.031 Aislamiento Sísmico

1. Se calcula el desplazamiento traslacional D_M

$$D_M = \frac{S_{aM} T_M^2}{4\pi^2 B_M} \quad (25)$$

Donde:

S_{aM} = Ordenada del espectro elástico de pseudo aceleraciones del sismo máximo

T_M = Período efectivo de la estructura sísmicamente aislada al desplazamiento traslacional DM en la dirección de análisis

B_M = Factor de amortiguamiento, correspondiente a la razón entre la ordenada espectral para 5 % de amortiguamiento y la ordenada espectral para el amortiguamiento efectivo β_M correspondiente al desplazamiento traslacional D_M , indicado en la siguiente imagen:

Tabla N° 5 Factor de amortiguamiento B_M	
Amortiguamiento Efectivo, β_M (En porcentaje del amortiguamiento crítico) a,b	Factor B_M
≤ 2	0,8
5	1,0
10	1,2
20	1,5
30	1,7
≥ 40	1,9

Donde:

a: β_M se basará en el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento determinado en concordancia con los requisitos del numeral 12.5.

b: Para valores de β_M diferentes de los indicados en la tabla, el factor B_M se obtendrá por interpolación lineal.

Figura 29. Factor de amortiguamiento B_M

Fuente: Propuesta de norma E.031.

2. Se calcula el desplazamiento total, D_{TM} , de los elementos del sistema de aislamiento que incluye el desplazamiento adicional debido a la torsión real y accidental, calculado con la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la ubicación más desfavorable de la masa excéntrica. El desplazamiento total, D_{TM} , no será menor que $1.5x D_M$.

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (26)$$

Donde

D_M = Desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento, en la dirección de análisis.

y = Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés, medida perpendicularmente a la dirección de la sollicitación sísmica.

e = Excentricidad obtenida como la suma de la distancia en planta entre el centro de masa de la estructura sobre la interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más la excentricidad accidental, tomada como 5 % de la mayor dimensión en planta del edificio en dirección perpendicular a la de la fuerza sísmica considerada.

b = Dimensión menor de la proyección en planta de la estructura, medida perpendicularmente a la dimensión mayor, d

d = Dimensión mayor de la proyección en planta de la estructura

P_T = Razón entre el período traslacional efectivo del sistema de aislamiento y el período rotacional efectivo del sistema de aislamiento; calculada mediante un análisis dinámico o como se indica en la siguiente ecuación, pero no requiere ser menor que 1.

$$P_T = \frac{1}{r_a} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}} \quad (27)$$

r_a = Radio de giro del sistema de aislamiento

N = Número de aisladores

x_i, y_i = Distancias horizontales entre el centro de masas del sistema de aislamiento y el aislador i -ésimo, medidas en las direcciones de los ejes del sistema de aislamiento.

3. Se calcula la fuerza sísmica lateral mínima, V_b , para diseñar el sistema de aislamiento, la cimentación y todos los elementos estructurales bajo el nivel de base, usando todos los requisitos aplicables para estructuras no aisladas.

$$V_b = K_M D_M \quad (28)$$

Donde

D_M = Desplazamiento traslacional

K_M = Rigidez efectiva del sistema de aislamiento en la dirección horizontal de análisis.

4. Se calcula la fuerza de corte mínima, V_s , para diseñar la estructura por encima del nivel de base.

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} \quad (29)$$

Donde

R_a = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructural sobre el sistema de aislamiento, calculado como $3/8 R_o$, pero no menor que ni mayor que 2.

R_o = Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas definido en la norma E.030

V_{st} = Fuerza cortante no reducida actuante sobre los elementos por encima del nivel de base.

5. Se calcula la fuerza cortante no reducida actuante sobre los elementos por encima del nivel de base, V_{st} .

$$V_{st} = V_b \left(\frac{P_s}{P} \right)^{(1-2,5\beta_M)} \quad (30)$$

Donde

P = Peso sísmico de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, determinado según la norma técnica de edificación E.030.

P_s = Peso sísmico efectivo de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, calculado en forma similar a P pero sin incluir el nivel de base.

β_M = Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento para el desplazamiento traslacional D_M según la ecuación 25 (expresado como fracción del amortiguamiento crítico).

6. Se distribuye la fuerza sísmica lateral V_s entre los distintos niveles de la estructura, sobre el sistema de aislamiento usando las ecuaciones siguientes:

$$F_1 = \frac{(V_b - V_{st})}{R_a} \quad (31)$$

$$F_i = \frac{p_i h_i^k}{\sum_{j=2}^n p_j h_j^k} V_s \quad (i > 1) \quad (32)$$

$$k = 14\beta_M T \quad (33)$$

Donde

F_1 = Fuerza sísmica lateral en el nivel de base

F_i = Fuerza sísmica lateral en el nivel i

h_i = altura del nivel i respecto al nivel de base

n = Número de pisos de la estructura sobre la interfaz de aislamiento

p_i = Parte del peso P que se asigna al nivel i

R_a = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura sobre el sistema de aislamiento, calculado como $\frac{3}{8}R_0$, pero no menor que 1 ni mayor que 2

T = Período fundamental de la estructura considerada con base fija, en la dirección de análisis

V_b = Fuerza cortante total en el sistema de aislamiento o en los elementos bajo el nivel de aislamiento como se indica en la ecuación 28

V_s = Fuerza cortante total en la base de la estructura sobre el sistema de aislamiento, como se indica en la ecuación 29

V_{st} = Fuerza cortante no reducida actuante sobre los elementos por encima del nivel de base, como se indica en la ecuación 30

β_M = Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento, para el desplazamiento traslacional D_M según la ecuación 25 (expresado como fracción del amortiguamiento crítico).

4.5. Procedimiento de análisis sísmico modal espectral de la propuesta de norma E.031 Aislamiento Sísmico

A continuación se describe el procedimiento para el análisis.

1. El sismo máximo considerado se debe usar para calcular las fuerzas laterales, los desplazamientos de la superestructura, el desplazamiento total del sistema de aislamiento, las fuerzas en las unidades de aislamiento, las fuerzas en sus conexiones y las fuerzas en el sistema de vigas que se ubican sobre y por debajo del sistema de aislamiento.

2. El análisis modal espectral de cada dirección debe efectuarse empleando el espectro al 100% en la dirección de análisis más el 30% en la dirección perpendicular.

3. En cada dirección de análisis, el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento debe calcularse como la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales.

4. En cada una de las dos direcciones ortogonales de análisis debe considerarse, por separado, la excentricidad accidental consistente en el desplazamiento del centro de masa de la posición calculada en una magnitud igual a 5 % de la dimensión del diafragma.

5. El sistema de aislamiento, la cimentación y todos los elementos estructurales de la subestructura deben ser diseñados usando todos los requerimientos apropiados para una estructura no aislada y las fuerzas obtenidas del análisis dinámico sin reducción. Esta fuerza lateral de diseño para el sistema de aislamiento, la subestructura y la cimentación, no debe ser menor a 90 % de V_b determinada con la ecuación 28.

6. El desplazamiento total del sistema de aislamiento debido al sismo máximo considerado, no debe ser menor que el 80 % de D_{TM} , calculado con la ecuación 26.

7. Los elementos estructurales sobre el sistema de aislamiento deben ser diseñados usando los requerimientos para una estructura no aislada y las fuerzas obtenidas de un análisis dinámico reducidas por R_a .

8. Para el procedimiento modal espectral, la fuerza cortante de diseño en cualquier piso no debe ser menor a la fuerza de corte que resulta de la aplicación de fuerzas según el cálculo en la ecuación 32 y un valor de V_b igual a la cortante basal obtenida por el procedimiento modal espectral en la dirección de interés.

9. Cuando la fuerza cortante lateral de los elementos estructurales, determinada usando el procedimiento modal espectral o el procedimiento de tiempo - historia, es menor que el valor mínimo indicado en los numerales 5 y 8, las fuerzas en los elementos de la estructura deben ser aumentadas proporcionalmente.

10. La deriva máxima de entrepiso correspondiente al SMC y un factor de reducción $R_a=1$, para el análisis modal espectral no debe exceder de 0,0035.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE DIFERENTES EDIFICACIONES COMUNES

A continuación se muestra las distribuciones en planta y altura de las 2 edificaciones para departamentos y colegio sin embargo los planos de estructura y arquitectura se encuentran en los anexos 6 y 7.

Distribución para departamentos

Tabla 01. Distribución de entresijos del edificio para departamentos

Nivel	Altura de piso [m]	Altura acumulada [m]
5 ¹	2.2	13.2
4	2.6	11
3	2.6	8.4
2	2.6	5.8
1	3.2	3.2
Base		0

Fuente. Propia

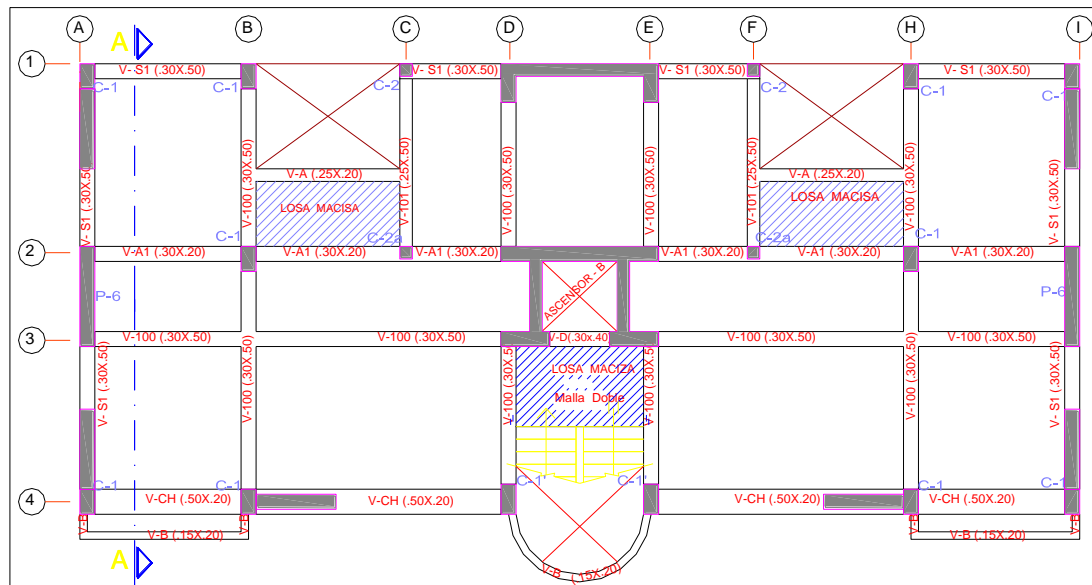


Figura 30. Distribución de planta típica - Departamentos

Fuente: Propia.

¹ El nivel 5 hace referencia al nivel para el cuarto de máquinas del ascensor, azotea del nivel 4.

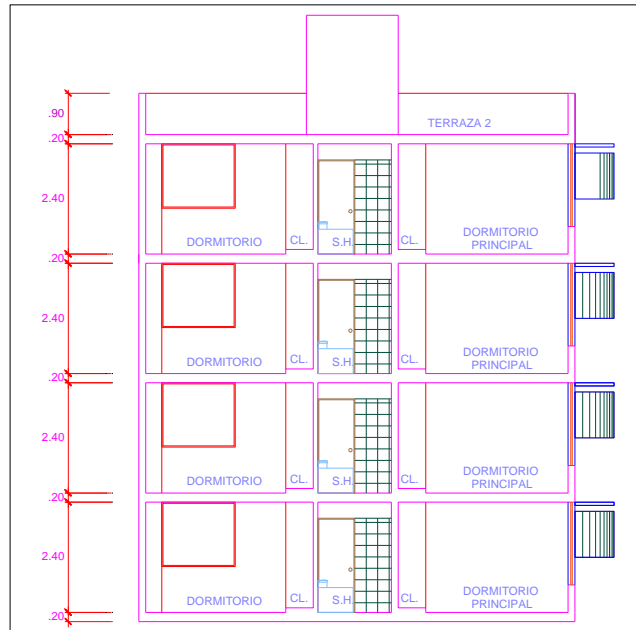


Figura 31. Corte A-A de planta típica - Departamentos

Fuente: Propia.

Distribución para colegio

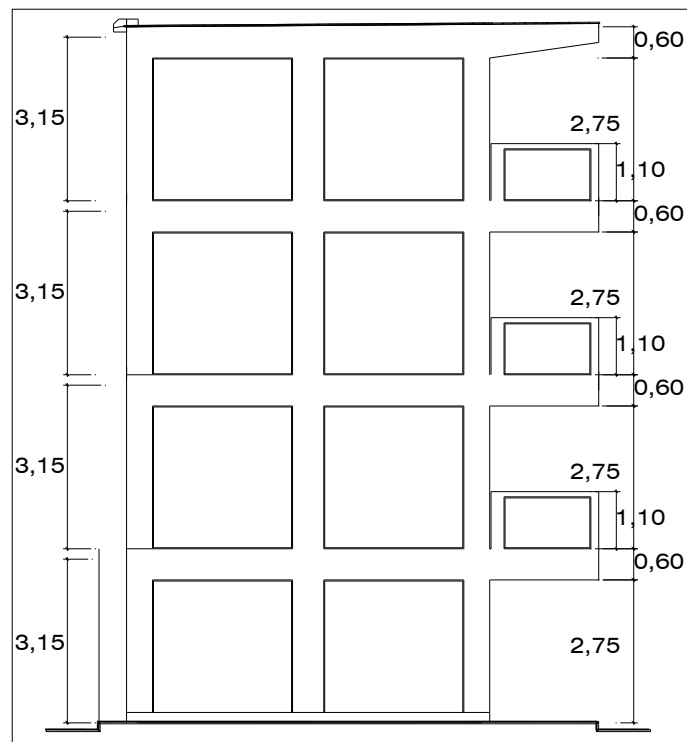


Figura 32. Elevación lateral - Colegio.

Fuente: Propia.

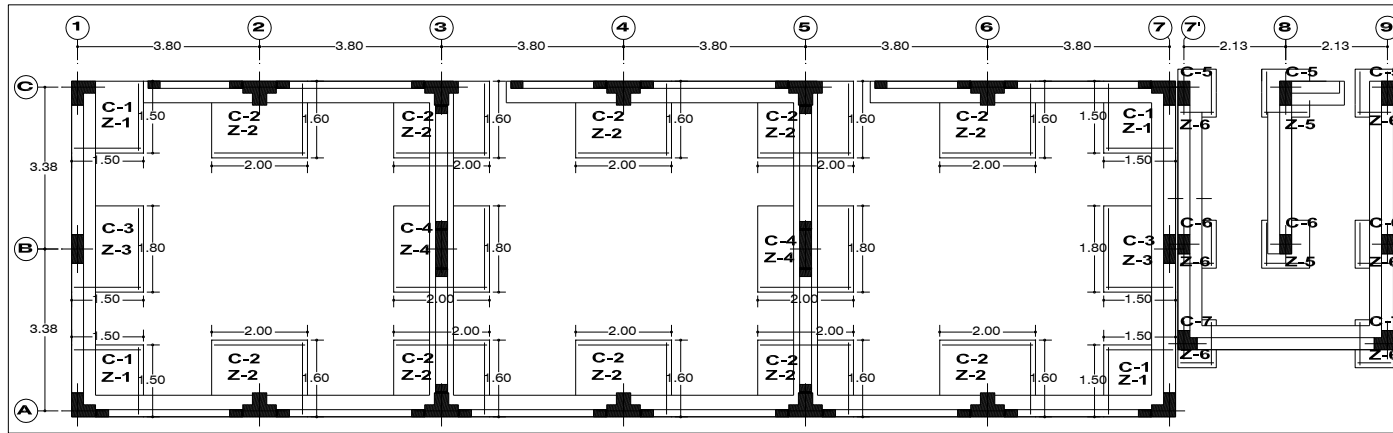


Figura 33. Distribución de cimentaciones - Colegio

Fuente: Propia.

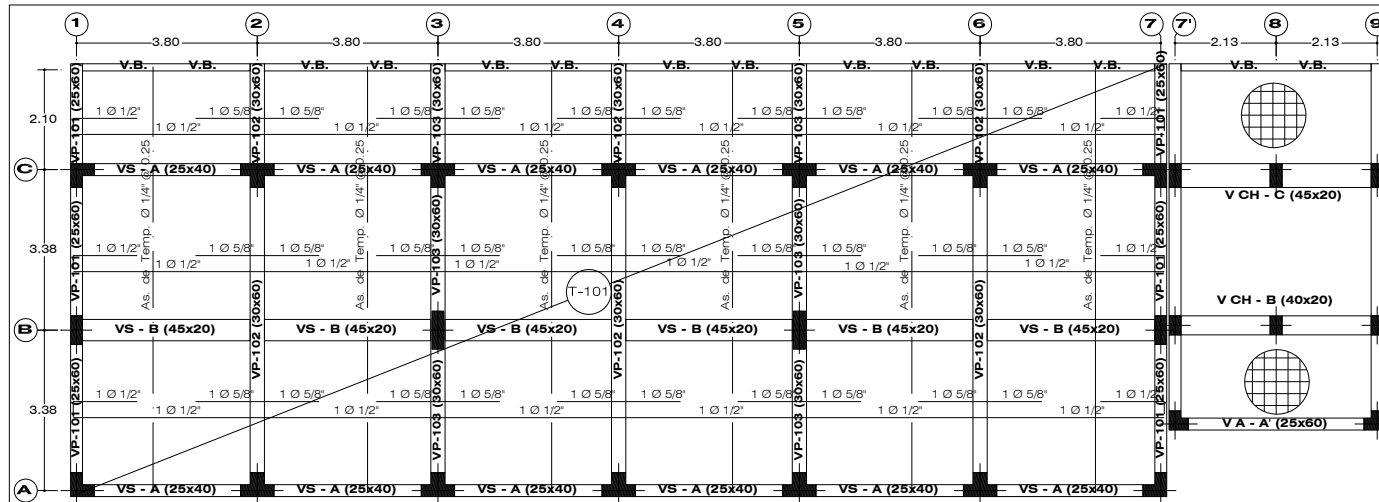


Figura 34. Distribución de aligerado típico - Colegio.

Fuente: Propia

5.1. Características de los materiales

Concreto armado

- ✓ Resistencia nominal a la compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- ✓ Peso específico del concreto = 2400 kg/m^3
- ✓ Módulo de Poisson: $\nu = 0,20$

Albañilería confinada

- ✓ Resistencia a la compresión $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Peso específico de las unidades de albañilería = 1800 kg/m^3

Los edificios se distribuyen verticalmente de acuerdo a las siguientes tablas.

Tabla 02. Distribución de entrepisos del edificio para colegio

Nivel	Altura de piso [m]	Altura acumulada [m]
4	3.35	13.4
3	3.35	10.05
2	3.35	6.7
1	3.35	3.35
Base		0

Fuente. Propia

5.2. Cargas

La distribución de cargas se realizó de acuerdo a las siguientes normas técnicas peruanas.

- ✓ Norma E.020 Cargas
- ✓ Norma E.070 Albañilería
- ✓ Norma E.030 Diseño sismorresistente

Cargas edificio departamentos

La distribución de las losas se muestra en los planos del anexo 6.

- ✓ Carga viva – Hoteles = 200 kg/m^2

- ✓ Carga viva azotea = 100 kg/m²
- ✓ Carga viva en escaleras = 400 kg/m²
- ✓ Peso de tabiquería de altura completa = 150 kg/m²
- ✓ Carga por piso terminado = 150 kg/m²

Cargas edificio Colegio

La distribución de las losas se muestra en los planos del anexo 7.

- ✓ Carga viva – Aulas= 250 kg/m²
- ✓ Carga viva azotea = 100 kg/m²
- ✓ Carga viva corredores = 400 kg/m²
- ✓ Peso de tabiquería a media altura = 100 kg/m²
- ✓ Carga por piso terminado = 100 kg/m²

5.3. Análisis y diseño sismorresistente de un edificio de departamentos convencional

A continuación se realiza el análisis y diseño sismorresistente de un edificio de concreto armado convencional es decir de base fija; Se adjunta en el anexo 6, los planos de estructuras y arquitecturas en los que se muestra las dimensiones y distribuciones de los elementos estructurales considerados.

5.3.1. Modelo estructural de edificación - Departamentos

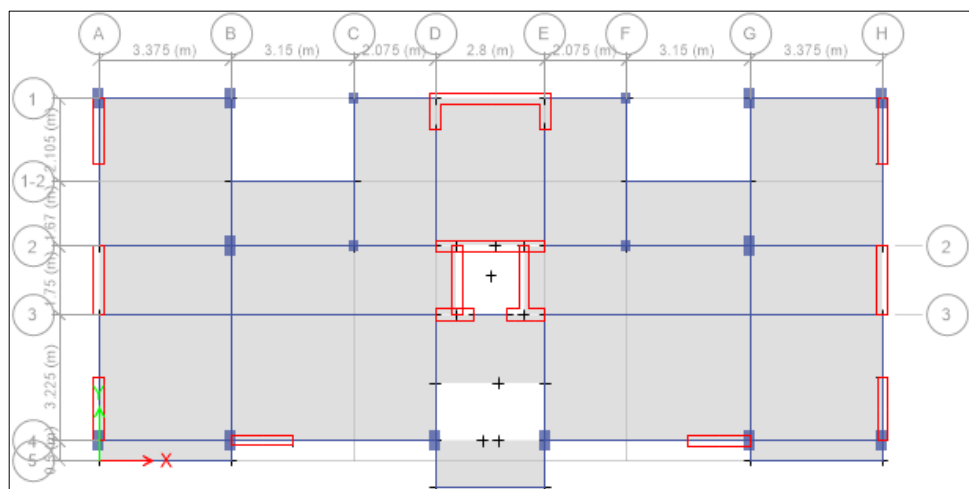


Figura 35. Planta típica

Fuente: Propia.

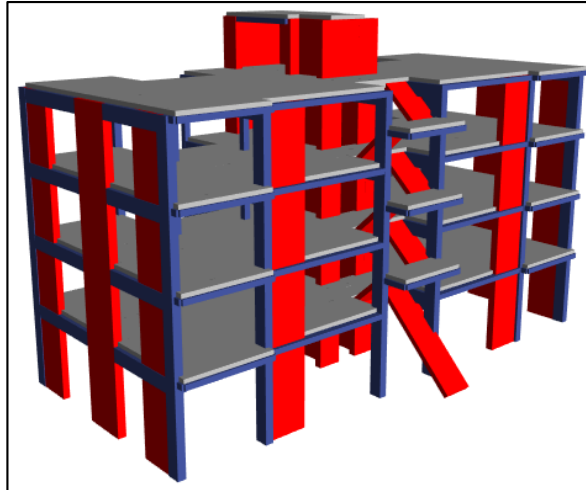


Figura 36. Vista conjunta frontal y lateral del modelo estructural 3D

Fuente: Propia.

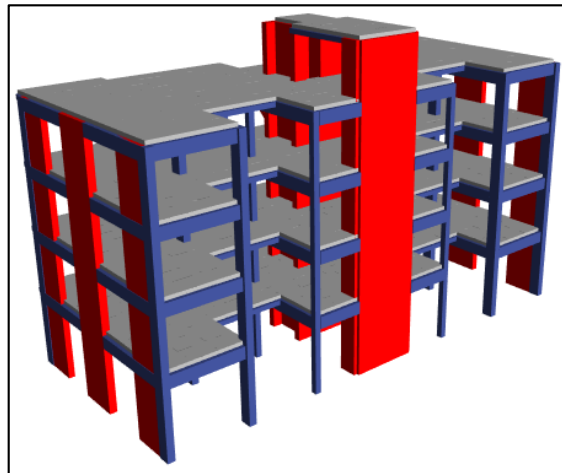


Figura 37. Vista conjunta posterior y lateral del modelo estructural 3D

Fuente: Propia.

5.3.2. Espectro de diseño

Se determina el espectro de sismo de diseño DBE con una probabilidad del 10 % de ser excedido en 50 años, de acuerdo a la norma E.030 por lo que determinamos los siguientes parámetros sísmicos:

$$Z = 0,45$$

$$U = 1 \text{ (departamentos, categoría C)}$$

$$S = 1 \text{ (ubicado sobre suelo rígido } S_1)$$

$$T_p = 0,4 \text{ s y } T_p = 2,5 \text{ s}$$

R = 5,1 (mediante el análisis de las irregularidades)

Mediante la ecuación 22 se calcula las coordenadas espectrales, los cuales se muestran en la siguiente tabla para diferentes periodos de vibración.

Tabla 03. Ordenadas espectrales del sismo de diseño

C	T (s)	Sa/g	C	T (s)	Sa/g	C	T (s)	Sa/g
2.50	0.00	0.221	2.00	0.50	0.176	0.63	1.60	0.055
2.50	0.02	0.221	1.82	0.55	0.160	0.59	1.70	0.052
2.50	0.04	0.221	1.67	0.60	0.147	0.56	1.80	0.049
2.50	0.06	0.221	1.54	0.65	0.136	0.53	1.90	0.046
2.50	0.08	0.221	1.43	0.70	0.126	0.50	2.00	0.044
2.50	0.10	0.221	1.33	0.75	0.118	0.45	2.20	0.040
2.50	0.12	0.221	1.25	0.80	0.110	0.42	2.40	0.037
2.50	0.14	0.221	1.18	0.85	0.104	0.37	2.60	0.033
2.50	0.16	0.221	1.11	0.90	0.098	0.32	2.80	0.028
2.50	0.18	0.221	1.05	0.95	0.093	0.28	3.00	0.025
2.50	0.20	0.221	1.00	1.00	0.088	0.16	4.00	0.014
2.50	0.25	0.221	0.91	1.10	0.080	0.10	5.00	0.009
2.50	0.30	0.221	0.83	1.20	0.074	0.07	6.00	0.006
2.50	0.35	0.221	0.77	1.30	0.068	0.05	7.00	0.005
2.50	0.40	0.221	0.71	1.40	0.063	0.04	8.00	0.003

Fuente. Propia

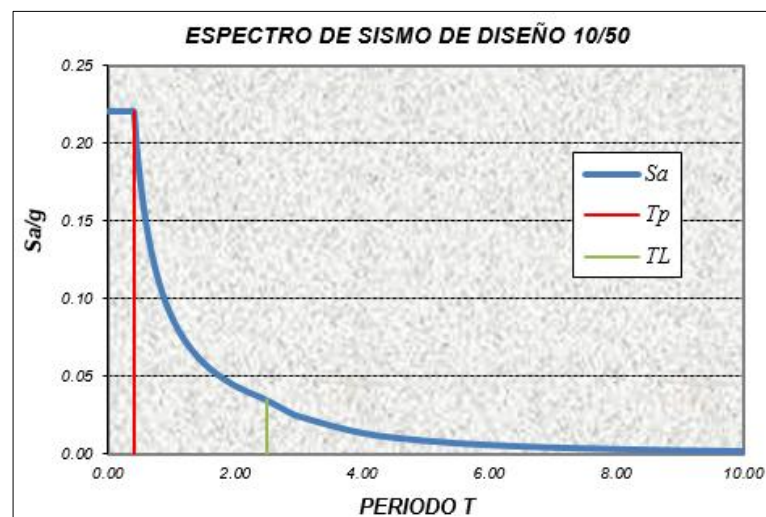


Figura 38. Espectro de sismo de diseño DBE

Fuente: Propia.

Se aplica el espectro de diseño DBE en las 2 direcciones de análisis.

Tabla 04. Casos de carga sísmica – Edificación convencional

Casos de carga sísmica	Dirección	Descripción
1	X	100 % del espectro dirección X
2	Y	100 % del espectro dirección Y

Fuente: Norma E.030

5.3.3. Sistema estructural - Departamentos

Eje X

Las cortantes que absorben las columnas y muros en la base de la estructura se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 05. Cortantes de la base en la dirección X – Departamento convencional

Cortante total		Cortante en muros estructurales		Cortante en columnas	
123,054 tnf	100 %	118,521 tnf	96,31 %	4,543 tnf	3,69 %

Fuente: Propia

El porcentaje de cortante de que toman los muros es mayor 70 % por lo que, el sistema estructural sismorresistente está dada por muros estructurales.

Eje Y

Las cortantes que absorben las columnas y muros en la base de la estructura se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 06. Cortantes de la base en la dirección Y – Departamento convencional

Cortante total		Cortante en muros estructurales		Cortante en columnas	
128,051 tnf	100 %	120,962 tnf	94,46 %	7,117 tnf	5,56 %

Fuente: Propia

El porcentaje de cortante de que toman los muros es mayor 70 % por lo que, el sistema estructural sismorresistente está dado por muros estructurales.

5.3.4. Coeficiente básico de reducción R_o - Departamentos

De acuerdo a la norma E.030 corresponde un $R_o = 6$, el cual indica que el sistema estructural es de muros estructurales.

5.3.5. Irregularidad estructural - Departamentos

Dirección de análisis X

A. Irregularidades estructurales en planta – dirección X

A.1. Discontinuidad del diafragma

$A_t = (8,75)(20) = 175 \text{ m}^2$, Área bruta de diafragma.

$$\frac{2 \cdot A_1 + A_2}{A_t} > 50 \%$$

$$9,94 \% > 50 \%$$

No hay irregularidad del diafragma

Nota: A1 y A2 son superficies vacías las cuales se indican en el plano adjunto en el anexo 06 plano E-02.

Corte H1 entre ejes A y B

El diafragma está formado por una losa de 0,20 m.

L_t = Longitud bruta del diafragma en la dirección X

$$\frac{L}{L_t} < 25 \%$$

$$\frac{3,375}{20} < 25 \%$$

$$16,86 \% < 25 \%$$

Si hay irregularidad del diafragma $\Rightarrow I_{p_x} = 0.85$

Nota: L es la dimensión lineal de discontinuidad del diafragma indicada en el plano E-02 adjunto en el anexo 6.

A.2. Esquinas entrantes

En A1

L_t = Longitud bruta del diafragma en la dirección X

$$L_t = 20 \text{ m}$$

$$\frac{x_1}{L_t} > 20 \%$$

$$\frac{3,15}{20} > 20 \%$$

$$15,75 \% > 20 \%$$

No hay irregularidad de esquina entrante

Nota: x1 es la dimensión lineal de esquina entrante indicada en el plano E-02 del anexo 06.

En A2

Lt = Longitud bruta del diafragma en la dirección X

$$\frac{x2}{Lt} > 20 \%$$

$$\frac{2,8}{20} > 20 \%$$

$$14 \% > 20 \%$$

No hay irregularidad de esquina entrante

Nota: x2 es la dimensión lineal de esquina entrante indicada en el plano E-02 del anexo 06.

A.3. Irregularidad torsional

A continuación se observa los resultados del análisis dinámico modal espectral para estudiar la irregularidad torsional en la dirección X

Tabla 07. Desplazamiento relativo del centro de masas en la dirección X - Departamentos

Nivel	Desplazamiento [m]	Desplazamiento relativo [m]
5	0.004237	0.000644
4	0.003593	0.001006
3	0.002587	0.001039
2	0.001548	0.00092
1	0.000628	0.000628

Fuente: Propia

En la siguiente tabla se observa los máximos desplazamientos relativos de entrepiso y la verificación de la irregularidad torsional para la dirección X.

Tabla 08. Verificación de la irregularidad torsional en la dirección X - Departamentos

Nivel	Nudo	Desplaz. [m]	Desplaz. Relativo [m]	Razón de desplaz.	Control
4	1	0.00395	0.0010	109%	regular
4	6	0.00395	0.0010	109%	regular
4	7	0.00324	0.0009	92%	regular
4	12	0.00324	0.0009	92%	regular
3	1	0.00286	0.0011	110%	regular
3	6	0.00286	0.0011	110%	regular
3	7	0.00231	0.0009	90%	regular
3	12	0.00231	0.0009	90%	regular
2	1	0.00172	0.0010	111%	regular
2	6	0.00172	0.0010	111%	regular
2	7	0.00137	0.0008	89%	regular
2	12	0.00137	0.0008	89%	regular
1	1	0.00069	0.0006	111%	regular
1	6	0.00069	0.0006	111%	regular
1	7	0.00055	0.0005	89%	regular
1	12	0.00055	0.0005	89%	regular

Fuente. Propia

Como se observa los máximos desplazamientos relativos de entrepiso con respecto, al del centro de masas no supera el 120 %, por lo que se concluye que no existe irregularidad torsional.

B. Irregularidades estructurales en altura – Dirección X

B.1. Irregularidades de rigidez – Piso blando

En la siguiente tabla se observan las rigideces laterales de entrepiso.

Tabla 09. Rigideces laterales de entrepiso en la dirección X - Departamentos

Nivel	Cortante X [tnf]	Desplazamiento relativo X [m]	Rigidez lateral X [tnf/m]
5	7.7445	0.000783	9896.592
4	53.3825	0.001051	50798.957
3	88.8221	0.00105	84592.473
2	111.3971	0.000928	119999.725
1	123.0625	0.000629	195664.383

Fuente. Propia

Se determinó que las razones de rigideces laterales de entrepiso consecutivos son mayores al 70 % y 80 % como se observa en la siguiente tabla por lo que no existe irregularidad de rigidez – Piso blando.

Tabla 10. Verificación de la irregularidad de rigidez en la dirección X - Departamentos

Nivel	Razón de rigideces 1	Control	Razón de rigideces 2	Control
4	513%	regular		
3	167%	regular		
2	142%	regular	248%	regular
1	163%	regular	230%	regular

Fuente. Propia

B.2. Irregularidad de resistencia

A continuación se muestra las razones de cortantes para niveles consecutivos resultando mayores al 80 %, los cuales indican, que no existe rigidez por irregularidad de resistencia.

Tabla 11. Verificación de la irregularidad de resistencia en la dirección X - Departamentos

Nivel	Vx [tnf]	Razón de cortantes	Control
5	7.7445		
4	53.3825	689%	regular
3	88.8221	166%	regular
2	111.3971	125%	regular
1	123.0625	110%	regular

Fuente. Propia

Dirección de análisis Y

A. Irregularidades estructurales en planta – dirección Y

A.1. Discontinuidad del diafragma

At es el área bruta del diafragma.

$$\frac{2 \cdot A1 + A2}{At} > 50 \%$$

$$9,94 \% > 50 \%$$

No hay irregularidad del diafragma, no supera el 50 % del área bruta.

Nota: A1 y A2 son superficies vacías las cuales se indican en el plano adjunto en el anexo 06 en el plano E-02.

A.2. Esquinas entrantes

En A1

Lt = Longitud bruta del diafragma en la dirección y

$$Lt = 8,75 \text{ m}$$

$$\frac{y1}{Lt} > 20 \%$$

$$\frac{2,105}{8,75} > 20 \%$$

$$24,05 \% > 20 \%$$

Si hay irregularidad de esquina entrante $\Rightarrow I_{p_y} = 0,9$

Nota: y1 es la dimensión lineal de esquina entrante indicada en el plano adjunto en el anexo 06 plano E-02.

En A2

Lt = Longitud bruta del diafragma en la dirección Y

$$Lt = 8,75 \text{ m}$$

$$\frac{y2}{Lt} > 20 \%$$

$$\frac{1,475}{8,75} > 20 \%$$

$$16,86 \% > 20 \%$$

No hay irregularidad de esquina entrante

Nota: y2 es la dimensión lineal de esquina entrante indicada en el anexo 06 plano E-02.

A.3. Irregularidad torsional

A continuación se observa los resultados del análisis dinámico modal espectral para estudiar la irregularidad torsional en la dirección Y

Tabla 12. Desplazamiento relativo del centro de masas en la dirección Y - Departamentos

Nivel	Desplazamiento [m]	Desplazamiento relativo [m]
5	0.002831	0.000483
4	0.002348	0.000585
3	0.001763	0.000662
2	0.001101	0.000642
1	0.000459	0.000459

Fuente. Propia

En la siguiente tabla se observa los máximos desplazamientos relativos de entrepiso y la verificación de la irregularidad torsional para la dirección Y.

Tabla 13. Verificación de la irregularidad torsional en la dirección Y - Departamentos

Nivel	Nudo	Desplaz. [m]	Desplaz. Relativo [m]	Razón de desplaz.	Control
4	1	0.00247	0.00061	105%	regular
4	6	0.00247	0.00061	105%	regular
4	7	0.00247	0.00061	105%	regular
4	12	0.00247	0.00061	105%	regular
3	1	0.00186	0.00069	105%	regular
3	6	0.00185	0.00069	105%	regular
3	7	0.00186	0.00069	105%	regular
3	12	0.00185	0.00069	105%	regular
2	1	0.00116	0.00067	105%	regular
2	6	0.00115	0.00067	105%	regular
2	7	0.00116	0.00067	105%	regular
2	12	0.00115	0.00067	105%	regular
1	1	0.00048	0.00048	107%	regular
1	6	0.0004	0.0004	105%	regular
1	7	0.00048	0.00048	107%	regular
1	12	0.0004	0.00048	105%	regular

Fuente. Propia

Como se observa en la tabla anterior, los máximos desplazamientos relativos de entrepiso con respecto al del centro de masas no superan el 120 %, por lo que se concluye que no existe irregularidad torsional.

B. Irregularidades estructurales en altura – Dirección Y

B.1. Irregularidades de rigidez – Piso blando

En la siguiente tabla se observan las rigideces laterales de entrepiso.

Tabla 14. Rigideces laterales de entrepiso en la dirección Y - Departamentos

Nivel	Cortante Y [tnf]	Despl. Relativo Y [m]	Rigidez lateral Y [tnf/m]
5	8.2346	0.000488	16876.42
4	53.974	0.000633	85293.099
3	91.5994	0.000654	140141.718
2	115.9893	0.000661	175566.26
1	128.0696	0.000475	269781.952

Fuente. Propia

Se determinó que las razones de rigideces laterales de entrepiso consecutivos son mayores al 70 % y 80 % por lo que no existe irregularidad de rigidez – Piso blando.

Tabla 15. Verificación de la irregularidad de rigidez en la dirección Y - Departamentos

Nivel	Razón de rigideces 1	Control	Razón de rigideces 2	Control
4	505%	regular		
3	164%	regular		
2	125%	regular	217%	regular
1	154%	regular	202%	regular

Fuente. Propia

B.2. Irregularidad de resistencia

A continuación se muestra las razones de cortantes para niveles consecutivos resultando mayores al 80 %, los cuales indican, que no existe rigidez por irregularidad de resistencia.

Tabla 16. Verificación de la irregularidad de resistencia en la dirección Y - Departamentos

Nivel	Vx [tnf]	Razón de cortantes	Control
5	8.2346		
4	53.974	655%	regular
3	91.5994	170%	regular
2	115.9893	127%	regular
1	128.0696	110%	regular

Fuente. Propia

5.3.6. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmica, R

La estructura es irregular.

$$I_a = 1 \quad I_p = 0,85$$

$$R = R_x = R_y = 0,85(1)^6 = 5,1$$

5.3.7. Periodos y masas participativas modales

Se observa que la cantidad de modos requeridos por la norma es 8 observándose un porcentaje de masa participativa de 74 % para el modo 1 traslación en el eje X, 78 % para el modo 2 traslación en el eje Y, y 78 % para el modo 3 torsión.

Tabla 17. Periodos y porcentaje de participación masas – Departamento convencional

Modo	Periodo [s]	Masa participativa X [%]	Masa participativa Y [%]	Masa participativa de torsión [%]
1	0.222	74%	0%	2%
2	0.179	0%	78%	0%
3	0.146	1%	0%	78%
4	0.055	19%	0%	0%
5	0.049	0%	16%	0%
6	0.04	1%	0%	15%
7	0.026	4%	0%	0%
8	0.024	0	4%	0%

Fuente. Propia

5.3.8. Verificación de las derivas

Derivas dirección X

En la siguiente tabla se observa las derivas de entrepiso, notándose que sí cumplen con la norma E.030 Diseño sismorresistente.

Tabla 18. Control de derivas en la dirección X – Departamento convencional

Nivel	Desplazamiento [m]	0.85xRxDistorsión	Control	Observación
5	0.004237	0.00127	0.007	cumple
4	0.003593	0.00168	0.007	cumple
3	0.002587	0.00173	0.007	cumple
2	0.001548	0.00153	0.007	cumple
1	0.000628	0.00085	0.007	cumple

Fuente. Propia

Derivas dirección Y

En la siguiente tabla se observa las derivas de entrepiso, notándose que sí cumplen con la norma E.030 Diseño sismorresistente

Tabla 19. Control de derivas en la dirección Y – Departamento convencional

Nivel	Desplazamiento Y [m]	0.85xRxDistorsión	Control	Observación
5	0.002831	0.00095	0.007	cumple
4	0.002348	0.00098	0.007	cumple
3	0.001763	0.00110	0.007	cumple
2	0.001101	0.00107	0.007	cumple
1	0.000459	0.00062	0.007	cumple

Fuente. Propia

Se observa que las derivas elásticas obtenidas están muy por debajo del límite máximo 0,007 lo que significa que las edificaciones irregulares de muros estructurales de 4 niveles son lo suficientemente rígidas como para asegurar un buen control de las mismas.

5.3.9. Fuerzas cortantes de diseño y verificación de fuerza cortante mínima

Las fuerzas cortantes de diseño por cada entrepiso del análisis dinámico modal espectral y del análisis de fuerzas estáticas equivalentes, son las mostradas en las siguientes tablas según la dirección de análisis. Mencionar que las fuerzas cortantes dinámicas se escalaron a las fuerzas estáticas cumpliendo así la normativa E.030 los factores fueron 1.14 para eje Y y 1.19 para el eje X.

Tabla 20. Fuerzas cortantes de diseño eje X– Departamento convencional

Nivel	Vx (dinámica) [tnf]	Vx(estática) [tnf]	90 % Vx(estática) [tnf]
5	9.2208	-8.5863	-7.72767
4	63.5583	-61.1923	-55.0731
3	105.7536	-109.6784	-98.7106
2	132.6318	-143.1569	-128.841
1	146.5209	-162.3984	-146.159

Fuente. Propia

Tabla 21. Fuerzas cortantes de diseño eje Y – Departamento convencional

Nivel	Vy (dinámica) [tnf]	Vy(estática) [tnf]	90 % Vy(estática) [tnf]
5	9.393	-8.5863	-7.72767
4	61.5667	-61.1923	-55.0731
3	104.4849	-109.6784	-98.7106
2	132.3058	-143.1569	-128.841
1	146.1855	-162.3984	-146.159

Fuente. Propia

Como se observa en la tabla anterior las fuerzas dinámicas de diseño son mayores al 90 % de la cortante estática en la base, exigida por la norma E.030 Diseño sismorresistente.

5.4. Análisis y diseño sismorresistente de un edificio de departamentos con aislamiento de base

5.4.1. Cálculo mediante el método dinámico modal espectral

5.4.1.1. Modelo estructural de edificación aislada – Departamentos

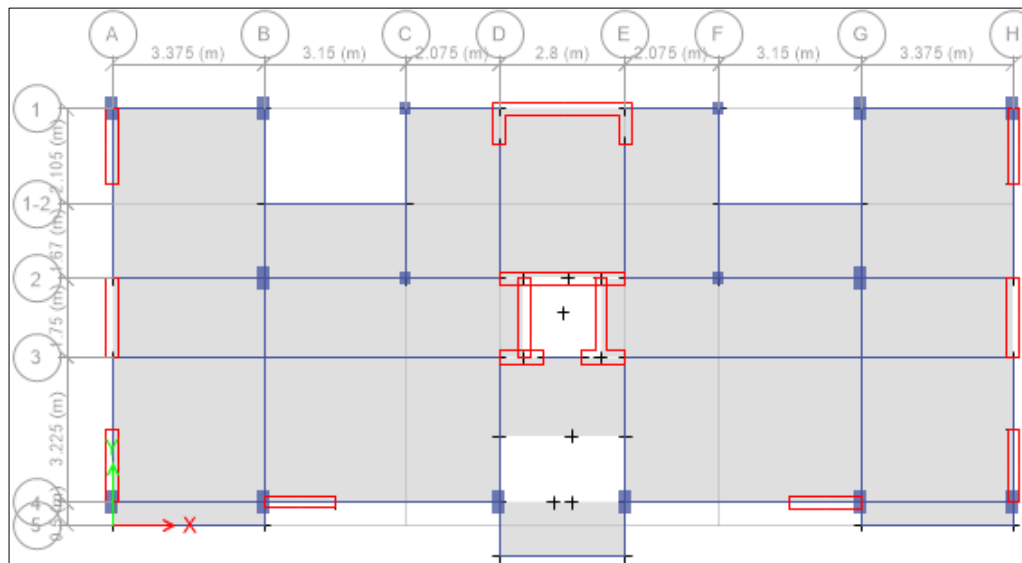


Figura 39. Planta típica del modelo con aislamiento de base

Fuente: Propia.

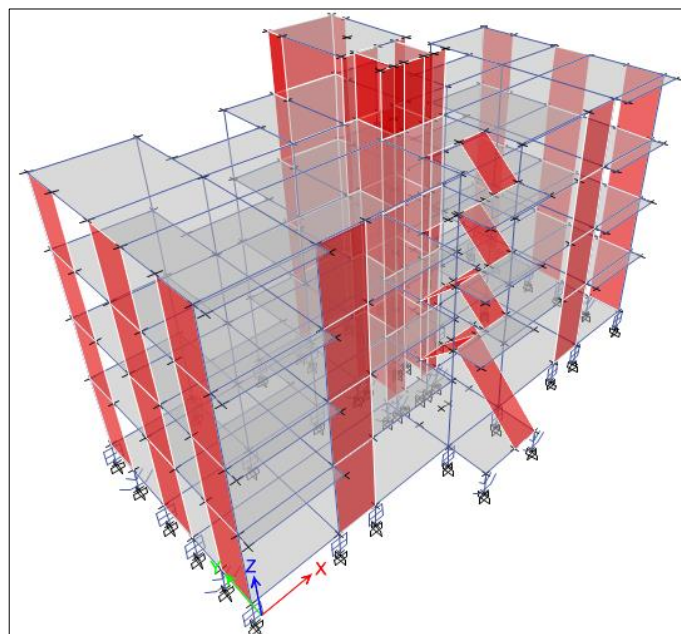


Figura 40. Vista conjunta frontal y lateral del modelo estructural 3D con aislamiento

Fuente: Propia.

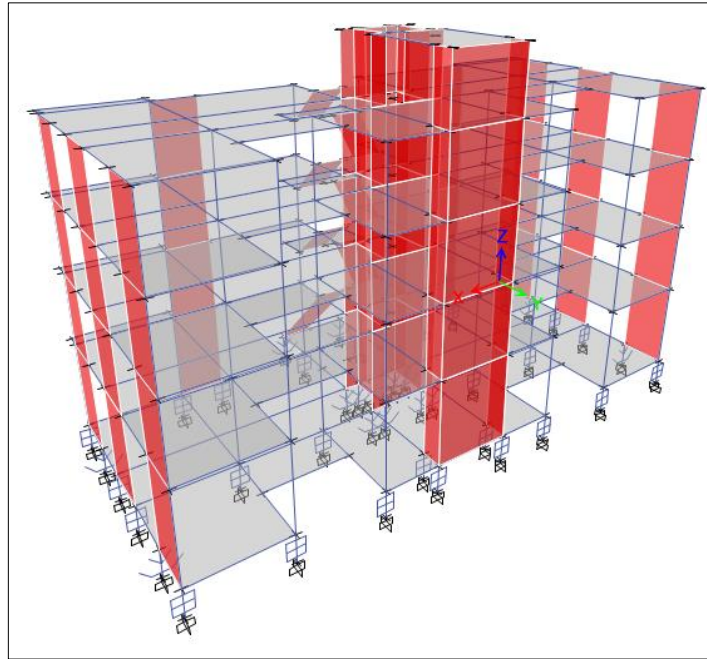


Figura 41. Vista conjunta posterior y lateral del modelo estructural 3D con aislación

Fuente: propia.

En el programa etabs 2016 Ultimate versión 16.2.1, los aisladores son modelados como elementos lineales *link* y definidos como *Rubber Isolator* si son elastómeros, HDR o LRB. Se consideran propiedades en los grados de libertad de traslación ($U1$, $U2$, $U3$), mas no así en lo correspondiente al giro ($R1$, $R2$, $R3$). En el caso de los dispositivos friccionales, como los péndulos de fricción y los deslizadores PTFE, estos se definen como *Friction Isolator* y tienen los mismos grados de libertad que los anteriores (Leyton Bradley, 2017).

La figura 42 se muestra la ventana del programa para definir el tipo de elemento *link*. Sea cualquiera de los casos mencionados, en la coordenada **U1** (Axial) se consideran sólo propiedades para el análisis lineal, mientras que en las coordenadas **U2** y **U3** (transversales) se consideran propiedades para el análisis lineal y no lineal.

The screenshot shows the 'Link Property Data' dialog box with the following details:

- General:**
 - Link Property Name:
 - Link Property Notes:
 - Link Type:
 - P-Delta Parameters:
- Total Mass and Weight:**
 - Mass: tonf-s²/m
 - Weight: tonf
 - Rotational Inertia 1: tonf-m-s²
 - Rotational Inertia 2: tonf-m-s²
 - Rotational Inertia 3: tonf-m-s²
- Directional Properties:**

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U1..."/>	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R1..."/>
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U2..."/>	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R2..."/>
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U3..."/>	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R3..."/>

Figura 42. Ventana de definición de propiedades del elemento *link*

Fuente: Propia.

Las propiedades a ingresar al programa se diferencian según el tipo de análisis al cual se someterá el modelo. De tal forma, en el análisis lineal, las propiedades son calculadas previamente para un desplazamiento dado; posteriormente se verifican a partir de los resultados de los análisis estáticos y espectrales. Por otro lado, las propiedades para el análisis no lineal hacen referencia a los datos necesarios para que el programa genere su propia curva bilineal de histéresis. De esta manera, en el análisis tiempo-historia, se calculará automáticamente las propiedades a cualquier desplazamiento.

Véase que en las figuras 43 y 44 se muestran las ventanas de propiedades en las tres (03) coordenadas de análisis para el aislador de tipo HDRB. En el análisis lineal, se considera sólo la rigidez efectiva horizontal y rigidez vertical y para el análisis no lineal, la rigidez (elástica), esfuerzo de fluencia y ratio de rigidez post fluencia.

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: 350 mm_SI 31 tn

Direction: U1

Type: Rubber Isolator

NonLinear: No

Linear Properties

Effective Stiffness: 58800 tonf/m

Effective Damping: 0 tonf-s/m

OK Cancel

Figura 43. Ventana de propiedades en dirección U1
Fuente: Propia.

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: 350 mm_SI 31 tn

Direction: U2

Type: Rubber Isolator

NonLinear: No

Linear Properties

Effective Stiffness: 44 tonf/m

Effective Damping: 0 tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0 m

OK Cancel

Figura 44. Ventana de propiedades en dirección U2 y U3
Fuente: Propia.

5.4.1.2. Diseño del sistema de aislamiento

1. De acuerdo a la propuesta de norma E.031 se deben de investigar todas las combinaciones de cargas para determinar la carga vertical aplicada a cada unidad tipo de aislador.

2. Se utilizará los catálogos del fabricante FIP INDUSTRIALE, empresa Italiana, para el diseño de los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento HDR y de los aisladores deslizante elastoméricos PTFE. Para un total de 42 apoyos en la base.

3. Las principales propiedades mecánicas de los aisladores son:

- ✓ Módulo de corte dinámico del caucho = 0,4 MPa
- ✓ Coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente = 10 % a 15 %

El fabricante garantiza que no va a existir rotación en relación al uso de los aisladores en edificaciones, así se indica en sus catálogos. Puede ver su referencia en referencias bibliográficas.

4. Se evalúa la condición de carga, carga vertical promedio 1,0 CM + 0,5 CV mencionada en *Efectos de las cargas sísmicas y combinaciones de carga* de la sección 4.3.

A continuación se presenta las etiquetas de los apoyos en los que, se distribuirán las cargas debidas a la presencia de la combinación de carga.

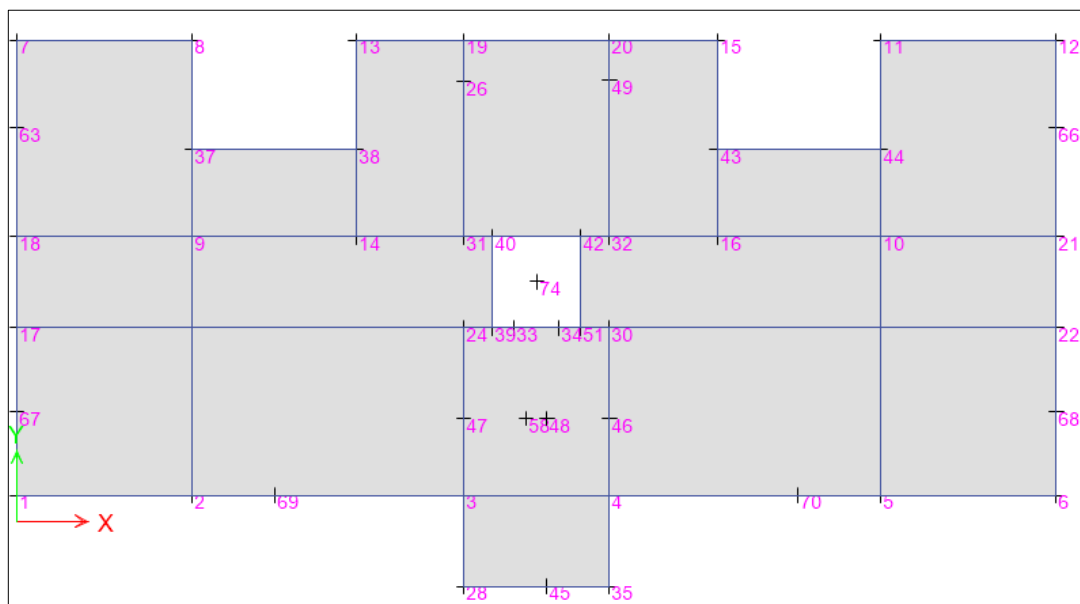


Figura 45. Distribución de las etiquetas en los apoyos del modelo para departamentos

Fuente: Propia.

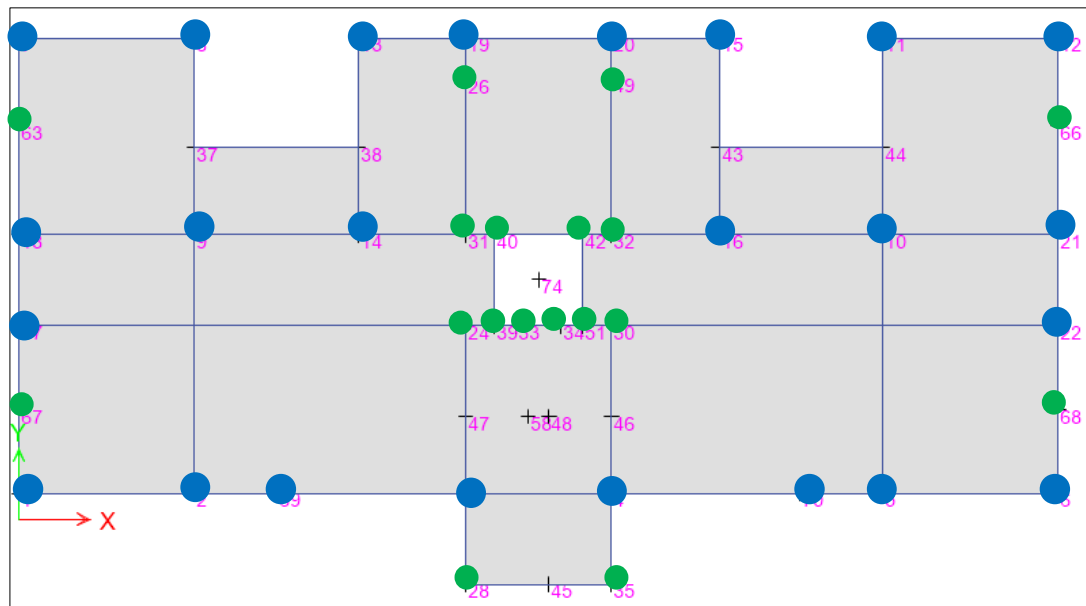


Figura 46. Distribución de aisladores de base - Departamentos

Fuente: Propia.

En la figura 46 se muestra los aisladores con un círculo azul y los deslizadores con un círculo verde.

Tabla 22. Cargas máxima en los apoyos debidas a la carga vertical promedio

Eje	Apoyo	1CM+0.5CV [tnf]	Aislador
A	7	12	400 mm 13.5 tnf
	63	4	VM 50 tnf
	18	6	350 mm 11.5 tnf
	17	7	350 mm 11.5 tnf
	67	4	VM 50 tnf
	1	14	400 mm 13.5 tnf
B-B	8	18	350 mm 31 tnf
	9	9	350 mm 56 tnf
	2	2	350 mm 31 tnf
C-C	14	9	350 mm 31 tnf
	13	20	350 mm 11.5 tnf
D-D	19	19	400 mm 13.5 tnf
	26	26	VM 50 tnf
	31	31	VM 50 tnf
	24	3	VM 50 tnf
	3	23	350 mm 31 tnf
E-E	20	11	350 mm 11.5 tnf
	49	5	VM 50 tnf
	32	13	VM 50 tnf
	30	3	VM 50 tnf
	4	23	350 mm 31 tnf
	35	4	VM 50 tnf
	28	6	VM 50 tnf
F-F	15	9	350 mm 11.5 tnf
	16	20	350 mm 31 tnf
G-G	11	18	350 mm 31 tnf
	10	49	350 mm 56 tnf
	5	23	350 mm 31 tnf
H-H	12	13	400 mm 13.5 tnf
	66	4	VM 50 tnf
	21	7	350 mm 11.5 tnf
	22	6	350 mm 11.5 tnf
	68	5	VM 50 tnf
	6	13	400 mm 13.5 tnf
2-2	40	6	VM 50 tnf
	42	6	VM 50 tnf
3-3	39	6	VM 50 tnf
	33	5	VM 50 tnf
	34	2	VM 50 tnf
	51	9	VM 50 tnf
4-4	69	7	350 mm 11.5 tnf
	70	8	350 mm 11.5 tnf

Fuente. Propia

Se muestra en la tabla anterior, el cuadro de cargas que llegan a los apoyos y los aisladores de diseño seleccionados.

Las propiedades mecánicas de los aisladores seleccionados se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 23. Propiedades de los aisladores de diseño seleccionados – en departamentos

Sobrenombre ²	Nombre	Cantidad	Carga máxima vertical [kN]	Rigidez horizontal [kN/mm]	Rigidez vertical [kN/mm]
400 mm 13.5 tnf	SI-S 500/204	5	135	0.39	519
350 mm 56 tnf	SI-S 550/175	2	560	0.54	689
350 mm 11.5 tnf	SI-S 450/180	9	115	0.35	411
350 mm 31 tnf	SI-S 500/180	8	310	0.44	588
VM 50 tnf		18			

Fuente. FIP Industriale

5. Se calcula la rigidez efectiva del sistema de aislamiento, y el periodo fundamental.

$$K_M = 970 \text{ tnf/m}$$

$$T = 1,935 \text{ s}$$

6. Se realiza un segundo diseño final debido a las combinaciones de cargas restantes, en efectos de las cargas sísmicas y combinaciones de cargas. Estas son:

b. Carga vertical máxima

$$1,25 (CM + CV) + 1,0 (CSH + CSV) + 0,2 CN$$

c. Carga vertical mínima

$$0,9CM - 1,0 (CSH + CSV)$$

Se ha observado que la combinación debida a la carga vertical máxima es la que presenta mayor exigencia en los apoyos de la estructura por lo que se usó ésta, para el diseño final.

² Sobrenombre utilizado para representar el nombre dado por el fabricante

De acuerdo a la figura 45, *distribución de las etiquetas en los apoyos del modelo para departamentos*, se muestra el cuadro de cargas y se identifican los aisladores seleccionados.

Tabla 24. Cargas máxima en los aisladores debidas a la carga vertical máxima

Eje	Apoyo	$1,25(CM+CV)+$ $1.0(CSH+CSV)+0.2CN$ [tnf]	Aislador
A	7	54	350 mm 31 tnf
	63	82	VM 100 tnf
	18	45	350 mm 31 tnf
	17	31	350 mm 31 tnf
	67	95	VM 100 tnf
	1	53	350 mm 31 tnf
B-B	8	55	350 mm 56 tnf
	9	94	350 mm 88 tnf
	2	74	350 mm 56 tnf
C-C	14	51	350 mm 31 tnf
	13	42	350 mm 56 tnf
D-D	19	66	350 mm 31 tnf
	26	74	350 mm 126 tnf
	31	145	VM 250 tnf
	24	124	VM 250 tnf
	3	60	350 mm 56 tnf
E-E	28	15	VM 100 tnf
	20	66	350 mm 31 tnf
	49	73	350 mm 126 tnf
	32	143	VM 250 tnf
	30	122	VM 250 tnf
	4	47	350 mm 31 tnf
F-F	35	70	VM 100 tnf
	15	51	350 mm 31 tnf
	16	42	350 mm 56 tnf
G-G	11	56	350 mm 56 tnf
	10	93	350 mm 88 tnf
	5	75	350 mm 56 tnf
H-H	12	55	350 mm 31 tnf
	66	81	VM 100 tnf
	21	45	350 mm 31 tnf
	22	31	350 mm 31 tnf
	68	96	VM 100 tnf
	6	54	350 mm 31 tnf
2-2	40	257	VM 250 tnf
	42	257	VM 250 tnf
3-3	39	207	VM 250 tnf
	33	198	VM 250 tnf

	34	198	VM 250 tnf
	51	197	VM 250 tnf
4-4	69	75	350 mm 56 tnf
	70	80	350 mm 56 tnf

Fuente. Propia

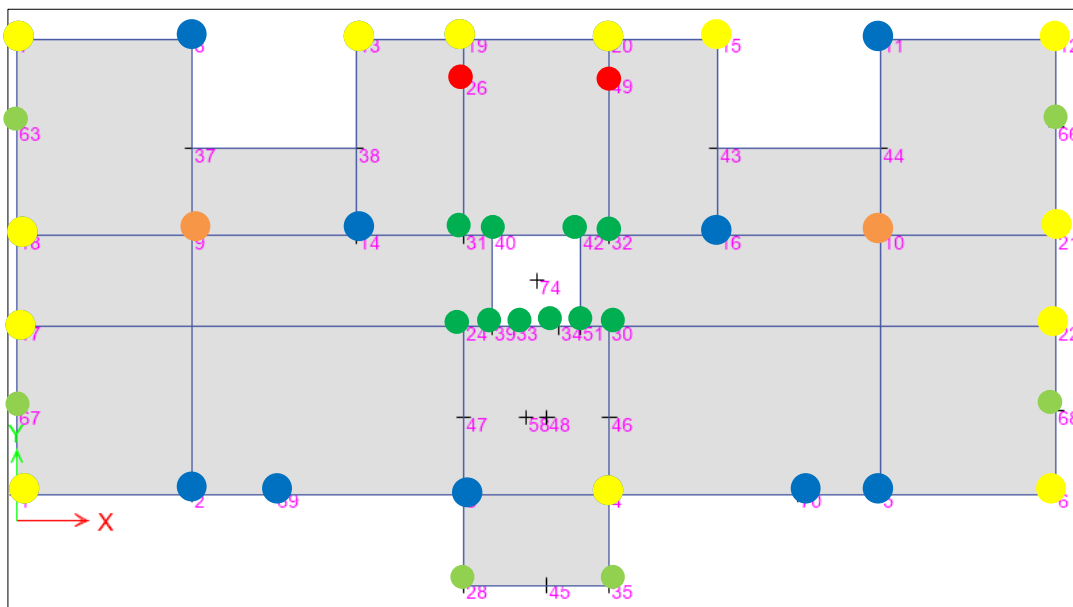


Figura 47. Distribución de aisladores de base - Departamentos

Fuente: Propia.

A continuación se muestra la leyenda de la distribución de aisladores, debidas a la carga vertical máxima, de la figura 47.

Tabla 025. Leyenda de la distribución de aisladores - Departamentos

Símbolo	Nombre del aislador
●	Aislador HDR SI-S 500/180
●	Deslizador PTFE VM 100/100/100
●	Aislador HDR SI-S 550/175
●	Aislador HDR SI-S 600/176
●	Aislador HDR SI-S 650/180
●	Deslizador PTFE VM 250/100/100

Fuente. Propia

Las propiedades mecánicas de los aisladores seleccionados se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 26. Propiedades de los aisladores del diseño final seleccionados – en departamentos

Sobrenombre ³	Nombre ⁴	Canti- dad	Carga máxima vertical [kN]	Rigidez horizontal [kN/mm]	Rigidez vertical [kN/mm]
350 mm 31 tnf	SI-S 500/180	13	310	0.44	588
350 mm 56 tnf	SI-S 550/175	9	560	0.54	689
350 mm 88 tnf	SI-S 600/176	2	880	0.64	776
350 mm 126 tnf	SI-S 650/180	2	1260	0.74	854
VM 100 tnf	VM 100/100/100	6			
VM 250 tnf	VM 250/100/100	10			

Fuente. FIP Industriale

5. Se calcula la rigidez efectiva final del sistema de aislamiento, y el periodo fundamental.

$$K_M = 1334 \text{ tnf/m}$$

$$T = 1,734 \text{ s}$$

Es preciso indicar que para la condición de carga en estudio se ha alejado el periodo fundamental de la estructura adecuadamente así como se verifica mediante las siguientes citas bibliográficas.

El autor utiliza las normas de diseño sísmicas de México para estructuras de baja altura con base en muros y la propuesta para el diseño del sistema de aislamiento sísmico del método estático de los reglamentos de los Estados Unidos (por ejemplo, UBC-97 1997, FEMA-368, ASCE-7 2010), de los cuales precisa los siguientes requisitos para aplicar la propuesta del autor para estructuras aisladas, en lo que se refiere al periodo de la estructura aislada sísmicamente: El periodo natural de vibración de la estructura aislada sísmicamente, T_{as} (s), es mayor o igual a 1.5 segundos y menor o igual a tres segundos, es decir, $1,5 \text{ s} \leq T_{as} \leq 3 \text{ s}$. El periodo natural de vibración de la estructura aislada sísmicamente, T_{as} (s) es mayor o igual a cinco veces el periodo fundamental de vibración de la estructura en base rígida, T_E (s), es decir. $T_{as} \geq 5T_E$ (Tena Colunga, 2017).

Uniform Building Code (1997) en el apartado Selection of Lateral Response Procedure establece que el periodo efectivo de la estructura aislada es igual o menos de 3 segundos, también establece que el periodo efectivo de las estructuras aisladas

³ Sobrenombre utilizado para representar el nombre dado por el fabricante

⁴ Nombre dado por el fabricante

es más grande que 3 veces el período de base fija de la estructura sobre el sistema de aislamiento.

Sin embargo se hizo investigaciones para alejar mucho más el período sin embargo es algo que no se pudo lograr por 3 razones importantes.

La primera razón es que se ha observado que los dispositivos de los fabricantes brindan altas rigideces, en comparación de los que se pudieran diseñar poniéndose un periodo objetivo, pero que no se podrían encontrar en el mercado quedando como única alternativa la elaboración de dispositivos con un diseño de características diferentes al estándar.

La segunda razón es que debido al sistema estructural de muros estructurales se obtuvo un periodo de base fija igual a 0,222 s el cual es bajo y no es posible aumentarlo sin cambiar el sistema estructural, debido a que la estructura sufriría problemas de torsión. En comparación los sistemas estructurales de pórticos son mucho más flexibles.

La tercera razón sería porque la edificación de 4 pisos en estudio se considera edificaciones de baja altura el cual para el sistema estructural de muros estructurales presenta bajo periodo.

5.4.1.3. Espectro elástico de pseudo aceleraciones

Son las debidas al sismo máximo considerado (SMC) de la propuesta de norma E.031 y se determina con la ecuación 23 siendo los parámetros los siguientes:

$$Z = 0,45$$

$$S = 1 \text{ (ubicado sobre suelo rígido } S_1)$$

$$T_p = 0,4 \text{ s y } T_p = 2,5 \text{ s}$$

$$C = \text{parámetro variable calculado con la ecuación 24}$$

Tabla 27. Ordenadas espectrales del espectro elástico de pseudo aceleraciones de la propuesta de norma E.031

C	T	Sa[m/s ²]	C	T	Sa[m/s ²]	C	T	Sa[m/s ²]
1.00	0	6.6218	2.50	0.4	16.5544	0.83	1.2	5.5181
1.38	0.02	9.1049	2.22	0.45	14.7150	0.77	1.3	5.0937
1.75	0.04	11.5881	2.00	0.5	13.2435	0.71	1.4	4.7298
2.13	0.06	14.0712	1.82	0.55	12.0395	0.67	1.5	4.4145
2.50	0.08	16.5544	1.67	0.6	11.0363	0.63	1.6	4.1386
2.50	0.1	16.5544	1.54	0.65	10.1873	0.59	1.7	3.8951
2.50	0.12	16.5544	1.43	0.7	9.4596	0.56	1.8	3.6788
2.50	0.14	16.5544	1.33	0.75	8.8290	0.53	1.9	3.4851
2.50	0.16	16.5544	1.25	0.8	8.2772	0.50	2	3.3109
2.50	0.18	16.5544	1.18	0.85	7.7903	0.45	2.2	3.0099
2.50	0.2	16.5544	1.11	0.9	7.3575	0.42	2.4	2.7591
2.50	0.25	16.5544	1.05	0.95	6.9703	0.28	3	1.8394
2.50	0.3	16.5544	1.00	1	6.6218	0.16	4	1.0346

Fuente. Propia

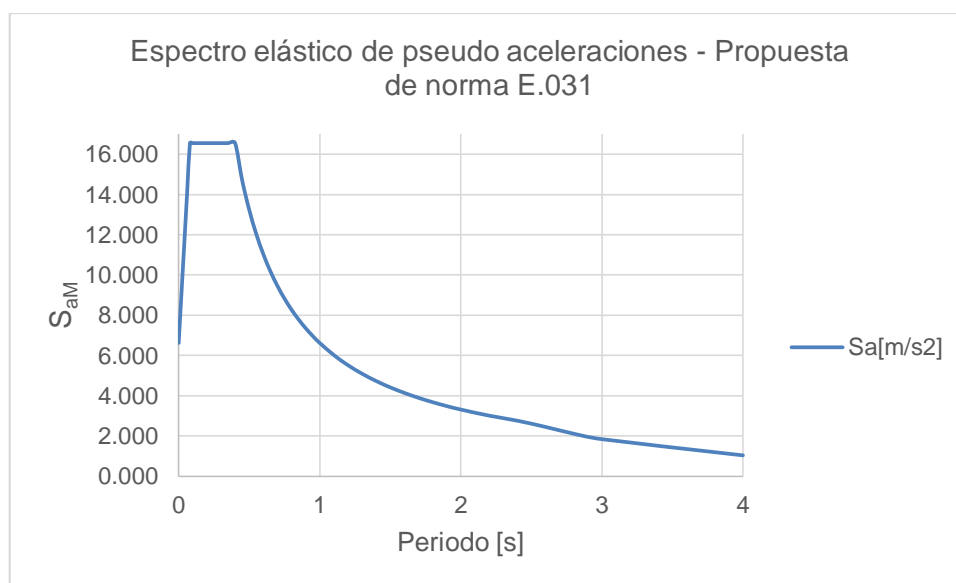


Figura 48. Espectro elástico de pseudo aceleraciones del sismo máximo considerado

Fuente: Propuesta de norma E.031.

De acuerdo a la sección 4.5, *procedimiento de análisis dinámico modal espectral*, punto 2, indica que, el análisis modal espectral de cada dirección debe efectuarse empleando el espectro al 100 % en la dirección de análisis más el 30 % en la dirección perpendicular. Por lo que se crean 2 casos de carga, las indicadas en la siguiente tabla:

Tabla 28. Casos de carga sísmica – Edificio aislado

Casos de carga sísmica	Etiqueta	Descripción
1	1 X – 0,3 Y	100 % del espectro dirección X y 30 % dirección Y
2	0,3 X - 1 Y	30 % del espectro dirección X y 100 % dirección Y

Fuente. Propuesta de norma E.031

5.4.1.4. Periodos y masas participativas modales

Como se observa en la siguiente tabla el primer modo es traslación en el eje X con una masa participativa de 87 %, el segundo modo es traslación en el eje Y con un 100 % de masa participativa y el tercer modo es torsión con un porcentaje de masa participativa de 87 %.

Tabla 29. Periodos y masas participativas modales – departamento aislado

Modo	Periodo [s]	Masa Participativa X [%]	Masa Participativa Y [%]	Masa Participativa torsional [%]
1	1.734	87%	0%	13%
2	1.703	0%	100%	0%
3	1.544	13%	0%	87%
4	0.156	0%	0%	0%
5	0.124	0%	0%	0%
6	0.108	0%	0%	0%
7	0.047	0%	0%	0%
8	0.043	0%	0%	0%

Fuente. Propia

Se observa cómo se logró alargar el periodo lejos de la meseta de aceleraciones del espectro y se alcanzó el 100 % de las participaciones de masa en los primeros 3 modos de vibración.

5.4.1.5. Desplazamientos laterales y derivas de entrepiso

1. Verificación de las derivas

Tabla 30. Derivas caso sísmico 1 - Departamento aislado

Nivel	Despl. X [m]	Despl. Y [m]	Distorsión X	Distorsión Y	Limite	Descripción
5	0.263491	0.086915	-0.00518	0.00013	0,0035	cumple
4	0.274876	0.086629	0.00058	0.00014	0,0035	cumple
3	0.273376	0.086265	0.00079	0.00016	0,0035	cumple
2	0.271329	0.085848	0.00080	0.00017	0,0035	cumple
1	0.26926	0.085414	0.00048	0.00014	0,0035	cumple
Base	0.267724	0.084952				

Fuente. Propia

En la tabla anterior se muestran las distorsiones para el caso sísmico 1. La deriva límite de entrepiso es 0,0035 según propuesta de norma E.031. Por lo tanto se verifica que las distorsiones de entrepiso son mucho menores a la deriva límite de entrepiso cumpliendo con la propuesta de norma E.031.

Tabla 31. Derivas caso sísmico 2 – Departamento aislado

Nivel	Despl. X [m]	Despl. Y [m]	Distorsión X	Distorsión Y	Limite	Descripción
5	0.084879	0.289511	0.00014	0.00044	0,0035	cumple
4	0.084576	0.288551	0.00012	0.00046	0,0035	cumple
3	0.084274	0.287345	0.00024	0.00053	0,0035	cumple
2	0.083644	0.285958	0.00025	0.00056	0,0035	cumple
1	0.082987	0.2845	0.00010	0.00048	0,0035	cumple
Base	0.082657	0.28296				

Fuente. Propia

En la tabla anterior se muestran las distorsiones para el caso sísmico 2. La deriva límite de entrepiso es 0,0035 según propuesta de norma E.031. Por lo tanto se verifica que las distorsiones de entrepiso son mucho menores a la deriva límite de entrepiso cumpliendo con la propuesta de norma E.031.

2. Desplazamiento del sistema de aislamiento

En la sección 4.5, punto 6 (acápito 27.1.3 del proyecto de norma E.031) se establece que el desplazamiento total del sistema de aislamiento debido al sismo máximo considerado, no debe ser menor que el 80 % de D_{TM} especificado en el acápito 20.3.2 del mismo proyecto.

Del análisis estático, sección 5.4.2, se tiene:

$$D_{TM} = 0,247 \text{ m}$$

$$80 \% D_{TM} = 0,198 \text{ m}$$

Tabla 32. Desplazamiento total del centro de masas debido al caso de carga 1 – departamento aislado

Nivel	UX [m]	UY [m]	UX+UY [m]
5	0.263	0.086	0.350
4	0.274	0.086	0.361
3	0.273	0.086	0.359
2	0.271	0.085	0.357
1	0.269	0.085	0.354
Base	0.267	0.084	0.352

Fuente. Propia

Tabla 33. Desplazamiento total del centro de masas debido al caso de carga 2 – departamento aislado

Nivel	UX [m]	UY [m]	UX+UY [m]
5	0.084	0.289	0.374
4	0.084	0.288	0.373
3	0.084	0.287	0.371
2	0.083	0.285	0.369
1	0.082	0.284	0.367
Base	0.082	0.282	0.365

Fuente. Propia

En las tablas anteriores se observa que los desplazamientos totales del sistema de aislamiento mediante el análisis dinámico, 0,352 m para el caso sísmico 1 y 0,365 m para el caso sísmico 2, son mayores al 80 % de D_{TM} , por lo que se afirma que el sistema de aislamiento es flexible.

De acuerdo a los resultados obtenidos se seleccionaron aisladores de máximo desplazamiento de 350 mm de la empresa Italiana FIP INDUSTRIALE.

A continuación se observa cómo la estructura aislada de efectos sísmicos, se comporta de manera normal.

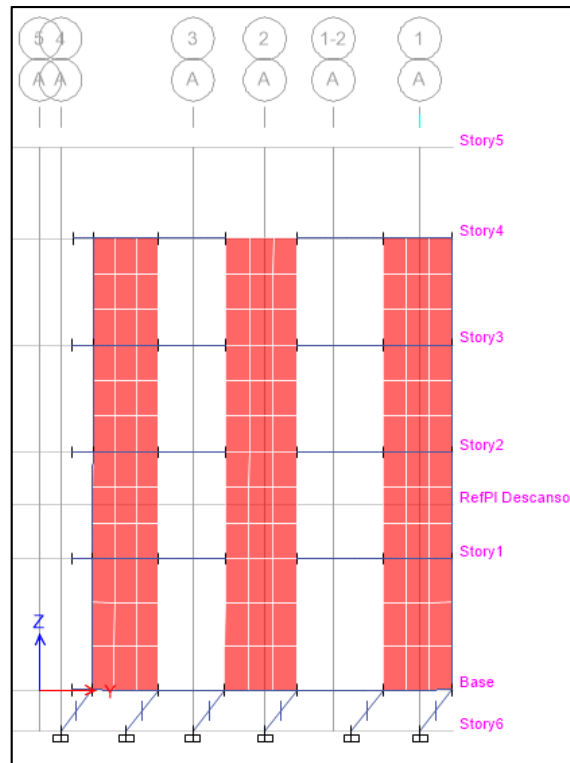


Figura 49. Desplazamiento de la estructura aislada en la dirección Y
Fuente: Propia.

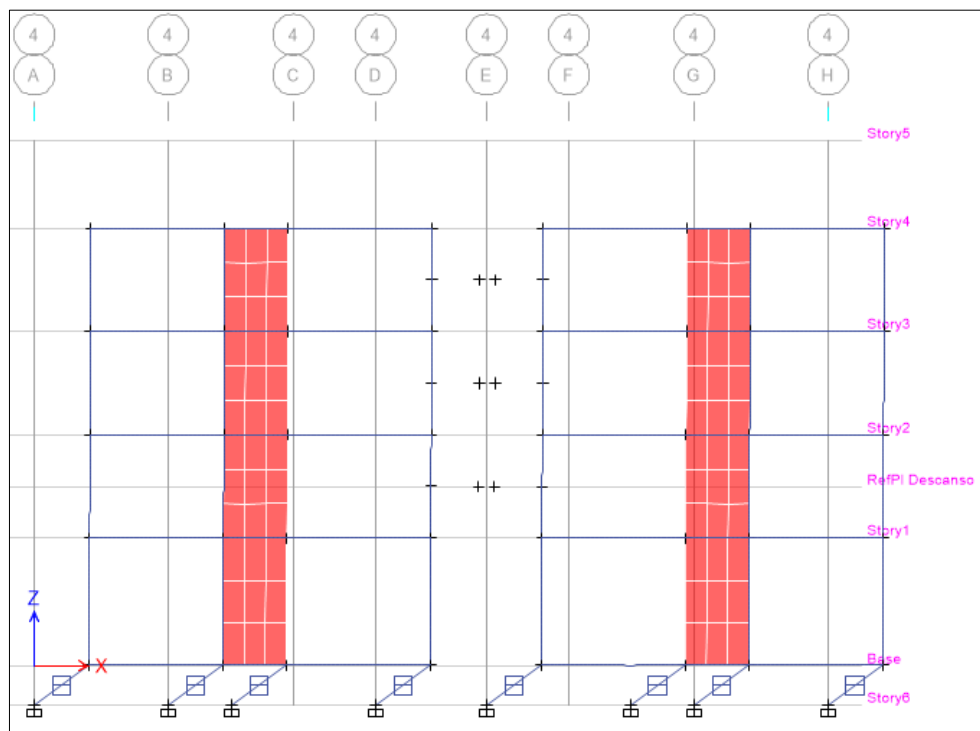


Figura 50. Desplazamiento de la estructura aislada en la dirección X
Fuente: Propia.

5.4.1.6. Fuerzas cortantes de entrepiso

1. Fuerzas cortantes

A continuación se muestran las fuerzas cortantes para el caso sísmico 1, es importante recordar que el nivel 5 hace referencia al nivel de azotea específicamente el nivel del cuarto de máquinas del ascensor.

Tabla 34. Fuerzas cortantes caso sísmico 1 – Departamento aislado

Nivel	VX tnf
5	7.6037
4	66.2821
3	136.2216
2	205.557
1	277.0668
Base	348.8854

Fuente. Propia

A continuación se muestran las fuerzas cortantes para el caso sísmico 2, es importante recordar que el piso 5 hace referencia al nivel de azotea específicamente el nivel del cuarto de máquinas del ascensor.

Tabla 35. Fuerzas cortantes caso sísmico 2 – Departamento aislado

Nivel	VY tnf
5	8.3563
4	71.2939
3	146.5299
2	221.3645
1	298.8388
Base	376.5954

Fuente. Propia

2. Revisión de fuerzas cortantes de diseño

En la sección 4.5, punto 5 (acápito 27.1.2 del proyecto de norma E.031) menciona que la fuerza lateral de diseño para el sistema de aislación, no debe ser menor a 90 % de V_b , calculado mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes.

En la sección 4.5, punto 7 (acápito 27.2.1 del proyecto de norma E.031) menciona que las cortantes de diseño se obtienen al dividir la cortante dinámica entre $R_a = 3/8 R_o$, donde $1 \leq R_a \leq 2$.

En la sección 4.5, punto 9 (acápito 27.2.2 del proyecto de norma E.031) menciona que las fuerzas cortantes de diseño en cualquier piso, calculada con el procedimiento modal espectral, no debe ser menor a las fuerza de corte que resulte de la aplicación del procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes.

Lo anterior se realiza por cada dirección de análisis. Pero antes considérese las siguientes notaciones.

V_x^0 = Cortante dinámica en el eje x y nivel 0

V_y^0 = Cortante dinámica en el eje y y nivel 0

V_{est}^0 = Cortante estática en el nivel 0

Donde el nivel 0 representa el nivel del sistema de aislamiento

Eje X-X

Cortante en el sistema de aislamiento

$$V_x^0 = 348,885 \text{ tnf}$$

$$V_{est}^0 = 287,398 \text{ tnf}$$

$$V_x^0 \geq 90 \% V_{est}^0$$

$$348,885 \text{ tnf} \geq 258,658 \text{ tnf}$$

Si se cumple con la propuesta de norma E.031.

Cortante por encima del sistema de aislamiento

Tabla 36. Cortantes dinámicas de diseño caso sísmico 1 – Departamento aislado

Nivel	VX tnf
5	3.801
4	33.141
3	68.110
2	102.778
1	138.533
base	348.885

Fuente. Propia

Las cortantes de diseño calculadas por el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes se muestra a continuación por conveniencia.

Tabla 37. Cortantes estáticas de diseño – Departamento aislado

Nivel	Fi [tnf]	Vi [tnf]
4	26.025	26.025
3	32.569	58.594
2	32.569	91.163
1	35.745	126.908

Fuente. Propia

Se observa que las fuerzas cortantes calculadas mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes son menores a las fuerzas calculadas con el procedimiento modal espectral. Las fuerzas cortantes de diseño finales son las determinadas con el procedimiento dinámico modal espectral.

Eje Y-Y

Cortante en el sistema de aislamiento

$$V_y^0 = 376,595 \text{ tnf}$$

$$V_{est}^0 = 287,398 \text{ tnf}$$

$$V_y^0 \geq 90 \% V_{est}^0$$

$$376,595 \text{ tnf} \geq 258,658 \text{ tnf}$$

Si se cumple con la propuesta de norma E.031.

Cortante por encima del sistema de aislamiento

Tabla 38. Cortantes dinámicas de diseño caso sísmico 2 – Departamento aislado

Nivel	VY tnf
5	4.178
4	35.646
3	73.264
2	110.682
1	149.419
base	376.595

Fuente. Propia

Las cortantes de diseño calculadas por el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes se muestra a continuación por conveniencia.

Tabla 39. Cortantes estática de diseño – Departamento aislado

Nivel	Fi [tnf]	Vi [tnf]
4	26.025	26.025
3	32.569	58.594
2	32.569	91.163
1	35.745	126.908

Fuente. Propia

Se observa que las fuerzas cortantes calculadas mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes son menores a las fuerzas calculadas con el procedimiento modal espectral. Las fuerzas cortantes de diseño finales son las determinadas con el procedimiento dinámico modal espectral.

5.4.2. Cálculo mediante el método de fuerzas estáticas equivalente

Paso 1: Metrado de cargas

Se presenta el metrado de cargas en el anexo 2.

Paso 2: Desplazamiento máximo del sistema de aislación

El periodo es 1,734 s.

Aplicando la ecuación 24, 23, y 25 tenemos:

$C = 0,576$, Factor de amplificación sísmica

$S_{aM} = 3,818 \text{ m/s}^2$, Espectro elástico de pseudo aceleraciones

$D_M = 0,215 \text{ m}$, Desplazamiento máximo del sistema de aislamiento

$D_{TM} = 0,247 \text{ m}$, Desplazamiento total considerando la torsión real y accidental del sistema de aislamiento $1.5 \times D_M$

Paso 3: Fuerzas cortantes para el sistema de aislamiento y los elementos bajo el nivel de base

Aplicando la ecuación 28.

$V_b = 287,398 \text{ tnf}$, Fuerza cortante en el sistema de aislamiento

Paso 4: Calculo de las fuerzas cortantes sobre el nivel de base

Aplicando las ecuaciones 29, 30, 31, 32 y 33.

$V_{st} = 253,817$ tnf, Fuerza cortante no reducida sobre los elementos por encima del nivel de base

$V_s = 126,908$ tnf, Fuerza de corte mínima por encima del nivel de base

$F_1 = 16,790$ tnf, Fuerza sismica lateral en el nivel de base

$K = 0,4662$ Constante

En la siguiente tabla se muestran las fuerzas de diseño.

Tabla 40. Fuerzas cortantes estáticas de diseño – Departamento aislado

Nivel	F_i [tnf]	V_i [tnf]
4	26.025	26.025
3	32.569	58.594
2	32.569	91.163
1	35.745	126.908

Fuente. Propia

5.5. Análisis y diseño sismorresistente de una edificación para colegio convencional

A continuación se realiza el análisis y diseño sismorresistente de una edificación de concreto armado convencional es decir de base fija; Se adjunta en el anexo 7, los planos de estructuras y arquitecturas en los que se muestra las dimensiones y distribuciones de los elementos estructurales considerados.

5.5.1. Modelo estructural de edificación – Colegio

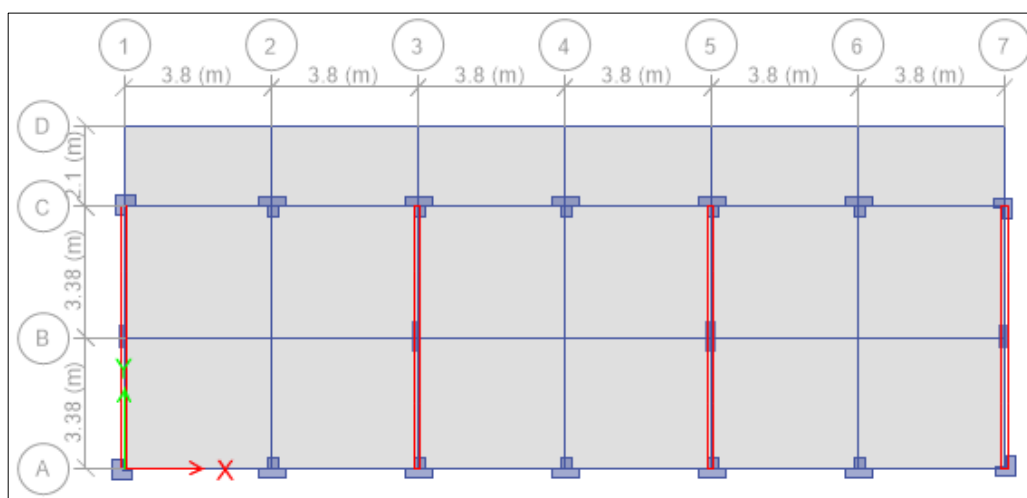


Figura 51. Planta típica estructural de edificación

Fuente: Propia.

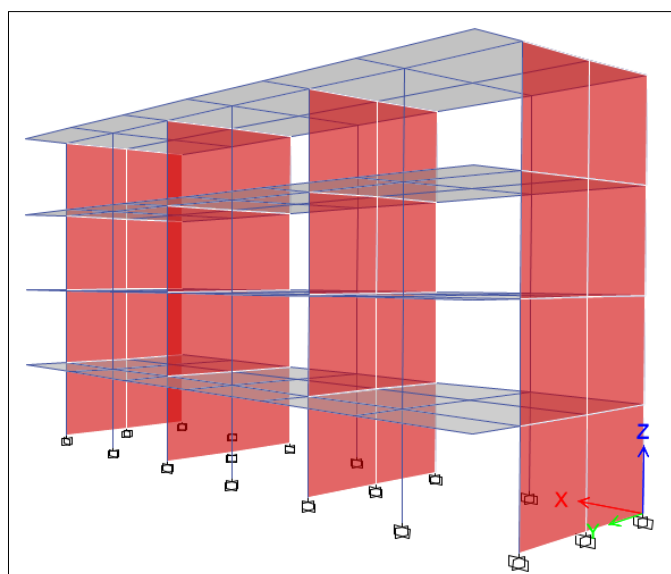


Figura 52. Vista conjunta frontal y lateral del modelo estructural 3D

Fuente: Propia.

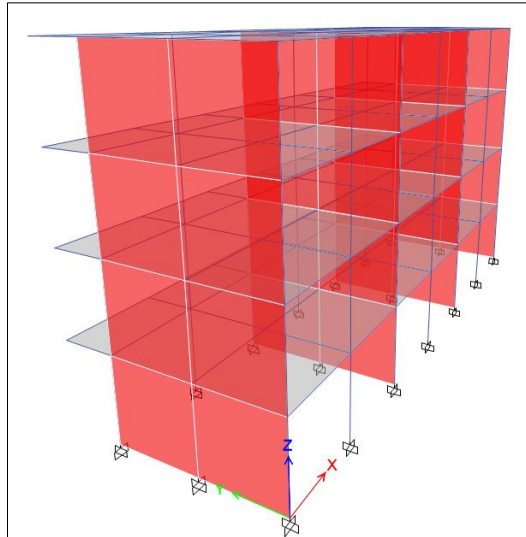


Figura 53. Vista conjunta posterior y lateral del modelo estructural 3D

Fuente: propia.

5.5.2. Espectro de diseño

Se determina el espectro de sismo de diseño DBE con una probabilidad del 10 % de ser excedido en 50 años, de acuerdo a la norma E.030 por lo que determinamos los siguientes parámetros sísmicos:

$$Z = 0,45$$

$$U = 1,5 \text{ (Colegio, categoría A)}$$

$$S = 1 \text{ (ubicado sobre suelo rígido } S_1)$$

$$T_p = 0,4 \text{ s y } T_p = 2,5 \text{ s}$$

$$R_x = 8 \text{ (mediante el análisis de las irregularidades)}$$

$$R_y = 3 \text{ (mediante el análisis de las irregularidades)}$$

Mediante la ecuación 22 se calcula las coordenadas espectrales, los cuales se muestran en las siguientes tablas, para diferentes periodos de vibración.

Tabla 41. Ordenadas espectrales del sismo de diseño eje X

C	T (s)	Sa/g	C	T (s)	Sa/g	C	T (s)	Sa/g
2.50	0.00	0.211	2.22	0.45	0.188	0.71	0.71	0.71
2.50	0.02	0.211	2.00	0.50	0.169	0.67	0.67	0.67
2.50	0.04	0.211	1.82	0.55	0.153	0.63	0.63	0.63
2.50	0.06	0.211	1.67	0.60	0.141	0.59	0.59	0.59
2.50	0.08	0.211	1.54	0.65	0.130	0.56	0.56	0.56
2.50	0.10	0.211	1.43	0.70	0.121	0.53	0.53	0.53
2.50	0.12	0.211	1.33	0.75	0.113	0.50	0.50	0.50
2.50	0.14	0.211	1.25	0.80	0.105	0.45	0.45	0.45
2.50	0.16	0.211	1.18	0.85	0.099	0.42	0.42	0.42
2.50	0.18	0.211	1.11	0.90	0.094	0.37	0.37	0.37
2.50	0.20	0.211	1.05	0.95	0.089	0.32	0.32	0.32
2.50	0.25	0.211	1.00	1.00	0.084	0.28	0.28	0.28
2.50	0.30	0.211	0.91	1.10	0.077	0.16	0.16	0.16
2.50	0.35	0.211	0.83	1.20	0.070	0.10	0.10	0.10
2.50	0.40	0.211	0.77	1.30	0.065	0.07	0.07	0.07

Fuente. Propia

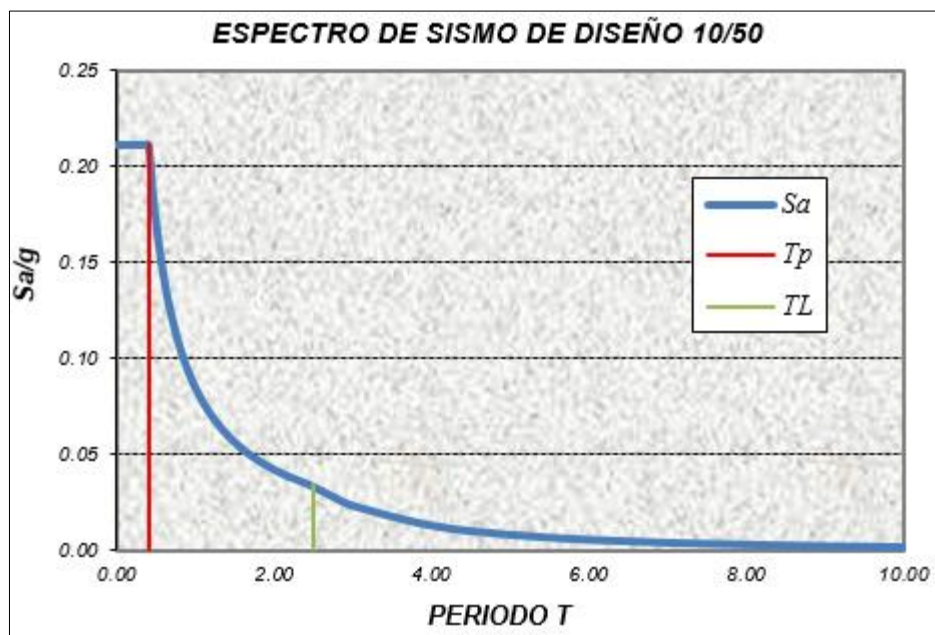


Figura 54. Espectro de sismo de diseño DBE eje X

Fuente: Propia.

Tabla 42. Ordenadas espectrales del sismo de diseño eje Y

C	T (s)	Sa/g	C	T (s)	Sa/g	C	T (s)	Sa/g
2.50	0.00	0.563	2.22	0.45	0.500	0.71	1.40	0.161
2.50	0.02	0.563	2.00	0.50	0.450	0.67	1.50	0.150
2.50	0.04	0.563	1.82	0.55	0.409	0.63	1.60	0.141
2.50	0.06	0.563	1.67	0.60	0.375	0.59	1.70	0.132
2.50	0.08	0.563	1.54	0.65	0.346	0.56	1.80	0.125
2.50	0.10	0.563	1.43	0.70	0.321	0.53	1.90	0.118
2.50	0.12	0.563	1.33	0.75	0.300	0.50	2.00	0.113
2.50	0.14	0.563	1.25	0.80	0.281	0.45	2.20	0.102
2.50	0.16	0.563	1.18	0.85	0.265	0.42	2.40	0.094
2.50	0.18	0.563	1.11	0.90	0.250	0.37	2.60	0.083
2.50	0.20	0.563	1.05	0.95	0.237	0.32	2.80	0.072
2.50	0.25	0.563	1.00	1.00	0.225	0.28	3.00	0.063
2.50	0.30	0.563	0.91	1.10	0.205	0.16	4.00	0.035
2.50	0.35	0.563	0.83	1.20	0.188	0.10	5.00	0.023
2.50	0.40	0.563	0.77	1.30	0.173	0.07	6.00	0.016

Fuente. Propia

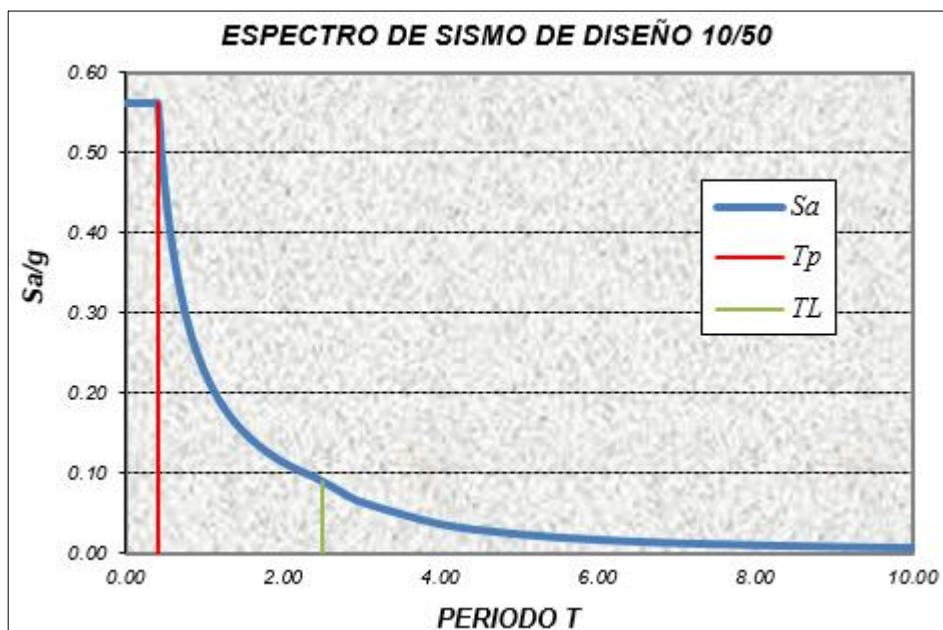


Figura 55. Espectro de sismo de diseño DBE eje Y

Fuente: Propia.

Se aplica el espectro de diseño DBE en las 2 direcciones de análisis. Véase tabla 04.

5.5.3. Sistema estructural - Colegio

Eje X

Las cortantes que absorben las columnas y muros en la base de la estructura se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 043. Cortantes de la base en la dirección X – Colegio convencional

Cortante total		Cortante en muros estructurales		Cortante en columnas	
103,042 tnf	100 %	1,522 tnf	1 %	101,520 tnf	99 %

Fuente: Propia

El porcentaje de cortante que toman las columnas es mayor a 80 % por lo que, el sistema estructural sismorresistente está dada por pórticos.

Eje Y

Las cortantes que absorben las columnas y muros en la base de la estructura se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 044. Cortantes de la base en la dirección Y – Colegio convencional

Cortante total		Cortante en muros estructurales		Cortante en columnas	
357,527 tnf	100 %	279,856 tnf	78 %	78,188 tnf	22 %

Fuente: Propia

El porcentaje de cortante que toman los muros es mayor a 70 %; El sistema estructural está dado por Albañilería confinada.

5.5.4. Coeficiente básico de Reducción R_o - Colegio

De acuerdo a la norma E.030 corresponde en el sentido X un $R_o = 8$, y en el sentido Y un $R_o = 3$ que describen a un sistema a base de pórticos y albañilería confinada respectivamente.

5.5.5. Irregularidad estructural - Colegio

Dirección de análisis X

A. Irregularidades estructurales en planta – dirección X

A.1. Discontinuidad del diafragma

No hay irregularidad del diafragma puesto que es planta típica y la sección transversal es homogénea.

A.2. Esquinas entrantes

No presenta esquinas entrantes.

A.3 Irregularidad torsional

A continuación se observa los resultados del análisis dinámico modal espectral para estudiar la irregularidad torsional en la dirección X

Tabla 45. Desplazamiento relativo del centro de masas en Colegio – Dirección X

Nivel	Desplazamiento [m]	Desplazamiento relativo [m]
4	0.014508	0.002302
3	0.012206	0.003975
2	0.008231	0.00493
1	0.003301	0.003301

Fuente. Propia

En la siguiente tabla se observa los máximos desplazamientos relativos de entrepiso y la verificación de la irregularidad torsional para la dirección X.

Tabla 46. Verificación de la irregularidad torsional en colegio– Dirección X

Nivel	Nudo	Desplaz. [m]	Desplaz. Relativo [m]	Razón de desplaz.	Control
4	1	0.014587	0.002316	101%	regular
4	2	0.014466	0.002299	100%	regular
4	3	0.014466	0.002299	100%	regular
4	4	0.014587	0.002316	101%	regular
4	19	0.014654	0.002328	101%	regular
4	20	0.014654	0.002328	101%	regular
3	1	0.012271	0.003995	101%	regular
3	2	0.012167	0.003965	100%	regular
3	3	0.012167	0.003965	100%	regular
3	4	0.012271	0.003995	101%	regular
3	19	0.012326	0.004012	101%	regular
3	20	0.012326	0.004012	101%	regular
2	1	0.008276	0.004953	100%	regular
2	2	0.008202	0.004917	100%	regular
2	3	0.008202	0.004917	100%	regular
2	4	0.008276	0.004953	100%	regular
2	19	0.008314	0.004973	101%	regular
2	20	0.008314	0.004973	101%	regular
1	1	0.003323	0.003323	101%	regular
1	2	0.003285	0.003285	100%	regular
1	3	0.003285	0.003285	100%	regular
1	4	0.003323	0.003323	101%	regular
1	19	0.003341	0.003341	101%	regular
1	20	0.003341	0.003341	101%	regular

Fuente. Propia

Como se observa los máximos desplazamientos relativos de entrepiso con respecto, al del centro de masas no supera el 120 %, por lo que se concluye que no existe irregularidad torsional.

B. Irregularidades estructurales en altura – Dirección X

B.1. Irregularidades de rigidez – Piso blando

En la siguiente tabla se observan las rigideces laterales de entrepiso.

Tabla 47. Rigideces laterales de entrepiso en colegio – Dirección X

Nivel	Cortante X [tnf]	Desplazamiento relativo X [m]	Rigidez lateral X [tnf/m]
4	34.018	0.00239	14193.541
3	68.422	0.00404	16931.084
2	91.849	0.00495	18531.998
1	103.091	0.00330	31201.381

Fuente. Propia

Se determinó que las razones de rigideces laterales de entrepiso consecutivos son mayores al 70 % y 80 % como se observa en la siguiente tabla por lo que no existe irregularidad de rigidez – Piso blando.

Tabla 48. Verificación de la irregularidad de rigidez en colegio – Dirección X

Nivel	Razón de rigideces 1	Control	Razón de rigideces 2	Control
4				
3	119%	regular		
2	109%	regular		
1	168%	regular	189%	regular

Fuente. Propia

B.2. Irregularidad de resistencia

A continuación se muestra las razones de cortantes para niveles consecutivos resultando mayores al 80 %, los cuales indican, que no existe rigidez por irregularidad de resistencia.

Tabla 49. Verificación de la irregularidad de resistencia en la dirección X - Colegio

Nivel	Vx [tnf]	Razón de cortantes	Control
4	34.0182		
3	68.4224	201%	regular
2	91.849	134%	regular
1	103.0914	112%	regular

Fuente. Propia

Dirección de análisis Y

A. Irregularidades estructurales en planta – dirección Y

A.1. Discontinuidad del diafragma

No hay irregularidad del diafragma puesto que es planta típica y la sección transversal es homogénea.

A.2. Esquinas entrantes

No presenta esquinas entrantes.

A.3 Irregularidad torsional

A continuación se observa los resultados del análisis dinámico modal espectral para estudiar la irregularidad torsional en la dirección Y.

Tabla 50. Desplazamiento relativo del centro de masas en la dirección Y - Colegio

Nivel	Desplazamiento [m]	Desplazamiento relativo [m]
4	0.007754	0.001564
3	0.00619	0.002069
2	0.004121	0.002257
1	0.001864	0.001864

Fuente. Propia

En la siguiente tabla se observa los máximos desplazamientos relativos de entrepiso y la verificación de la irregularidad torsional para la dirección Y-Y.

Tabla 51. Verificación de la irregularidad torsional en colegio – Dirección Y

Nivel	Nudo	Desplaz. [m]	Desplaz. Relativo [m]	Razón de desplaz.	Control
4	1	0.008984	0.001824	117%	regular
4	2	0.008984	0.001824	117%	regular
4	3	0.009126	0.001845	118%	regular
4	4	0.009126	0.001845	118%	regular
4	19	0.008984	0.001824	117%	regular
4	20	0.009126	0.001845	118%	regular
3	1	0.00716	0.002403	116%	regular
3	2	0.00716	0.002403	116%	regular
3	3	0.007281	0.002435	118%	regular
3	4	0.007281	0.002435	118%	regular
3	19	0.00716	0.002403	116%	regular
3	20	0.007281	0.002435	118%	regular
2	1	0.004757	0.002613	116%	regular
2	2	0.004757	0.002613	116%	regular
2	3	0.004846	0.002652	118%	regular
2	4	0.004846	0.002652	118%	regular
2	19	0.004757	0.002613	116%	regular
2	20	0.004846	0.002652	118%	regular
1	1	0.002144	0.002144	115%	regular
1	2	0.002144	0.002144	115%	regular
1	3	0.002194	0.002194	118%	regular
1	4	0.002194	0.002194	118%	regular
1	19	0.002144	0.002144	115%	regular
1	20	0.002194	0.002194	118%	regular

Fuente. Propia

Como se observa en la tabla anterior, los máximos desplazamientos relativos de entrepiso con respecto al del centro de masas no superan el 120 %, por lo que se concluye que no existe irregularidad torsional.

B. Irregularidades estructurales en altura – Dirección Y

B.1. Irregularidades de rigidez – Piso blando

En la siguiente tabla se observan las rigideces laterales de entrepiso.

Tabla 52. Rigideces laterales de entrepiso en colegio – Dirección Y

Nivel	Cortante Y [tnf]	Despl. Relativo Y [m]	Rigidez lateral Y [tnf/m]
4	115.4779	0.001726	66892.977
3	237.0002	0.002277	104079.163
2	317.059	0.002463	128737.33
1	358.1604	0.002029	176551.457

Fuente. Propia

Se determinó que las razones de rigideces laterales de entrepiso consecutivos son mayores al 70 % y 80 % por lo que no existe irregularidad de rigidez – Piso blando.

Tabla 53. Verificación de la irregularidad de rigidez en colegio – Dirección Y

Nivel	Razón de rigideces 1	Control	Razón de rigideces 2	Control
4				
3	156%	regular		
2	124%	regular		
1	137%	regular	177%	regular

Fuente. Propia

B.2. Irregularidad de resistencia

A continuación se muestra las razones de cortantes para niveles consecutivos resultando mayores al 80 %, los cuales indican, que no existe irregularidad de resistencia.

Tabla 54. Verificación de la irregularidad de resistencia en colegio – Dirección Y

Nivel	Vx [tnf]	Razón de cortantes	Control
4	115.4779		
3	237.0002	205%	regular
2	317.059	134%	regular
1	358.1604	113%	regular

Fuente. Propia

5.5.6. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmica, R

La estructura es regular.

$$R_x = 8 \quad R_y = 3$$

5.5.7. Periodos y masas participativas modales

Se observa que la cantidad de modos requeridos por la norma es 7 observándose un porcentaje de masa participativa de 84 % para el modo 1 traslación en el eje X, 85 % para el modo 2 traslación en el eje Y, y 85 % para el modo 3 torsión.

Tabla 55. Periodos y porcentaje de participación masas – Colegio convencional

Modo	Periodo [s]	Masa participativa X [%]	Masa participativa Y [%]	Masa participativa de torsión [%]
1	0.522	84%	0%	0%
2	0.201	0%	85%	0%
3	0.183	0%	0%	85%
4	0.157	12%	0%	0%
5	0.083	5%	0%	0%
6	0.065	0%	15%	0%
7	0.059	0%	0%	15%

Fuente. Propia

5.5.8. Verificación de las derivas

Derivas dirección X

En la siguiente tabla se observa las derivas de entrepiso, notándose que las derivas del segundo y tercer nivel no cumplen con la deriva límite de la norma E.030 Diseño sismorresistente.

Tabla 56. Control de derivas en colegio – Dirección X

Nivel	Desplazamiento X [m]	0.75xRxDistorsión	Control	Observación
4	0.01450	0.004122	0.007	cumple
3	0.01220	0.007119	0.007	no cumple
2	0.00823	0.008829	0.007	no cumple
1	0.00330	0.005912	0.007	cumple

Fuente. Propia

Derivas dirección Y

En la siguiente tabla se observa las derivas de entrepiso, notándose que sí cumplen con la norma E.030 Diseño sismorresistente

Tabla 57. Control de derivas en colegio – Dirección Y

Nivel	Desplazamiento Y [m]	0.75xRxDistorsión	Control	Observación
4	0.0077	0.0010	0.005	cumple
3	0.0061	0.0013	0.005	cumple
2	0.0041	0.0015	0.005	cumple
1	0.0018	0.0012	0.005	cumple

Fuente. Propia

Se observa que las derivas elásticas obtenidas para el eje X no cumplen el límite máximo, sobrepasándolo por poco, esto se debe a que los sistemas estructurales de pórticos son flexibles. Por otro lado las derivas del eje Y, se observa cómo el sistema estructural de albañilería confinada es adecuado para el control de derivas manteniendo sus derivas muy por debajo del límite máximo.

5.5.9. Fuerzas cortantes de diseño y verificación de fuerza cortante mínima

Las fuerzas cortantes de diseño por cada entrepiso del análisis dinámico modal espectral y del análisis de fuerzas estáticas equivalentes, son las mostradas en las siguientes tablas, según la dirección de análisis.

Tabla 58. Fuerzas cortantes de diseño eje X – Colegio convencional

Nivel	Vx (dinámica) [tnf]	Vx(estática) [tnf]	Vx(dinámica)/Vx(estática) [%]
4	34.0182	-39.2681	-87%
3	68.4224	-81.4817	-84%
2	91.849	-109.4989	-84%
1	103.0914	-123.4011	-84%

Fuente. Propia

Tabla 59. Fuerzas cortantes de diseño eje Y – Colegio convencional

Nivel	Vy (dinámica) [tnf]	Vy(estática) [tnf]	Vy(dinámica) / Vy(estática) [%]
4	115.4779	-136.0655	-85%
3	237.0002	-282.801	-84%
2	317.059	-380.6247	-83%
1	358.1604	-429.5366	-83%

Fuente. Propia

Como se observa en las tablas anteriores, las fuerzas dinámicas de diseño en el primer nivel son mayores al 80 % de la cortante estática exigida por la norma E.030 Diseño sismorresistente.

5.6. Análisis y diseño sismorresistente de una edificación para colegio con aislamiento de base

5.6.1. Cálculo mediante el método dinámico modal espectral

5.6.1.1. Modelo estructural de edificación aislada – Colegio

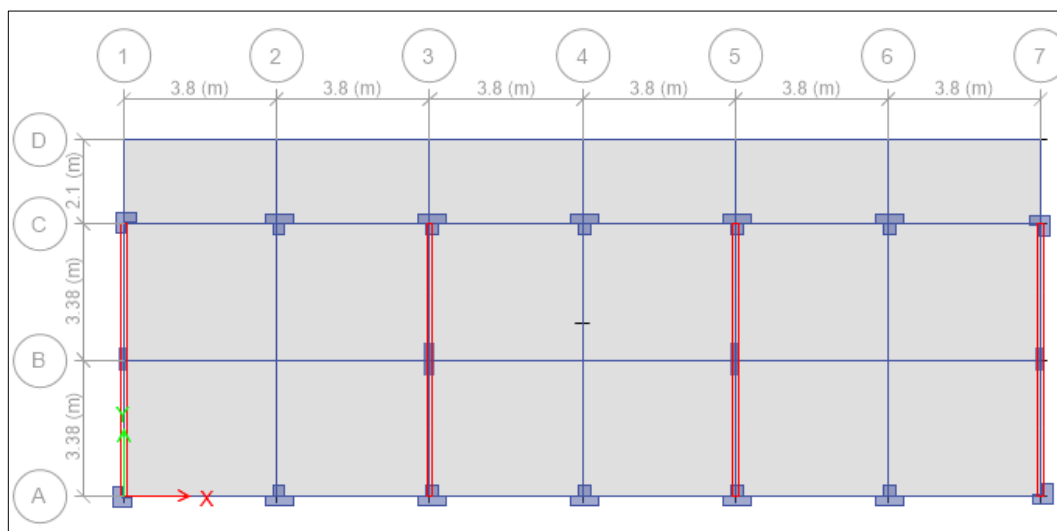


Figura 56. Planta típica del modelo con aislación de base

Fuente: Propia.

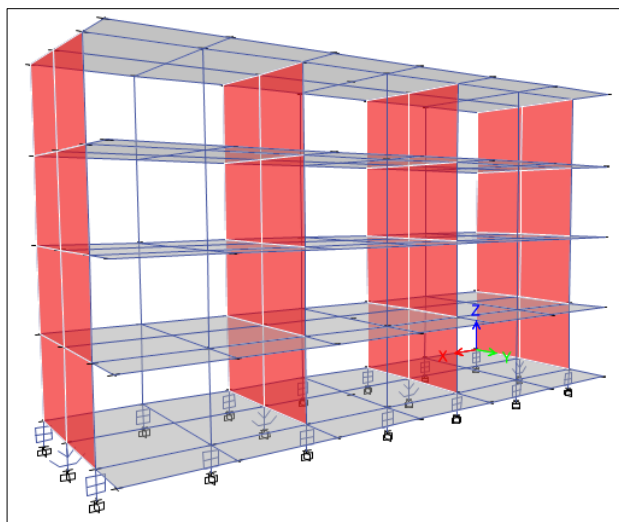


Figura 57. Vista conjunta frontal y lateral del modelo estructural 3D con aislación

Fuente: Propia.

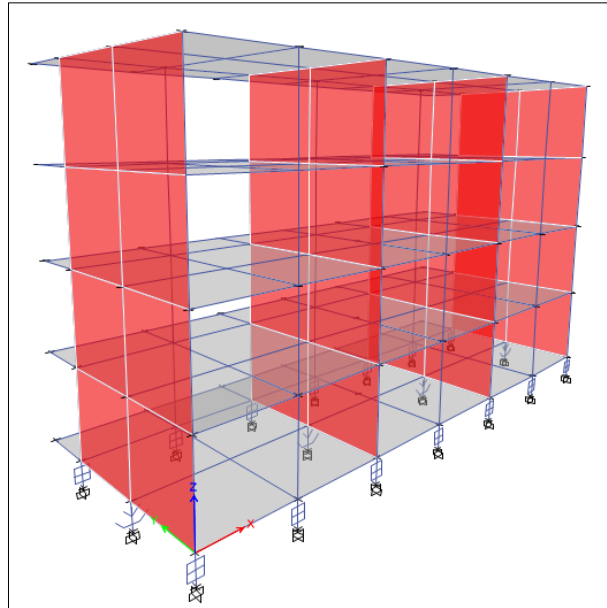


Figura 58. Vista conjunta posterior y lateral del modelo estructural 3D con aislación

Fuente: propia.

En el programa etabs 2016 Ultimate versión 16.2.1, los aisladores son modelados como elementos lineales *link* y definidos como *Rubber Isolator*, si son elastómeros HDR o LRB. Se consideran propiedades en los grados de libertad de traslación (U_1 , U_2 , U_3), mas no así en lo correspondiente al giro (R_1 , R_2 , R_3). En el caso de los dispositivos friccionales, como los péndulos de fricción y los deslizadores PTFE, estos se definen como *Friction Isolator* y tienen los mismos grados de libertad que los anteriores (Leyton Bradley, 2017).

La figura 59 se muestra la ventana del programa para definir el tipo de elemento link. Sea cualquiera de los casos mencionados, en la coordenada **U1** (Axial) se consideran sólo propiedades para el análisis lineal, mientras que en las coordenadas **U2** y **U3** (transversales) se consideran propiedades para el análisis lineal y no lineal.

Link Property Data

General

Link Property Name: Link Type:

Link Property Notes: P-Delta Parameters:

Total Mass and Weight

Mass: tonf-s²/m Rotational Inertia 1: tonf-m-s²

Weight: tonf Rotational Inertia 2: tonf-m-s²

Rotational Inertia 3: tonf-m-s²

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U1..."/>	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R1..."/>
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U2..."/>	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R2..."/>
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U3..."/>	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R3..."/>

Figura 59. Ventana de definición de propiedades del elemento *link*

Fuente: Propia.

Las propiedades a ingresar al programa se diferencian según el tipo de análisis al cual se someterá el modelo. De tal forma, en el análisis lineal, las propiedades son calculadas previamente para un desplazamiento dado; posteriormente se verifican a partir de los resultados de los análisis estáticos y espectrales. Por otro lado, las propiedades para el análisis no lineal hacen referencia a los datos necesarios para que el programa genere su propia curva bilineal de histéresis. De esta manera, en el análisis tiempo-historia, se calcula automáticamente las propiedades a cualquier desplazamiento.

Véase que en las figuras 60 y 61 se muestran las ventanas de propiedades en las tres (03) coordenadas de análisis para el aislador de tipo HDRB. En el análisis lineal, se considera sólo la rigidez efectiva horizontal y rigidez vertical y para el análisis no lineal, la rigidez (elástica), esfuerzo de fluencia y ratio de rigidez post fluencia.

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: 350 mm_SI 31 tn

Direction: U1

Type: Rubber Isolator

NonLinear: No

Linear Properties

Effective Stiffness: 58800 tonf/m

Effective Damping: 0 tonf-s/m

OK Cancel

Figura 60. Ventana de propiedades en dirección U1
Fuente: Propia.

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: 350 mm_SI 31 tn

Direction: U2

Type: Rubber Isolator

NonLinear: No

Linear Properties

Effective Stiffness: 44 tonf/m

Effective Damping: 0 tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0 m

OK Cancel

Figura 61. Ventana de propiedades en dirección U2 y U3
Fuente: Propia.

5.6.1.2. Diseño del sistema de aislamiento

1. De acuerdo a la propuesta de norma E.031 se deben de investigar todas las combinaciones de cargas para determinar la carga vertical aplicada a cada unidad tipo de aislador.

2. Se utilizará los catálogos del fabricante FIP INDUSTRIALE, empresa Italiana, para el diseño de los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento HDR y de los aisladores deslizantes elastoméricos PTFE. Para un total de 18 apoyos en la base.

3. Las principales propiedades mecánicas de los aisladores son:

- ✓ Módulo de corte dinámico del caucho = 0,4 MPa
- ✓ Coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente = 10 % a 15 %

El fabricante garantiza que no va a existir rotación en relación al uso de los aisladores en edificaciones.

4. Se evalúa la condición de carga, carga vertical promedio $1,0 \text{ CM} + 0,5 \text{ CV}$, mencionada en *Efectos de las cargas sísmicas y combinaciones de carga*, de la sección 4.3.

A continuación se presenta las etiquetas de los apoyos en los que se distribuirán las cargas, debidas a la presencia de la combinación de carga.

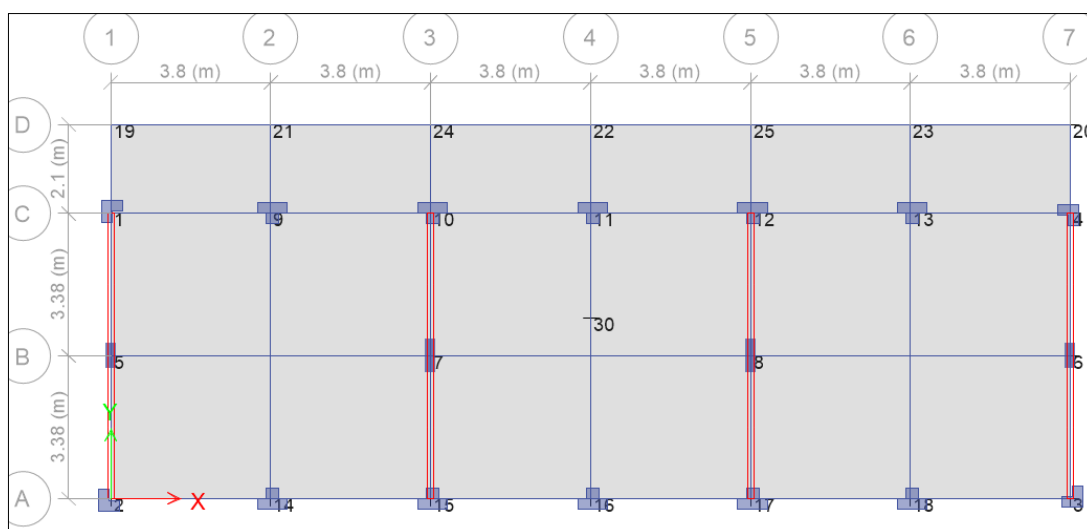


Figura 62. Distribución de las etiquetas en los apoyos del modelo para colegio

Fuente: Propia.

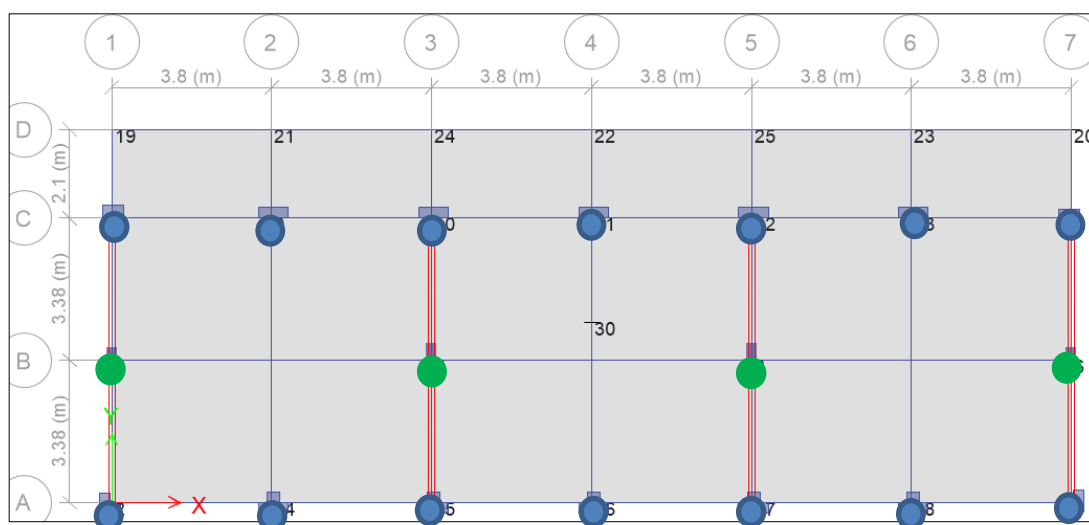


Figura 63. Distribución de aisladores de base - Colegio

Fuente: Propia.

En la figura 63 se muestra los aisladores con un círculo azul y los deslizadores con un círculo verde.

Tabla 60. Cargas máxima en los apoyos debidas a la carga vertical promedio

Eje	Apoyo	1CM+0.5CV [tnf]	Aislador
1	1	43	350 mm 56 tnf
	5	33	VM 50 tnf
	2	19	350 mm 31 tnf
2	9	68	350 mm 88 tnf
	14	39	350 mm 56 tnf
3	10	67	350 88 tnf
	7	50	VM 50 tnf
	15	31	350 mm 31 tnf
4	11	67	350 mm 88 tnf
	16	38	350 mm 56 tnf
5	12	67	350 mm 88 tnf
	8	50	VM 50 tnf
	17	31	350 mm 31 tnf
6	13	68	350 mm 88 tnf
	18	39	350 mm 56 tnf
7	4	43	350 mm 56 tnf
	6	33	VM 50 tnf
	3	19	350 mm 31 tnf

Fuente. Propia

Se muestra en la tabla anterior, el cuadro de cargas que llegan a los apoyos y los aisladores de diseño seleccionados.

Las propiedades mecánicas de los aisladores seleccionados se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 61. Propiedades de los aisladores de diseño seleccionados – en departamentos

Sobrenombre ⁵	Nombre	Cantidad	Carga máxima vertical [kN]	Rigidez horizontal [kN/mm]	Rigidez vertical [kN/mm]
350 mm 56 tnf	SI-S 550/175	5	560	0.54	689
350 mm 31 tnf	SI-S 500/180	4	310	0.44	588
350 mm 88 tnf	SI-S 600/176	5	880	0.64	776
VM 50 tnf	VM 50/100/50	4			

Fuente. FIP Industriale

⁵ Sobrenombre utilizado para representar el nombre dado por el fabricante

5. Se calcula la rigidez efectiva del sistema de aislamiento, y el periodo fundamental.

$$K_M = 766 \text{ tnf/m}$$

$$T = 2,28 \text{ s}$$

6. Se realiza un segundo diseño final debido a las combinaciones de cargas restantes, *en efectos de las cargas sísmicas y combinaciones de cargas*, de la sección 4.3. Estas son:

b. Carga vertical máxima

$$1,25(CM + CV) + 1,0(CSH + CSV) + 0,2CN$$

c. Carga vertical mínima

$$0,9CM - 1,0(CSH + CSV)$$

Se ha observado que la combinación debida a la carga vertical máxima es la que presenta mayor exigencia en los apoyos de la estructura por lo que se usó ésta para el diseño final.

De acuerdo a la figura 62, distribución de las etiquetas en los apoyos del modelo para departamentos, se muestra el cuadro de cargas y se identifican los aisladores seleccionados.

Tabla 62. Cargas máxima en los aisladores debidas a la carga vertical máxima

Eje	Apoyo	$1,25(CM+CV)+$ $1.0(CSH+CSV)+0.2CN$ [tnf]	Aislador
1	1	132	400 mm 124 tnf
	5	144	VM 200 tnf
	2	80	400 mm 82 tnf
2	9	148	400 mm 124 tnf
	14	90	400 mm 82 tnf
3	10	168	400 mm 273 tnf
	7	174	VM 200 tnf
	15	93	400 mm 82 tnf
4	11	146	400 mm 124 tnf
	16	89	400 mm 82 tnf
5	12	168	400 mm 273 tnf
	8	174	VM 200 tnf
	17	93	400 mm 82 tnf
6	13	148	400 mm 124 tnf
	18	90	400 mm 82 tnf
7	4	132	400 mm 124 tnf
	6	143	VM 200 tnf
	3	80	400 mm 82 tnf

Fuente. Propia

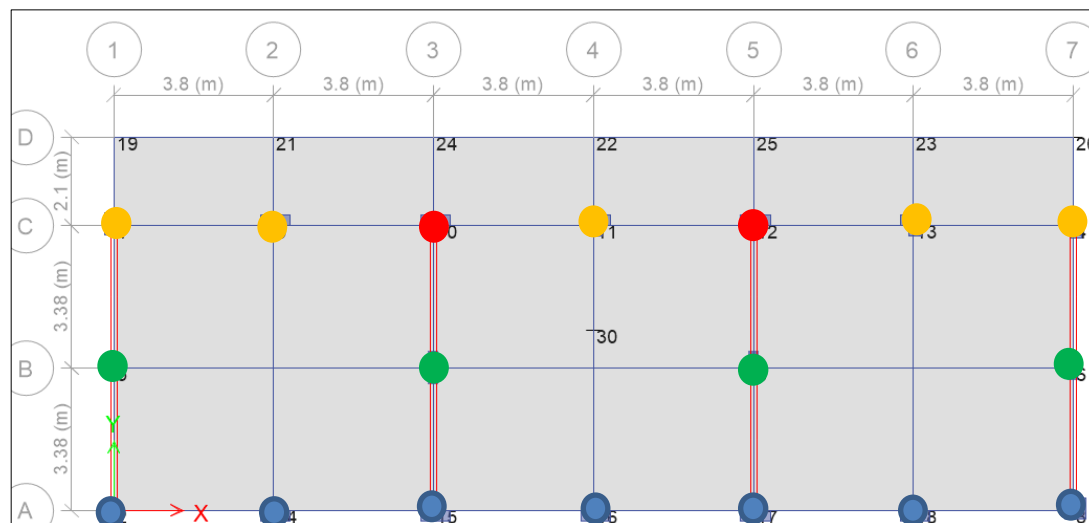






Figura 64. Distribución de aisladores de base - Colegio

Fuente: Propia.

A continuación se muestra la leyenda de la distribución de aisladores, debidas a la carga vertical máxima, de la figura 64.

Tabla 63. Leyenda de la distribución de aisladores - Colegio

Símbolo	Nombre del aislador
	Aislador HDR SI-S 650/207
	Aislador HDR SI-S 700/200
	Aislador HDR SI-S 800/200
	VM 200/100/100

Fuente. Propia

Las propiedades mecánicas de los aisladores seleccionados se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 64. Propiedades de los aisladores del diseño final seleccionados – en colegio

Sobrenombre ⁶	Nombre ⁷	Canti- dad	Carga máxima vertical [kN]	Rigidez horizontal [kN/mm]	Rigidez vertical [kN/mm]
400 mm 124 tnf	SI-S 700/200	5	1240	0.77	861
400 mm 82 tnf	SI-S 650/207	7	820	0.64	743
400 mm 273 tnf	SI-S 800/200	2	2730	1.01	1356
VM 200 tnf	VM 200/100/100	4	2000		

Fuente. FIP Industriale

5. Se calcula la rigidez efectiva final del sistema de aislamiento, y el periodo fundamental.

$$K_M = 1035 \text{ tnf/m}$$

$$T = 2,012 \text{ s}$$

5.6.1.3. Espectro elástico de pseudo aceleraciones

Son las debidas al sismo máximo considerado (SMC) de la propuesta de norma E.031 y se determina con la ecuación 23 siendo los parámetros los siguientes:

$$Z = 0,45$$

$$S = 1 \text{ (ubicado sobre suelo rígido } S_1)$$

$$T_p = 0,4 \text{ s y } T_p = 2,5 \text{ s}$$

$$C = \text{parámetro variable calculado con la ecuación 24}$$

⁶ Sobrenombre utilizado para representar el nombre dado por el fabricante

⁷ Nombre dado por el fabricante

Tabla 65. Ordenadas espectrales del espectro elástico de pseudo aceleraciones de la propuesta de norma E.031

C	T	Sa[m/s ²]	C	T	Sa[m/s ²]	C	T	Sa[m/s ²]
1.00	0	6.6218	2.50	0.4	16.5544	0.83	1.2	5.5181
1.38	0.02	9.1049	2.22	0.45	14.7150	0.77	1.3	5.0937
1.75	0.04	11.5881	2.00	0.5	13.2435	0.71	1.4	4.7298
2.13	0.06	14.0712	1.82	0.55	12.0395	0.67	1.5	4.4145
2.50	0.08	16.5544	1.67	0.6	11.0363	0.63	1.6	4.1386
2.50	0.1	16.5544	1.54	0.65	10.1873	0.59	1.7	3.8951
2.50	0.12	16.5544	1.43	0.7	9.4596	0.56	1.8	3.6788
2.50	0.14	16.5544	1.33	0.75	8.8290	0.53	1.9	3.4851
2.50	0.16	16.5544	1.25	0.8	8.2772	0.50	2	3.3109
2.50	0.18	16.5544	1.18	0.85	7.7903	0.45	2.2	3.0099
2.50	0.2	16.5544	1.11	0.9	7.3575	0.42	2.4	2.7591
2.50	0.25	16.5544	1.05	0.95	6.9703	0.28	3	1.8394
2.50	0.3	16.5544	1.00	1	6.6218	0.16	4	1.0346

Fuente. Propia

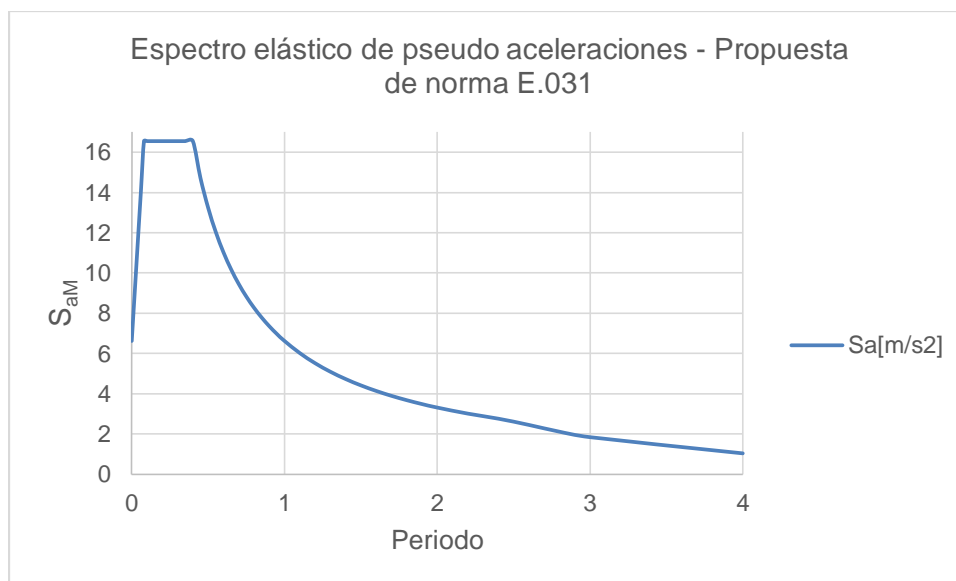


Figura 65. Espectro elástico de pseudo aceleraciones del sismo máximo considerado

Fuente: Propuesta de norma E.031.

De acuerdo al *procedimiento de análisis dinámico modal espectral* de la sección 4.5, punto 2, indica que, el análisis modal espectral de cada dirección debe efectuarse empleando el espectro al 100 % en la dirección de análisis más el 30 % en la dirección perpendicular. Por lo que se crean 2 casos de carga, las indicadas en la siguiente tabla.

Tabla 66. Casos de carga sísmica – Edificación aislada

Casos de carga sísmica	Etiqueta	Descripción
1	1 X – 0,3 Y	100 % del espectro dirección X y 30 % dirección Y
2	0,3 X - 1 Y	30 % del espectro dirección X y 100 % dirección Y

Fuente. Propuesta de norma E.031

5.6.1.4. Periodos y masas participativas modales

Como se observa en la siguiente tabla el primer modo es en traslación eje X con una masa participativa de 96 %, el segundo modo es en traslación eje Y con un 100 % de masa participativa y el tercer modo es torsión con un porcentaje de masa participativa de 96 %.

Tabla 67. Periodos y masas participativas modales – colegio aislado

Modo	Periodo	Masa Participativa X [%]	Masa Participativa Y [%]	Masa Participativa torsión [%]
1	2.012	96%	0%	4%
2	1.964	0%	100%	0%
3	1.812	4%	0%	96%
4	0.319	0%	0%	0%
5	0.152	0%	0%	0%
6	0.138	0%	0%	0%

Fuente. Propia

Se observa cómo se logró alargar el periodo lejos de la meseta de aceleraciones del espectro y se alcanzó cerca del 100 % de las participaciones de masa en los primeros 3 modos de vibración.

5.6.1.5. Desplazamientos laterales y derivas de entrepiso

1. Verificación de las derivas

Tabla 68. Derivas caso sísmico 1 - Colegio aislado

Nivel	Despl. X [m]	Despl. Y [m]	Distorsión X	Distorsión Y	Límite	Observación
4	0.346745	0.100057	0.00118	0.00014	0.0035	cumple
3	0.342778	0.099596	0.00229	0.00017	0.0035	cumple
2	0.335104	0.09904	0.00321	0.00019	0.0035	cumple
1	0.324361	0.098413	0.00315	0.00021	0.0035	cumple
Base	0.313824	0.097723				

Fuente. Propia

En la tabla anterior se muestran las distorsiones. La deriva límite de entrepiso es 0,0035 según propuesta de norma E.031. Por lo tanto se verifica, que las distorsiones de entrepiso son menores a la deriva límite de entrepiso cumpliendo con el proyecto de norma E.031.

Tabla 69. Derivas caso sísmico 2 - Colegio aislado

Nivel	Despl. X [m]	Despl. Y [m]	Distorsión X	Distorsión Y	Límite	Observación
4	0.106034	0.333523	0.00033	0.00046	0.0035	cumple
3	0.10494	0.331986	0.00069	0.00055	0.0035	cumple
2	0.102625	0.330132	0.00097	0.00062	0.0035	cumple
1	0.099386	0.328045	0.00119	0.00069	0.0035	cumple
Base	0.095402	0.325743				

Fuente. Propia

En la tabla anterior se muestran las distorsiones. La deriva límite de entrepiso es 0,0035 según proyecto de norma E.031. Por lo tanto se verifica que las distorsiones de entrepiso son mucho menores a la deriva límite de entrepiso cumpliendo con la propuesta de norma E.031.

2. Desplazamiento del sistema de aislamiento

En la sección 4.5, punto 6 (acápito 27.1.3 del proyecto de norma E.031) se establece que el desplazamiento total del sistema de aislamiento debido al sismo máximo considerado, no debe ser menor que el 80 % de D_{TM} especificado en el acápito 20.3.2 del mismo proyecto.

Del análisis estático, sección 5.6.2, se tiene:

$$D_{TM} = 0,287 \text{ m}$$

$$80 \% D_{TM} = 0,229 \text{ m}$$

Tabla 70. Desplazamiento total del centro de masas debido al caso de carga 1

Nivel	UX [m]	UY [m]	UX+UY [m]
4	0.346	0.100	0.446
3	0.342	0.099	0.442
2	0.335	0.099	0.434
1	0.324	0.098	0.422
Base	0.313	0.097	0.411

Fuente. Propia

En tabla anterior se observa que mediante el análisis dinámico se cumple, que el desplazamiento total del sistema de aislamiento 0,41 m, en la base, es mayor al 80 % de D_{TM} para el caso sísmico 1.

Tabla 71. Desplazamiento total del centro de masas debido al caso de carga 2

Nivel	UX [m]	UY [m]	UX+UY [m]
4	0.106	0.333	0.439
3	0.104	0.331	0.436
2	0.102	0.330	0.432
1	0.099	0.328	0.427
Base	0.095	0.325	0.421

Fuente. Propia

En tabla anterior se observa que mediante el análisis dinámico se cumple, que el desplazamiento total del sistema de aislamiento 0,42 m, en la base, es mayor al 80 % de D_{TM} para el caso sísmico 2.

De acuerdo a los resultados obtenidos se seleccionaron aisladores de máximo desplazamiento de 400 mm de la empresa Italiana FIP INDUSTRIALE.

A continuación se observa cómo la estructura aislada de efectos sísmicos, se comporta de manera normal.

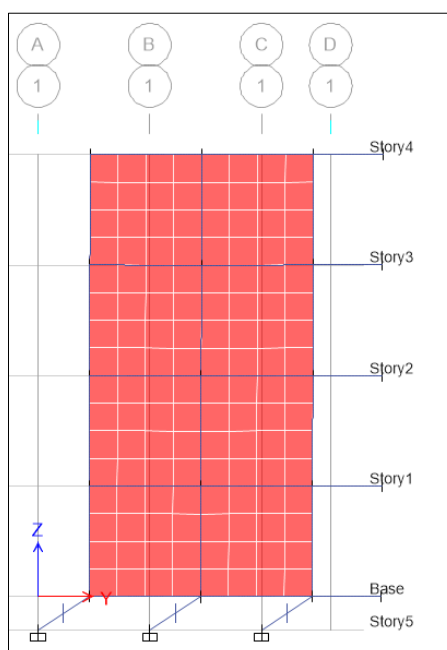


Figura 66. Desplazamiento de la estructura aislada con HDRB en la dirección Y

Fuente: Propia.

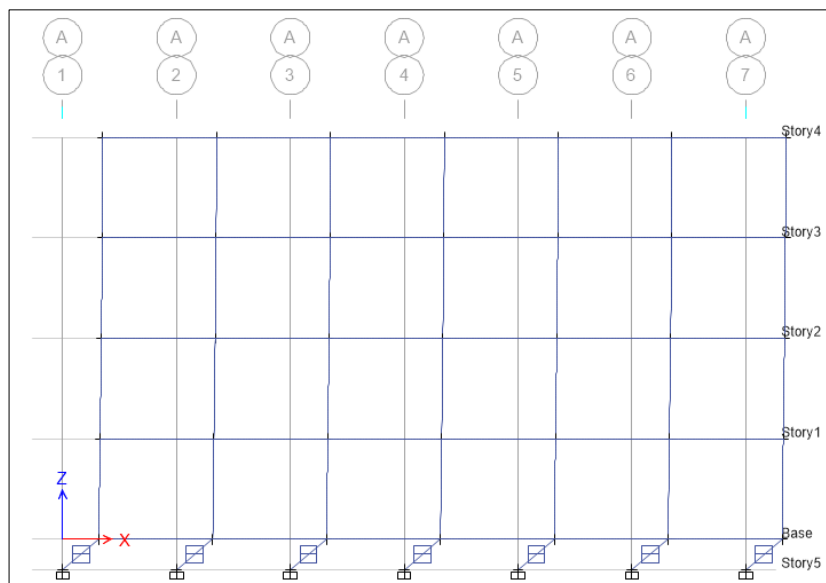


Figura 67. Desplazamiento de la estructura aislada con HDRB en la dirección X
Fuente: Propia.

5.6.1.6. Fuerzas cortantes de entrepiso

1. Fuerzas cortantes

A continuación se muestran las fuerzas cortantes para el caso sísmico 1 y 2.

Tabla 72. Fuerzas cortantes caso sísmico 1 – Colegio aislado

Nivel	VX tnf
4	51.0595
3	122.1017
2	190.0839
1	255.5067
Base	321.9435

Fuente. Propia

Tabla 73. Fuerzas cortantes caso sísmico 2 – Colegio aislado

Nivel	VY tnf
4	74.0642
3	179.9202
2	285.0724
1	389.5357
Base	496.8279

Fuente. Propia

2. Revisión de fuerzas cortantes de diseño

En la sección 4.5, punto 5 (acápito 27.1.2 del proyecto de norma E.031) menciona que la fuerza lateral de diseño para el sistema de aislación, no debe ser menor a 90 % de V_b , calculado mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes.

En la sección 4.5, punto 7 (acápito 27.2.1 del proyecto de norma E.031) menciona que las cortantes de diseño se obtienen al dividir la cortante dinámica entre $R_a = 3/8 R_o$, donde $1 \leq R_a \leq 2$.

En la sección 4.5, punto 9 (acápito 27.2.2 del proyecto de norma E.031) menciona que las fuerzas cortantes de diseño en cualquier piso, calculada con el procedimiento modal espectral, no debe ser menor a la fuerza de corte que resulte de la aplicación del procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes.

Lo anterior se realiza por cada dirección de análisis. Pero antes considérese las siguientes notaciones.

V_x^0 = Cortante dinámica en el eje X y nivel 0

V_y^0 = Cortante dinámica en el eje Y y nivel 0

V_{est}^0 = Cortante estática en el nivel 0

Donde el nivel 0 representa el nivel del sistema de aislamiento

Eje X-X

Cortante en el sistema de aislamiento

$$V_x^0 = 321,943 \text{ tnf}$$

$$V_{est}^0 = 258,730 \text{ tnf}$$

$$V_x^0 \geq 90 \% V_{est}^0$$

$$321,943 \text{ tnf} \geq 232,857 \text{ tnf}$$

Si se cumple con la propuesta de norma E.031.

Cortante por encima del sistema de aislamiento

Tabla 74. Cortantes dinámicas de diseño caso sísmico 1 – Colegio aislado

Nivel	VX tnf
4	25.529
3	61.050
2	95.041
1	127.753
base	321.943

Fuente. Propia

Las cortantes de diseño calculadas por el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes se muestra a continuación por conveniencia.

Tabla 75. Cortantes estáticas de diseño en la dirección X – Colegio aislado

Nivel	Fi [tnf]	Vi [tnf]
4	18.982	18.982
3	30.189	49.172
2	30.189	79.361
1	30.189	109.550

Fuente. Propia

Se observa que las fuerzas cortantes calculadas mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes son menores a las fuerzas calculadas con el procedimiento modal espectral.

Eje Y-Y

Cortante en el sistema de aislamiento

$$V_y^0 = 496,827 \text{ tnf}$$

$$V_{est}^0 = 258,730 \text{ tnf}$$

$$V_y^0 \geq 90 \% V_{est}^0$$

$$496,827 \text{ tnf} \geq 232,857 \text{ tnf}$$

Si se cumple con la propuesta de norma E.031.

Cortante por encima del sistema de aislamiento

Tabla 76. Cortantes dinámicas de diseño caso sísmico 2 – Colegio aislado

Nivel	VY tnf
4	37.032
3	89.960
2	142.536
1	194.767
base	496.827

Fuente. Propia

Las cortantes de diseño calculadas por el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes se muestra a continuación por conveniencia.

Tabla 77. Cortantes estática de diseño dirección Y – Colegio aislado

Nivel	Fi [tnf]	Vi [tnf]
4	33.747	33.747
3	53.669	87.417
2	53.669	141.086
1	53.669	194.756

Fuente. Propia

Se observa que las fuerzas cortantes calculadas mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes son menores a las fuerzas calculadas con el procedimiento modal espectral.

5.6.2. Cálculo mediante el método de fuerzas estáticas equivalente

Paso 1: Metrado de cargas por gravedad

Se presenta el metrado de cargas en el anexo 3.

Paso 2: Desplazamiento máximo del sistema de aislación

El periodo es 2,012 s.

Aplicando la ecuación 24, 23, y 25 tenemos:

$C = 0,497$, Factor de amplificación sísmica

$S_{aM} = 3,291$ m/s², Espectro elástico de pseudo aceleraciones

$D_M = 0,249$ m, Desplazamiento máximo del sistema de aislamiento

$D_{TM} = 0,287$ m, Desplazamiento total considerando la torsión real y accidental del sistema de aislamiento $1.5x D_M$

Paso 3: Fuerzas cortantes para el sistema de aislamiento y los elementos bajo el nivel de base

Aplicando la ecuación 28.

$V_b = 258,730$ tnf, Fuerza cortante en el sistema de aislamiento

Paso 4: Calculo de las fuerzas cortantes sobre el nivel de base

Aplicando las ecuaciones 29, 30, 31, 32 y 33.

$V_{st} = 219,100$ tnf, Fuerza cortante no reducida sobre los elementos por encima del nivel de base

$V_{sx} = 109,550$ tnf, Fuerza de corte mínima por encima del nivel de base

$V_{sy} = 194,756$ tnf, Fuerza de corte mínima por encima del nivel de base

$F_{1x} = 19,814$ tnf, Fuerza sísmica lateral en el nivel de base

$F_{1y} = 35,226$ tnf, Fuerza sísmica lateral en el nivel de base

$K = 1,096$ Constante

En la siguiente tabla se muestran las fuerzas de diseño calculadas por procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes.

Tabla 78. Fuerzas cortantes de diseño estáticas dirección X – Colegio aislado

Nivel	F_i [tnf]	V_i [tnf]
4	18.982	18.982
3	30.189	49.172
2	30.189	79.361
1	30.189	109.550

Fuente. Propia

Tabla 79. Fuerzas cortantes de diseño estáticas dirección Y – Colegio aislado

Nivel	F_i [tnf]	V_i [tnf]
4	33.747	33.747
3	53.669	87.417
2	53.669	141.086
1	53.669	194.756

Fuente. Propia

CAPÍTULO VI

RESULTADOS

6.1. Resultado del análisis sísmico de una edificación irregular de departamentos de muros estructurales de 4 niveles

A partir de los indicadores de la variable dependiente se procede a comparar las respuestas sísmicas del edificio irregular para departamentos convencional y aislado con sistema estructural de muros estructurales de 4 niveles.

Periodos

Tabla 80. Comparación de periodos – en Departamentos

Modos	Base fija [s]	Base aislada [s]	Incremento [%]
1	0.222	1.734	681%
2	0.179	1.703	851%
3	0.146	1.544	958%
4	0.055	0.156	184%
5	0.049	0.124	153%
6	0.04	0.108	170%
7	0.026	0.047	81%
8	0.024	0.043	79%

Fuente. Propia

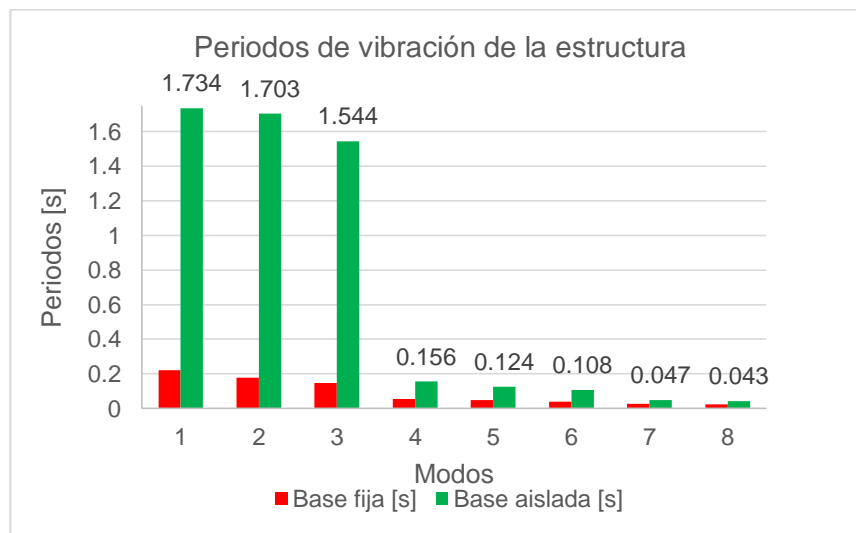


Figura 68. Comparación de periodos – en Departamentos

Fuente: Propia.

En la figura 68, se observa que el periodo del departamento aislado es mucho mayor del periodo de base fija. Se observa que el periodo fundamental de la estructura aislada se incrementa en un 681 % de la estructura de base fija, véase tabla 80.

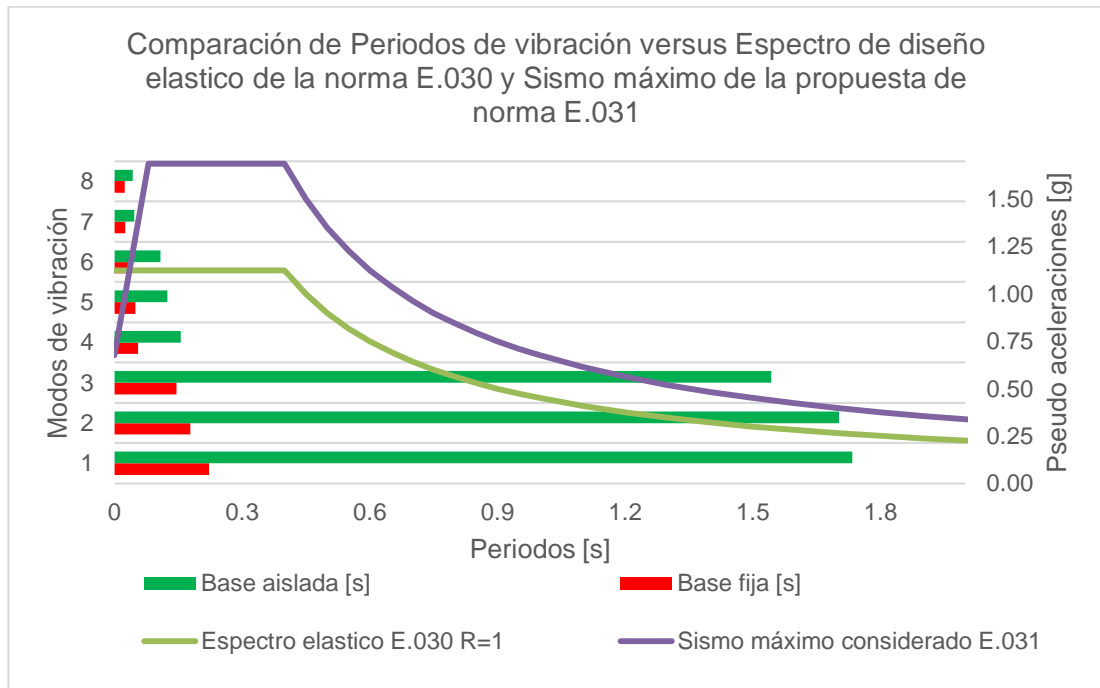


Figura 69. Comparación de Periodos de vibración versus Espectro de diseño elástico de la norma E.030 y Sismo máximo de la propuesta de norma E.031

Fuente: Propia.

En la figura 69, se observa que los periodos del departamento aislado se encuentra en la zona de bajas aceleraciones mientras que el periodo de base fija se encuentra en la zona de altas aceleraciones, logrando así el objetivo del aislamiento de base, que es llevar a la estructura a la zona de aceleraciones bajas, permitiendo obtener respuestas menores por parte de la estructura a comparación de las grandes respuestas que implica un diseño en base fija.

Derivas y Desplazamientos

A continuación se proceden a comparar las derivas y desplazamientos.

Tabla 81. Comparación de desplazamientos y derivas eje X – Departamentos

Nivel	Desplazamientos		Derivas			Reducción [%]
	Base fija [m]	Base aislada [m]	Base fija X	Base aislada X	Base aislada Y	
4	0.00359	0.36150	0.001677	0.000576	0.00014	66%
3	0.00258	0.35964	0.001732	0.000787	0.000160	55%
2	0.00154	0.35717	0.001533	0.000795	0.000166	48%
1	0.00062	0.35467	0.000850	0.00048	0.000144	44%
0	0	0.35267	0	0.00000	0.00000	0
-1		0				
Reducción promedio de derivas						53%

Fuente. Propia

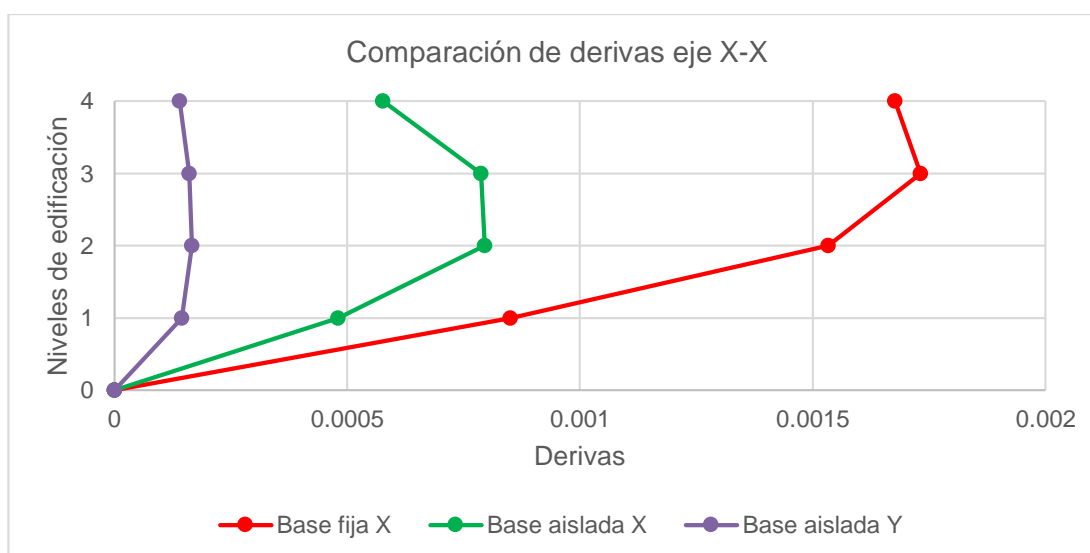


Figura 70. Comparación de derivas eje X

Fuente: Propia.

En la tabla 81 y figura 70 se observa que tanto las derivas en base fija y aislada son menores al límite máximo de deriva 0,007 (norma E.030) y 0,0035 (proyecto de norma E.031). Se observa además que la deriva máxima en base fija es de 0,00173 en el tercer nivel, comparando con 0,007 se concluye que el sistema estructural de muros estructurales controlan muy bien las derivas, sin embargo no se puede negar la mejora que aporta la aislación de base, debido a que reduce las derivas en un 53 % obteniendo la mayor deriva de 0,000795 en el segundo nivel, por lo que se concluye que la aislación de base presenta mejor respuesta sísmica que un diseño en base fija.

Tabla 82. Comparación de desplazamientos y derivas eje Y – Departamento

Nivel	Desplazamientos		Derivas			Reducción [%]
	Base fija [m]	Base aislada [m]	Base fija Y	Base aislada X	Base aislada Y	
4	0.00234	0.37312	0.000975	0.000116	0.000463	52%
3	0.00176	0.37161	0.001103	0.000242	0.000533	52%
2	0.00110	0.36960	0.001070	0.000252	0.000560	48%
1	0.00045	0.36748	0.000621	0.000103	0.000481	23%
0	0	0.36561	0	0	0	0
-1		0				
Reducción promedio de derivas						44%

Fuente. Propia

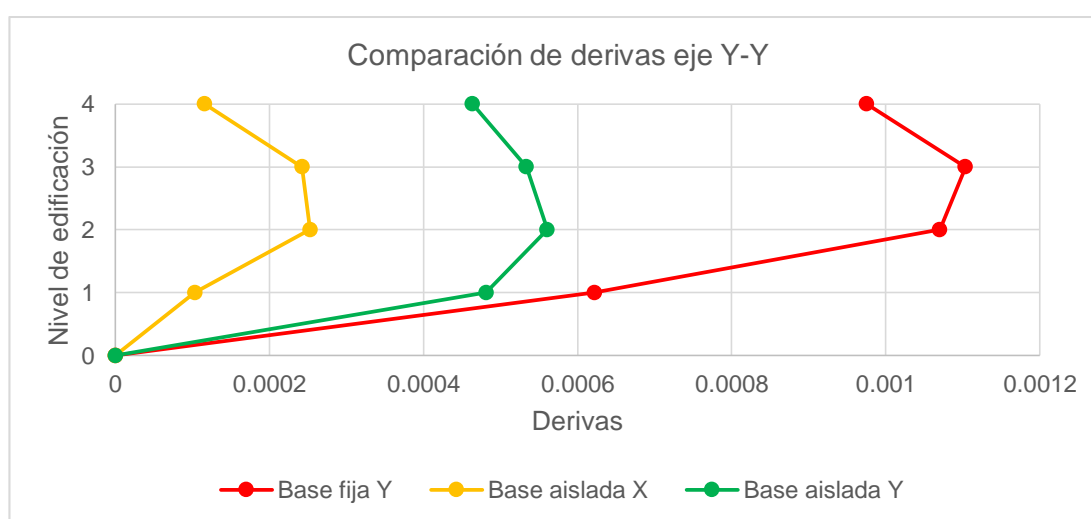


Figura 71. Comparación de derivas eje Y

Fuente: Propia.

En la tabla 82 y figura 71 se observa que tanto las derivas en base fija y aislada son menores al límite máximo de deriva 0,007 (norma E.030) y 0,0035 (propuesta de norma E.031). Se observa además que la deriva máxima en base fija es de 0,0011 en el tercer nivel, comparando con 0,007 se concluye que el sistema estructural de muros estructurales controlan muy bien las derivas, sin embargo no se puede negar la mejora que aporta la aislación de base, debido a que reduce las derivas en un 44 % obteniendo la mayor deriva de 0,00056 en el segundo nivel por lo que se concluye, que la aislación de base presenta mejor respuesta sísmica que un diseño en base fija.

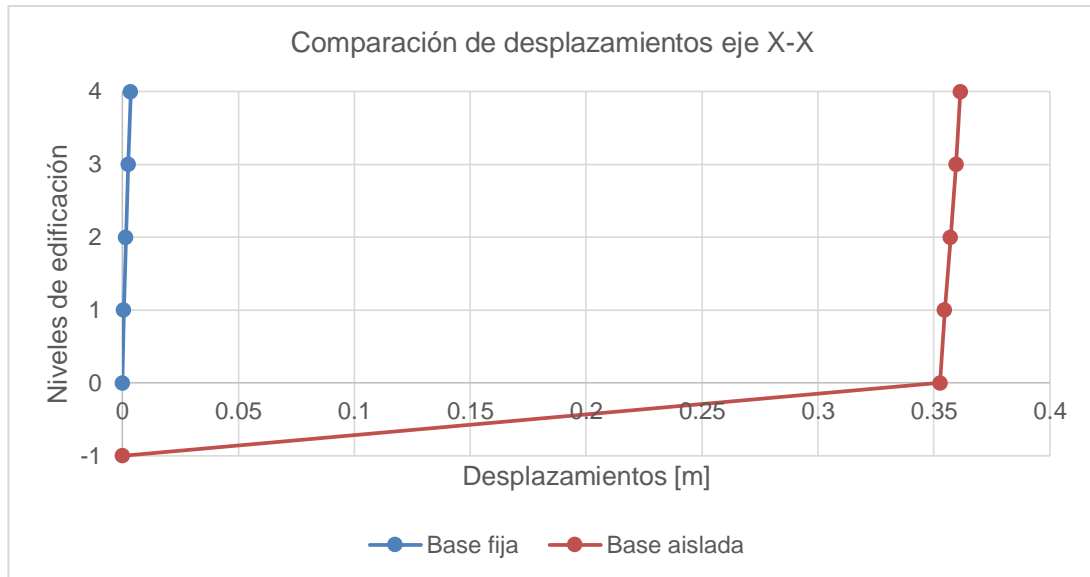


Figura 72. Comparación de desplazamientos eje X

Fuente: Propia.

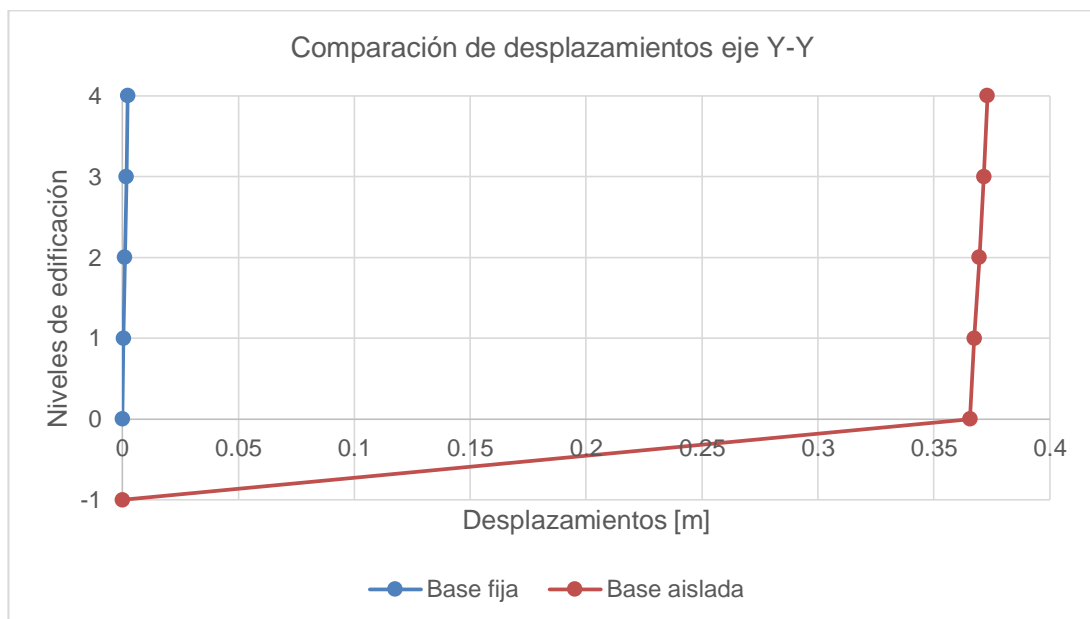


Figura 73. Comparación de desplazamientos eje Y

Fuente: Propia.

En la figura 72 y 73 se observa el comportamiento del desplazamiento entre una estructura con aislación de base y sin aislación, los cuales no se podrían comparar directamente pero que garantizan, que un modelo aislado reduce las derivas en 53 % en el eje X y 44 % en el eje Y.

Fuerzas cortantes

De acuerdo al procedimiento dinámico modal espectral punto 7, se indica que: Los elementos estructurales sobre el sistema de aislamiento deben ser diseñados

con fuerzas obtenidas de un análisis dinámico reducidas por R_a . Así mismo el punto 5 indica que el sistema de aislamiento se debe diseñar sin reducción.

Tabla 83. Comparación de cortantes de diseño eje X

Nivel	Base fija [tnf]	Base aislada [tnf]	Reducción [%]
5	9.2208	3.80185	59%
4	63.5583	33.14105	48%
3	105.7536	68.1108	36%
2	132.6318	102.7785	23%
1	146.5209	138.5334	5%
0	0	348.8854	
Reducción en todos los niveles			34 %

Fuente. Propia

Tabla 84. Comparación de cortantes de diseño eje Y

Nivel	Base fija [tnf]	Base aislada [tnf]	Reducción [%]
5	9.393	4.17815	56%
4	61.5667	35.64695	42%
3	104.4849	73.26495	30%
2	132.3058	110.68225	16%
1	146.1855	149.4194	-2%
base	0	376.5954	
Reducción en todos los niveles			28 %

Fuente. Propia

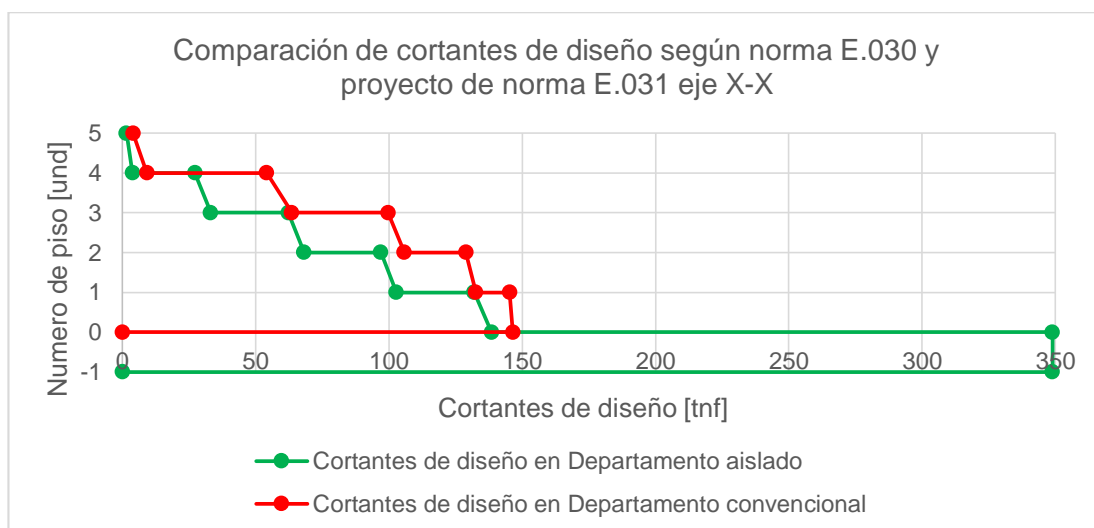


Figura 74. Comparación de cortantes de diseño según norma E.030 y proyecto de norma E.031 eje X - Departamento

Fuente: Propia.

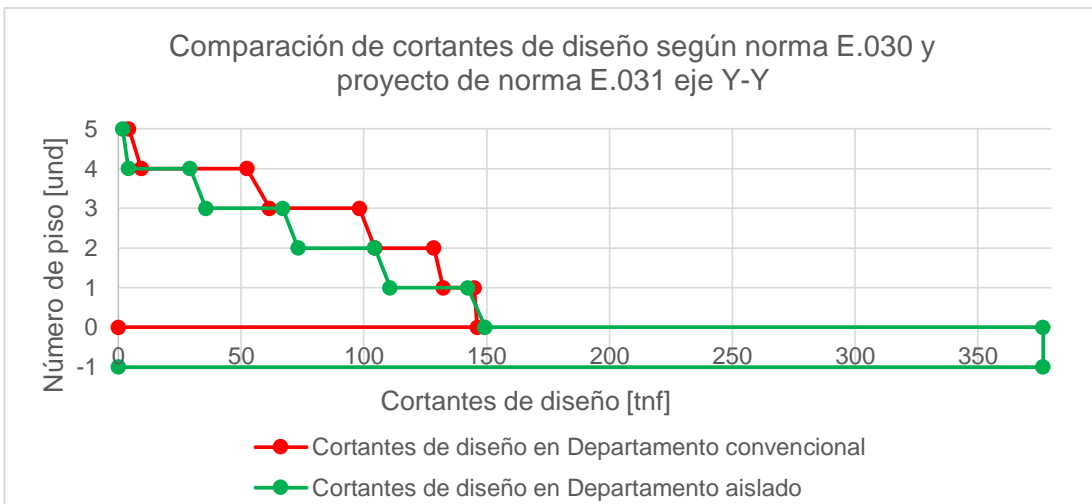


Figura 75. Comparación de cortantes de diseño según norma E.030 y proyecto de norma E.031 eje Y - Departamento

Fuente: Propia.

De las tablas 83 y 84 se observa que en el eje X existe una pequeña reducción de la cortante del primer nivel de 5 % y en el eje Y un ligero aumento de 2 % también en el primer nivel, esto se debe a que no se ha podido alejar más el periodo fundamental de la estructura aislada, logrando llegar a una aceleración alrededor de 0,39 g en la estructura aislada. En contraste la estructura de base fija posee una aceleración de diseño de 0,221 g menor al modelo aislado, véase figura 76.

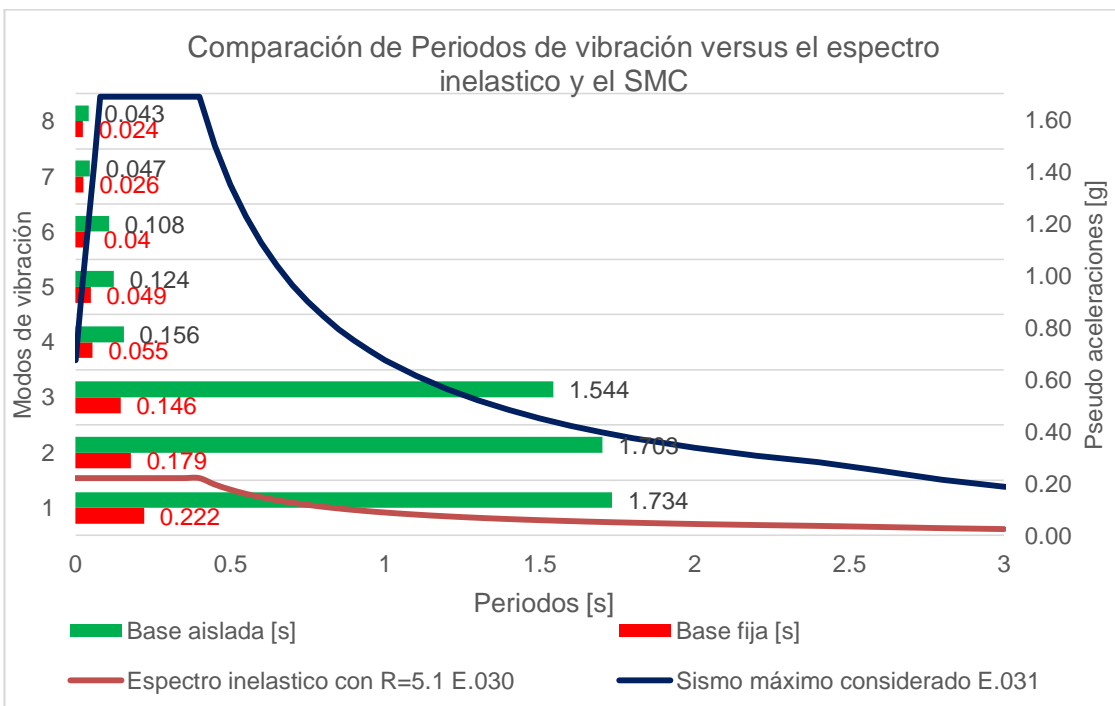


Figura 76. Comparación de periodos de vibración versus el espectro inelástico de diseño y SMC - Departamento

Fuente: Propia.

Sin embargo debido a que el sistema de aislación controla mejor las derivas, se observa una reducción de cortantes de diseño en todos los niveles de la edificación de 34 % en la dirección X y de 28 % en la dirección Y véase tablas 83 y 84. El sistema de aislamiento se diseña sin reducción por lo que toma un valor de 348,885 tnf en la dirección X y 376,595 tnf en la dirección Y.

Debido a que no hay una reducción importante de las cortantes de diseño para poder evaluar y destacar el uso de aisladores, se considera importante comparar la reducción de las fuerzas máximas tanto de la norma E.030 y propuesta de norma E.031 a través del espectro de diseño elástico y el sismo máximo considerado respectivamente.

A continuación se comparan las fuerzas máximas mencionadas en el párrafo anterior.

Tabla 85. Comparación de fuerzas máximas eje X en departamentos

Nivel	VX base fija [tnf]	VX base aislada [tnf]	Reducción [%]
5	39.4233	7.6037	81%
4	271.7433	66.2821	76%
3	452.1489	136.2216	70%
2	567.0668	205.557	64%
1	626.4495	277.0668	56%
0	0	348.8854	

Fuente. Propia

Tabla 86. Comparación de fuerzas máximas eje Y en departamentos

Nivel	VY base fija [tnf]	VY base aislada [tnf]	Reducción [%]
5	41.9183	8.3563	80%
4	274.7545	71.2939	74%
3	466.2866	146.5299	69%
2	590.4432	221.3645	63%
1	651.9379	298.8388	54%
0	0	376.5954	

Fuente. Propia

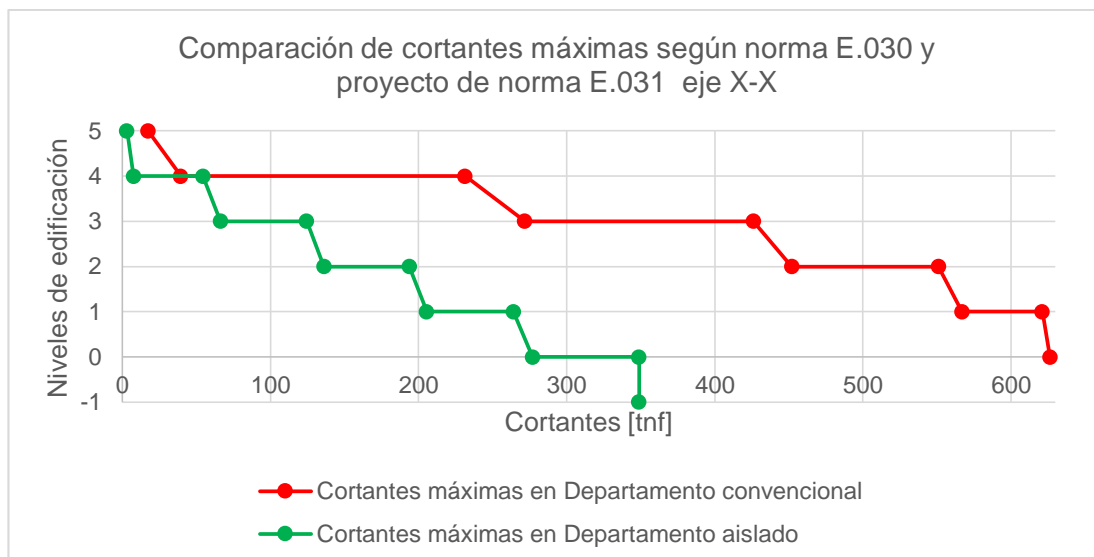


Figura 77. Comparación de cortantes máximas según norma E.030 y proyecto de norma E.031 eje X

Fuente: Propia.

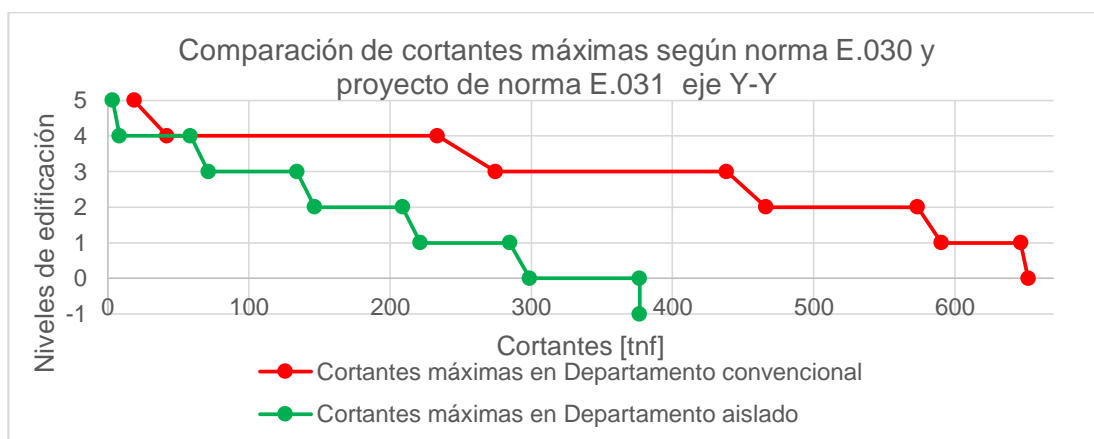


Figura 78. Comparación de cortantes máximas según norma E.030 y proyecto de norma E.031 eje Y

Fuente: Propia.

Las estructuras, de acuerdo a la teoría del diseño sismorresistente, deben ser diseñados para soportar las máximas fuerzas cortantes sin sufrir daño, sin embargo esto no se exige en los códigos de construcción debido que implicaría el uso de grandes dimensiones en los elementos sismorresistente, lo que no sería económicamente factible y a que se asume un comportamiento inelástico de las construcciones. Bajo éste análisis se logra reducir un 56 % la cortante en el primer nivel en el eje X y un 54 % en el eje Y, véase tablas 85 y 86, por lo que, el uso de aisladores bajo un diseño elástico de las estructuras, reduce más del 50 % la cortante de base fija en el primer nivel y por lo tanto se observa uno de sus grandes

beneficios, incluso utilizando un espectro 1.5 veces mayor al especificado en la NTE E.030.

Subhipótesis

H₁: La respuesta sísmica de una edificación irregular de departamentos con muros estructurales de 4 niveles aplicando la propuesta de norma E.031 es mejor que la respuesta sísmica de la misma estructura aplicando la norma E.030.

Debido a que el sistema aislado alarga el periodo de la estructura desde 0,222 s a 1,734 s llevando la respuesta máxima de la edificación a una zona baja de aceleraciones lo cual quedó demostrado en la figura 69.

Debido a que las máximas derivas resultantes 0,00173 en base fija y 0,00079 en base aislada cumplen con los límites máximos 0,007 y 0,0035 respectivamente y estando ambos modelos muy por debajo de los límites, reduciendo las derivas en 53 % para el eje X y en 44 % en el eje Y, tal como se explicó para el indicador derivas y desplazamientos.

Debido a que comparando las fuerzas de diseño se observa una reducción en todos los niveles de 34 % en el eje X y de 28 % en el eje Y como se explicó para el indicador fuerzas cortantes. Comparando las fuerzas cortantes máximas se obtuvo que el modelo aislado disminuye las cortantes a más del 50 % en el primer nivel como se explicó para el indicador fuerzas cortantes.

Tomando en consideración lo mencionado anteriormente se verifica la **hipótesis 1**: La respuesta sísmica de una edificación irregular de departamentos con muros estructurales de 4 niveles aplicando la propuesta de norma E.031 es mejor que la respuesta sísmica de la misma estructura aplicando la norma E.030.

Debido a que se compararon los resultados de aplicar procedimientos estandarizados y aceptados por una comunidad científica, como son la norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente y proyecto de norma peruana E.031 Aislamiento Sísmico, siguiendo los procedimientos indicados en tales normas, no se requiere la aplicación de pruebas estadísticas y basta con comparar las respuestas sísmicas.

Sin embargo quedaría pendiente una comparación económica de ambos modelos fija y aislada, los cuales formarán parte de las recomendaciones de la presente investigación.

6.2. Resultado del análisis sísmico de un edificación regular para colegio de pórticos y albañilería confinada de 4 niveles

A partir de los indicadores de la variable dependiente se procede a comparar las respuestas sísmicas del edificio regular para colegio convencional y aislado con sistema estructural de pórticos en el eje X y de albañilería confinada en el eje Y de 4 niveles.

Periodos

Tabla 87. Comparación de periodos – en Colegio

Modos	Base fija [s]	Base aislada [s]	Incremento [%]
1	0.522	2.012	285%
2	0.201	1.964	877%
3	0.183	1.812	890%
4	0.157	0.319	103%
5	0.083	0.152	83%
6	0.065	0.138	112%
7	0.059	0.12	103%

Fuente. Propia

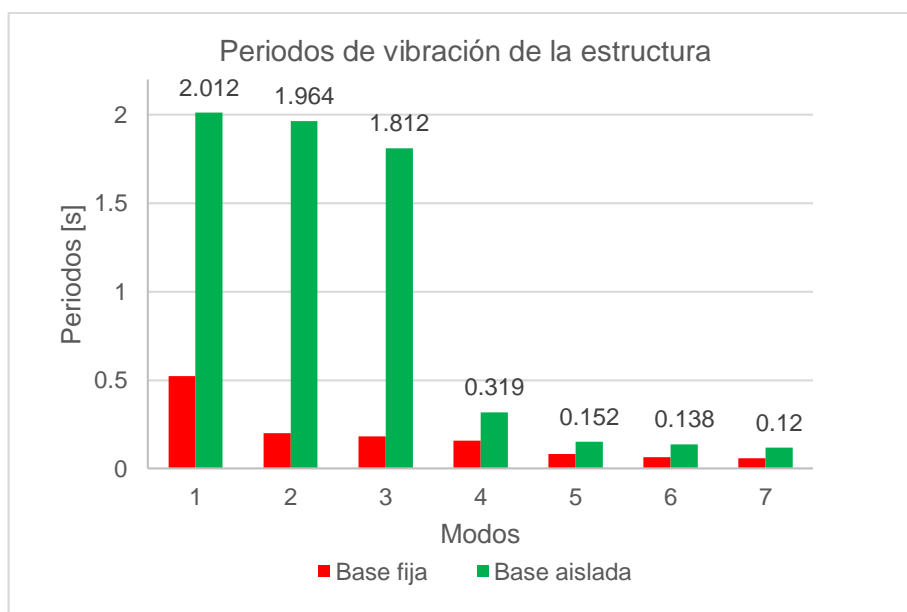


Figura 79. Comparación de periodos – en Colegio

Fuente: Propia.

En la figura 79, se observa que el periodo del departamento aislado es mucho mayor del periodo de base fija, logrando así el objetivo del aislamiento de base, que es llevar a la estructura a la zona de aceleraciones bajas. Se observa que el periodo

fundamental de la estructura aislada se incrementa en un 285 % de la estructura de base fija.

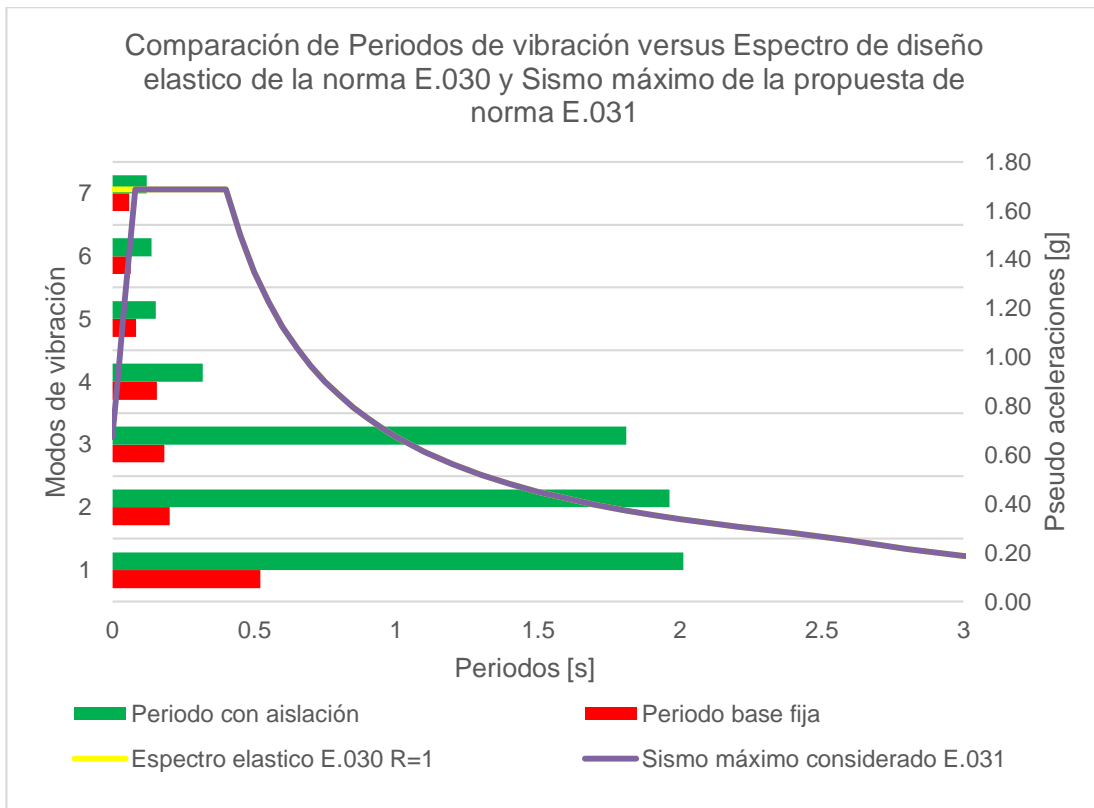


Figura 80. Comparación de Periodos de vibración versus Espectro de diseño elástico de la norma E.030 y Sismo máximo de la propuesta de norma E.031

Fuente: Propia.

En la figura 80, se observa que los periodos de la edificación para colegio aislado se encuentra en la zona de bajas aceleraciones, mientras que el periodo de base fija se encuentra en la zona de altas aceleraciones, permitiendo obtener respuestas menores por parte de la estructura a comparación de las grandes respuestas que implica un diseño en base fija.

Derivas y Desplazamientos

A continuación se proceden a comparar las derivas y desplazamientos.

Tabla 88. Comparación de desplazamientos y derivas eje X – Departamentos

Nivel	Desplazamientos		Derivas			Reducción [%]
	Base fija [m]	Base aislada [m]	Base fija X	Base aislada X	Base aislada Y	
4	0.0145	0.4468	0.00412	0.00118	0.00013	71%
3	0.0122	0.4423	0.00711	0.00229	0.00016	68%
2	0.0082	0.4341	0.00882	0.00320	0.00018	64%
1	0.0033	0.4227	0.00591	0.00314	0.00020	47%
0	0	0.4115	0	0	0	0
-1	0	0				
Reducción promedio de derivas					62%	

Fuente. Propia

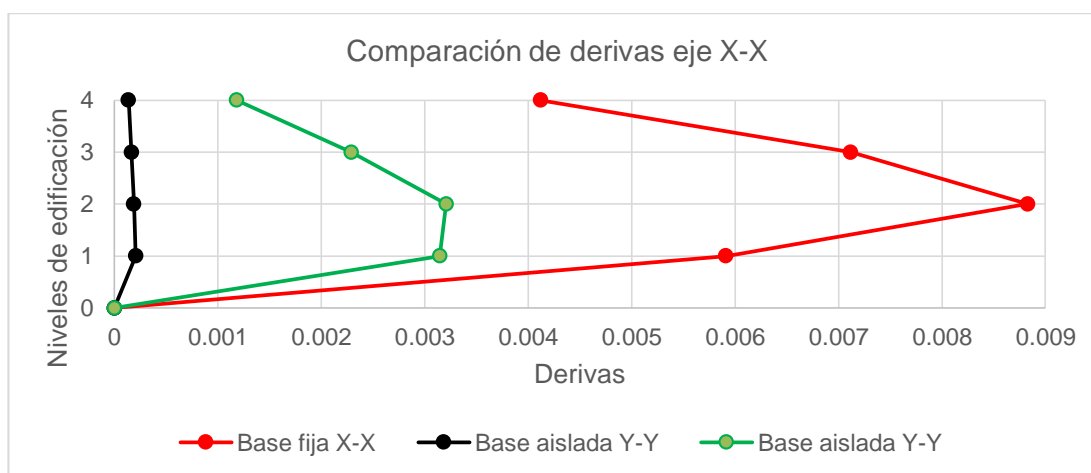


Figura 81. Comparación de derivas eje X

Fuente: Propia.

En la tabla 88 y figura 81 se observa que las derivas de base fija no cumplen con la norma E030, siendo las derivas para el segundo y tercer nivel mayores al límite de 0,007, además se observa que el tercer nivel está próximo a 0,007 los que se consideran inadecuados para una edificación de categoría A, éstos resultados son debidos al análisis de un sistema estructural a base de pórticos. Sin embargo las derivas con aislamiento de base sí cumplen con la propuesta de norma, siendo éstas menores al límite de 0,0035. Las derivas del primer piso se reduce en 47 %, el segundo en 64 %, el tercero en 68 % y el cuarto en 71 % por lo que el uso de aislamiento de base reduce el daño sísmico y presenta mejor respuesta sísmica que una edificación convencional.

Tabla 89. Comparación de desplazamientos y derivas eje Y – Departamentos

Nivel	Desplazamientos		Derivas			Reducción [%]
	Base fija [m]	Base aislada [m]	Base fija Y	Base aislada X	Base aislada Y	
4	0.0077	0.4395	0.00105	0.00032	0.00045	56%
3	0.0061	0.4369	0.00138	0.00069	0.00055	60%
2	0.0041	0.4327	0.00151	0.00096	0.00062	59%
1	0.0018	0.4274	0.00125	0.00118	0.00068	45%
0	0	0.4211	0	0	0	0
-1		0				
Reducción promedio de derivas						55%

Fuente. Propia

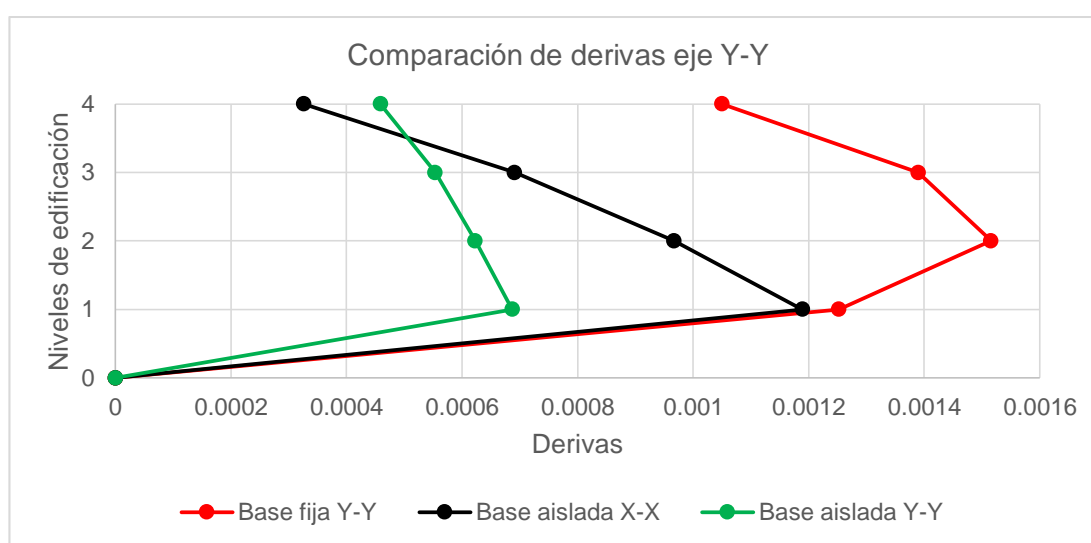


Figura 82. Comparación de derivas eje Y

Fuente: Propia.

En la tabla 89 y figura 82 se observa que las derivas de base fija si cumplen con la norma E30, siendo la mayor deriva en el segundo nivel de 0,00151, éstos resultados son debidos al análisis de un sistema estructural de albañilería confinada y se confirma el hecho de que son estructuras rígidas. Sin embargo las derivas con aislamiento de base también cumplen con la propuesta de norma E.031, siendo éstas bastante menores al límite de 0,0035, siendo la mayor deriva en el primer nivel de 0,00068. Las derivas del primer piso se reduce en 45 %, el segundo en 59 %, el tercero en 60 % y el cuarto en 56 % por lo que el uso de aislamiento de base reduce el daño sísmico y presenta mejor respuesta sísmica que una edificación convencional.

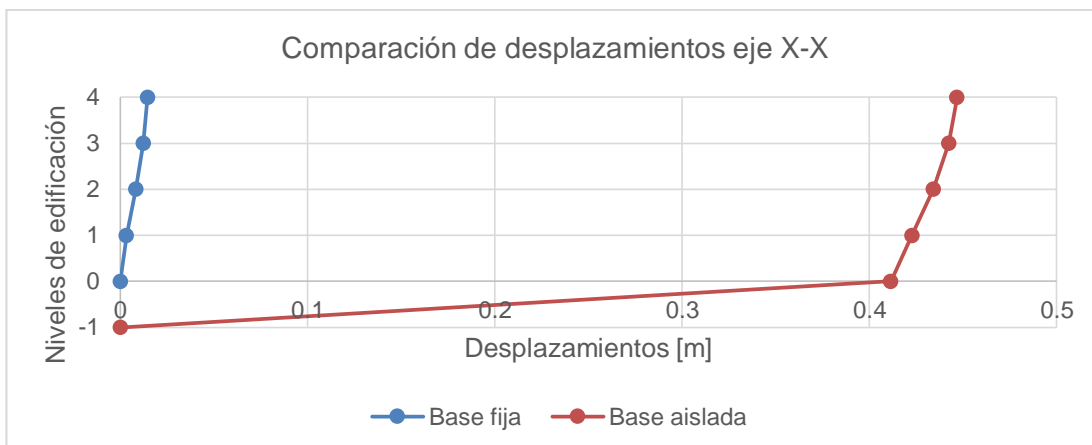


Figura 83. Comparación de desplazamientos eje X

Fuente: Propia.

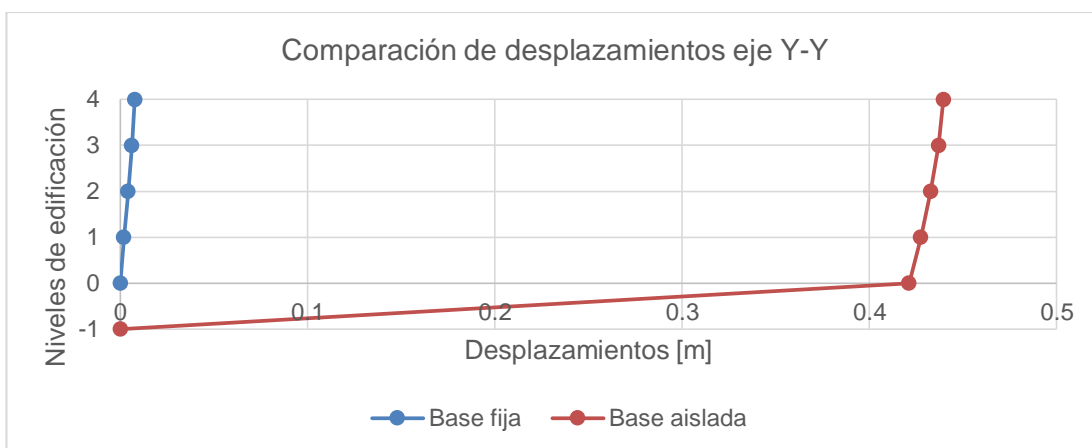


Figura 84. Comparación de desplazamientos eje Y

Fuente: Propia.

En la figura 83 y 84 se observa el comportamiento del desplazamiento entre una estructura aislada y de base fija los cuales no se podrían comparar directamente pero que garantizan que las derivas debidas al modelo aislado, son mejores tal como se demostró. Se observa también el desplazamiento del sistema de aislamiento los que permite alejar a una zona de bajas aceleraciones de la estructura, alargando los periodos.

Fuerzas cortantes

De acuerdo al procedimiento dinámico modal espectral punto 7, se indica que: Los elementos estructurales sobre el sistema de aislamiento deben ser diseñados con fuerzas obtenidas de un análisis dinámico reducidas por R_a . Así mismo el punto 5 indica que el sistema de aislamiento se debe diseñar sin reducción.

Tabla 90. Comparación de cortantes de diseño eje X - Colegio

Nivel	Base fija [tnf]	Base aislada [tnf]	Reducción [%]
4	34.0182	25.52975	25%
3	68.4224	61.05085	11%
2	91.849	95.04195	-3%
1	103.0914	127.75335	-24%
0	0	321.9435	
Reducción en todos los niveles			2 %

Fuente. Propia

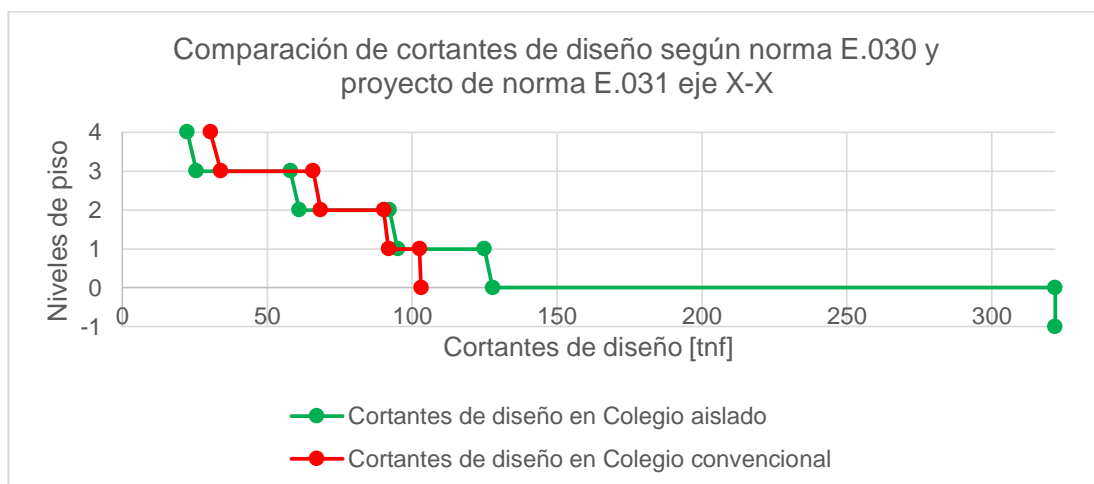


Figura 85. Comparación de cortantes de diseño según norma E.030 y proyecto de norma E.031 eje X - Colegio

Fuente: Propia.

En la tabla 90 y figura 85, para el eje X se observa que no existe reducción del cortante de diseño sino un incremento del 24 %, sin embargo en todos los niveles se observa una reducción del 2 % de las cortantes, esto se debe a que la aceleración del diseño inelástico (norma E.030) que es alrededor de 0,153 g es menor que la aceleración del sismo máximo considerado que es alrededor de 0,3375 g, véase la figura 86. El resultado indicaría que no se puede seguir reduciendo las dimensiones de los elementos resistentes, debido a que el sistema estructural ya es a base de pórticos. También se observa que el sistema de aislamiento se diseña sin reducción por lo que toma un valor de 321,943 tnf.

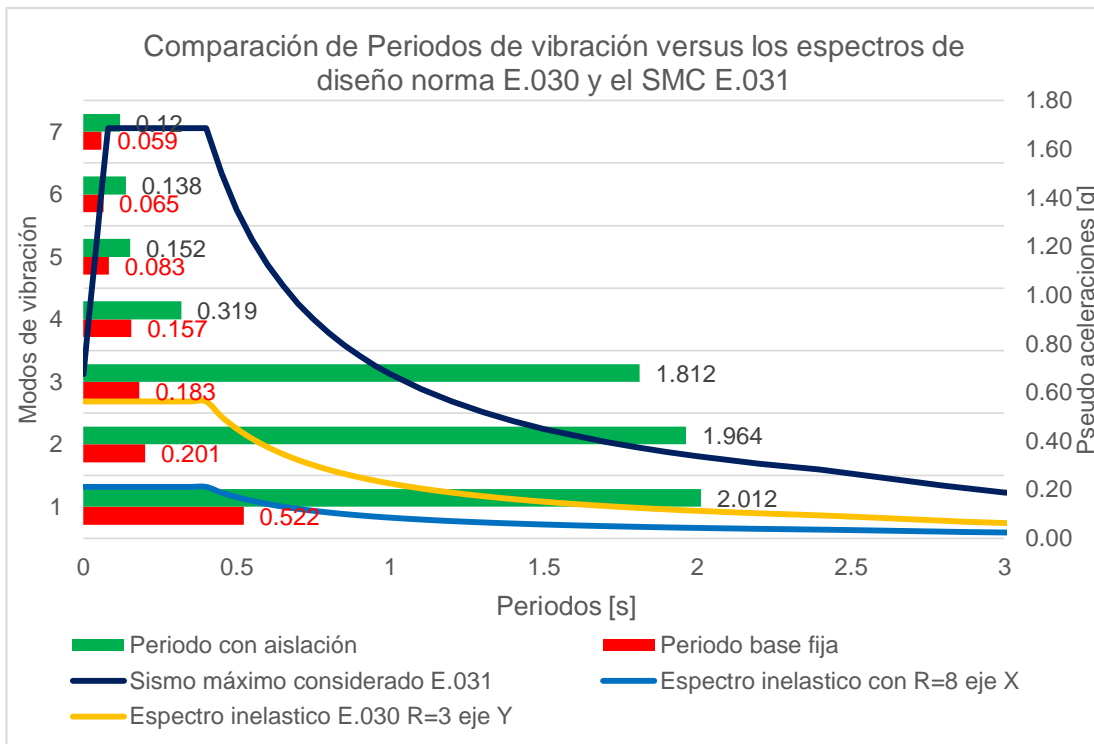


Figura 86. Comparación de Periodos de vibración versus los espectros de diseño norma E.030 y el SMC E.031 - Colegio

Fuente: Propia.

Tabla 91. Comparación de cortantes de diseño eje Y - Colegio

Nivel	Base fija [tnf]	Base aislada [tnf]	Reducción [%]
4	115.4779	37.0321	68%
3	237.0002	89.9601	62%
2	317.059	142.5362	55%
1	358.1604	194.76785	46%
base 0		496.8279	
Reducción en todos los niveles			58 %

Fuente. Propia

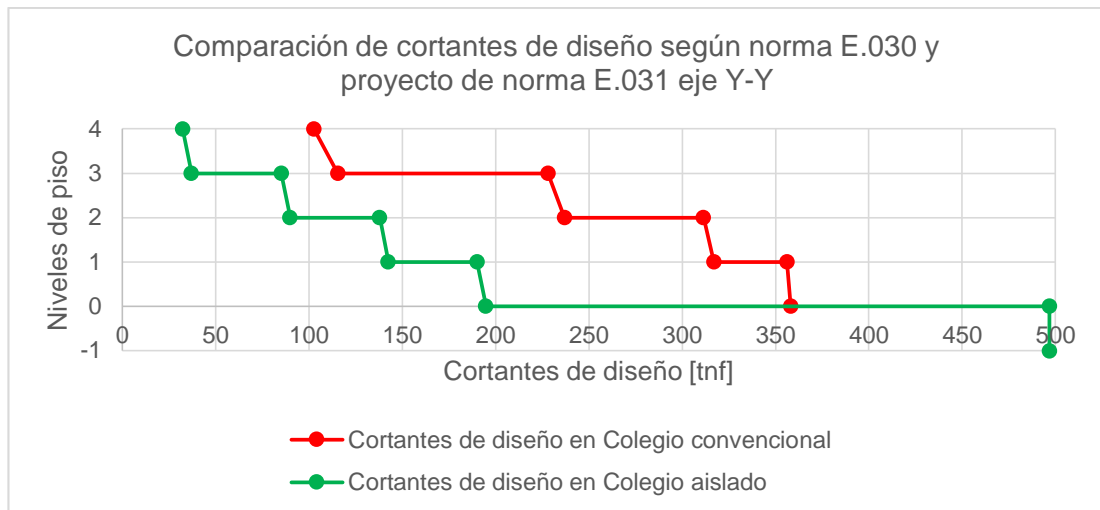


Figura 87. Comparación de cortantes de diseño según norma E.030 y proyecto de norma E.031 eje Y - Colegio

Fuente: Propia.

En la tabla 91 y figura 87, para el eje Y, se observa que existe una reducción de cortante del primer nivel del 46 %, y una reducción en todos los niveles de 58 %. El resultado indica que se puede seguir reduciendo las dimensiones de los elementos resistentes debido a que el sistema estructural es de albañilería confinada. Así también se observa que el sistema de aislamiento se diseña sin reducción por lo que toma un valor de 496,827 tnf.

Se considera importante realizar una comparación de las fuerzas máximas tanto de la norma E.030 y proyecto de norma E.031, a través del espectro de diseño elástico y el sismo máximo considerado sin reducción respectivamente. Las estructuras, de acuerdo a la teoría del diseño sismorresistente, deben ser diseñados para soportar las máximas fuerzas cortantes sin sufrir daño, sin embargo esto no se exige en los códigos de construcción, debido que implicaría el uso de grandes dimensiones en los elementos sismorresistente, lo que no sería económicamente factible, y a que se asume un comportamiento inelástico de las construcciones.

A continuación se comparan las fuerzas máximas mencionadas en el párrafo anterior.

Tabla 92. Comparación de fuerzas máximas eje X en colegio

Nivel	VX base fija [tnf]	VX base aislada [tnf]	Reducción [%]
4	272.1876	51.0595	81%
3	547.5133	122.1017	78%
2	734.9842	190.0839	74%
1	824.932	255.5067	69%
0	0	321.9435	

Fuente. Propia

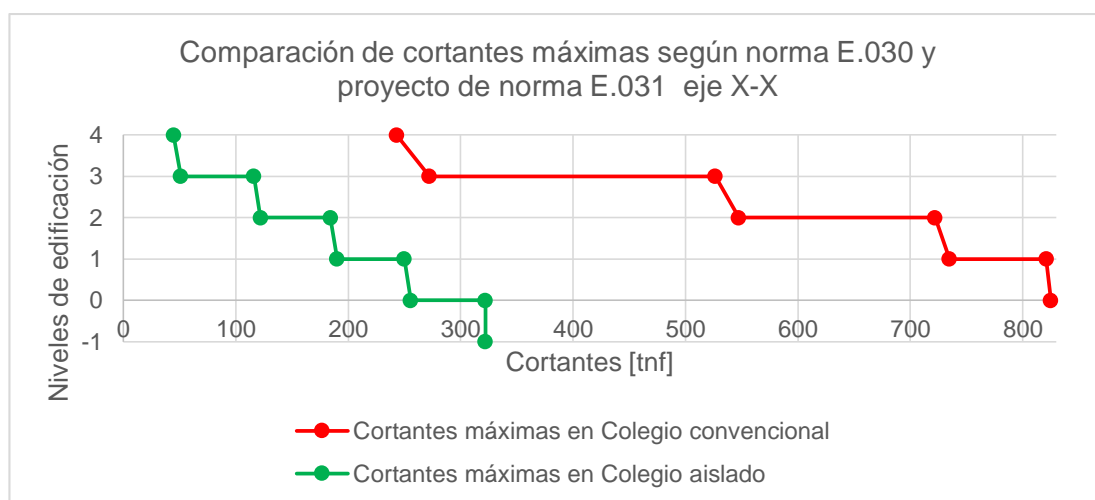


Figura 88. Comparación de cortantes máximos según norma E.030 y proyecto de norma E.031 eje X en colegio

Fuente: Propia.

Tabla 93. Comparación de fuerzas máximas eje Y en colegio

Nivel	VY base fija [tnf]	VY base aislada [tnf]	Reducción [%]
4	346.126	74.0642	79%
3	710.3691	179.9202	75%
2	950.3323	285.0724	70%
1	1073.5268	389.5357	64%
0	0	496.8279	

Fuente. Propia

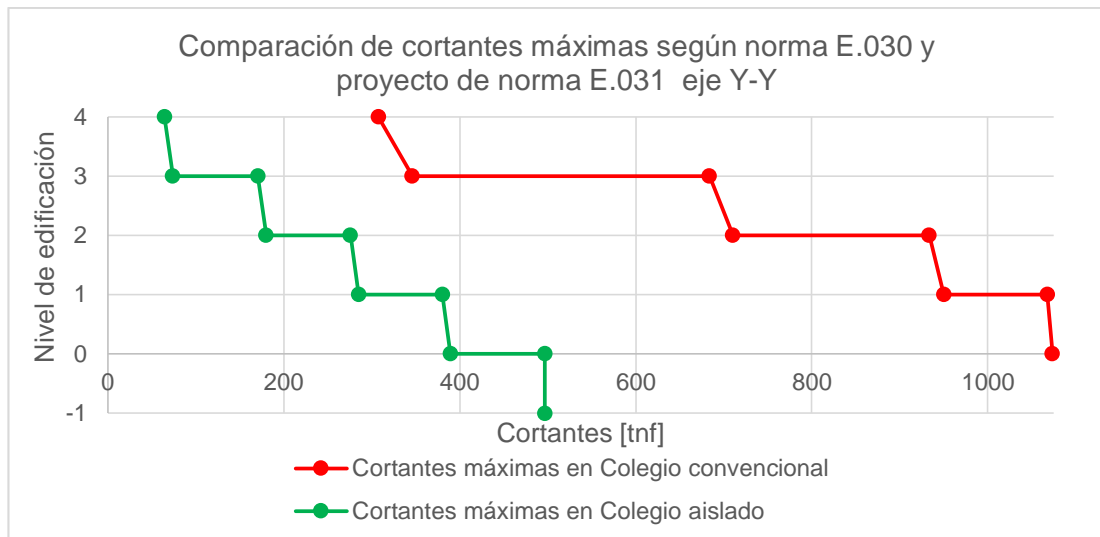


Figura 89. Comparación de cortantes máximos según norma E.030 y proyecto de norma E.031 eje Y en colegio

Fuente: Propia.

Bajo éste análisis se logra reducir un 69 % la cortante del primer nivel en el eje X y un 64 % en el eje Y por lo que, el uso de aisladores bajo un diseño elástico de las estructuras, reduce a más del 50 % del cortante de diseño elástico de base fija de la norma E.030.

Subhipótesis

H₂: La respuesta sísmica de una edificación regular para colegio con pórticos y albañilería confinada de 4 niveles aplicando la propuesta de norma E.031 es mejor que la respuesta sísmica de la misma estructura aplicando la norma E.030.

Debido a que el sistema aislado alarga el periodo de la estructura desde 0,522 s a 2,012 s, llevando la respuesta máxima de la edificación a una zona baja de aceleraciones, el cual se demostró con los resultados de la tabla 87 y la figura 80.

Debido a que las derivas de la estructura de base fija no cumplen con la norma E.030 y que las derivas de la estructura aislada sí cumplen con el límite de deriva, de la propuesta de norma E.031 reduciendo la deriva del primer nivel en 47 %, el segundo en 64 %, el tercero en 68 % y el cuarto en 71 % en el eje X y las derivas del primer nivel en 45 %, segundo en 59 %, tercer en 60 % y el cuarto en 56 % en el eje Y como se muestra en la tabla 88 y 89.

Debido a que comparando las fuerzas de diseño en el eje X no se observa cambio significativo como se indicó para el indicador fuerzas cortantes, que la aceleración del diseño inelástico (norma E.030) que es alrededor de 0,153 g es

menor que la aceleración del sismo máximo considerado que es alrededor de 0,3375 g y debido a que comparando las fuerzas de diseño en el eje Y se observa la reducción de cortante del primer nivel en 46 % como se indicó para el indicador fuerzas cortantes.

Debido a que comparando las fuerzas cortantes máximas se observa que el uso de un modelo aislado disminuye las cortantes en el primer nivel en 69 % para el eje X y en 64 % para el eje Y.

Tomando en consideración lo mencionado anteriormente para los indicadores se verifica la **hipótesis 2**: La respuesta sísmica de una edificación regular para colegio con pórticos y albañilería confinada de 4 niveles aplicando la propuesta de norma E.031 es mejor que la respuesta sísmica de la misma estructura aplicando la norma E.030.

Debido a que se compararon los resultados de aplicar procedimientos estandarizados y aceptados por una comunidad científica, como son la norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente y proyecto de norma peruana E.031 Aislamiento Sísmico, siguiendo los procedimientos indicados en tales normas, no se requiere la aplicación de pruebas estadísticas y basta con comparar las respuestas sísmicas.

Sin embargo quedaría pendiente una comparación económica de ambos modelos fija y aislada los cuales formarán parte de las recomendaciones de la presente investigación.

Hipótesis general

HG: La respuesta sísmica de las edificaciones comunes aplicando la propuesta de norma E.031 es mejor que la respuesta sísmica de las edificaciones comunes aplicando la norma E.030.

Con los resultados que se obtuvieron en la comprobación de las sub hipótesis, las mismas que conforman la hipótesis general, se acepta la hipótesis general HG: La respuesta sísmica de las edificaciones comunes aplicando la propuesta de norma E.031 es mejor que la respuesta sísmica de las edificaciones comunes aplicando la norma E.030.

CAPÍTULO VII

DISCUSIÓN

SOBRE LA HIPÓTESIS 1

Los diseños elásticos se realizan para el máximo sismo esperado y las estructuras deben ser construidas para éstos efectos, sin embargo tales diseños no son exigidos en las normas o códigos de construcción. Los periodos se alejaron en un rango aceptado (Tena Colunga, 2017), (ASCE-7,2010) sin afectar la estabilidad vertical y el volteo del sistema de aislamiento, resultando en 1,734 s. La carga vertical máxima influyó en el resultado, debido a que, considero que presenta un factor de seguridad alto, como consecuencia exige la capacidad vertical de los aisladores, que de acuerdo a los catálogos de fabricantes de aisladores como el de la empresa Italiana FIP INDUSTRIALE, incrementan la rigidez horizontal y a su vez reducen el periodo de vibración de la estructura. Me remito a las citas bibliográficas realizadas en la sección *diseño del sistema de aislamiento* para la edificación de departamentos.

Se observó que las derivas del sistema estructural de muros estructurales de 4 niveles en el edificio irregular de departamentos son muy adecuadas, se comparó con los resultados de varios autores, pudiendo mencionar la investigación realizada por Víctor Alfaro Ríos, quien realizó el análisis y diseño sismorresistente de una edificación irregular dual con un factor de reducción de fuerzas sísmicas, $R = 5,25$, teniendo en el eje X la presencia de muros estructurales y en el eje Y el ascensor y pórticos, obteniendo para el eje X una deriva máxima de 0,001570, este valor es obtenido tras multiplicar los resultados de una análisis inelástico por R sin embargo la presente investigación se obtuvo tras multiplicar los resultados de un análisis inelástico por $0.85 R$, los parámetros sísmicos utilizados por el autor referenciado fueron $Z = 0,45$, $S=1$, $T_p = 0,4$ y $T_L = 2,5$ y $U = 1$, los mismos de la presente investigación. Se corroboró la eficiencia del control de derivas de la presente investigación mediante el uso de aisladores sísmicos, reduciendo las derivas en el eje X en 53 % y en 44 % en el eje Y.

Se verifico la mejora de la reducción de las cortantes, esto se verificó a través de la comparación de las fuerzas máximas tanto de la norma E.030 y de proyecto de norma E.031 Aislamiento sísmico. Como resultado, la reducción de cortantes máximas fue más del 50 % en ambos ejes.

SOBRE LA HIPÓTESIS 2

Los diseños elásticos se realizan para el máximo sismo esperado y las estructuras deben ser construidas para éstos efectos, sin embargo tales diseños no son exigidos en las normas o códigos de construcción. Los periodos se alejaron en un rango aceptado (Tena Colunga, 2017), (ASCE-7,2010) sin afectar la estabilidad vertical y el volteo del sistema de aislamiento, resultando en un periodo fundamental de 2,012 s. Se considera que un sistema a base de pórticos influyo en el periodo.

Se observó que las derivas del sistema estructural de pórticos de 4 niveles en la edificación para colegio convencional no cumplen con el requisito de la norma E.030 mientras que con el sistema de aislamiento sí cumplen los requisitos. Se observó que las derivas del sistema estructural de albañilería confinada presenta las características de los muros estructurales en cuanto a derivas, resultando en derivas mayores que los del sistema de muros estructurales pero menores que los de pórticos.

Se verifico la mejora de la reducción de las cortantes, esto se vio a través de la comparación de las fuerzas máximas tanto de la norma E.030 y de proyecto de norma E.031 Aislamiento sísmico. Como resultado se redujo las cortantes máximas en 69 % eje X y en 64 eje Y.

CONCLUSIONES

PARA EL OBJETIVO ESPECÍFICO 1:

Edificación de departamentos convencional irregular de muros estructurales de 4 niveles.

- ✓ Aplicando la norma E.030, el modelo convencional de departamentos de 4 niveles presentó un sistema estructural de muros estructurales de configuración irregular en planta por discontinuidad del diafragma. Frente a un sismo de diseño de la norma E.030 se obtuvo las siguientes respuestas sísmicas: Un periodo fundamental de 0,222 s, con deriva máxima de 0,00173 del tercer nivel para eje X y con deriva máxima de 0,00110 del tercer nivel para el eje Y. Las fuerzas de diseño en el primer nivel fueron de 146,52 tnf para el eje X y de 146,19 tnf para el eje Y.

Edificación de departamentos aislada sísmicamente irregular de muros estructurales de 4 niveles.

- ✓ Aplicando la propuesta de norma E.031, el modelo con aislamiento sísmico para departamentos de 4 niveles con sistema estructural e irregularidad estructural iguales al modelo convencional frente al sismo máximo considerado del proyecto de norma E.031 presenta las siguientes respuestas sísmicas: Un periodo fundamental de 1,734 s, con deriva máxima de 0,00079 del segundo nivel para el eje X y con deriva máxima de 0,00056 del segundo nivel para el eje Y. Las fuerzas de diseño en el primer nivel es 138,533 tnf para el eje X y de 149,419 tnf para el eje Y. La fuerzas de diseño del sistema de aislamiento son de 348,885 tnf para el eje X y de 376,595 tnf para el eje Y.

PARA EL OBJETIVO ESPECÍFICO 2:

Edificación para colegio convencional regular de pórticos y albañilería confinada de 4 niveles.

- ✓ Aplicando la norma E.030, el modelo convencional para colegio de 4 niveles presentó un sistema estructural de pórticos eje X y albañilería confinada eje Y, una configuración regular en planta y altura. Frente a un sismo de diseño de la norma E.030 se obtuvo las siguientes respuestas sísmicas: Un periodo fundamental de 0,522 s, con derivas de 0,00711 en el tercer nivel y 0,00882

en el segundo nivel para el eje X y en el eje Y presentó una deriva máxima de 0,00151 en el segundo nivel. Las fuerzas de diseño en el primer nivel fueron de 103,091 tnf para el eje X y de 358,160 tnf para el eje Y.

Edificación para colegio aislada sísmicamente regular de pórticos y albañilería confinada de 4 niveles.

- ✓ Aplicando la propuesta de norma E.031, el modelo con aislamiento sísmico para colegio de 4 niveles con sistema estructural y regularidad estructural iguales al modelo convencional frente al sismo máximo considerado del proyecto de norma E.031 presenta las siguientes respuestas sísmicas: Un periodo fundamental de 2,012 s, con deriva máxima de 0,0032 del segundo nivel para el eje X y con deriva máxima de 0,00068 del primer nivel para el eje Y. Las fuerzas de diseño en el primer nivel es 127,753 para el eje X y de 194,767 tnf para el eje Y. La fuerzas de diseño del sistema de aislamiento son de 321,943 tnf para el eje X y de 496,827 tnf para el eje Y.

PARA EL OBJETIVO GENERAL:

Edificación de departamentos irregular de muros estructurales de 4 niveles.

- ✓ Comparando los periodos, derivas y fuerzas cortantes de las tablas 80, 81, 82, 83, 84, 85 y 86 se observa claramente que las respuestas sísmicas de la edificación de departamentos, aplicando la propuesta de norma E.031, son las siguientes: El periodo de 1,734 s se encuentra en la zona de bajas aceleraciones figura 69, las derivas se reducen en un 53 % eje X y 44 % eje Y, las cortantes de diseño se reducen en 34 % en el eje X y de 28 % en el eje Y así también las cortantes máximas se reducen en 56 % para el eje X y en 54 % eje Y. Estos resultados forman la base por las que se afirma, que las respuestas sísmicas aplicando la propuesta de norma E.031 son mejores a las respuestas sísmicas que se obtienen de aplicar la norma E.030.

Edificación para colegio regular de pórticos y albañilería confinada de 4 niveles.

- ✓ Comparando los periodos, derivas y fuerzas cortantes de las tablas 87, 88, 89, 90, 91, 92 y 93 se observa claramente que las respuestas sísmicas de la edificación para colegio, aplicando la propuesta de norma E.031, son las siguientes: El periodo de 2,012 s se encuentra en la zona de bajas

aceleraciones figura 80, las derivas se reducen en un 62 % eje X y 55 % eje Y, las cortantes de diseño en el eje X no presenta disminución (pórticos) y en el eje Y presenta una disminución de 46 % en la cortante del primer nivel (albañilería confinada) así también las cortantes máximas se reducen en 69 % eje X y en 64 % eje Y. Estos resultados forman la base por las que se afirma, que la respuesta sísmica aplicando la propuesta de norma E.031 son mejores que las respuestas sísmicas que se obtienen de aplicar la norma E.030.

RECOMENDACIONES

A las universidades, municipalidades y otras entidades privadas como estatales la construcción de edificaciones de 4 niveles con sistema estructural de muros estructurales como mecanismo de control de las derivas, vulnerabilidad y el riesgo sísmico.

A las municipalidades distritales, provinciales y regionales la construcción de colegios de 4 niveles con sistemas estructurales de pórticos y albañilería confinada con aislamiento sísmico.

A los estudiantes y profesionales de la carrera profesional en ingeniería civil realizar un estudio comparativo de las cargas verticales máximas utilizadas en distintos países para el diseño de los aisladores, para conocer mejor el nivel de exigencia de las cargas sísmicas de la propuesta de norma E.031, puesto que este conocimiento permitirá aumentar los periodos y con ello reducir las aceleraciones en las estructuras.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERENCIAS DE TESIS

Alfaro Ríos, V. (2017). Estudio comparativo de la norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente y la norma chilena NCH433 Diseño Sísmico de Edificios, y su aplicación a un edificio de concreto armado, Perú (tesis de pregrado). Universidad Privada de Tacna, Tacna.

Huanca Chambilla, J. E., & Meléndez Limache, M. A. (2016). Análisis dinámico modal espectral de una edificación convencional y otra con aisladores sísmicos a nivel intermedio de la estructura en la ciudad de Tacna (tesis de pregrado). Universidad Privada de Tacna, Tacna.

Korswagen Eguren, P.A., Arias Ricse, J.C. y Huaranga Huamaní, P.G. (2012) “Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú” (Tesis para Título de Ingeniero Civil). Universidad PUCP, Lima Perú.

Leyton Bradley, M. (2017). Implementación de aisladores sísmicos en un edificio de viviendas en Lima, Perú (tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.

Lucen Gómez, J. E., & Samokic Quiquia, Y. A. (2018). Análisis y diseño estructural comparativo de un edificio de concreto armado de diez pisos con bases fija y aislada (tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.

Meza Palacios, Z. M. (2015). Análisis y diseño de un hospital con aisladores elastoméricos en el Perú (tesis de pregrado). Universidad Nacional de Piura, Piura.

Reyna Flores, A. K. (2017). Análisis comparativo de la respuesta sísmica de estructuras de concreto armado con y sin aisladores sísmicos en la base según su variación en la altura (tesis de pregrado). Universidad César Vallejo, Lima.

REFERENCIAS DE LIBROS

Arias, F. (2006). El proyecto de investigación. Introducción a la metodología científica. Caracas: Episteme.

Chopra, A. K. (1995), “Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering”, Segunda Edición, New Jersey: Prentice Hall.

Clough, R., Penzien, J. (1995) "Dynamics of Structures", tercera edición, Library of Congress Cataloging-in-Publication Data. Berkeley USA.

Fuente Tremps, E. (2015), "Fundamentos de Dinámica Estructural", España: Garceta.

Hernández Sampieri, R., Fernández - Collado, C., & Baptista Lucio, P. (2010). Metodología de la investigación. México: McGraw-Hill.

Paz, M. (2012), "Dinámica estructural – teoría y cálculo", Louisville – Kentucky USA: Reverte S.A.

REFERENCIAS DE NORMAS

ASCE-7 (2010), "Minimum design loads for buildings and other structures", ASCE Standard ASCE/SEI 7-10, American Society of Civil Engineers, ISBN: 9780784410851.

Norma técnica E.030 Diseño sismorresistente (2018)

Proyecto de Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico (2018). Recuperado de https://drive.google.com/file/d/19stMm7W4fG8Jt4LfQnEEQ_FBs0NvU05W/view. Lima.

UBC-97 (1997), "Uniform Building Code, 1997 edition", International Conference of Building Officials, Whittier, California, Vol. 2.

Vásquez Bustamante, O. (2011). Reglamento nacional de edificaciones actualizado al 2010. Lima: Printed Color EIRL.

REFERENCIAS DE VERSIONES ELECTRÓNICAS DE PUBLICACIONES TÉCNICAS

Canam Bridges (2016). Seismic Isolators. Recuperado de <https://www.canambridges.com/publications-2/technical/> el 20 de noviembre 2018.

Corporación de desarrollo tecnológico – Cámara chilena de la construcción (2011). Protección Sísmica de Estructuras: Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía. Recuperado de http://descargas.coreduc.cl/Proteccion_Sismica_de_Estructuras_-_Febrero_2012_CLR_v4.1.pdf el 20 de abril 2019.

Dynamic Isolation Systems (2007). Seismic Isolation for Buildings and Bridges. Recuperado de [http://www.dis-inc.com/pdf_files/DIS Seismic Isolation for Buildings and Bridges.pdf](http://www.dis-inc.com/pdf_files/DIS_Seismic_Isolation_for_Buildings_and_Bridges.pdf) el 20 de diciembre 2018.

FIP INDUSTRIALE (2016). Elastomeric Isolators series SI. Recuperado de https://www.fipindustriale.it/public/S02_SI-eng.pdf el 20 de diciembre 2018.

REFERENCIAS DE ARTÍCULO IMPRESO

Tavera Huarache, H. J. (1993). La tierra, tectónica y sismicidad. Instituto geofísico del Perú, 32 hojas.

REFERENCIAS DE ARTÍCULO DE REVISTA

Tena Colunga, A. (2017). Diseño sísmico simplificado de estructuras con muros de mampostería aisladas sísmicamente. Instituto geofísico del Perú, 32 hojas. Recuperado de <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/rriie/article/view/627/522> el 01 de enero del 2019, 33 hojas.

REFERENCIA DE PÁGINA WEB

Tavera Huarache, H. J. (2018). ¿Qué es el silencio sísmico? Por el Dr. Hernando Tavera. Recuperado de <https://portal.igp.gob.pe/que-silencio-sismico-dr-hernando-tavera>.

ANEXOS

ANEXO 1 MATRIZ DE CONSISTENCIA

“RESPUESTA SÍSMICA DE DIFERENTES EDIFICACIONES COMUNES, APLICANDO LA PROPUESTA DE NORMA E.031, UBICADOS EN LA CIUDAD DE TACNA”

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	HIPÓTESIS	OBJETIVOS	VARIABLES	INDICADORES	MÉTODO
<p>PROBLEMA GENERAL:</p> <p>¿Cómo mejora la respuesta sísmica de las edificaciones comunes de 4 niveles aplicando la propuesta de norma E.031 y la norma E.030 en la ciudad de Tacna?</p> <p>PROBLEMAS ESPECÍFICOS:</p> <p>¿Cuál es la respuesta sísmica de una edificación irregular de departamentos con muros estructurales de 4 niveles aplicando la propuesta de norma E.031 y la norma E.030?</p> <p>¿Cuáles es la respuesta sísmica de una edificación regular para colegio con pórticos y albañilería confinada de 4 niveles aplicando la propuesta de norma E.031 y la norma E.030?</p>	<p>HIPÓTESIS GENERAL:</p> <p>HG: La respuesta sísmica de las edificaciones comunes aplicando la propuesta de norma E.031 es mejor que la respuesta sísmica de las edificaciones comunes aplicando la norma E.030.</p> <p>HIPÓTESIS SECUNDARIAS:</p> <p>H1: La respuesta sísmica de una edificación irregular de departamentos con muros estructurales de 4 niveles aplicando la propuesta de norma E.031 es mejor que la respuesta sísmica de la misma estructura aplicando la norma E.030.</p> <p>H2: La respuesta sísmica de una edificación regular para colegio con pórticos y albañilería confinada de 4 niveles aplicando la propuesta de norma E.031 es mejor que la respuesta sísmica de la misma estructura aplicando la norma E.030.</p>	<p>OBJETIVO GENERAL:</p> <p>Analizar comparativamente las respuestas sísmicas de edificaciones comunes de 4 niveles aplicando la propuesta de norma E.031 y la norma E.030.</p> <p>OBJETIVOS ESPECÍFICOS:</p> <p>Determinar la respuesta sísmica de una edificación irregular de departamentos con muros estructurales de 4 niveles aplicando la propuesta de norma E.031 y la norma E.030.</p> <p>Determinar la respuesta sísmica de una edificación regular para colegio con pórticos y albañilería confinada de 4 niveles aplicando la propuesta de norma E.031 y la norma E.030.</p>	<p>VARIABLE INDEPENDIENTE:</p> <p>Modelo estructural de edificaciones comunes.</p> <p>VARIABLE DEPENDIENTE:</p> <p>Respuesta sísmica</p>	<p>VARIABLE INDEPENDIENTE:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Sistema estructural. • Irregularidad estructural. • Niveles de la edificación. <p>VARIABLE DEPENDIENTE:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Desplazamientos laterales. • Derivas de entrepiso. • Fuerzas cortantes • Períodos de vibración. 	<p>VARIABLE INDEPENDIENTE:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pórticos, muros estructurales, albañilería confinada. • Regular o irregular. • Niveles de la edificación. <p>VARIABLE DEPENDIENTE:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Metros [m]. • Adimensional. • Fuerzas cortantes [tnf]. • Segundos [s].

ANEXO 2 METRADO DE CARGAS EDIFICIO PARA DEPARTAMENTOS

Metrado del nivel 1, 2 y 3

Metrado nivel 1, 2, y 3						
Carga muerta						
	Cant.[und]	Alto [m]	Área[m2]	Peso esp. [tnf/m3]	Peso [tnf]	
Columna C-1	12	2.6	0.15	2.4	11.232	
Columna C-2	2	2.6	0.0625	2.4	0.78	
Columna C-2a	2	2.6	0.0625	2.4	0.78	
	Longitud [m]	Alto [m]	Ancho [m]	Peso esp. [tnf/m3]	Peso [tnf]	
Viga V-S1	24.9	0.3	0.5	2.4	8.964	
Viga V-100	47.15	0.3	0.5	2.4	16.974	
Viga V-A1	17.2	0.3	0.2	2.4	2.4768	
Viga V-101	7.55	0.25	0.5	2.4	2.265	
Viga V-CH	17.2	0.5	0.2	2.4	4.128	
Viga V-D	1.2	0.3	0.4	2.4	0.3456	
Viga V-B	8.75	0.15	0.2	2.4	0.63	
Viga V-A	6.3	0.25	0.2	2.4	0.756	
		Área [m2]	altura[m]	Peso esp. [tnf/m3]		
Placa P-5		1.012	2.9	2.4	7.04352	
Placa Ascensor		2.405	2.9	2.4	16.7388	
Placa P-6		1.05	2.9	2.4	7.308	
Placa eje A-A entre 1 y 2		0.41875	2.4	2.4	2.412	
Placa eje H-H entre 1 y 2		0.41875	2.4	2.4	2.412	
Placa eje A-A entre 3 y 4		0.4	2.4	2.4	2.304	
Placa eje H-H entre 3 y 4		0.4	2.4	2.4	2.304	
Placa eje 4-4		0.8	2.4	2.4	4.608	
		Área [m2]		Peso [tnf/m2]		
Losa aligerada 20 cm		142.9375		0.3	42.88125	
Piso terminado		158.3585		0.15	23.753775	
Tabiquería		158.3585		0.15	23.753775	
		Área [m2]	altura[m]	Peso esp. [tnf/m3]		
Losa maciza 20 cm		15.421	0.2	2.4	7.40208	
				P_{CM}⁸	192.2526	
		Área [m2]		Peso [tnf/m2]		
Carga Viva		158.3585		0.2	31.6717	
				P_{CV}⁹	31.6717	

Fuente: Propia

⁸ **P_{CM}** = Peso de carga muerta

⁹ **P_{CV}** = Peso de carga viva

Metrado del nivel 4

Metrado del nivel 4					
	Cant.[und]	Alto[m]	Área[m2]	Peso esp. [tnf/m3]	Peso [tnf]
Columna C-1	12	1	0.15	2.4	4.32
Columna C-2	2	1	0.0625	2.4	0.3
Columna C-2a	2	1	0.0625	2.4	0.3
	Longitud [m]	Alto [m]	Ancho [m]	Peso esp. [tnf/m3]	Peso [tnf]
Viga V-S1	24.9	0.3	0.5	2.4	8.964
Viga V-100	47.15	0.3	0.5	2.4	16.974
Viga V-A1	17.2	0.3	0.2	2.4	2.4768
Viga V-101	7.55	0.25	0.5	2.4	2.265
Viga V-CH	17.2	0.5	0.2	2.4	4.128
Viga V-D	1.2	0.3	0.4	2.4	0.3456
Viga V-B	8.75	0.15	0.2	2.4	0.63
Viga V-A	6.3	0.25	0.2	2.4	0.756
Viga V-A en tanque elev.	6.725	0.2	0.25	2.4	0.807
		Área [m2]		Peso [tnf/m2]	
Losa aligerada 20 cm		142.9375		0.3	42.88125
Piso terminado		158.3585		0.15	23.753775
		Área [m2]	altura[m]	Peso esp. [tnf/m3]	
Losa maciza 20 cm		15.421	0.2	2.4	7.40208
Losa del ascensor		2.625	0.1	2.4	0.63
Losa del tanque		10.57	0.15	2.4	3.8052
		Área [m2]	altura[m]	Peso esp. [tnf/m3]	
Placa P-6		1.05	1.3	2.4	3.276
Placa eje A-A entre 1 y 2		0.41875	0.8	2.4	0.804
Placa eje H-H entre 1 y 2		0.41875	0.8	2.4	0.804
Placa eje A-A entre 3 y 4		0.4	0.8	2.4	0.768
Placa eje H-H entre 3 y 4		0.4	0.8	2.4	0.768
Placa eje 4-4		0.8	0.8	2.4	1.536
Placa P-5		1.012	3.5	2.4	8.5008
Placa del ascensor		2.405	3.5	2.4	20.202
				P_{CM}	157.39751
Carga viva					
		Área [m2]		Peso [tnf/m2]	
Losa		158.3585		0.1	15.83585
				P_{CV}	15.83585

Fuente: Propia

Metrado de escalera

Nivel	Carga muerta [tnf]	Carga viva [tnf]
1	3.25	2.7
2	3.88	3.24
3	3.88	3.24
4	1.94	1.62

Fuente: Propia

Metrado del nivel de base

Metrado del Nivel Base					
Carga Muerta					
	Longitud [m]	Alto [m]	Ancho [m]	Peso esp. [tnf/m3]	Peso [tnf]
Viga V-S1	24.9	0.3	0.5	2.4	8.964
Viga V-100	47.15	0.3	0.5	2.4	16.974
Viga V-A1	17.2	0.3	0.2	2.4	2.4768
Viga V-101	7.55	0.25	0.5	2.4	2.265
Viga V-CH	17.2	0.5	0.2	2.4	4.128
Viga V-D	1.2	0.3	0.4	2.4	0.3456
Viga V-B	8.75	0.15	0.2	2.4	0.63
Viga V-A	6.3	0.25	0.2	2.4	0.756
Viga V-S1 agregado	16.43	0.3	0.5	2.4	5.9148
	Longitud [m]	Alto [m]	Ancho [m]	Peso esp. [tnf/m3]	Peso [tnf]
Escalera	2.27	0.2	1.2	2.4	1.30752
	Área [m2]			Peso [tnf/m2]	
Losa aligerada	142.9375			0.3	42.88125
Piso terminado	158.3585			0.15	23.753775
Tabiquería	158.3585			0.15	23.753775
	Área [m2]	altura[m]	Peso esp. [tnf/m3]		
Losa maciza	15.421	0.2	2.4		7.40208
	Área [m2]	altura[m]	Peso esp. [tnf/m3]		
Placa P-5	1.012	1.3	2.4		3.15744
Placa ascensor	2.405	1.3	2.4		7.5036
Placa P-6	1.05	1.3	2.4		3.276
Placa eje A-A entre 1 y 2	0.41875	1.3	2.4		1.3065
Placa eje H-H entre 1 y 2	0.41875	1.3	2.4		1.3065
Placa eje A-A entre 3 y 4	0.4	1.3	2.4		1.248
Placa eje H-H entre 3 y 4	0.4	1.3	2.4		1.248
Placa eje 4-4	0.8	1.3	2.4		2.496
				P_{CM}	163.09464
CARGA VIVA					
	Área [m2]			Peso [tnf/m2]	
Piso	158.3585			0.2	31.6717
				P_{CV}	31.6717

Fuente: Propia

Resumen del metrado de cargas de departamento

Resumen de metrado				
Nivel	CM	CV	25% CV	CM+25%CV
base	163.0946	31.6717	7.917925	171.012565
1	195.5026	34.3717	8.592925	204.095525
2	196.1326	34.9117	8.727925	204.860525
3	196.1326	34.9117	8.727925	204.860525
4	159.3375	17.45585	4.3639625	163.7014675
TOTAL	747.1053	121.651	30.4127375	948.5306075

Fuente: Propia

ANEXO 3 METRADO DE CARGAS EDIFICACIÓN PARA COLEGIO

Metrado del nivel 1,2 y 3

Metrado nivel 1, 2, y 3						
Carga muerta						
Columnas	Cant.[und]	Alto[m]	Área[m ²]	Peso esp. [tnf/m ³]	Peso [tnf]	
C-1	4	3.35	0.1875	2.4	6.03	
C-2	10	3.35	0.25	2.4	20.1	
C-3	2	3.35	0.15	2.4	2.412	
C-4	2	3.35	0.2	2.4	3.216	
Vigas	Cant.[und]	Longitud [m]	Alto [m]	Ancho [m]	Peso esp. [tnf/m ³]	Peso [tnf]
VP-101 25x60	2	7.26	0.25	0.6	2.4	5.2272
VP-102 30x60	3	7.86	0.3	0.6	2.4	10.18656
VP-103 30x60	2	7.06	0.3	0.6	2.4	6.09984
VS-A 25x40	2	18.3	0.25	0.4	2.4	8.784
VS-B 45x20	1	20.6	0.45	0.2	2.4	4.4496
V-B 25x20	1	20.8	0.25	0.2	2.4	2.496
Muro 1-1	Cant.	Longitud [m]	Ancho [m ²]	altura[m]	Peso esp. [tnf/m ³]	Peso [tnf]
Muro 1-1	4	2.58	0.15	2.75	1.8	7.6626
Muro 3-3	4	2.48	0.15	2.75	1.8	7.3656
Losa aligerada 20 cm		Longitud [m]	Ancho [m ²]		Peso [tnf/m ²]	Peso [tnf]
Losa aligerada 20 cm		22.8	8.86		0.21	42.42168
Piso terminado		8.86	22.8		0.1	20.2008
Tabiquería		8.86	22.8		0.1	20.2008
					P_{CM}	166.85268
Carga Viva		Longitud [m]	Ancho [m ²]		Peso [tnf/m ²]	Peso [tnf]
Losa		8.86	22.8		0.25	50.502
					P_{CV}	50.502

Fuente: Propia

Metrado del nivel 4

Metrado nivel 4						
Carga muerta						
Columnas	Cant.[und]	Alto [m]	Área[m ²]	Peso esp. [tnf/m ³]	Peso [tnf]	
C-1	4	1.675	0.1875	2.4	3.015	
C-2	10	1.675	0.25	2.4	10.05	
C-3	2	1.675	0.15	2.4	1.206	
C-4	2	1.675	0.2	2.4	1.608	
Vigas	Longitud [m]	Alto [m]	Ancho [m]	Peso esp. [tnf/m ³]	Peso [tnf]	
					37.2432	
Losa aligerada 20 cm	Longitud [m]	Ancho [m ²]		Peso [tnf/m ²]	42.42168	
Piso terminado	22.8	8.86		0.1	20.2008	
				P_{CM}	115.74468	
Carga viva						
Losa	Longitud [m]	Ancho [m ²]		Peso [tnf/m ²]	20.2008	
	22.8	8.86		0.1	20.2008	
				P_{CV}	20.2008	

Fuente: Propia

Metrado del nivel base

Nivel Base						
Carga muerta						
Vigas	Cant. [und]	Longitud [m]	Alto [m]	Ancho [m]	Peso esp. [tnf/m3]	Peso [tnf]
V-B 25X20	1	20.8	0.2	0.25	2.4	2.496
VP-101 25X60	2	1.85	0.6	0.25	2.4	1.332
VP-102 y 103 30X60	5	1.85	0.6	0.3	2.4	3.996
Viga ejes 1, 7 entre A y C	2	5.41	0.7	0.4	2.4	7.27104
Viga ejes 2, 4, 6 entre A y C	3	6.01	0.7	0.4	2.4	12.11616
Viga ejes 3, 5 entre A y C	2	5.21	0.7	0.4	2.4	7.00224
Viga ejes C y A	2	18.3	0.7	0.4	2.4	24.5952
Viga eje B	1	21.8	0.7	0.4	2.4	14.6496
Columnas	Cant.[und]	Alto[m]	Área[m2]	Peso esp. [tnf/m3]	Peso [tnf]	
C-1	4	1.675	0.1875	2.4	3.015	
C-2	10	1.675	0.25	2.4	10.05	
C-3	2	1.675	0.15	2.4	1.206	
C-4	2	1.675	0.2	2.4	1.608	
Losa maciza	Espesor [m]	Largo[m]	Ancho[m]	Peso esp. [tnf/m3]	Peso [tnf]	
	0.2	22.8	8.86	2.4	42.42168	
Piso terminado					20.2008	
Tabiquería					20.2008	
Muros					15.0282	
				P_{CM}	187.18872	
Carga viva						
Piso					50.502	
				P_{CV}	50.502	

Fuente: Propia

Resumen de metrado de cargas del colegio

Resumen de metrado						
Nivel	CM	CV	50% CV	25 % CV	Peso Norma E.030	Peso Norma E.031
base	187.1887	50.502	25.251			212.43972
1	166.8527	50.502	25.251		192.10368	192.10368
2	166.8527	50.502	25.251		192.10368	192.10368
3	166.8527	50.502	25.251		192.10368	192.10368
4	115.7447	20.2008		5.0502	120.79488	120.79488
TOTAL					697.10592	909.54564

Fuente: Propia

ANEXO 4 PROPIEDADES MECANICAS – AISLADORES ELASTOMÉRICOS

SI-S	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 400/175	24	1610	0.29	366	400	176	283	333	460	206
SI-S 450/180	116	2020	0.36	411	450	180	307	367	500	281
SI-S 500/180	310	3160	0.44	688	500	180	307	367	550	346
SI-S 550/175	660	4130	0.64	689	550	176	287	337	600	390
SI-S 600/176	880	5160	0.64	776	600	176	279	329	650	444
SI-S 650/180	1260	6260	0.74	864	650	180	277	327	700	507
SI-S 700/180	1740	7660	0.86	967	700	180	281	341	750	642
SI-S 800/180	3400	13280	1.12	1606	800	180	281	341	850	836
SI-S 900/180	4600	17960	1.41	1772	900	180	286	348	950	1078
SI-S 1000/182	6010	22690	1.73	2044	1000	182	290	370	1050	1616
SI-S 1100/182	8620	27460	2.09	2817	1100	182	290	370	1160	1828
SI-S 1200/192	9630	28700	2.36	3010	1200	192	296	378	1260	2160

Figura 90. Propiedades mecánicas de los aisladores elastoméricos HDR para máximo desplazamiento de +/- 350 mm

Fuente: FIP INDUSTRIALE.

SI-S	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 450/204	20	1780	0.31	362	450	204	343	393	500	300
SI-S 500/204	136	2780	0.39	619	500	204	343	393	550	369
SI-S 550/203	300	3660	0.47	694	550	203	327	377	600	419
SI-S 600/200	640	4540	0.67	683	600	200	312	362	650	471
SI-S 650/207	820	5440	0.64	743	650	207	313	363	700	540
SI-S 700/200	1240	6890	0.77	861	700	200	307	367	750	669
SI-S 800/200	2730	11950	1.01	1366	800	200	307	367	850	871
SI-S 900/204	3990	16850	1.26	1664	900	204	318	378	950	1136
SI-S 1000/210	5386	20320	1.60	1772	1000	210	326	406	1050	1690
SI-S 1100/210	7880	27460	1.81	2441	1100	210	326	406	1160	1919
SI-S 1200/208	9540	28700	2.18	2778	1200	208	316	396	1260	2207

Figura 91. Propiedades mecánicas de los aisladores elastoméricos HDR para máximo desplazamiento de +/- 400 mm

Fuente: FIP INDUSTRIALE.

Legend:	
V	Maximum vertical load at load combinations including the seismic action
F _{zd}	Maximum vertical load at non-seismic load combinations, at ULS, concurrent with 0 rotation and 10 mm horizontal displacement
K _e	Effective horizontal stiffness
K _v	Vertical stiffness
D _g	Elastomer diameter
t _e	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plates
W	Isolator weight excluding anchoring elements

Figura 92. Leyenda de las propiedades mecánicas de los aisladores elastoméricos HDR

Fuente: FIP INDUSTRIALE.

ANEXO 5 PROPIEDADES MECANICAS – DESLIZADORES ELASTOMÉRICOS PTFE

VM

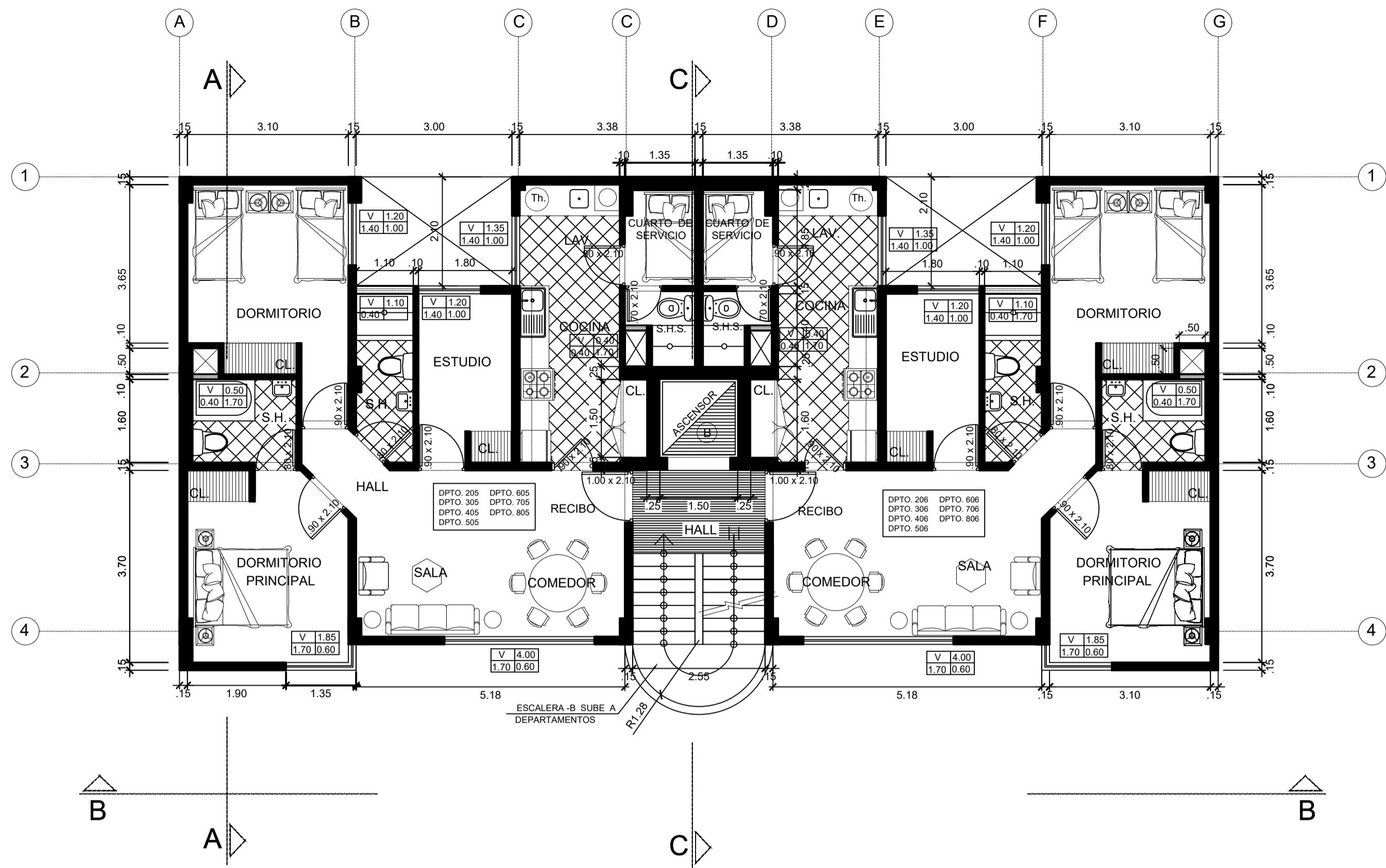
BEARING TYPE	DESIGN VERTICAL LOAD	BASE ELEMENT DIAMETER	UPPER OVERALL DIMENSIONS		BEARING TOTAL HEIGHT	BEARING WEIGHT (EXCEPT ANCHORINGS)
	$N_{sd ULS}$ kN		TRANSVERSAL C mm	LONGITUDINAL D mm		
VM 50/100/50	500	160	270	270	88	22
VM 100/100/50	1.000	210	280	320	88	31
VM 150/100/50	1.500	245	315	360	92	42
VM 200/100/50	2.000	275	345	385	92	50
VM 250/100/50	2.500	310	375	415	96	63
VM 300/100/50	3.000	330	400	440	97	71
VM 350/100/50	3.500	355	425	465	97	79
VM 400/100/50	4.000	380	445	485	105	94
VM 450/100/50	4.500	405	465	505	104	103
VM 500/100/50	5.000	425	485	525	104	112
VM 600/100/50	6.000	465	520	560	108	134
VM 700/100/50	7.000	505	550	590	117	172
VM 800/100/50	8.000	540	590	630	116	192
VM 900/100/50	9.000	570	610	650	121	228
VM 1000/100/50	10.000	600	640	680	125	246

Figura 93. Datos de los deslizadores elastoméricos PTFE

Fuente: FIP INDUSTRIALE.

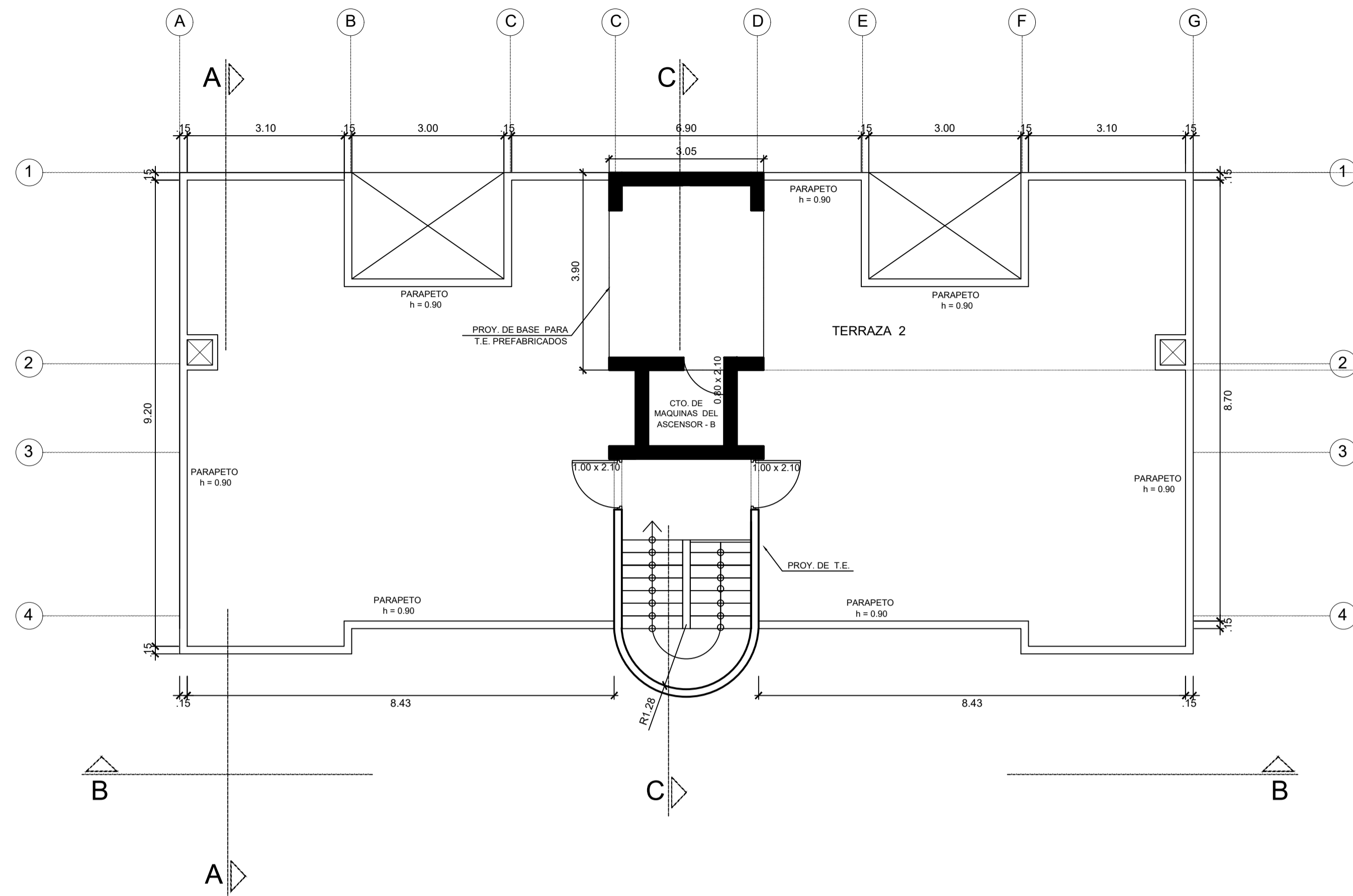
Los deslizadores elastoméricos PTFE de tipo VM de la empresa Italiana FIP INDUSTRIALE son deslizadores que permiten desplazamiento en ambas direcciones. Por ejemplo el deslizadores VM 1500/550/50 es un deslizador de libre deslizamiento con una capacidad vertical de 15000 kN y permite movimiento longitudinal de +/- 275 mm y movimiento transversal de 25 mm (FIP INDUSTRIALE, 2012).

ANEXO 6 PLANOS DE LA EDIFICACIÓN DE DEPARTAMENTOS



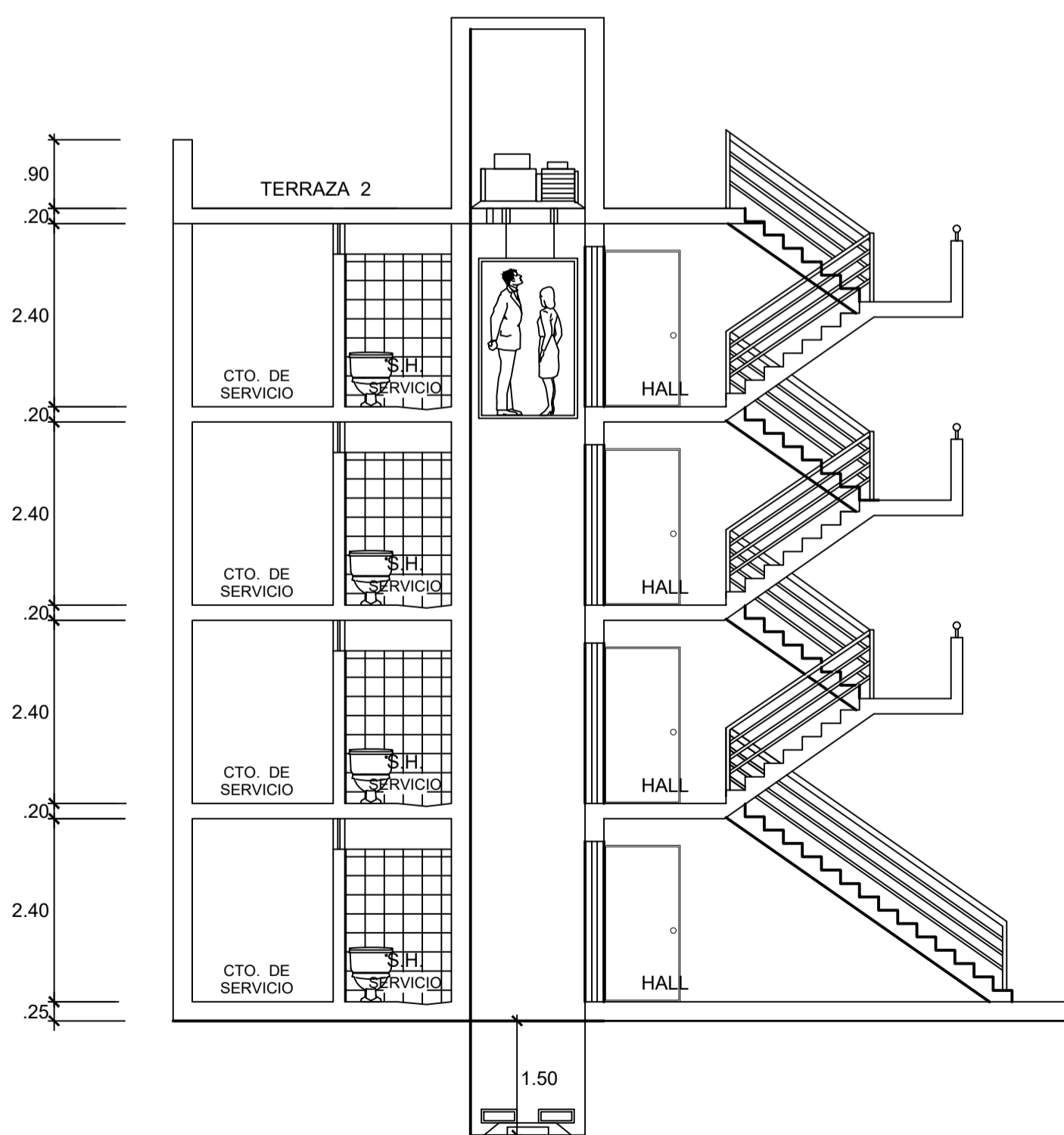
PLANTA TÍPICA : 1° AL 4° PISO

ESCALA : 1 / 75



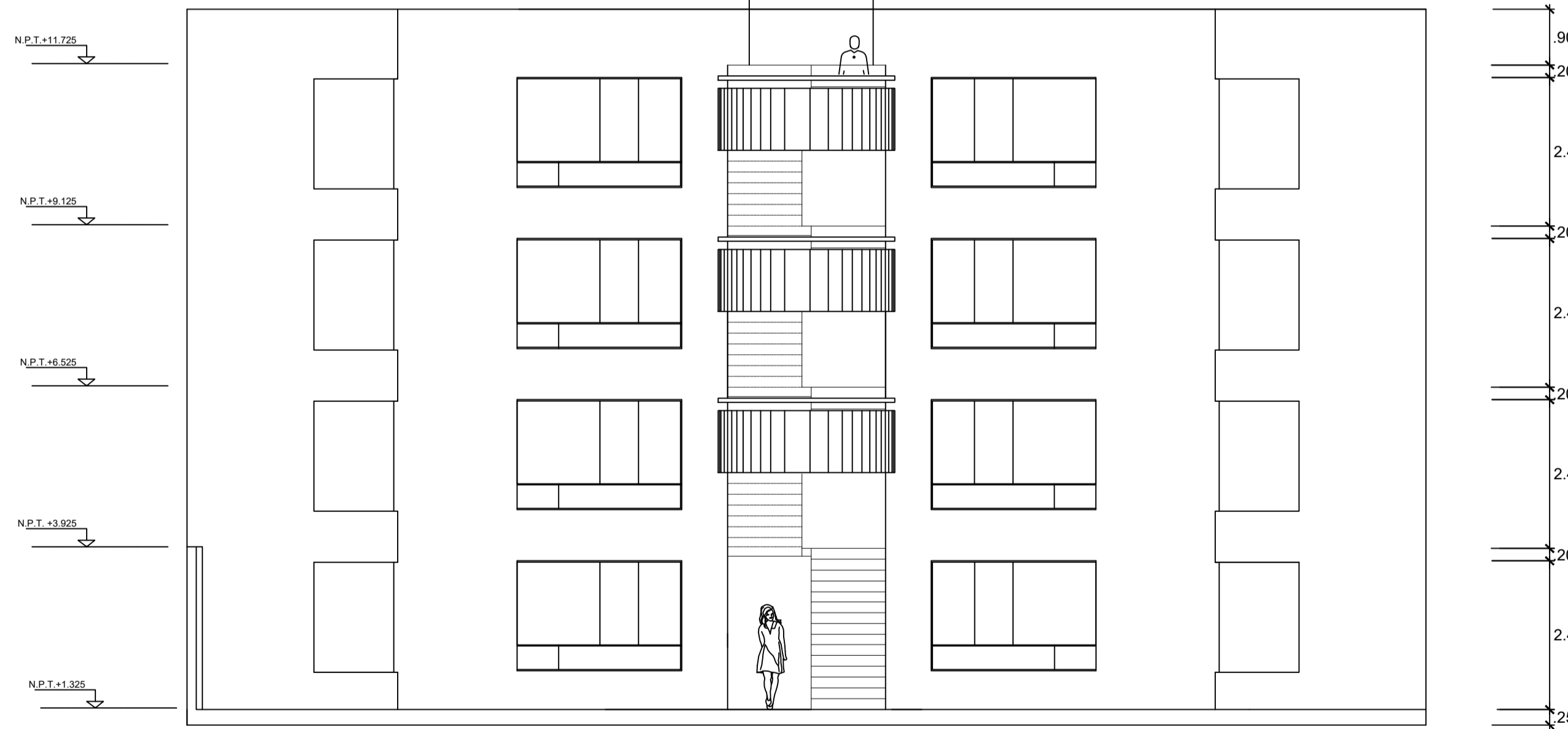
PLANTA : AZOTEA

ESCALA : 1 / 75



CORTE C - C

ESCALA : 1 / 75



CORTE B - B

ESCALA : 1 / 75

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA

TÍTULO DE TESIS
 RESPUESTA SÍSMICA DE DIFERENTES EDIFICACIONES COMUNES, APLICANDO LA PROPUESTA DE NORMA E.031, UBICADOS EN LA CIUDAD DE TACNA



PROPIETARIOS	INMOBILIARIA BLUE STAR SAC.	
REPRESENTANTE LEGAL	EMILIA EIDELBERG OKLANDER DE FISHMAN	
PROFESIONAL		LÁMINA
PLANO: ARQUITECTURA : PLANTAS TÍPICAS DEL 1° AL 4° PISO, AZOTEA Y CORTES		A-01
UBICACION	CL. SAMIRRA (ANTES CL. SAN FRANCISCO), Lote 3 DISTRITO DE SURQUILLO - PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE LIMA	
ESCALA 1/75	FECHA	DIB.
	NOVIEMBRE-2007	

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO CICLOPEO

CIMENTOS CORRIDOS : CONCRETO CICLOPEO 1:10
(CEMENTO-HORMIGON MAS 30% PG (6"max.)
SOBRECIMENTOS : CONCRETO CICLOPEO 1:8
(CEMENTO-HORMIGON MAS 25% PG (3"max.)

CONCRETO ARMADO

CONCRETO : $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO REFUERZO : $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS

VIGAS PERALTADAS Y COLUMNAS : 4 Cm
VIGAS CHATAS : 2.5 Cm
ESCALERAS Y ALIGERADOS : 2 Cm
ZAPATAS : 7 Cm
SOBRECARGAS : s/c : INDICADA EN LOS PLANOS DE ALIGERADOS
AZOTEA : 200 Kg / m²
RESTO : 200 Kg / m²
ESCALERA : 200 Kg / m²

TERRENO

CAPACIDAD PORTANTE : 2.70 Kg/cm²

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION :

REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES

NORMAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION E-020, E-030, E-050, E-060, E070

OBSERVACIONES :

LOS MUROS ACHURADOS SON PORTANTES Y SE LEVANTARA ANTES DEL TECHO.

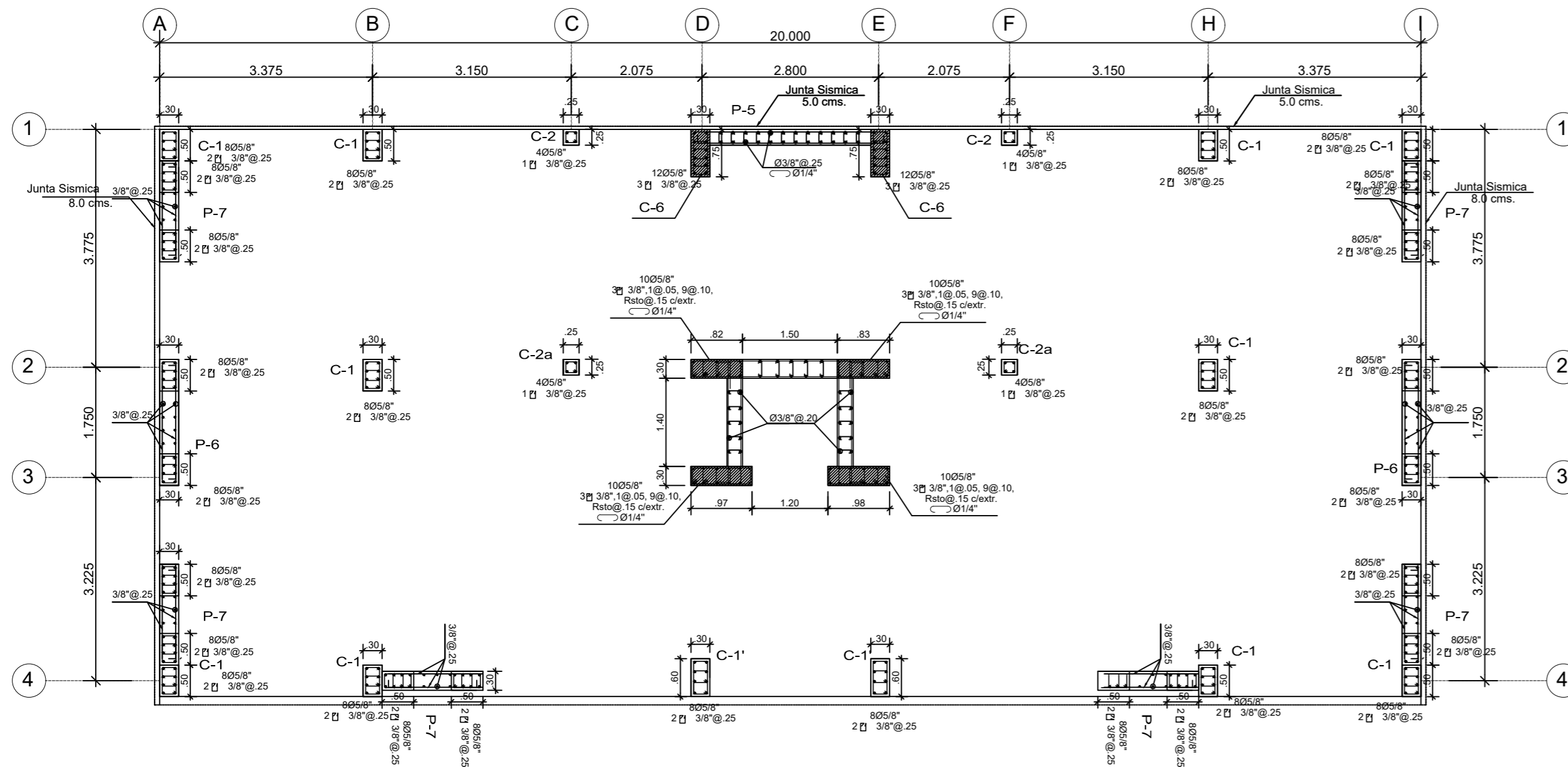
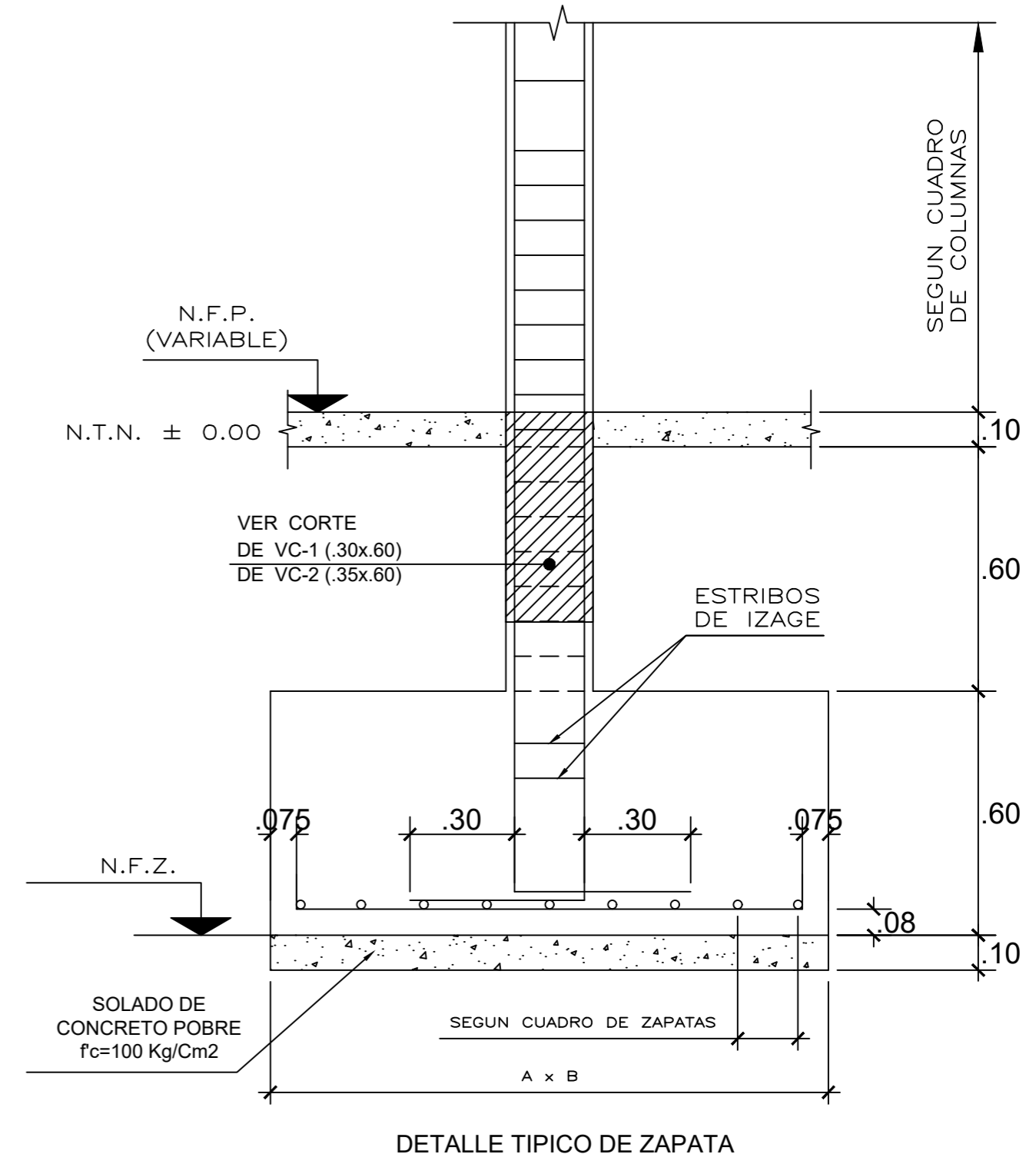
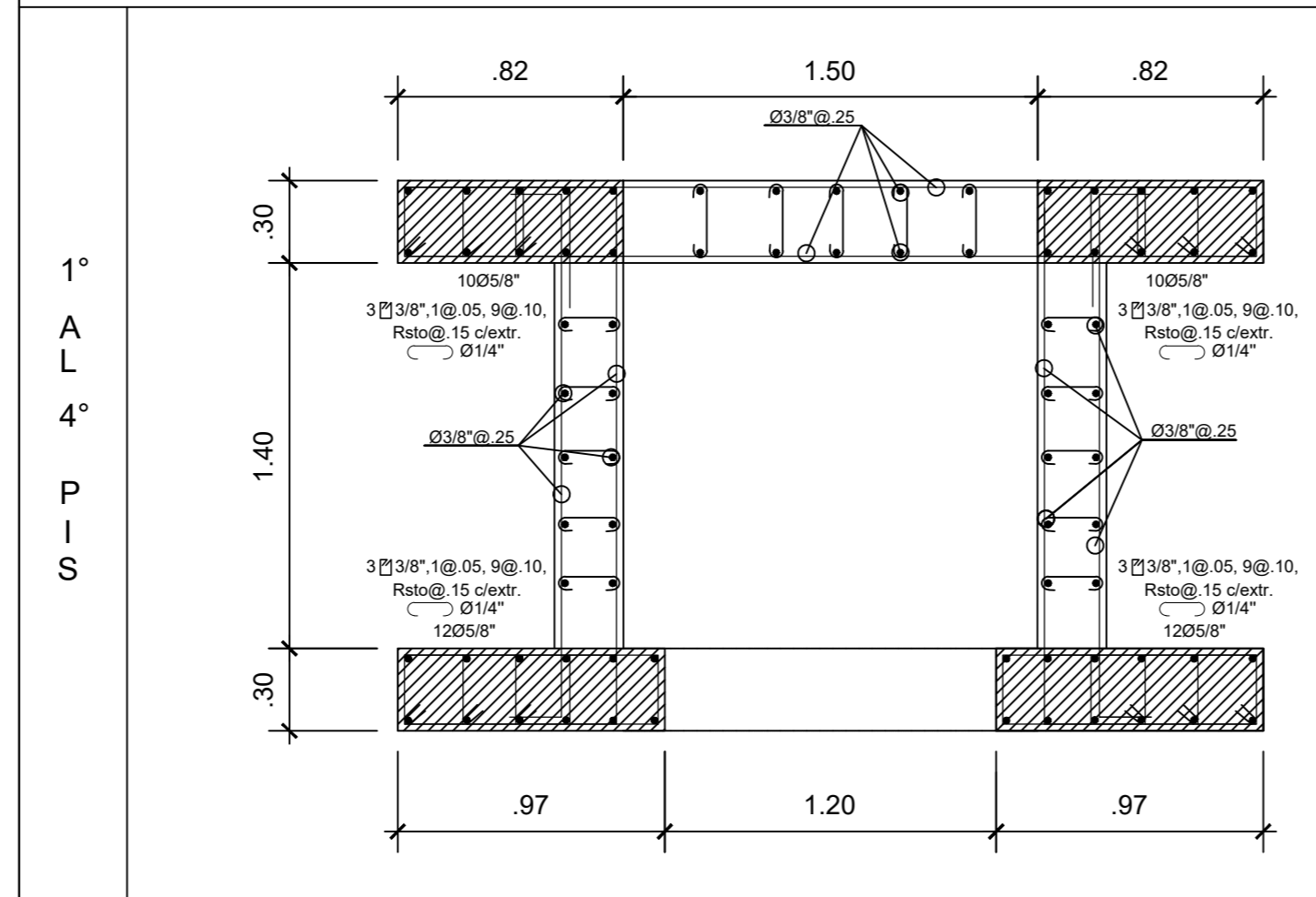
LOS MUROS NO PORTANTES SE LEVANTARAN A SU ALTURA TOTAL

DESPUES DEL DESENCOFRADO DEL TECHO , CON LADRILLO PANDERETA.

NOTA : CIMENTACION :

- 1) - TODAS LAS ZAPATAS TIENEN $H = 0.70$; CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/m}^2$.
- 2) - EL NIVEL DE CIMENTACION SERA $= -1.40$; SALVO ESTE INDICADO EN PLANTA.
- 3) - PARA EL TRAZO DE CIMENTACION VER LOS PLANOS DE ARQUITECTURA.

CUADRO DE PLACA ASCENSOR TIPO B



PLACAS Y COLUMNAS : 1° AL 4° PISO (PLANTA TIPICA)

ESC: 1/75

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA

TÍTULO DE TESIS RESPUESTA SÍSMICA DE DIFERENTES EDIFICACIONES COMUNES, APLICANDO LA PROPUESTA DE NORMA E.031, UBICADOS EN LA CIUDAD DE TACNA

PROPIETARIOS

INMOBILIARIA BLUE STAR SAC.

REPRESENTANTE LEGAL

EMILIA EIDELBERG OKLANDER DE FISHMAN

PROFESIONAL

PLANO

ESTRUCTURAS - PLACAS Y COLUMNAS

UBICACION

CL. SAMIRIA (ANTES CL. SAN FRANCISCO) , Lote 3
DISTRITO DE SURQUILLO , PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE LIMA

ESCALA

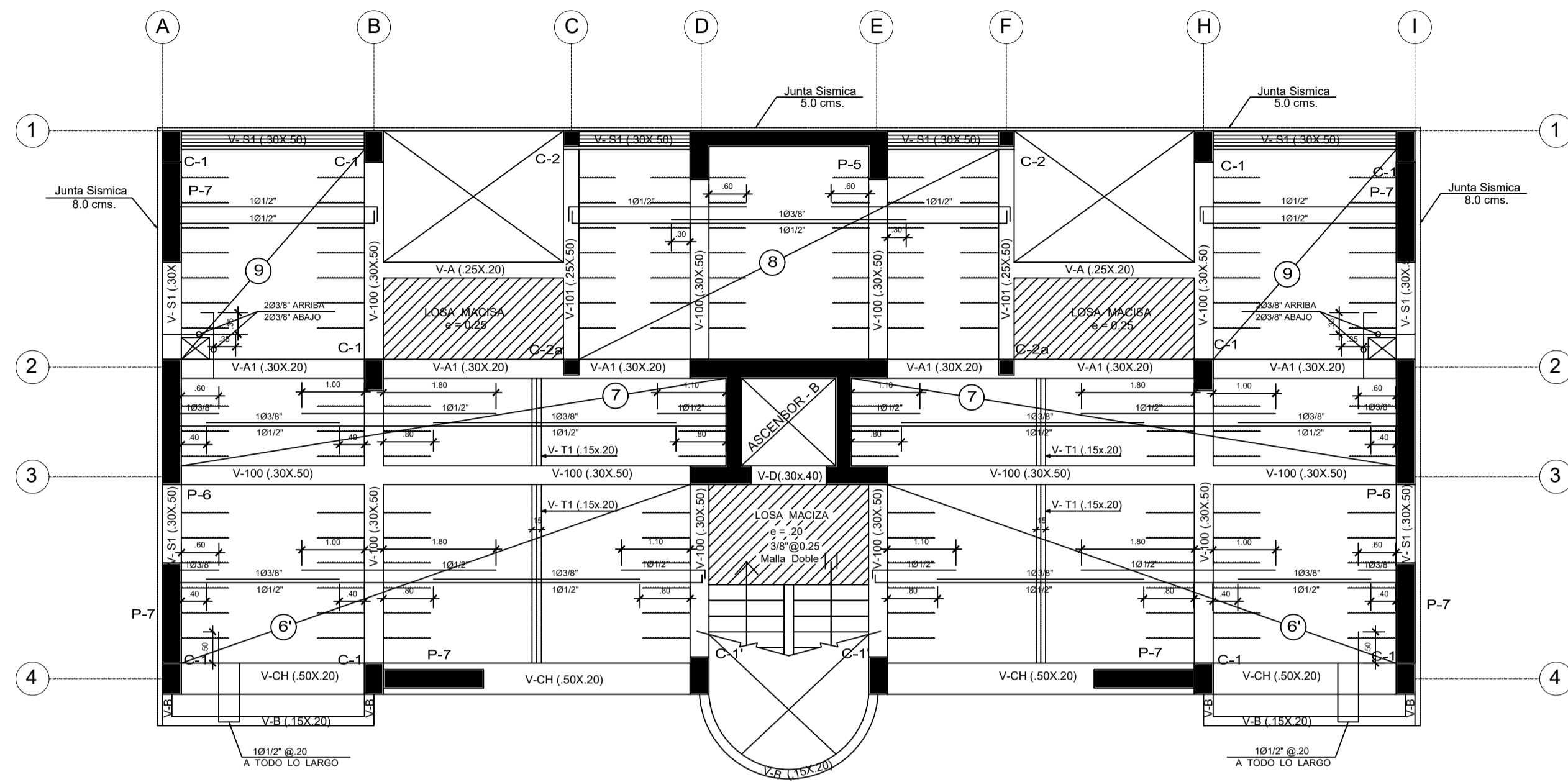
ESPECIFICADA

FECHA

LAMINA:

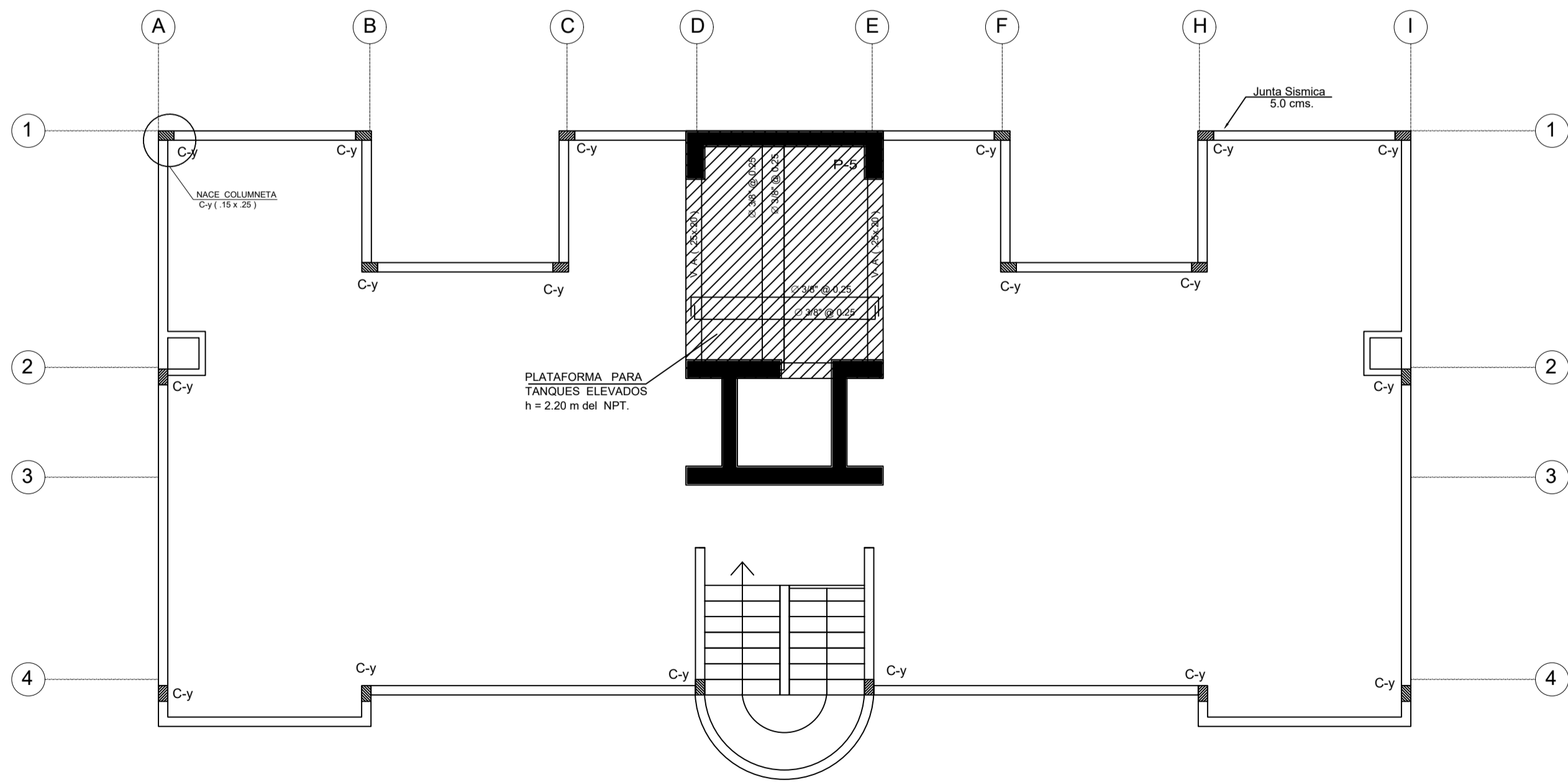
E-01

DIB./DISEÑO



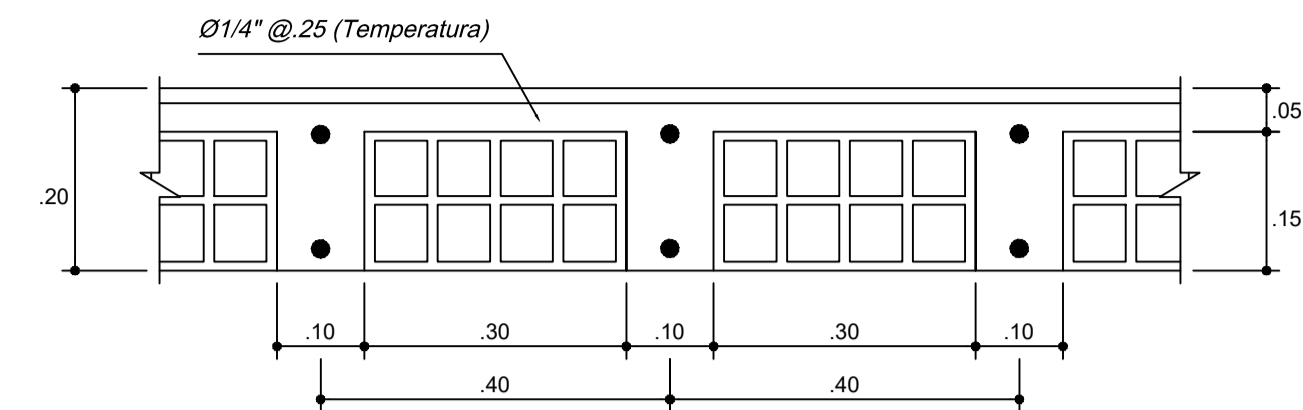
ALIGERADO : PLANTA TIPICA (1° AL 4° PISO)

H= 0.20 m
ESCALA : 1/75

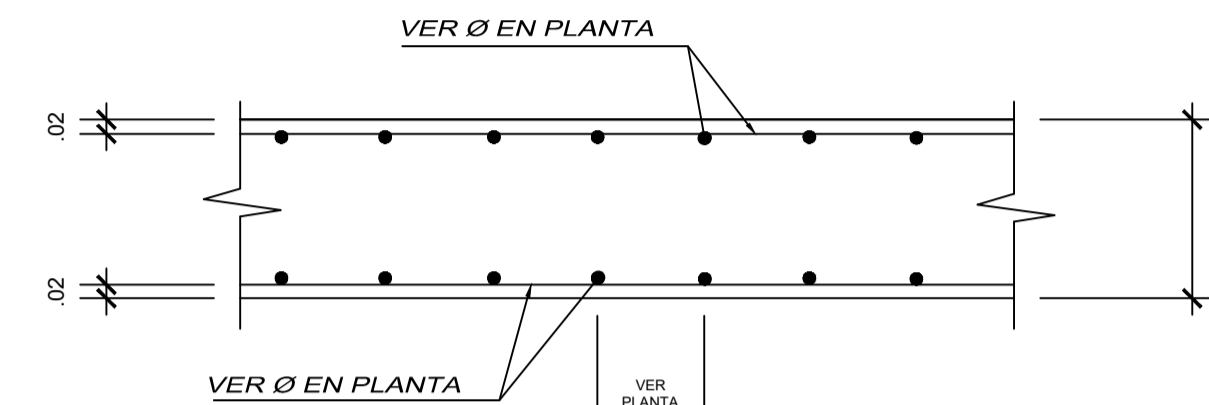


ALIGERADO : AZOTEA

H= 0.20 m
ESCALA : 1/75

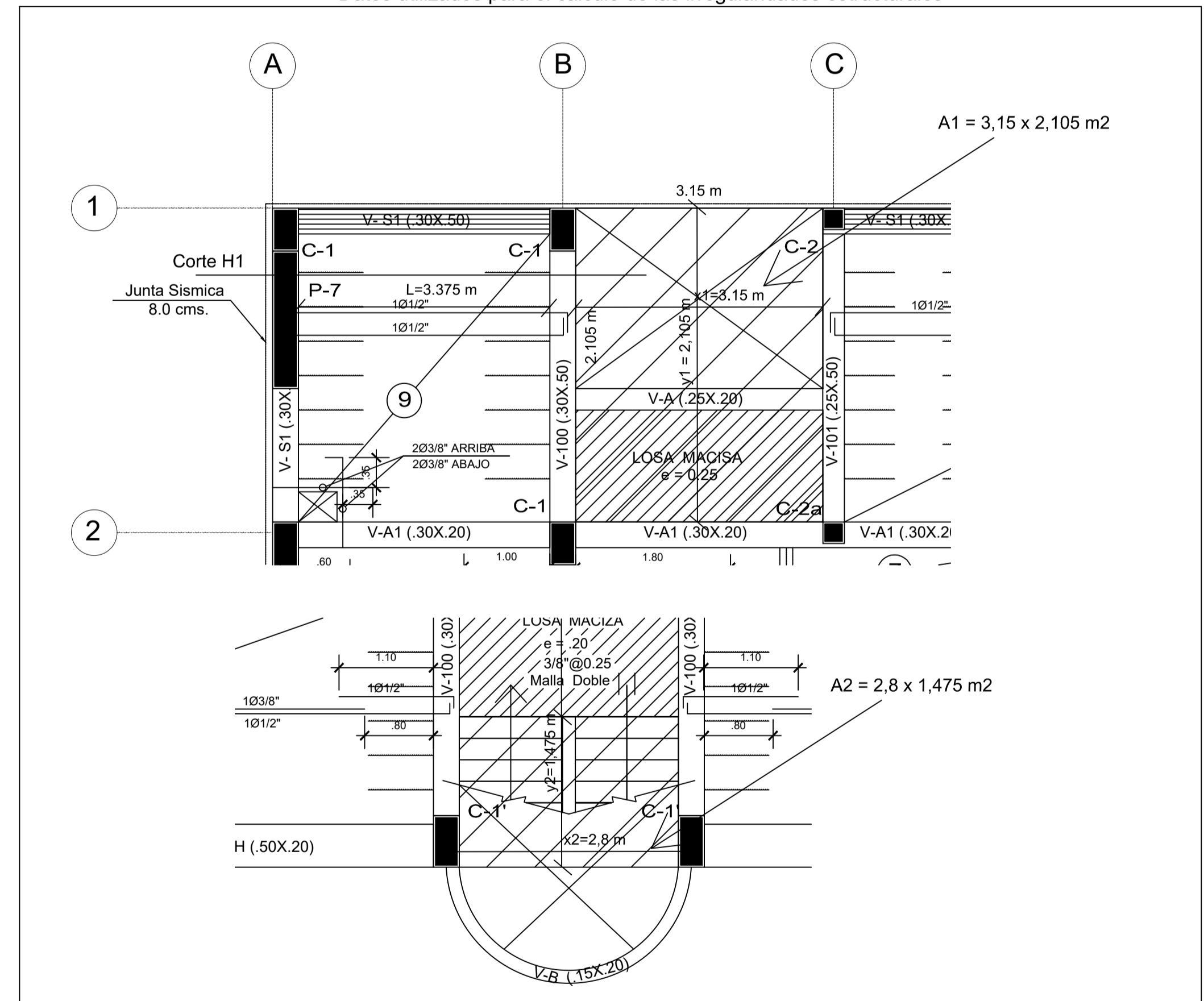


DETALLE TIPICO DE ALIGERADO - 2
%%(DESDE EL 1° AL 4° PISO TIPICO)



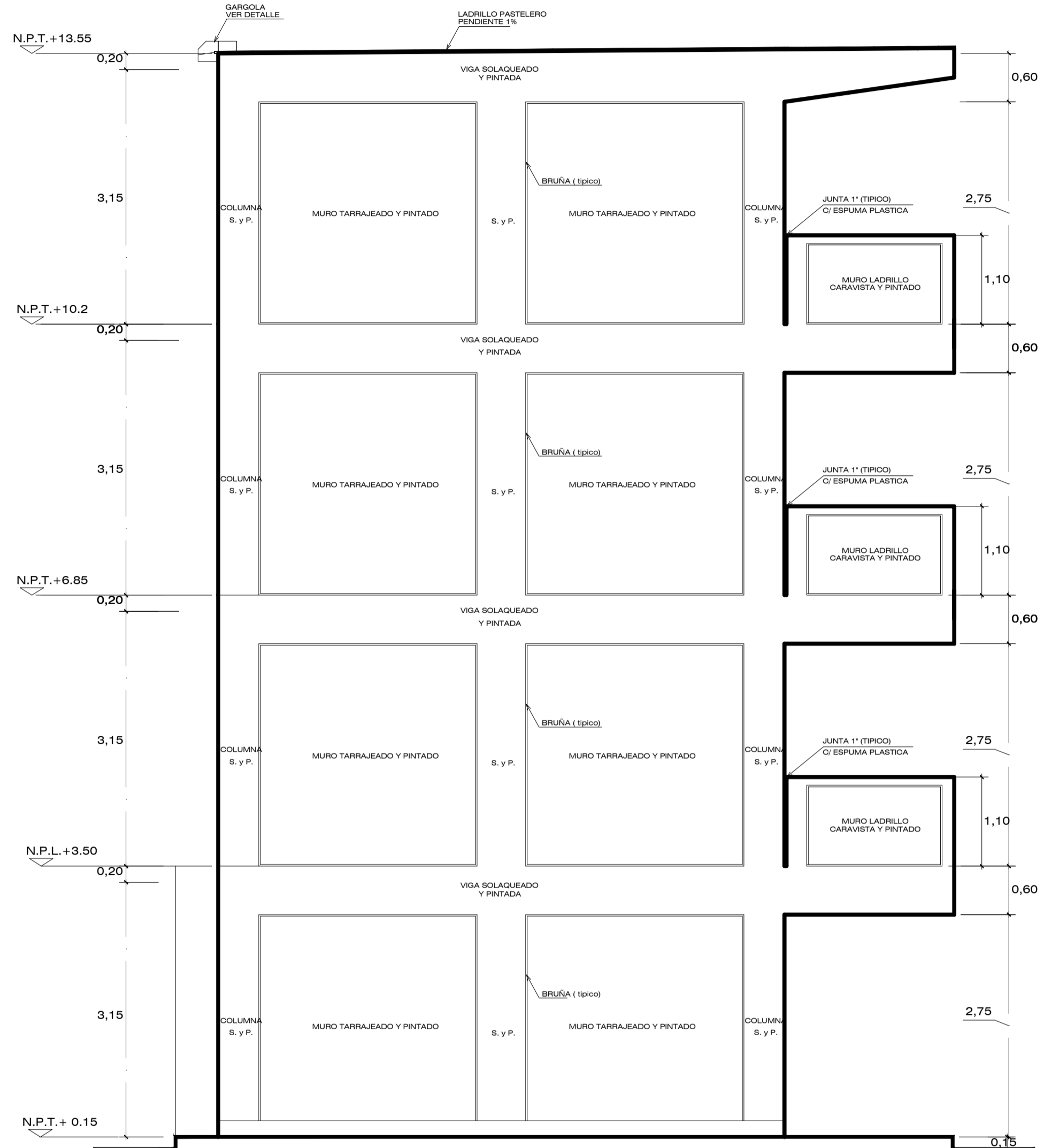
SECCION LOSA SOLIDA

Datos utilizados para el calculo de las irregularidades estructurales



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA		
TITULO DE TESIS: RESPUESTA SISMICA DE DIFERENTES EDIFICACIONES COMUNES, APLICANDO LA PROPUESTA DE NORMA E.031, UBICADOS EN LA CIUDAD DE TACNA		
PROPIETARIOS: INMOBILIARIA BLUE STAR SAC.		
REPRESENTANTE LEGAL: EMILIA EIDELBERG OKLANDER DE FISHMAN		
PROFESIONAL:	LAMINA:	
PLANO: ESTRUCTURAS - ALIGERADOS 1° A 4° PISO		E-02
UBICACION: CL. SAMIRIA (ANTES CL. SAN FRANCISCO) , Lote 3 DISTRITO DE SURQUILLO , PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE LIMA		
ESCALA: ESPECIFICADA	FECHA:	DISEÑO:

ANEXO 7 PLANOS DE LA EDIFICACIÓN PARA COLEGIO

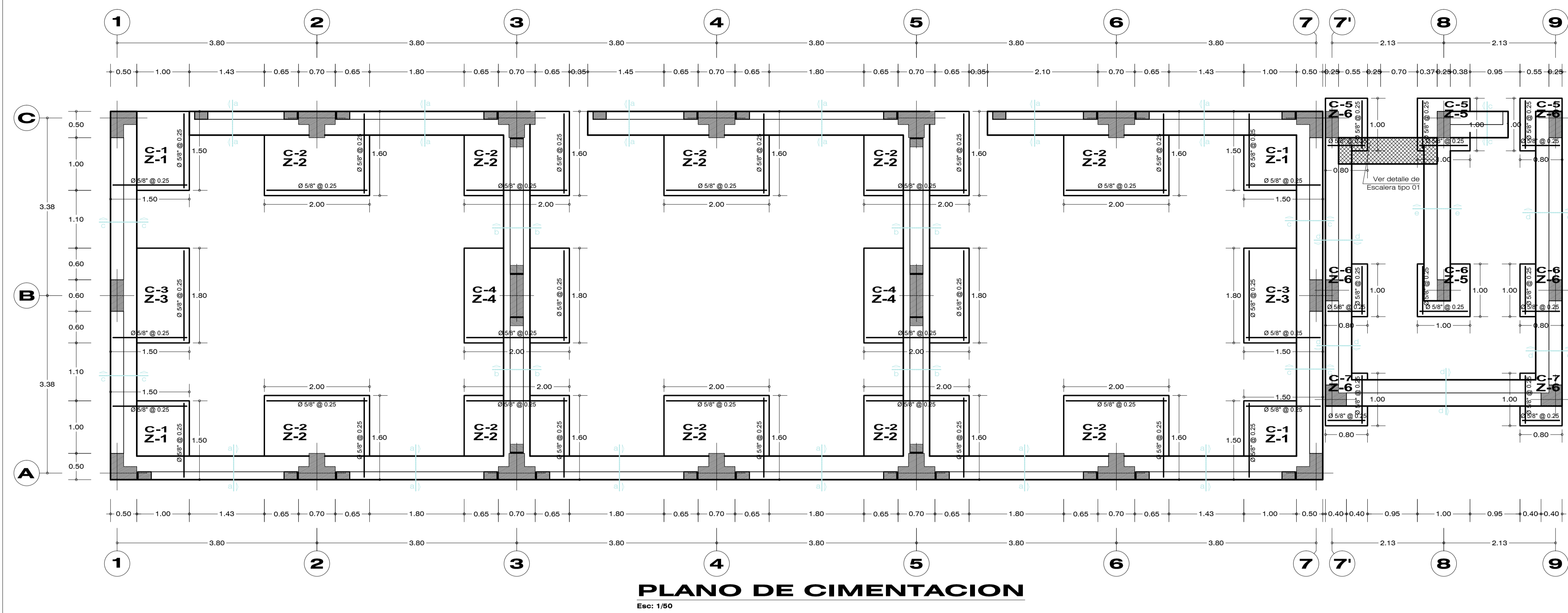


ELEVACION LATERAL- 3
ESC: 1/50



CORTE A-A
ESC: 1/50

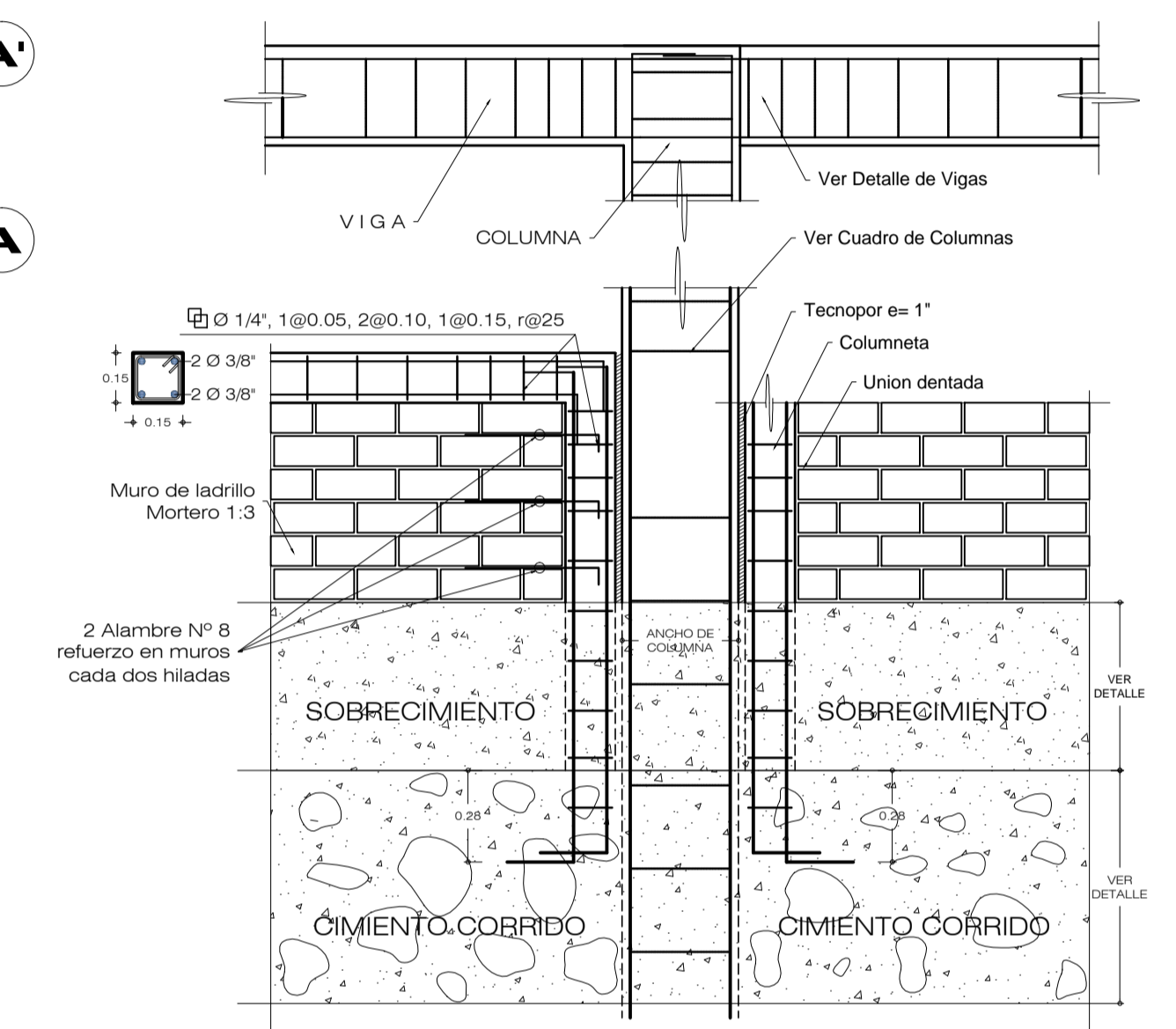
UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA			
TITULO DE TESIS RESPUESTA SISMICA DE DIFERENTES EDIFICACIONES COMUNES, APLICANDO LA PROPUUESTA DE NORMA E.031, UBICADOS EN LA CIUDAD DE TACNA			
MEJORAMIENTO E IMPLEMENTACION DE LA I.E. TECNICO AGROPECUARIO N° 42211 "ALFONSO EYZAGUIRRE TARA"			
PROFESIONAL	LAMINA:		
PLANO	ARQUITECTURA ELEVACIONES - CORTES		A-01
UBICACION	LA YARADA - TACNA		
ESCALA	INDICADA	FECHA	DIB./DISEÑO



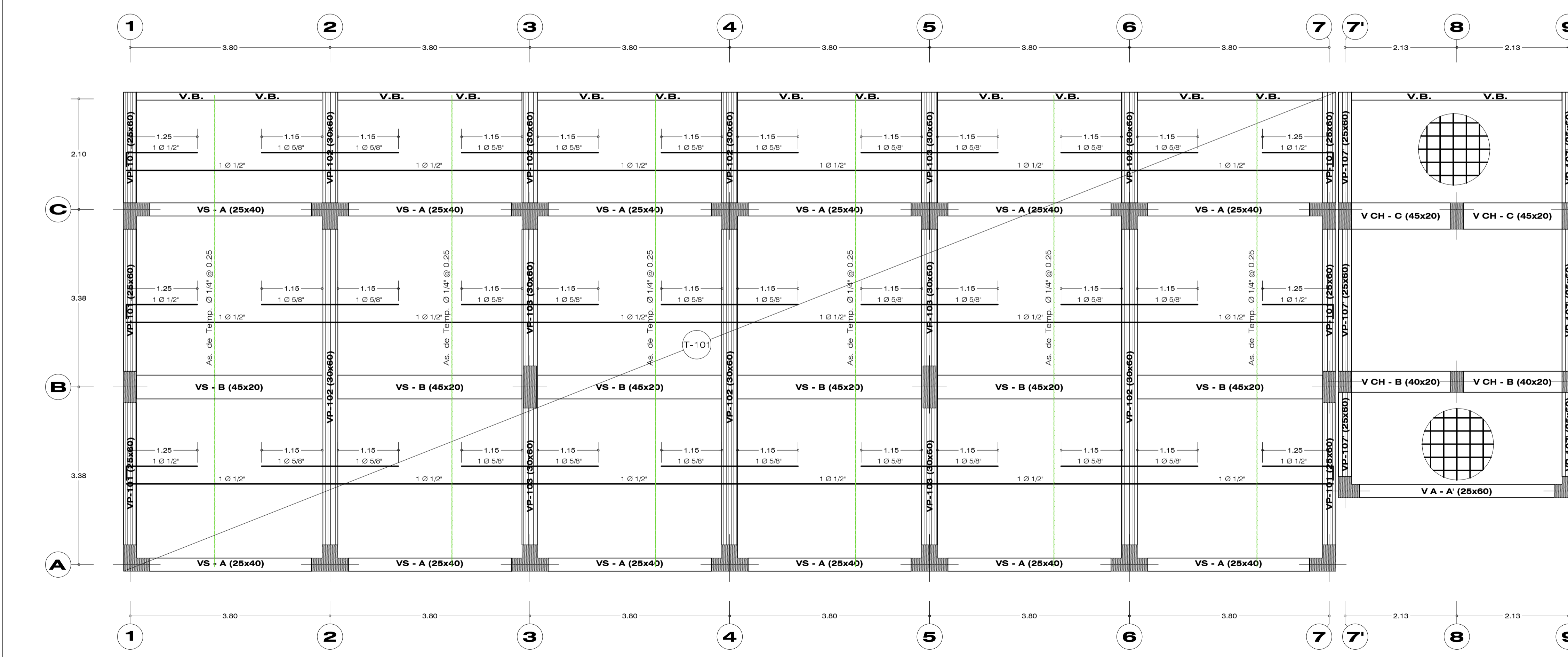
PLANO DE CIMENTACION
Esc: 1/50

CUADRO DE COLUMNAS				
TIPO	C - 1	C - 2	C - 3	C - 4
SECCION	0.30 x 0.35	0.30 x 0.30	0.30 x 0.40	0.30 x 0.50
As	12 Ø 5/8"	4 Ø 1/2" + 14 Ø 5/8"	12 Ø 5/8"	16 Ø 5/8"
Estribos	Ø 3/8" 3 @ 0.05, 4 @ 0.10, 3 @ 0.15, r @ 0.25	Ø 3/8" 3 @ 0.05, 4 @ 0.10, 3 @ 0.15, r @ 0.25	Ø 3/8" 3 @ 0.05, 4 @ 0.10, 4 @ 0.15, r @ 0.25	Ø 3/8" 3 @ 0.05, 4 @ 0.10, 4 @ 0.15, r @ 0.25

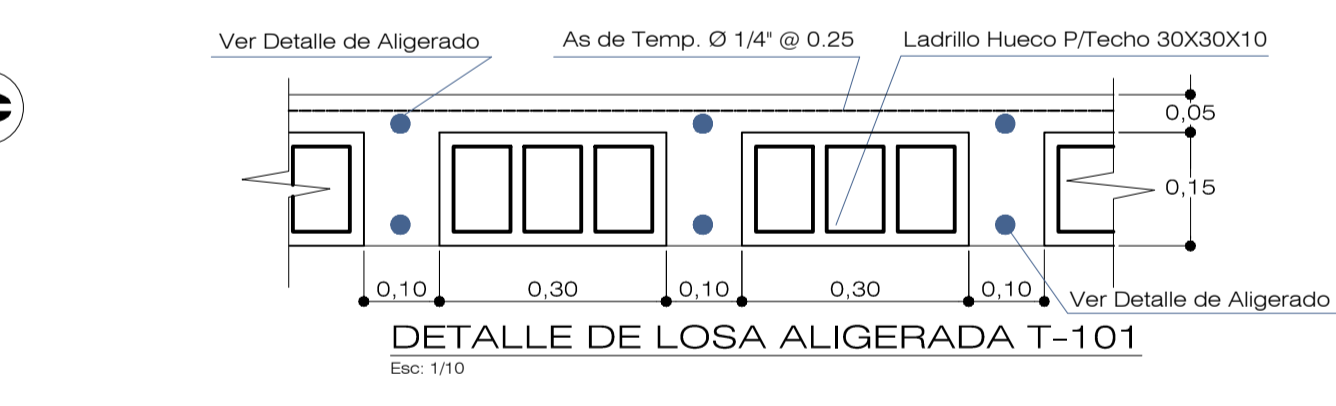
DETALLE DE ACERO EN COLUMNAS DEL 1º NIVEL



DETALLE DE AMARRE DE MURO
Esc: 1/20



PLANO DE ALIGERADOS, PLANTA TÍPICA
Esc: 1/50



DETALLE DE LOSA ALIGERADA T-101
Esc: 1/10

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA			
TITULO DE TESIS: RESPUESTA SÍSMICA DE DIFERENTES EDIFICACIONES COMUNES, APLICANDO LA PROPUESTA DE NORMA E.031, UBICADOS EN LA CIUDAD DE TACNA			
MEJORAMIENTO E IMPLEMENTACION DE LA I.E. TECNICO AGROPECUARIO N° 42211 "ALFONSO EYZAGUIRRE TARA"			
PROFESIONAL:	PLANO:		LAMINA:
	ESTRUCTURAS - CIMENTACIONES Y ALIGERADOS		E-01
ESCALA:	INDICADA	FECHA:	DBB.-DISEÑO

ANEXO 8 CAPÍTULOS V Y VI DEL PROYECTO DE NORMA TÉCNICA E.031

CAPITULO V

PROCEDIMIENTO DE FUERZAS ESTATICAS EQUIVALENTES

Artículo 18.- Aplicación del procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes

Cuando se utilice el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes se deben aplicar los artículos del presente capítulo.

Artículo 19.- Características de deformación del sistema de aislamiento

19.1 Los desplazamientos laterales de diseño mínimos y las fuerzas sobre las estructuras sísmicamente aisladas deben basarse en las características de deformación del sistema de aislamiento, los cuales deben incluir los efectos del sistema de restricción al viento si es que ese sistema se usa para satisfacer los requisitos de diseño de esta norma.

19.2 Las características de deformación del sistema de aislamiento se basan en ensayos de prototipos realizados conforme al capítulo VIII de esta norma técnica e incorporan los factores de modificación de las propiedades según se especifica en el artículo 12.

19.3 El análisis del sistema de aislamiento y de la estructura se realiza por separado para las propiedades límite superior e inferior y se debe emplear para el diseño el resultado más desfavorable para cada parámetro de respuesta de interés.

Artículo 20.- Desplazamientos laterales considerados para el diseño

20.1 Desplazamiento Traslacional

El sistema de aislamiento debe ser diseñado y construido para soportar, como mínimo, el desplazamiento máximo, D_M , determinado utilizando los límites superiores e inferiores de las propiedades, en la dirección más crítica para la respuesta horizontal, calculado con la ecuación 6:

$$D_M = \frac{S_{aM} T_M^2}{4\pi^2 B_M} \dots\dots\dots (6)$$

Donde:

S_{aM} = Ordenada del espectro elástico de pseudo aceleraciones correspondiente al sismo máximo, en mm/s², determinada como se indica en la ecuación 5.

T_M = Período efectivo de la estructura sísmicamente aislada, asociado al desplazamiento traslacional D_M en la dirección de análisis, tal como se indica en la ecuación 7, en segundos.

“Decenio de la igualdad de oportunidades para mujeres y hombres”
 “Año del Diálogo y la Reconciliación Nacional”

$B_M =$ Factor de amortiguamiento, correspondiente a la razón entre ordenada espectral para 5% de amortiguamiento y la ordenada espectral para el amortiguamiento efectivo β_M correspondiente al desplazamiento traslacional D_M , que se indica en la Tabla N° 5.

Tabla N° 5 Factor de amortiguamiento B_M	
Amortiguamiento Efectivo, β_M (En porcentaje del amortiguamiento crítico) a,b	Factor B_M
≤ 2	0,8
5	1,0
10	1,2
20	1,5
30	1,7
≥ 40	1,9

Donde:

- a: β_M se basará en el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento determinado en concordancia con los requisitos del numeral 12.5.
- b: Para valores de β_M diferentes de los indicados en la tabla, el factor B_M se obtendrá por interpolación lineal.

20.2 Período Efectivo Correspondiente al Desplazamiento Traslacional

El periodo efectivo de la estructura aislada, T_M , correspondiente al desplazamiento traslacional, D_M , debe determinarse usando los límites superior e inferior de las características de deformación del sistema de aislamiento, con la ecuación 7:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{P}{k_M g}} \quad \dots\dots\dots (7)$$

Donde:

- $P =$ Peso de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, determinado según la norma técnica de edificación E.030, en kN.
- $k_M =$ Rigidez efectiva (secante) del sistema de aislamiento en la dirección de análisis, calculada con la ecuación 3, en kN/mm.
- $g =$ Aceleración de la gravedad (9 810 mm/s²).

20.3 Desplazamiento total

20.3.1 El desplazamiento total, D_{TM} , de los elementos del sistema de aislamiento debe incluir el desplazamiento adicional debido a la torsión real y accidental, calculado con la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la ubicación más desfavorable de la masa excéntrica.

20.3.2 El desplazamiento total, D_{TM} , de los elementos de un sistema de aislamiento no debe ser menor que lo prescrito en las siguientes ecuaciones:

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (8)$$

Nota: El desplazamiento total, D_{TM} , no será menor que $1.15D_M$

Donde:

D_M = Desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento, en la dirección de análisis, como se indica en la ecuación 6, en mm.

y = Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés, medida perpendicularmente a la dirección de la sollicitación sísmica considerada, en mm.

e = Excentricidad obtenida como la suma de la distancia en planta entre el centro de masa de la estructura sobre la interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más la excentricidad accidental, tomada como 5% de la mayor dimensión en planta del edificio en dirección perpendicular a la de la fuerza sísmica considerada, en mm.

b = Dimensión menor de la proyección en planta de la estructura, medida perpendicularmente a la dimensión mayor, d , en mm.

d = Dimensión mayor de la proyección en planta de la estructura, en mm.

P_T = Razón entre el período traslacional efectivo del sistema de aislamiento y el período rotacional efectivo del sistema de aislamiento; calculada mediante un análisis dinámico o como se indica en la ecuación 9, pero no requiere ser menor que 1:

“Decenio de la igualdad de oportunidades para mujeres y hombres”
 “Año del Diálogo y la Reconciliación Nacional”

$$P_T = \frac{1}{r_a} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}} \quad \dots\dots\dots (9)$$

Donde:

- $r_a =$ Radio de giro del sistema de aislamiento, en mm, el cual es igual a $\frac{1}{12}(b^2 + d^2)^{1/2}$ en sistemas de aislamiento con planta rectangular de dimensiones $b \times d$.
- $N =$ Número de aisladores.
- $x_i, y_i =$ Distancias horizontales entre el centro de masas del sistema de aislamiento y el aislador i -ésimo, medidas en las direcciones de los ejes del sistema de aislamiento, en mm.

Artículo 21.- Fuerzas laterales mínimas requeridas para el diseño

21.1 Sistema de aislamiento y elementos estructurales bajo el nivel de base

21.1.1 El sistema de aislamiento, la cimentación, y todos los elementos estructurales bajo el nivel de base deberán ser diseñados y construidos para resistir una fuerza sísmica lateral mínima, V_b , usando todos los requisitos aplicables para estructuras no aisladas y como se indica en la ecuación 10, considerando los límites superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento:

$$V_b = k_M D_M \quad \dots\dots\dots (10)$$

Donde:

- $k_M =$ Rigidez efectiva (secante) del sistema de aislamiento en la dirección horizontal de análisis, calculada con la ecuación 3, en kN/mm.
- $D_M =$ Desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento, en la dirección de análisis, como se indica en la ecuación 6, en mm.

21.1.2 V_b no podrá ser menor que la máxima fuerza que pueda desarrollarse en el sistema de aislamiento en cualquier desplazamiento, incluyendo el desplazamiento traslacional D_M como se define en el artículo 20.

21.1.3 Las cargas sobre los elementos del sistema de aislamiento, la cimentación, y los elementos estructurales por debajo del nivel de base debidas al momento de volteo originado por la fuerza sísmica

“Decenio de la igualdad de oportunidades para mujeres y hombres”
 “Año del Diálogo y la Reconciliación Nacional”

lateral V_b se calculan con la distribución vertical de las fuerzas del artículo 22, excepto que debe usarse la fuerza lateral sísmica de diseño no reducida, V_{st} , en lugar de V_s en la ecuación 14.

21.2 Elementos estructurales sobre el nivel de base

21.2.1 La estructura por encima del nivel de base debe ser diseñada y construida utilizando todos los requisitos aplicables para una estructura no aislada, para una fuerza de corte mínima, V_s , determinada considerando los límites superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento, como se indica en la ecuación 11:

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} \quad \dots\dots\dots (11)$$

Donde:

R_a = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura sobre el sistema de aislamiento, calculado como $\frac{3}{8}R_0$, pero no menor que 1 ni mayor que 2.

R_0 = Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura sobre base fija, dependiente de las características de la estructura, definido en la norma técnica de edificación E.030.

V_{st} = Fuerza cortante no reducida actuante sobre los elementos por encima del nivel de base, como se indica en la ecuación 12, en kN.

21.2.2 La fuerza cortante no reducida actuante sobre los elementos por encima del nivel de base, V_{st} , se determina utilizando tanto los límites superior como inferior de las propiedades del sistema de aislamiento y como se indica en la ecuación 12:

$$V_{st} = V_b \left(\frac{P_s}{P} \right)^{(1-2,5\beta_M)} \quad \dots\dots\dots (12)$$

Donde:

P = Peso sísmico de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, determinado según la norma técnica de edificación E.030, en kN.

*“Decenio de la igualdad de oportunidades para mujeres y hombres”
“Año del Diálogo y la Reconciliación Nacional”*

P_s = Peso sísmico efectivo de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, calculado en forma similar a P pero sin incluir el nivel de base, en kN.

β_M = Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento para el desplazamiento traslacional D_M según la ecuación 4 (expresado como fracción del amortiguamiento crítico).

21.2.3 Cuando la distancia promedio desde la parte superior del aislador a la parte inferior de la estructura del diafragma del nivel de base de aislamiento exceda de 900 mm, el peso sísmico efectivo P_s se toma igual a P .

21.2.4 Excepcionalmente, para los sistemas de aislamiento cuyo comportamiento histerético se caracteriza por una transición abrupta desde el comportamiento pre-fluencia (o pre-deslizamiento) al comportamiento post-fluencia (o post-deslizamiento), el exponente $(1-2,5 \beta_M)$ en la ecuación 12 es reemplazado por $(1-3,5 \beta_M)$.

21.3 Límites de V_s

El valor de la fuerza cortante en la base sobre el sistema de aislamiento, V_s , debe ser mayor o igual que el máximo valor de los numerales siguientes:

21.3.1 La fuerza sísmica lateral requerida por la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” vigente para una estructura con base fija, con un peso igual al peso sísmico efectivo P_s y un período igual al período del sistema de aislamiento T_M calculado con las propiedades correspondientes al límite superior.

21.3.2 La fuerza cortante en la base correspondiente a la carga de viento de diseño factorada.

21.3.3 La fuerza lateral sísmica, V_{st} , calculada con la ecuación 12 y con V_b igual a la fuerza requerida para activar plenamente el sistema de aislamiento utilizando la mayor de:

- Las propiedades del sistema de aislamiento correspondientes al límite superior.
- 1,5 veces las propiedades nominales, requeridas para activar completamente el sistema de aislamiento.
- La capacidad máxima de un sistema "fusible" de restricción al viento.

“Decenio de la igualdad de oportunidades para mujeres y hombres”
“Año del Diálogo y la Reconciliación Nacional”

- d) La fuerza de fricción de ruptura de un sistema de deslizamiento, o
- e) La fuerza para cero desplazamientos de un sistema de deslizamiento después de un ciclo dinámico completo de movimiento de amplitud D_M .

Artículo 22.- Distribución vertical de la fuerza

22.1 La fuerza sísmica lateral V_s debe distribuirse entre los distintos niveles de la estructura sobre el sistema de aislamiento usando las ecuaciones siguientes:

$$F_1 = (V_b - V_{st}) / R_a \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$F_i = \frac{p_i h_i^k}{\sum_{j=2}^n p_j h_j^k} V_s \quad (i > 1) \quad \dots\dots\dots (14)$$

$$k = 14 \beta_M T \quad \dots\dots\dots (15)$$

Donde:

F_1 = Fuerza sísmica lateral en el nivel de base, en kN

F_i = Fuerza sísmica lateral en el nivel i , en kN

h_i = Altura del nivel i respecto al nivel de base, en mm

n = Número de pisos de la estructura sobre la interfaz de aislamiento.

p_i = Parte del peso P que se ubica en o se asigna al nivel i , en kN.

R_a = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura sobre el sistema de aislamiento, calculado como $\frac{3}{8}R_0$, pero no menor que 1 ni mayor que 2.

T = período fundamental de la estructura considerada con base fija, en la dirección de análisis, evaluado con cualquiera de los procedimientos indicados en la norma técnica de edificación E.030, en s.

V_b = Fuerza cortante total en el sistema de aislamiento o en los elementos bajo el nivel de aislamiento, como se indica en la ecuación 10, en kN.

V_s = Fuerza cortante en la base de la estructura sobre el sistema de aislamiento, como se prescribe en la ecuación 11 y con los límites indicados en el numeral 21.3 en kN.

V_{st} = Fuerza cortante no reducida actuante sobre los elementos por encima del nivel de base, como se indica en la ecuación 12, en kN.

β_M = Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento para el desplazamiento traslacional según la ecuación 4 (expresado como fracción del amortiguamiento crítico).

22.2 En lugar de las ecuaciones 11 y 14, se permite calcular la fuerza sísmica lateral F_i como el promedio de las fuerzas obtenidas para el nivel i en la dirección de análisis, utilizando un modelo simplificado de acoplamiento cercano con una representación concentrada del sistema de aislamiento, mediante análisis tiempo-historia escalados para V_b/R_a al nivel de base.

Artículo 23.- Límites de la deriva

23.1 La máxima deriva en la estructura por encima del nivel de base no debe exceder de 0,0035.

23.2 Esta deriva es calculada multiplicando los resultados de un análisis lineal elástico por R_a .

CAPITULO VI

PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS DINÁMICO

Artículo 24.- Aplicación de procedimientos de análisis dinámico

Cuando se utilicen procedimientos de análisis dinámico se debe aplicar los artículos del presente capítulo.

Artículo 25.- Modelo estructural

El modelo matemático de la estructura aislada incluyendo el sistema de aislamiento, el sistema resistente a fuerzas sísmicas y otros elementos estructurales, debe estar conforme con lo dispuesto por la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” vigente y los requerimientos de los numerales 25.1 y 25.2.

25.1 Sistema de Aislamiento

25.1.1 El sistema de aislamiento se modela usando las características de deformación desarrolladas de acuerdo con los requerimientos del artículo 12.

25.1.2 Los desplazamientos y fuerzas laterales deben ser calculados de forma separada para las propiedades límite superior e inferior del sistema de aislamiento tal como se define en el numeral 12.4.

25.1.3 El sistema de aislamiento se debe modelar con suficiente detalle para:

- a) Considerar la distribución espacial de las unidades de aislamiento.
- b) Estimar la traslación en ambas direcciones horizontales y la torsión de la superestructura considerando la ubicación más desfavorable de la excentricidad de la masa.
- c) Evaluar los efectos del momento de volteo y el posible levantamiento de las unidades de aislamiento.
- d) Considerar los efectos de la carga vertical, las acciones bidireccionales y la velocidad de carga en caso que las relaciones de fuerza - deformación sean dependientes de una o más de estas variables.

25.1.4 El desplazamiento total, D_{TM} en el sistema de aislamiento es calculado mediante un modelo matemático que incorpore el sistema resistente a fuerzas laterales y las características fuerza - deformación de los elementos no lineales del sistema de aislamiento.

25.2 Estructura Aislada

25.2.1 Se permite calcular el desplazamiento de cada nivel y las fuerzas de diseño en los elementos del sistema sismorresistente, mediante un modelo elástico lineal de la superestructura.

25.2.2 El análisis del sistema de aislamiento y de la estructura se realizará por separado para las propiedades límite superior e inferior y se usa para el diseño el resultado más crítico para cada parámetro de respuesta de interés.

Artículo 26.- Descripción de procedimientos

Los procedimientos de análisis modal espectral y análisis tiempo-historia se deben realizar de acuerdo a la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” vigente y a los requerimientos de este artículo

26.1 Solicitación sísmica

El sismo máximo considerado se debe usar para calcular las fuerzas laterales, los desplazamientos de la superestructura, el desplazamiento total del sistema de aislamiento, las fuerzas en las unidades de aislamiento, las fuerzas en sus conexiones y las fuerzas en el sistema de vigas que se ubican sobre y por debajo del sistema de aislamiento para resistir el efecto P-Delta.

26.2 Procedimiento modal espectral

- 26.2.1 Para el análisis modal espectral se emplea un valor de amortiguamiento modal para el modo fundamental en la dirección de interés que no sea mayor que el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento o 30% del amortiguamiento crítico, el que sea menor.
- 26.2.2 Los valores de amortiguamiento modal para los otros modos deben ser seleccionados consistentemente con aquellos valores correspondientes a la estructura con base fija.
- 26.2.3 El análisis modal espectral de cada dirección debe efectuarse empleando el espectro al 100% en la dirección de análisis más el 30% en la dirección perpendicular.
- 26.2.4 En cada dirección de análisis, el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento debe calcularse como la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales.

26.3 Análisis tiempo-historia

- 26.3.1 Este procedimiento se debe desarrollar con un conjunto de pares de registros del movimiento del terreno que deben ser seleccionados y escalados según el artículo 14 y lo señalado en la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” vigente.
- 26.3.2 Cada par de componentes del movimiento de terreno debe ser aplicado simultáneamente al modelo considerando la orientación y la ubicación de la excentricidad de la masa más desfavorable.
- 26.3.3 El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento debe ser calculado mediante la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales en cada instante de tiempo.
- 26.3.4 Los parámetros de interés deben ser calculados para cada movimiento del terreno usado para el análisis tiempo-historia y el valor promedio de los parámetros de respuesta de interés debe ser empleado para el diseño.
- 26.3.5 Para zonas cercanas a una falla geológica, cada par de componentes horizontales se debe rotar y ubicar en la dirección paralela y perpendicular a la falla, y aplicarse al edificio en cada orientación. En otros casos no es necesario aplicar las componentes en múltiples orientaciones.

26.4 Excentricidad accidental de la masa

- 26.4.1 La respuesta torsional ocasionada por la falta de simetría de masa y rigidez debe ser considerada en el análisis.
- 26.4.2 Cada una de las dos direcciones ortogonales de análisis debe considerarse, por separado, la excentricidad accidental consistente en el desplazamiento del centro de masa de la posición calculada en una magnitud igual a 5% de la dimensión del diafragma.

Artículo 27.- Fuerzas y desplazamientos laterales mínimos

27.1 Sistema de aislamiento y elementos estructurales en la subestructura

- 27.1.1 El sistema de aislamiento, la cimentación y todos los elementos estructurales de la subestructura deben ser diseñados usando todos los requerimientos apropiados para una estructura no aislada y las fuerzas obtenidas del análisis dinámico sin reducción.
- 27.1.2 Esta fuerza lateral de diseño para el sistema de aislamiento, la subestructura y la cimentación, no debe ser menor a 90% de V_b determinada con la ecuación 10.
- 27.1.3 El desplazamiento total del sistema de aislamiento debido al sismo máximo considerado, no debe ser menor que el 80% de D_{TM} especificado en el numeral 20.3 pudiendo usar D'_M en lugar de D_M

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \dots\dots\dots (16)$$

Donde:

D_M = Desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento, en la dirección de análisis, correspondiente al sismo máximo, como se indica en la ecuación 6, en mm.

T = Periodo fundamental de la estructura considerada con base fija, en la dirección de análisis, evaluado con cualquiera de los procedimientos indicados en la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” vigente, en segundos.

T_M = Período efectivo de la estructura sísmicamente aislada, asociado al desplazamiento traslacional D_M en la dirección de análisis, tal como se indica en la ecuación 7, en segundos.

27.2 Elementos estructurales sobre el sistema de aislamiento

- 27.2.1 Los elementos estructurales sobre el sistema de aislamiento deben ser diseñados usando los requerimientos para una estructura no aislada y las fuerzas obtenidas de un análisis dinámico reducidas por R_a .
- 27.2.2 Para el procedimiento modal espectral, la fuerza cortante de diseño en cualquier piso no debe ser menor a la fuerza de corte que resulta de la aplicación de fuerzas según el cálculo en la ecuación 14 y un valor de V_b igual a la cortante basal obtenida por el procedimiento modal espectral en la dirección de interés.
- 27.2.3 Para el análisis tiempo-historia en estructuras regulares, el valor de V_b no debe ser tomado menor que el 80% de lo especificado el numeral 21.1 y el valor de V_s no debe ser tomado menor que el 100% de lo especificado en el numeral 21.3.
- 27.2.4 Para el análisis tiempo-historia en estructuras irregulares, el valor de V_b no debe ser tomado menor que el 100% de lo especificado en la numeral 21.1 y el valor de V_s no debe ser tomado menor que el 100% de lo especificado en el numeral 21.3.

27.3 Escalamiento de resultados

Cuando la fuerza cortante lateral de los elementos estructurales, determinada usando el procedimiento modal espectral o el procedimiento de tiempo-historia, es menor que el valor mínimo indicado en los numerales 27.1 y 27.2, las fuerzas en los elementos de la estructura deben ser aumentadas proporcionalmente.

27.4 Límites de la deriva

La deriva máxima de entrepiso correspondiente al SMC y un factor de reducción $R_a=1$, incluyendo el desplazamiento ocasionado por la deformación vertical del sistema de aislamiento, debe cumplir con alguno de los siguientes límites:

- 27.4.1 La máxima deriva de entrepiso de la superestructura calculado por el análisis modal espectral no debe exceder 0,0035.
- 27.4.2 La máxima deriva de entrepiso de la superestructura calculado por el análisis tiempo-historia, considerando las características de fuerza-deformación no lineales de la interfaz de aislamiento, no debe exceder 0,005.