

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Evaluación del comportamiento sismorresistente
de un centro educativo empleando la norma técnica
E.0.30, anterior y la actual vigente**

Julio Mucha Camposano

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Huancayo, 2019

Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Obra protegida bajo la licencia de [Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.5/peru/)

ASESORA DE TESIS

Ing. Nancy Margot Montañez Huamán

AGRADECIMIENTOS

Agradezco de manera especial a mi asesora Ing. Nancy Margot Montañez Huamán por darme la oportunidad de ser uno de sus tesis y tener el tiempo y la paciencia para poder guiarme incondicionalmente en este proceso de titulación.

También agradecer a la Mg. Ing. Natividad Antonieta Sánchez Arévalo por guiarme en esta rama de la ingeniería estructural y por ser parte de la elaboración de esta tesis, con su guía y su paciencia que me brindo para poder culminar esta tesis.

Asimismo, agradezco al Ing. Franz Emmanuel Estrada Porras por su predisposición y tiempo para poder revisar mi tesis.

De igual forma, un agradecimiento importante a mis padres Gaudencio Mucha Contreras y Esperanza Camposano Castellón, y a mis hermanos por apoyarme incondicionalmente para culminar satisfactoriamente mi carrera profesional.

DEDICATORIA

A Dios por brindarme su bendición cada día, agradecerle por todo lo que me dio hasta ahora, ese pequeño regalito que es mi hijita linda Luciana. Que Dios siempre me dé fuerzas para cuidarte y darte todo lo que necesitas.

A mi esposa por darme la fuerza y motivación cuando las cosas se ponen difíciles.

ÍNDICE

ASESORA DE TESIS	II
AGRADECIMIENTOS	III
DEDICATORIA	IV
INDICE DE CONTENIDOS	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	IX
ÍNDICE DE TABLAS	XV
RESUMEN	XX
ABSTRACT.....	XXIII
INTRODUCCIÓN	XXIV
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO.....	1
1.1 Planteamiento y formulación del problema	1
1.1.1 planteamiento del problema	1
1.1.2 formulación del problema	6
1.2 Objetivos	6
1.2.1 Objetivo general	6
1.2.2 Objetivos específicos.....	6
1.3 Justificación	7
1.4 Hipótesis	7
1.5 Descripción de variables	7
1.6 Metodología y alcance de la investigación	8
1.6.1 Método general.....	8
1.6.2 Método específico	8
1.6.3 Alcances de la investigación	9
1.6.4 Población y muestra	10
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	11
2.1 Antecedentes del problema	11
2.1.1 Antecedentes nacionales	11
2.1.2 Antecedentes internacionales	14

2.2 Bases teóricas.....	15
2.2.1 Evolución histórica de la norma e.030	15
2.2.2 Cambios en la norma e.030 de diseño sismorresistente	27
2.2.3 Diferencia de la norma del 2016 con la anterior por cada capítulo.....	27
CAPÍTULO III: ASPECTOS GENERALES	54
3.1 Descripción del proyecto de investigación.	545
3.2 Evaluación de la arquitectura.....	56
3.2.1 Altura mínima	56
3.2.2 Áreas mínimas de las salas de clase	58
3.2.3 Sentido de puertas y ancho mínimo de vanos	59
3.2.4 Escaleras.....	59
3.2.5 Accesos y pasajes de circulación	60
3.3 Evaluación de la estructura	61
3.4 Normas empleadas	67
3.5 Materiales empleados.....	67
3.5.1 Acero de refuerzo	67
3.5.2 Concreto armado	67
3.5.3 Albañilería confinada	6768
3.6 Método de diseño	69
CAPÍTULO IV: PREDIMENSIONAMIENTO	70
4.1 Predimensionamiento de elementos principales	70
4.1.1 Predimensionamiento de losas.	70
4.1.2 Predimensionamiento de vigas.....	71
4.1.3 Predimensionamiento de columnas	73
4.1.4 Predimensionamiento de placas	74
CAPITULO V: METRADO DE CARGAS	79
5.1 Cargas y metrado de cargas	79
5.1.1 Metrado de cargas	79
CAPÍTULO VI: ANÁLISIS SÍSMICO DEL CENTRO EDUCATIVO CON LA ANTIGUA NORMA.....	83
6.1 Análisis estático	83
6.1.1 Cortante basal.....	83
6.1.2 Desplazamientos del CE.....	92
6.1.3 Verificación del sistema estructural	95
6.1.4 Análisis de irregularidades	95
6.2 Análisis dinámico.....	102

6.2.1 Aceleración espectral	102
CAPÍTULO VII: ANÁLISIS SÍSMICO DEL CENTRO EDUCATIVO CON LA NORMA VIGENTE	
107	
7.1 Análisis sísmico estático	107
7.1.1 Coeficientes de la cortante basal	107
7.1.2 Determinación de la cortante basal para el eje X e Y	108
7.1.3 Desplazamientos de la estructura.	109
7.1.4 Análisis de irregularidades con la norma vigente	111
7.2 Análisis dinámico.....	116
7.2.1 Aceleración espectral	117
7.2.2 Desplazamiento de la estructura.....	120
CAPÍTULO VIII: RESULTADOS DEL ANÁLISIS SISMORRESISTENTE CON LAS DOS NORMAS	
121	
8.1 Resultados del análisis sísmico con la antigua norma.	121
8.1.1 Cortante en la base:	121
8.1.2 Desplazamientos laterales sismo estático.....	121
8.1.3 Desplazamientos laterales sismo dinámico	122
8.1.4 Fuerzas internas de la placa.....	124
8.1.5 Fuerzas internas de la columna tipo T.....	125
8.1.6 Fuerzas internas de la columna tipo rectangular	127
8.1.7 Fuerzas internas del muro de albañilería confinada.	128
8.1.8 Fuerzas internas en las vigas.	130
8.2 Resultados del análisis sísmico con la norma vigente.	135
8.2.1 Cortante en la base:	135
8.2.2 Desplazamiento y derivas con el sismo estático	135
8.2.3 Desplazamiento y derivas con el sismo dinámico.....	136
8.2.4 Fuerzas internas de la placa.....	138
8.2.5 Fuerzas internas en la columna tipo T.....	139
8.2.6 Fuerzas internas de la columna tipo rectangular	140
8.2.7 Fuerzas internas del muro de albañilería confinada.	142
8.2.8 Fuerzas internas en las vigas.	143
CAPITULO IX: COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE CON LAS DOS NORMAS	
148	
9.1 Análisis comparativo de la cortante basal.....	148
9.2 Análisis comparativo de la deriva.....	149
9.3 Análisis Comparativo De Las Fuerzas Internas En La Placa, Columna y Muro de albañilería.....	151
9.3.1 En la placa	152
9.3.2 En la columna tipo T.....	155
9.3.3 En la columna tipo rectangular.....	159

9.3.4 En el muro de albañilería.	162
9.4 Análisis comparativo de las fuerzas internas en la viga	165
9.4.1 En la viga del eje 2.	166
9.4.2 En la viga del eje D.	170
CAPITULO X: DISEÑO ESTRUCTURAL Y COMPARACIÓN CON EL PROYECTO EJECUTADO	174
10.1 Diseño de losa aligerada.	174
10.1.1 Diseño por flexión.....	174
10.1.2 Diseño por corte.	177
10.1.3 Verificación de deflexiones.....	178
10.1.4 Comparación del diseño.	178
10.2 Diseño de viga peraltada.	179
10.2.1 Diseño por flexión.....	179
10.2.2 Diseño por corte.	182
10.2.3 Comparación del diseño.	183
10.3 Diseño de columna.....	183
10.3.1 Diseño por flexocompresión.	184
10.4 Diseño de placa	187
10.4.1 Diseño por flexocompresión.	188
10.4.2 Comparación del diseño.	191
CONCLUSIONES	192
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	195
ANEXOS	197

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 01: Zonas sísmicas según la norma de 1977.....	2
Figura 02: Colegio después del sismo de Nazca.....	3
Figura 03: Falla por Columna Corta después del sismo.....	4
Figura 04: Colegio INFES - Puno después del sismo no sufrió daño.....	5
Figura 05: Mapa de la Zonificación Sísmica del Perú en el año 1970.....	16
Figura 06: Mapa de la Zonificación Sísmica del Perú en el año 1977.....	19
Figura 07: Mapa de aceleración esperada cada 500 años.....	21
Figura 08: Mapa de la Zonificación Sísmica del Perú en el año 1997.....	22
Figura 09: Configuración estructural del colegio INFES.....	26
Figura 10: Mapa de zonificación sísmica con la antigua norma y la norma vigente.....	28
Figura 11: Tabla N. 02 Clasificación de los perfiles de suelo.....	31
Figura 12: Tablas que representa el valor a tomar del factor del suelo y el periodo.....	33
Figura 13: Tabla N. 5 Categoría de las edificaciones y factor de Uso.....	34
Figura 14: Tabla N. 6 Categoría y Sistema Estructural de las Edificaciones.....	37
Figura 15: Tabla N. 7 Sistemas estructurales “coeficiente básico de reducción”.....	38
Figura 16: Tabla N. 10 “Categoría y regularidad de las edificaciones”.....	39
Figura 17: Tabla N. 11 “Límites para la distorsión del entrepiso”.....	49
Figura 18: Tabla N. 12 “Valores de C1”.....	52
Figura 19: Vista en planta del Centro Educativo de Santa Ana del Perené.....	54
Figura 20: Vista en elevación del pabellón B.....	55
Figura 21: Medida de la altura minia de cada piso del pabellón analizado.....	56
Figura 22: Vista de uno de los salones del Centro Educativo de Santa Ana del Perené.....	57
Figura 23: Toma de medida de una de las puertas del Centro Educativo de Santa Ana del Perené.....	58
Figura 24: Vista de la escalera del pabellón analizado del Centro Educativo de Santa Ana del Perené.....	60
Figura 25: Medida de los pasadizos del Centro Educativo de Santa Ana del Perené.....	61

Figura 26. Configuración estructural en elevación del pabellón B.....	64
Figura 27. Detalle de los elementos estructurales analizados del C.E.....	65
8Figura 28. Detalle de la losa aligerada del C.E ejecutado.....	71
Figura 29. Medidas y áreas para el predimensionamiento de los elementos estructurales.....	77
Figura 30. Sobre cargas de una edificación destinada a centros educativos.....	78
Figura 31. Sobre cargas de la losa según el espesor en (kg/m ²).....	78
Figura 32. Sección de 1 m ² de la losa aligerada para su metrado.....	79
Figura 33. Elevación del Bloque B; donde se observa las alturas de las tabiquerías para su metrado.....	80
Figura 34. Vista en planta del techo donde se observa las áreas que se tomarán para su metrado.....	81
Figura 35. Tabla que muestra los valores del factor de zona para el análisis sísmico.....	85
Figura 36. Tabla que muestra los valores del factor de suelo para el análisis sísmico.....	85
Figura 37. Valores del factor de uso para el análisis sísmico.....	86
Figura 38. Tabla que muestra los valores del factor de reducción sísmica.....	87
Figura 39. Estimación del peso según la categoría de la edificación.....	88
Figura 40. Desplazamiento de entrepiso por una carga de sismo.....	92
Figura 41. Modelamiento de la estructura con el programa ETABS.....	94
Figura 42: Vista del pabellón B modelado en el programa.....	98
Figura 43. Vista en planta de los dos primeros niveles donde se muestra los elementos estructurales verticales y horizontales.....	99
Figura 44. Vista en planta del techo del último nivel donde se muestra los elementos estructurales verticales y horizontales.....	99
Figura 45. Gráfico donde se muestra el espectro de respuesta para la antigua norma.....	103
Figura 46. Gráfico donde se muestra el espectro de respuesta para la dirección X e Y.....	105
Figura 47: Factor de zona para el análisis sísmico.....	107
Figura 48: Factor del suelo para el análisis sísmico.....	108
Figura 49: Categoría y Regularidad de las Edificaciones.....	111
Figura 50: Valore de Tp y Tl en segundos para el análisis dinámico.....	116

Figura 51. Gráfico donde se muestra el espectro de respuesta según la norma actual vigente.....	118
Figura 52. Gráfico donde se muestra el espectro de respuesta para la dirección X e Y.....	119
Figura 53. Gráfico donde se observa los desplazamientos de la estructura.....	122
Figura 54. Gráfico donde se observa los desplazamientos de la estructura.....	123
Figura 55. Gráfico donde se muestra la ubicación de la placa.....	124
Figura 56. Gráfico donde se observa los diagramas de cargas axiales.....	125
Figura 57. Gráfico donde se muestra la ubicación de la columna tipo T.....	126
Figura 58. Gráfico donde se observa los diagramas de cargas axiales.....	126
Figura 59. Gráfico donde se muestra la ubicación de la columna tipo rectangular.....	127
Figura 60. Gráfico donde se observa los diagramas, cuando se le aplica diferentes tipos de cargas.....	128
Figura 61. Gráfico donde se muestra la ubicación del muro de albañilería confinada.....	129
Figura 62. Gráfico donde se observa los diagramas del muro de albañilería.....	130
Figura 63. Gráfico donde se muestra la ubicación de las vigas a analizar.....	130
Figura 64. Gráfico donde se observa los diagramas de momento flector y fuerza cortante de la viga en el eje 2.....	132
Figura 65. Gráfico donde se observa los diagramas de momento flector y fuerza cortante de la viga en el eje D.....	134
Figura 66. Gráfico donde se observa los desplazamientos de la estructura con la nueva norma.....	136
Figura 67. Gráfico donde se observa los desplazamientos de la estructura con la nueva norma.....	137
Figura 68. Gráfico donde se muestra la ubicación de la placa con la nueva norma.....	138
Figura 69. Gráfico donde se observa los diagramas de algunas fuerzas internas con la nueva norma.....	138
Figura 70. Gráfico donde se muestra la ubicación de la columna tipo T en la nueva norma.....	139
Figura 71. Gráfico donde se observa los diagramas de las fuerzas internas con la nueva norma.....	140
Figura 72. Gráfico donde se muestra la ubicación de la columna tipo rectangular en la nueva norma.....	141

Figura 73. Gráfico donde se observa los diagramas, cuando se le aplica diferentes tipos de cargas con la nueva norma.....	141
Figura 74. Gráfico donde se muestra la ubicación del muro de albañilería confinada con la nueva norma.....	142
Figura 75. Gráfico donde se observa los diagramas del muro de albañilería para la nueva norma.....	143
Figura 76. Gráfico donde se muestra la ubicación de las vigas a analizar para la nueva norma.....	144
Figura 77. Gráfico donde se observa los diagramas de momento flector y fuerza cortante de la viga en el eje 2 para la nueva norma.....	145
Figura 78. Gráfico donde se observa los diagramas de momento flector y fuerza cortante de la viga en el eje D para la nueva norma.....	147
Figura 79. Gráfico del análisis comparativo del cortante basal total en la base.....	149
Figura 80. Gráfico del análisis comparativo del máximo desplazamiento relativo en Y sismo dinámico.....	150
Figura 81. Gráfico del análisis comparativo de la carga axial en la placa.....	152
Figura 82. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante “V2” en la placa.....	152
Figura 83. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante “V3” en la placa.....	153
Figura 84. Gráfico del análisis comparativo del momento flector “M2” en la placa.....	153
Figura 85. Gráfico del análisis comparativo del momento flector “M3” en la placa.....	154
Figura 86. Gráfico del análisis comparativo de la carga axial en la columna tipo T.....	155
Figura 87. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante “V2” en la columna tipo T.....	156
Figura 88. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante “V3” en la columna tipo T.....	156
Figura 89. Gráfico del análisis comparativo del momento flector “M2” en la columna tipo T.....	157
Figura 90. Gráfico del análisis comparativo del momento flector “M3” en la columna tipo T.....	159
Figura 91. Gráfico del análisis comparativo de la carga axial en la columna rectangular.....	159
Figura 92. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante “V2” en la columna rectangular.....	159

Figura 93. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante “V3” en la columna rectangular.....	160
Figura 94. Gráfico del análisis comparativo del momento flector “M2” en la columna rectangular.....	161
Figura 95. Gráfico del análisis comparativo del momento flector “M3” en la columna rectangular.....	161
Figura 96. Gráfico del análisis comparativo de la carga axial en el muro de albañilería.....	162
Figura 97. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante “V2” en el muro de albañilería.....	163
Figura 98. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante “V3” en el muro de albañilería.....	163
Figura 99. Gráfico del análisis comparativo del momento flector “M2” en el muro de albañilería.....	164
Figura 100. Gráfico del análisis comparativo del momento flector “M3” en el muro de albañilería.....	165
Figura 101. Gráfico del análisis comparativo del momento flector máximo en la viga del eje 2.....	166
Figura 102. Gráfico del análisis comparativo del momento flector mínimo en la viga del eje 2.....	167
Figura 103. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante máximo en la viga del eje 2.....	168
Figura 104. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante mínimo en la viga del eje 2.....	169
Figura 105. Gráfico del análisis comparativo del momento flector máximo en la viga del eje D.....	170
Figura 106. Gráfico del análisis comparativo del momento flector mínimo en la viga del eje D.....	171
Figura 107. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante máximo en la viga del eje D.....	172
Figura 108. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante mínimo en la viga del eje D.....	173
Figura 109. Vista en planta del detallado de la losa aligerada del primer y segundo nivel.....	174
Figura 110. Coeficientes del ACI para una losa aligerada de 4 tramos.....	175

Figura 111. Diagrama de momentos flectores de la losa aligerada.....	176
Figura 112. Detallado de la losa aligerada, diseñado por el tesista.....	177
Figura 113. Diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada calculado con el ACI.....	177
Figura 114. Tabla 9.1 peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones.....	178
Figura 115. Vista en planta del techo 01.....	179
Figura 116. Diagrama de momentos flectores con la combinación de la envolvente.....	180
Figura 117. Detallado de la viga peraltada de 30 x60 del proyecto, diseñado por el tesista.....	181
Figura 118. Diagrama de fuerza cortante de la viga de 30x60 con la combinación de la envolvente.....	182
Figura 119. Detallado de la viga peraltada de 30x60 según el proyecto ejecutado el 2012.....	183
Figura 120. Diagrama de interacción de la columna T en el eje X.....	185
Figura 121. Diagrama de interacción de la columna T en el eje Y.....	185
Figura 122. Distribución de acero de la columna T.....	186
Figura 123. Sección de la columna T.....	186
Figura 124. Diagrama de interacción de la placa en el eje X.....	189
Figura 125. Diagrama de interacción de la placa en el eje Y.....	190
Figura 126. Distribución de acero de la placa.....	190
Figura 127. Sección de la placa.....	191

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Coeficiente sísmico U en 1970.....	17
Tabla 2: Coeficiente sísmico K en 1970.....	17
Tabla 3: Factor de zona Z en 1977.....	19
Tabla 4: Factor de uso U en 1977.....	20
Tabla 5: Factor de suelo S en 1977.....	20
Tabla 6: Factor de zona Z en 1997.....	23
Tabla 7: Factor de uso U en 1997.....	23
Tabla 8: Factor de suelo S en 1997.....	23
Tabla 9: Factor de Reducción R en 1997.....	24
Tabla 10: Desplazamiento lateral de entrepiso en 1997.....	25
Tabla 11: Valor del factor de reducción R en el 2003.....	26
Tabla 12: Cantidad de personas por metro cuadro según el Minedu.....	57
Tabla 13: Medida mínima del ancho de los pasajes según el Minedu.....	61
Tabla 14: Dimensiones recomendadas por el Ingeniero Blanco.....	72
Tabla 15: Estimación del peso de la estructura por cada nivel.....	89
Tabla 16: Peso total de la estructura para el análisis sísmico.....	91
Tabla 17: Cortante basal por cada nivel para el eje X y Y.....	92
Tabla 18: Desplazamiento máximos por cada entrepiso según el material de construcción.....	93
Tabla 19: Comparación de desplazamientos máximos según el programa con lo que indica la norma en el eje X.....	94
Tabla 20: Comparación de desplazamientos máximos según el programa con lo que indica la norma en el eje Y.....	94
Tabla 21: Verificación del factor de reducción sísmica como indica la norma E.030.....	95
Tabla 22: Sumatoria de áreas de los elementos resistente para la dirección X.....	96
Tabla 23: Sumatoria de áreas de los elementos resistente para la dirección Y.....	96
Tabla 24: Masa total por cada nivel.....	97
Tabla 25: Análisis de derivas comprobando si existe irregularidad en dirección X.....	100

Tabla 26: Análisis de derivas comprobando si existe irregularidad en dirección Y.....	100
Tabla 27: Calculo de la aceleración espectral para la dirección X e Y.....	103
Tabla 28: Comparación de desplazamientos máximos según el programa lo que indica la norma en el eje X.....	105
Tabla 29: Comparación de desplazamientos máximos según el programa lo que indica la norma en el eje Y.....	106
Tabla 30: Cortante basal por cada nivel para el eje X e Y.....	109
Tabla 31: Desplazamiento máximos por cada entepiso según el material de construcción.....	110
Tabla 32: Comparación de desplazamientos máximos según el programa lo que indica la norma en el eje X.....	110
Tabla 33 Comparación de desplazamientos máximos según el programa lo que indica la norma en el eje Y.....	111
Tabla 34: Análisis de Rigidez Lateral comprobando si existe irregularidad en dirección X...	112
Tabla 35: Análisis de Rigidez Lateral comprobando si existe irregularidad en dirección Y...	113
Tabla 36: Análisis de Resistencia comprobando si existe irregularidad en dirección X.....	113
Tabla 37: Análisis de Resistencia comprobando si existe irregularidad en dirección Y.....	114
Tabla 38: Análisis de derivas para ver si se realiza en análisis de irregularidad en dirección X.....	115
Tabla 39: Análisis de derivas para ver si se realiza en análisis de irregularidad en dirección Y.....	115
Tabla 40: Análisis de derivas comprobando si existe irregularidad en dirección X.....	115
Tabla 41: Calculo de la aceleración espectral para la dirección X e Y.....	118
Tabla 42: Comparación de desplazamientos máximos según el programa lo que indica la norma en el eje X.....	120
Tabla 43: Comparación de desplazamientos máximos según el programa lo que indica la norma en el eje Y.....	120
Tabla 44: Cortante en la base de la Edificación.....	121
Tabla 45: Desplazamientos en la dirección X.....	122
Tabla 46: Desplazamientos en la dirección Y.....	122
Tabla 47: Desplazamientos en la dirección X.....	123

Tabla 48: Desplazamientos en la dirección Y.....	123
Tabla 49: Fuerzas internas de la placa A2.....	125
Tabla 50: Fuerzas internas de la columna T en el eje D2.....	127
Tabla 51: Fuerzas internas de la columna rectangular en el eje C2.....	128
Tabla 52: Fuerzas internas del muro de albañilería confinada que se ubica en el eje C.....	130
Tabla 53: Fuerzas internas (momento flector) de la viga que se ubica en el eje 2.....	133
Tabla 54: Fuerzas internas (fuerza cortante) de la viga que se ubica en el eje 2.....	133
Tabla 55: Fuerzas internas (momento flector) de la viga que se ubica en el eje D.....	134
Tabla 56: Fuerzas internas (fuerza cortante) de la viga que se ubica en el eje D.....	134
Tabla 57: Cortante en la base de la edificación con la nueva norma.....	135
Tabla 58: Desplazamientos y derivas en la dirección X con la nueva norma.....	136
Tabla 59: Desplazamientos y derivas en la dirección Y con la nueva norma.....	136
Tabla 60: Desplazamientos y derivas en la dirección X con la nueva norma.....	137
Tabla 61: Desplazamientos y derivas en la dirección Y con la nueva norma.....	137
Tabla 62: Fuerzas internas de la placa A2 con la nueva norma.....	139
Tabla 63: Fuerzas internas en la columna T ubicado en el eje D2; con la nueva norma.....	140
Tabla 64: Fuerzas internas de la columna rectangular en el eje C2 con la nueva norma.....	142
Tabla 65: Fuerzas internas del muro de albañilería confinada que se ubica en el eje C para la nueva norma.....	143
Tabla 66: Fuerzas internas (momento flector) de la viga que se ubica en el eje 2 para la nueva norma.....	147
Tabla 67: Fuerzas internas (fuerza cortante) de la viga que se ubica en el eje 2 para la nueva norma.....	147
Tabla 68: Fuerzas internas (momento flector) de la viga que se ubica en el eje D para la nueva norma.....	147
Tabla 69: Fuerzas internas (fuerza cortante) de la viga que se ubica en el eje D para la nueva norma.....	147
Tabla 70: Comparación de la cortante basal.....	149
Tabla 71: Comparación del máximo desplazamiento relativo en X con el sismo dinámico.....	150

Tabla 72: Comparación del máximo desplazamiento relativo en Y con el sismo dinámico.....	151
Tabla 73: Comparación de la carga axial en la placa.....	152
Tabla 74: Comparación de la fuerza cortante “V2” en la placa.....	153
Tabla 75: Comparación de la fuerza cortante “V3” en la placa.....	153
Tabla 76: Comparación del momento flector “M2” en la placa.....	154
Tabla 77: Comparación del momento flector “M3” en la placa.....	154
Tabla 78: Comparación de la carga axial en la columna tipo T.....	155
Tabla 79: Comparación de la fuerza cortante “V2” en la columna tipo T.....	156
Tabla 80: Comparación de la fuerza cortante “V3” en la columna tipo T.....	157
Tabla 81: Comparación del momento flector “M2” en la columna tipo T.....	157
Tabla 82: Comparación del momento flector “M3” en la columna tipo T.....	158
Tabla 83: Comparación de la carga axial en la columna tipo rectangular.....	159
Tabla 84: Comparación de la fuerza cortante “V2” en la columna tipo rectangular.....	160
Tabla 85: Comparación de la fuerza cortante “V3” en la columna tipo rectangular.....	160
Tabla 86: Comparación de la fuerza cortante “M2” en la columna tipo rectangular.....	161
Tabla 87: Comparación de la fuerza cortante “M3” en la columna tipo rectangular.....	162
Tabla 88. Comparación de la carga axial en el muro de albañilería.....	162
Tabla 89 Comparación de fuerza cortante “V2” en el muro de albañilería.....	163
Tabla 90 Comparación de fuerza cortante “V3” en el muro de albañilería.....	164
Tabla 91 Comparación del momento flector “M2” en el muro de albañilería.....	164
Tabla 92. Comparación del momento flector “M3” en el muro de albañilería.....	165
Tabla 93. Comparación del momento flector máximo en la viga del eje 2.....	167
Tabla 94. Comparación del momento flector mínimo en la viga del eje 2.....	168
Tabla 95. Comparación de la fuerza cortante máximo en la viga del eje 2.....	169
Tabla 96. Comparación de la fuerza cortante mínimo en la viga del eje 2.....	170
Tabla 97. Comparación del momento flector máximo en la viga del eje D.....	171

Tabla 98. Comparación del momento flector mínimo en la viga del eje D.....	171
Tabla 99. Comparación de la fuerza cortante máximo en la viga del eje D.....	172
Tabla 100. Comparación de la fuerza cortante mínimo en la viga del eje D.....	173
Tabla 101. Área de acero para la losa aligerada.....	176
Tabla 102. Comparación del porcentaje de reducción del acero del proyecto vs norma vigente.....	183
Tabla 103. Cargas que actúan en la columna T.....	184
Tabla 104. Combinaciones de carga para el diseño de la columna T.....	184
Tabla 105. Tabla comparativa del acero longitudinal de la columna T.....	187
Tabla 106. Cargas que actúan en la placa.....	187
Tabla 107. Combinaciones obtenidas del análisis de la placa.....	188
Tabla 108. Tabla comparativa del acero de la placa.....	191

RESUMEN

La presente investigación evalúa el comportamiento sismorresistente de un pabellón del nivel secundario de la IEI Santa Ana que está ubicada en el sector Juan Velasco Alvarado, distrito Perené, provincia de Chanchamayo, departamento de Junín. El estudio del comportamiento de dicho pabellón analizado se realiza empleando la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente, publicada en el 2003 y la vigente aprobada el 2016 y actualizada el 2018.

El centro educativo Santa Ana consta de cuatro pabellones, dos de ellos están destinados a emplearse como aulas y laboratorios, uno contiene los ambientes administrativos y el último se usa como los servicios higiénicos. El pabellón que se analizó en esta investigación es el B, el cual se encuentra configurado con tres pisos, con una altura total de 12.03 m, se usa los ambientes de este módulo en todos sus niveles, posee de aulas y tiene una capacidad de albergar 204 alumnos.

Para evaluar el comportamiento sísmico del pabellón con ambas normativas se realizó un modelamiento estructural con un *software* para análisis estructural de edificaciones. Luego se procedió a realizar una comparación y verificación de valores límites de la estructura con ambas normas para monitorear las siguientes variables: 1) control de desplazamientos, 2) fuerza cortante basal y 3) fuerzas internas de los elementos estructurales: vigas, columnas, muros portantes y placas.

De los resultados procesados del análisis sísmico estructural, se concluye que la estructura analizada con ambas normativas no cumple con la distorsión máxima permitida, asimismo cuando se evalúa la fuerza cortante basal del módulo analizado con la norma vigente disminuye en 17% con respecto a la norma anterior y en cuanto a las fuerzas internas de los elementos estructurales se observan variaciones, también de 17% y tiene valores menores

cuando se analiza la edificación con la norma actual, esto ocurre porque el análisis considera un modelo con comportamiento lineal y elástico.

Finalmente, se realizó el diseño y la comparación del acero colocado de los elementos estructurales que están sometidos a cargas de sismo: vigas, columnas y placas. Se observó que para el módulo analizado con la norma sismorresistente vigente, en cada elemento estructural, se obtuvo una reducción de área de acero.

ABSTRACT

The present investigation evaluates the seismic-resistant behavior of a pavilion of the secondary level of the IEI Santa Ana which is located in the Juan Velasco Alvarado sector, Perene district, Chanchamayo province, Junin department. The study of the behavior of said analyzed pavilion is carried out using Technical Standard E.030 of Earthquake Resistant Design published in 2003 and the current one approved in 2016 and updated in 2018.

The educational center Santa Ana consists of four pavilions; two of them are destined to be used as classrooms and laboratories, one contains the administrative environments and finally has the use of hygienic services. The pavilion analyzed in this investigation is the B, which is configured with three floors, with a total height of 12.03 m. The use of the environments of this module at all levels is classroom and has a capacity to accommodate 204 students.

To evaluate the seismic behavior of the pavilion with both regulations, a structural modeling was performed with a software for structural analysis of buildings, then a comparison and verification of limit values of the structure with both standards was carried out to monitor the following variables: 1) displacement control; 2) basal shear force; 4) internal forces of the structural elements: beams, columns, bearing walls and plates.

From the results of the structural seismic analysis, it is concluded that the structure analyzed with both regulations does not comply with the maximum permissible distortion, also when evaluating the basal shear force of the module analyzed with the current norm decreases by 17% with respect to the norm. In terms of the internal forces of the structural elements, variations are observed, also of 17%, having lower values when the building is analyzed with the current norm, this occurs because the analysis considers a model with linear and elastic behavior.

Finally, the design and comparison of the steel placed of the structural elements that are subjected to earthquake loads were carried out: beams, columns and plates. Observing that for the module analyzed with the current earthquake-resistant standard, in each structural element, a reduction of steel area was obtained.

INTRODUCCIÓN

El análisis estructural ante cargas laterales y las recomendaciones del proceso constructivo de las construcciones en el país está normado por el Reglamento Nacional de Edificaciones, este se aplica en nuestro territorio y es obligatorio su uso. Este documento contiene tres títulos, en el título tercero comprende las normas referidas a la arquitectura, estructuras, instalaciones sanitarias, eléctricas y mecánicas de las edificaciones.

En el ámbito de las estructuras, que es el área que concierne la presente investigación, el Reglamento Nacional de Edificaciones desarrolla diez normas técnicas, las cuales establecen parámetros y lineamientos de análisis, diseño y proceso constructivo de edificios configurados con distintos materiales estructurales como son los siguientes: la madera (Norma Técnica-E0.10), el vidrio (E0.40), el concreto armado (E0.60), la albañilería (E0.70), el adobe (E0.80), y las estructuras metálicas (E0.90). También establece las cargas a emplear según el tipo de edificación a diseñar (E0.20), las consideraciones a evaluar respecto a los suelos y cimentaciones (E0.50). Y, por último, debido a que Perú se encuentra localizado en una zona de alto peligro sísmico, en esta zona se da la convergencia de subducción de la placa oceánica de Nazca que se introduce por debajo de la placa Continental sudamericana, que genera terremotos de magnitudes elevadas, el reglamento desarrolla la Norma Técnica de diseño sismorresistente (E0.30).

La norma sismorresistente ha evolucionado en función al largo historial de terremotos ocurridos en distintos lugares del país y del comportamiento de las edificaciones, por ejemplo, en el sismo de Pisco del 2007 se observó el colapso parcial y total de distintos edificios, debido a fallas configurativa de piso: columna corta, piso blando, variación excesiva del centro de rigidez y del centro de masa, entre otros.

Una observación especial es la de los centros educativos, muchas instituciones se construyeron con el programa INFES y siguiendo los lineamientos de la norma sismorresistente

de 1997. En el 2001 ocurre el sismo de Ático (Arequipa, Moquegua y Tacna), se observó que algunas infraestructuras de las instituciones educativas fallaron principalmente por columna corta, a razón de ello se modificó la norma que se publicó en el año 2003.

Actualmente, la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente fue publicada en el 2016 y actualizada el 2018, contiene nueve capítulos, esta norma (con respecto a la anterior que posee ocho capítulos) tiene modificaciones en distintos parámetros como la determinación del factor de zona, del factor de suelo, del coeficiente de amplificación sísmica, del control de irregularidades, entre otros.

Sobre la base de lo explicado anteriormente, esta tesis busca analizar y evaluar el comportamiento de un pabellón de un centro educativo con la norma vigente de Diseño Sismorresistente, debido a que esta estructura fue construida cuando se encontraba vigente la norma E0.30 publicada en el año 2003.

Para ello la tesis desarrollo los siguientes capítulos:

- El capítulo I contiene la descripción del planteamiento del problema, los objetivos, la justificación, hipótesis y metodología.
- El capítulo II desarrolla el marco teórico, donde se presenta los antecedentes y las bases teóricas.
- El capítulo III describe los aspectos generales, descripción del proyecto de investigación, evaluación de la arquitectura, evaluación de la estructura, normas empleadas, materiales empleados, método de diseño.
- El capítulo IV comprende el predimensionamiento de elementos estructurales.
- El capítulo V explica el metrado de cargas que no calcula el programa.
- El capítulo VI contiene el análisis sísmico del centro educativo con la antigua norma (análisis estático y análisis dinámico).

- El capítulo VII desarrolla el análisis sísmico del centro educativo con la norma vigente (análisis estático y análisis dinámico).
- El capítulo VIII describe los resultados del análisis sismorresistente con las dos normas.
- El capítulo IX contiene la comparación del comportamiento sismorresistente con las dos normas, análisis comparativo en la cortante basal, análisis comparativo de desplazamientos máximo relativo, análisis comparativo de fuerzas internas en los elementos estructurales.
- El capítulo X desarrolla el diseño estructural de cada elemento sometido a cargas de sismo. También se hizo una comparación entre lo ejecutado y lo diseñado con la norma vigente.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1 Planteamiento y Formulación del Problema

1.1.1 planteamiento del problema

La Norma Técnica de Diseño Sismorresistente actual E.030 en su ítem 1.3 se rige por la siguiente visión y principios de diseño sismorresistente:

- a) Evitar pérdidas de vidas humanas.
- b) Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c) Minimizar los daños a la propiedad.

Se parte de este concepto tan importante porque la Norma de Diseño Sismorresistente desde 1970 viene tratando de cumplir con esta visión, pues cada vez se mejora y se publica. Por lo que el mejor laboratorio donde se puede poner en prueba la edificación es el sismo mismo. A continuación se describirá como ha ido evolucionando la norma a lo largo de la historia hasta llegar a su nueva publicación que se dio el 2016.

El Perú es un país que ha sufrido muchos sismos a lo largo de la historia, los más importantes antes de publicarse la primera norma fueron los sismos de 1940, 1966 y 1970. En esta época las edificaciones por lo general eran de adobe, las cuales colapsaron debido a su fragilidad. Ya para esa época eran muy usados los códigos del ACI en algunas construcciones importantes y debido a los daños observados en las edificaciones se inicia la transformación de los criterios de estructuración,

En 1970 se publica por primera vez un capítulo en el reglamento nacional de construcción “Seguridad contra el efecto destructivo de los sismos”. El cual carecía de muchos criterios de diseño, no existía un factor de amplificación del suelo se desconocía el comportamiento de los sismos en las diferentes zonas del Perú (costa, sierra y selva).

Ya en 1977 se aprueba “La Norma Básica de Diseño Sismorresistente” en el reglamento nacional, que remplazó al de 1970. En esta nueva norma se define tres zonas como se muestra en la figura 01.

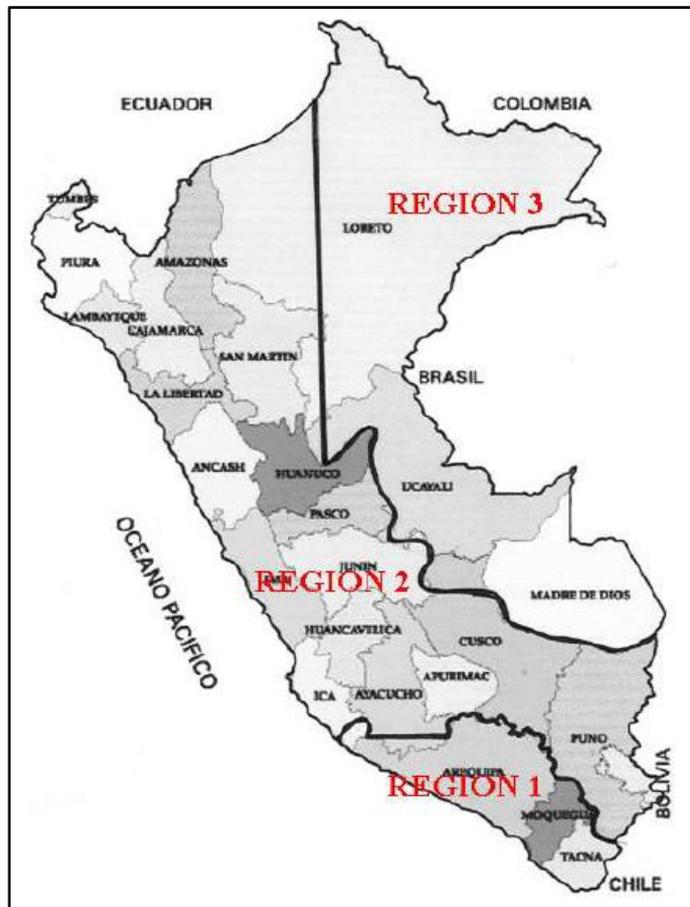


Figura 1. Zonas sísmicas según la norma de 1977. Adaptado de “Ingeniería Sismorresistente [Diapositiva]”, por A. Blanco, 13 de abril del 2013.

Se puede observar que se tenía poco conocimiento del peligro sísmico, ya que no se hacían estudios de acelerogramas y tampoco se contaba con los equipos necesarios para definir mejor las zonas sísmicas como ahora se conoce.

En 1996 ocurre el sismo de Nazca, donde colegios que fueron diseñados con esta norma resultaron muy dañados según se muestra en la figura 2. Los desplazamientos laterales eran mayores a lo que indicaba la norma de 1977. Por ello, se tuvo que hacer cambios importantes

a la norma. Uno de ellos fue las modificaciones en los coeficientes de las deformaciones laterales para obtener desplazamientos más significativos.



Figura 2. Colegio después del sismo de Nazca. Adaptado de “Ingeniería Sismorresistente [Diapositiva]”, por A. Blanco, 13 de abril del 2013.

En 1992, el Gobierno peruano forma el Instituto Nacional de Infraestructura Educativa y de Salud (INFES) e inicia un gran programa de construcción de colegios. Sin embargo, en el sismo de Nazca, tres colegios recientemente construidos fueron afectados, debido a que en la dirección longitudinal se tenía pórticos flexibles lo que hizo que se tuvieran desplazamientos laterales mayores a los estimados con la norma y que las juntas colocadas entre tabiques y columnas fueran insuficientes. En la figura 3 se observa una falla conocida como columna corta esto debido a la tipología del aula, con ventanas altas en una fachada y ventanas bajas en la otra. La interacción de las columnas y los tabiques de ladrillo provocaban que la columna fallara nadie hubiera podido creer que un tabique podía romper una columna.

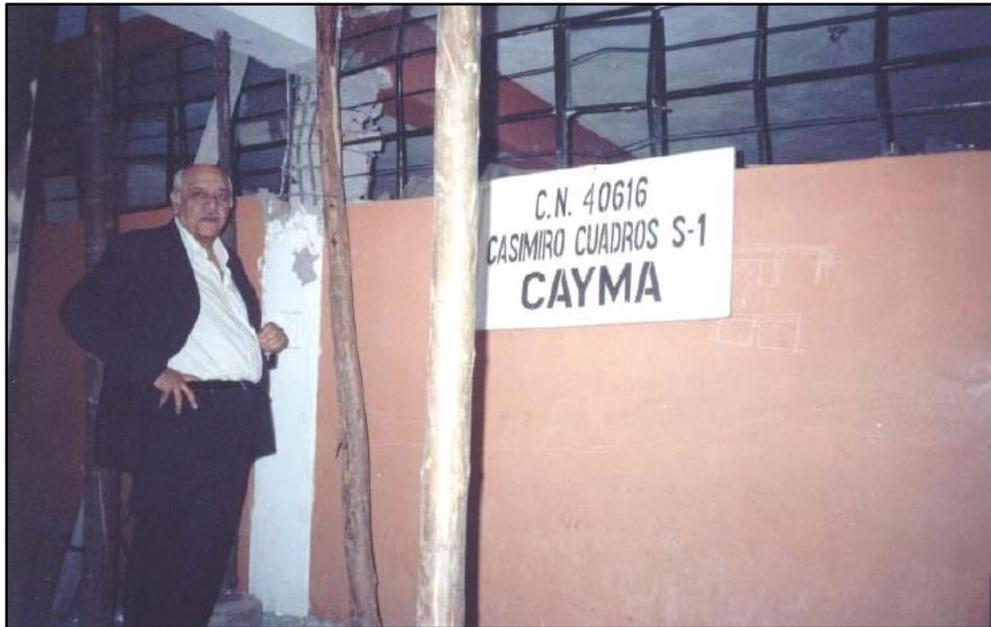


Figura 3. Falla por Columna Corta después del sismo. Adaptado de “Ingeniería Sismorresistente [Diapositiva]”, por A. Blanco, 13 de abril del 2013.

En 1997, se cambia la norma peruana de diseño sismorresistente, considerando a los colegios como estructuras de categoría A, con factor de uso=1.5, además de modificar los coeficientes que permiten calcular el cortante sísmico en la base, de tal manera que se obtienen desplazamientos laterales de aproximadamente 2.5 veces lo que se obtenía con la norma de 1977.

INFES encarga nuevos diseños para los colegios de costa y sierra, como se muestra en la figura 04, los cuales se diseñan con la nueva norma. Los modelos mantenían los muros de la dirección transversal, pero se rigidiza la dirección longitudinal con muros de concreto.

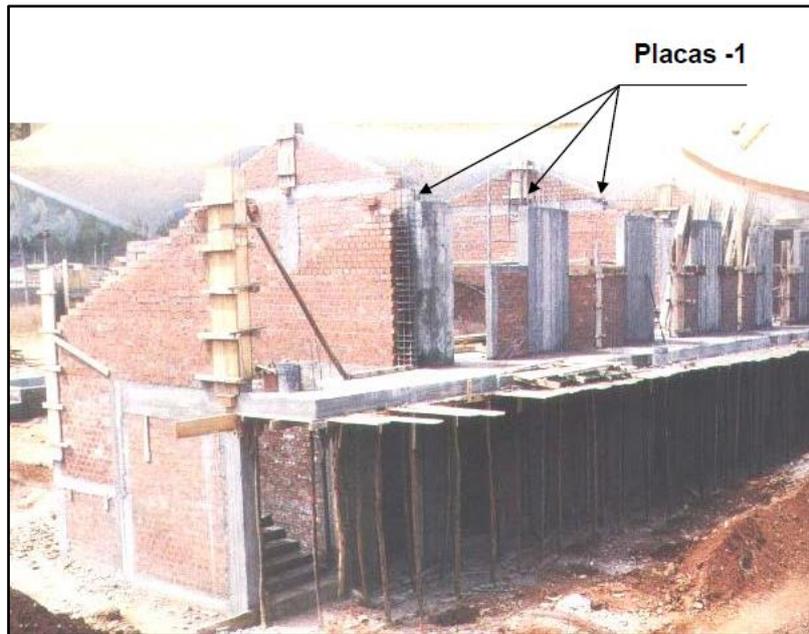


Figura 4. Colegio INFES de Puno después del sismo no sufrió daño. Adaptado de “Ingeniería Sismorresistente [Diapositiva]”, por A. Blanco, 13 de abril del 2013.

La norma del 2003 es muy parecida a la norma de 1997, ya que las zonas sísmicas no cambian en relación a la antigua norma ni los parámetros del suelo cambian. Además, los valores de U y C mantienen los límites de las deformaciones laterales de entrepisos, que tampoco varían. Entre los cambios más importantes está la amplificación de las fuerzas de sismo por 1.25, introduciendo el concepto de sismo de rotura. Los nuevos colegios INFES construidos después ya contaban con mayor rigidez longitudinal (contaban con muros de corte y pórticos en una dirección y en la otra con placas que absorben muy bien las fuerzas cortantes), los cuales se comportaron muy bien en el sismo que arremetió Arequipa el 2001. Por tanto, la norma desde 1997 nos obliga a diseñar edificios muy rígidos en las dos direcciones para tener desplazamientos laterales menores.

El Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento mediante decreto supremo N. 003-2016-VIVIENDA modifica la normal E.030 de Diseño Sismorresistente, la cual cuenta con parámetros y criterios de diseño diferentes a la norma del 2003.

En tal sentido queda una duda con las edificaciones que se construyeron antes de la norma del 2016, ya que el comportamiento estructural en un terremoto será significativo y será necesario reforzar las antiguas edificaciones construidas con la antigua norma. Por tal motivo se procede a realizar esta tesis para saber qué comportamiento sismorresistente tendrán las edificaciones con la nueva norma. Además, de comparar los parámetros de diseño entre las dos normas, la anterior y la vigente.

1.1.2 Formulación del problema

¿Cómo influye la nueva norma E.030 de diseño sismorresistente, en el comportamiento sísmico de un centro educativo diseñado con la antigua norma?

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

La presente investigación tiene como objetivo evaluar y comparar el comportamiento sísmico de un centro educativo empleando las Normas Técnicas E.030 anterior y la actual vigente.

1.2.2 Objetivos específicos

- Analizar y comparar la rigidez (desplazamiento) de un centro educativo empleando la Norma Técnica E.030 publicada en el 2003 y la actual vigente.
- Evaluar y comparar la regularidad en planta y elevación de un centro educativo empleando la Norma Técnica E.030 publicada en el 2003 y la actual vigente.
- Verificar y comparar la fuerza cortante basal de un centro educativo empleando la Norma Técnica E.030 publicada en el 2003 y la actual vigente.
- Evaluar y comparar los momentos flectores de los elementos estructurales (vigas, columnas, placas y muros portantes) de un centro educativo empleando la Norma Técnica E.030 publicada en el 2006 y la actual vigente.

1.3 Justificación

El estudio de investigación que se realizará tiene como finalidad comparar el comportamiento sismorresistente de un centro educativo. Para ello se hará uso de la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente del 2003 y la norma E.030 de Diseño Sismorresistente del 2016, modificada por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento mediante decreto supremo N. 003-2016-VIVIENDA y actualizada el 2018. Esta investigación servirá para observar el comportamiento sísmico de uno de los pabellones más críticos del centro educativo que fue ejecutado en el 2012 con la antigua norma. Además, es necesaria para saber cómo será el comportamiento sísmico ahora con la nueva norma E.030 de Diseño Sismorresistente. El estudio ayudará a ver qué tan vulnerables pueden llegar a ser los centros educativos ejecutados con la norma del 2003 en un terremoto de gran magnitud.

1.4 Hipótesis

Los parámetros de diseño de la nueva norma E.030 varían con relación a la antigua, pues hace que el centro educativo diseñado con la antigua norma tenga un comportamiento sísmico diferente. En tal sentido, el centro educativo será vulnerable ante un sismo y necesitará de reforzamiento en los elementos estructurales más críticos.

1.5 Descripción de variables

A. Definición de la variable independiente. Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente.

La norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados:

- Evitar pérdidas de vidas humanas
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

B. Definición de la variable dependiente. El comportamiento sismorresistente.

Dicho comportamiento se presenta cuando la estructura ante un sismo severo no colapsa y debe experimentar posibles daños limitados ante un sismo moderado. Además, el comportamiento de la estructura de una edificación variará debido a muchos factores:

- Tipo de elementos estructurales que posee
- Tipo de material usado en la edificación
- Tipo de suelo donde esta cimentado

1.6 Metodología y Alcance de la Investigación

1.6.1 Método general

El método que se utilizará es el cuantitativo, ya que se obtendrán datos cuantificables y medibles, por tanto, se realizó cálculos prácticos y se recolectó datos necesarios para evaluar la configuración del centro educativo. (1)

1.6.2 Método específico

Paso 1. Estructuración de los elementos estructurales según la Norma E.030 de diseño sismorresistente anterior y la vigente para el pabellón más crítico del centro educativo en estudio.

Paso 2. Predimensionamiento de los elementos estructurales del estudio, Según el libro del Ingeniero Antonio blanco.

Paso 3. Metrado de cargas según la norma E.020 y la E.030 anterior y la actual vigente para el pabellón del centro educativo en estudio.

Paso 4. Modelación estructural del pabellón más crítico mediante el programa ETABS 2016 V16.2.1.

Paso 5. Análisis estático y dinámico con el programa ETABS 2016 V16.2.1.

Paso 6. Procesamiento de datos obtenidos con el programa ETABS 2016 V16.2.1., con el cumplimiento de lo que indica el Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.6.3 alcances de la investigación

1.6.3.1 Tipo de investigación: ciencia aplicada

Es una ciencia aplicada porque gracias a los conocimientos adquiridos durante nuestro proceso de formación académica en la universidad, hemos adquirido conocimientos que se van a aplicar en dicha investigación y se puede observar el comportamiento sísmico del centro educativo a través de las dos normas E.030 anterior y actual vigente.

1.6.3.2 Nivel de investigación: explicativo

Según el alcance de la investigación y el objetivo, se buscará explicar qué tanto influye los nuevos parámetros que nos presenta la norma E.030 vigente desde el 2016, con relación a la norma antigua del 2003. Los resultados que nos arroje el programa ETABS 2016 V16.2.1 serán analizados para hacer una comparación de la rigidez lateral, la regularidad en planta y elevación, fuerzas cortante, cargas axiales y momentos flectores.

1.6.3.3 Diseño de investigación: no experimental

Es no experimental, ya que los resultados que nos presente la variable independiente no se pueden cambiar. La razón es que la norma E.030 posee parámetros definidos para su análisis, solo nos queda analizar los resultados que nos arroje la norma E.030 de Diseño Sismorresistente anterior y la actual vigente, para ver el comportamiento sísmico del centro educativo en estudio.

1.6.4 Población y muestra

1.6.4.1 Población

La población que se tomará para esta investigación será el centro educativo del nivel secundario de la IEI Santa Ana, ubicado en la provincia de Chanchamayo, distrito del Perené.

1.6.4.2 Muestra

Para la muestra se tomará el pabellón B por ser el más crítico para su análisis, por contar con tres niveles, ya que los demás pabellones son más pequeños y solo cuentan con dos niveles.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes del Problema

2.1.1 Antecedentes nacionales

Blanco (4) realizó la investigación “Las Estructuras de los Centros Educativos (Colegios) en el Siglo XX en el Perú Diversos Proyectos de Reforzamiento y Ejemplos de Estructuración de Edificaciones de la Universidad Católica del Perú”. Con la cual obtuvo el grado de Magister en Ingeniería Civil. En la Pontificia Universidad Católica del Perú; el estudio tiene como objetivo el reforzamiento de locales escolares afectados por los terremotos. Utilizando la experiencia laboral en el diseño y reforzamiento de estructuras destinadas a colegios, mediante el método estático y dinámico. Llegando a las siguientes conclusiones:

- Realizar un proyecto de reforzamiento era muy complejo, se consideró mejor recomendar la demolición y construcción de nuevos módulos, sobre la base de los modelos sistemáticos de INFES, para la Costa.
- Era necesario reforzar las columnas, dada su poca sección y refuerzo, era forzoso eliminar los muros de sillar, introduciendo muros de concreto armado en las dos direcciones y que permanecerían sin mayor refuerzo las losas de los entresijos y las vigas principales.

Mejía (12) realizó la investigación “Diseño de Edificio de Viviendas de Concreto Armado Aplicando las Normas Sismorresistente del 2003 y 2016” en la Pontificia Universidad Católica del Perú. La investigación tiene como objetivo principal realizar un estudio comparativo de las normas E.030 del 2003 y la versión publicada del 2016, por decreto supremo. Se empleó el método dinámico y se llegó a las siguientes conclusiones:

- El periodo de vibración de la estructura en el eje X-X es de 0.31 segundos y en la dirección Y-Y es de 0.27 segundos. Estos valores muestran una mayor rigidez lateral en el eje Y-Y debido a las placas presentes.

- Para el análisis sísmico con la norma E.030, versión del año 2016, se obtuvieron fuerzas basales mayores a las del análisis con la norma de la versión anterior.

León y Gutiérrez (9) realizaron la investigación “Comparación estructural y económica de edificio de 7 pisos ante el cambio de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente”, en la Pontificia Universidad Católica del Perú. Tiene como objetivo el comparar la estructura ante el cambio de la norma E. 030, tanto en lo estructural como en lo económico. Para su diseño se utilizó el método estático y dinámico y se llegó a las siguientes conclusiones:

- Para fines comparativos, se respetó el predimensionamiento realizado en la tesis que tomamos como referencia “Diseño de un edificio de oficinas en Miraflores”, con lo cual las secciones de los elementos estructurales, con excepción de la cimentación, fueron suficientes para cumplir con los requisitos de rigidez y resistencia de la estructura.

- Al realizar el análisis sísmico de la edificación con la norma sismorresistente vigente, se verificó que la deriva máxima fue de 0.0038, el cual se encuentra por debajo del límite permisible que exige la norma de 0.007. Por otro lado se verificó que con las nuevas condiciones que exige a norma técnica E.030 vigente, no existe ningún tipo de irregularidad en altura ni en planta en la estructura.

Arana y Palomino (2) realizaron la investigación “Priorización del reforzamiento de colegios públicos de lima para la mitigación del riesgo sísmico” en la Pontificia Universidad Católica del Perú, su objetivo general del proyecto fue priorizar las intervenciones de mitigación del riesgo sísmico en colegios públicos de Lima, integrando variables físico-estructurales con variables de resiliencia e inclusión social. La investigación llegó a las siguientes conclusiones:

Asimismo, la metodología propuesta ha logrado integrar satisfactoriamente variables que reflejan la realidad del contexto, las necesidades del sistema educativo y de la población

del entorno, y las recomendaciones de académicos y estándares internacionales. Se han empleado métodos de análisis de múltiples criterios, el trabajo interdisciplinario, evaluaciones técnicas estructurales y varias iteraciones para asegurar la practicidad y eficiencia del método.

Además, la data de la PUCP del proyecto de estimación de riesgo sísmico de colegios contemplaba el 80% de información del total de colegios públicos en Lima, por lo que el apoyo del Minedu por medio de la data del Censo de Infraestructura Educativa del 2013 se logró alcanzar el 98% del universo. También, la información reunida se ha sistematizado por colegio y bloque estructural para la elaboración de la metodología y sus pruebas previas para su perfeccionamiento.

Loa (10) realizó la investigación “Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997” en la Pontificia Universidad Católica del Perú, tuvo como objetivo principal consistirá en validar las tres opciones de reforzamiento mediante los métodos de análisis no lineal, método de espectro de capacidad y método IDA. La investigación llegó a las siguientes conclusiones:

Se ha estimado que la estructura actual con o sin juntas adecuadas no tiene un adecuado desempeño sísmico, debido a que el sistema estructural actual es muy flexible, lo que ocasiona grandes desplazamientos en sismos de poca intensidad. El desempeño de la estructura actual no alcanza siquiera el nivel esperado para una estructura común por lo que se justifica en reforzamiento. Además, se podría generar un problema mayor al liberar las juntas, ya que si las columnas no cuentan con el refuerzo transversal necesario la capacidad a flexión de las columnas sería mucho menor a lo estimado y colapsaría incluso ante sismos ocasionales.

2.1.2 Antecedentes internacionales

Jaramillo y Rocha (8) realizaron la investigación “Comparación entre la norma ecuatoriana de la construcción 2011 y la Norma Americana Society of Civil Engineers 07-10 para diseño sismoresistente: corte basal” en la Pontificia Universidad Católica del Ecuador. Tuvieron como objetivo principal el proporcionar una fuente de información y de referencia al analizar el nivel de exigencia en las especificaciones técnicas para diseño sismoresistente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 (NEC-11) en comparación con la norma American Society of Civil Engineers 07-10 (ASCE 07-10). Además, buscaron que sea un referente para posteriores investigaciones o estudios sobre la Norma Ecuatoriana de Construcción. La investigación llegó a las siguientes conclusiones:

- En general, los requisitos de diseño sísmico en Ecuador y Estados Unidos son medianamente similares, sin embargo, es importante recalcar que existen diferencias en algunos de los parámetros de diseño sísmico entre las dos normas. Realizada la comparación y el análisis de las dos normas NEC-11 y ASCE 07-10.
- Finalmente, en el Ecuador, la Norma Americana (ASCE 07-10) es perfectamente adaptable en la aplicación de requerimientos para diseño sismorresistente en edificios, y también para otro tipo de estructuras que se realizan en el país como tanques, sistemas en cantiléver, torre de transmisión, etc. Para las cuales la Norma NEC-11, aun no establece especificaciones.

Sánchez (16) realizó la investigación “Vulnerabilidad sísmica de construcciones patrimoniales históricas de mampostería en Chile: Aplicación a los torreones españoles de Valdivia” en la Universidad Austral de Chile. Su objetivo general fue analizar y evaluar la vulnerabilidad sísmica de una construcción patrimonial histórica de mampostería, usando el caso del Torreón Los Canelos. Asimismo, la metodología de trabajo que empleó fue una revisión exhaustiva al estado del arte en lo que se refiere a las diferentes técnicas utilizadas en

el mundo para evaluar la vulnerabilidad sísmica en edificios históricos. La investigación llegó a las siguientes conclusiones:

- Como se expuso, no se encontraron estudios realizados en Chile sobre estructuras patrimoniales de mampostería ni existían investigaciones públicas de vulnerabilidad sísmica ni de otro tipo para los Torreones Españoles de Valdivia. Además, la Dirección Regional de Monumentos Nacionales no posee ningún plano o estudio que se refiera a los Torreones ni a las reformas que se han hecho. En general, tema de la vulnerabilidad sísmica de estructuras patrimoniales en Chile no ha sido abordado de forma extensiva, pese al patrimonio existente.
- Asimismo, la autora consideró que el método del espectro de capacidad era el más fiable, porque permitía el uso de las propiedades dinámicas de la estructura y del suelo, restando incerteza en el resultado, lo que fue comprobado experimentalmente en este trabajo.

2.2 Bases Teóricas

2.2.1 Evolución histórica de la Norma E.030

2.2.1.1 Norma Sismorresistente de 1970

En 1970 se incluye en el Reglamento Nacional de Construcción, por primera vez en el capítulo IV, las exigencias para “seguridad contra el efecto destructivo de los sismos”, donde la fuerza sísmica lateral se expresaba con la siguiente fórmula:

$$H = UKCP$$

Donde:

U= Coeficiente relacionado al tipo de construcción.
K= Coeficiente relacionado al tipo de estructura.
C= Coeficiente de amplificación sísmica.
P= Peso de la estructura.

En 1970, El Perú se dividía en tres zonas sísmicas, como se muestra en la figura 05. Se observa que en los departamentos de Tacna, Moquegua y Arequipa se generaban los sismos de mayor magnitud, cuando todavía no había en ese año los estudios necesarios para poder clasificarlos de la mejor manera.

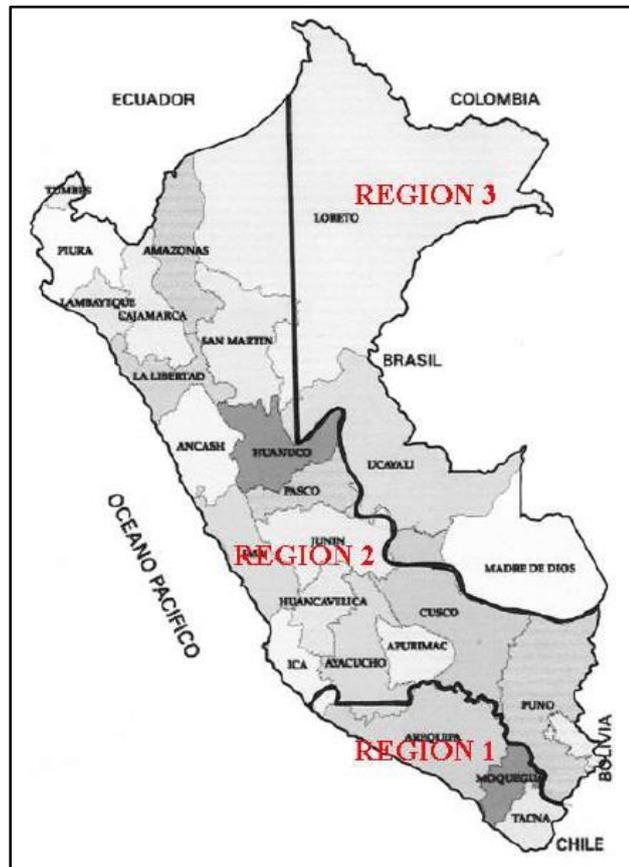


Figura 5. Mapa de la Zonificación Sísmica del Perú en el año 1970. Adaptado de “Ingeniería Sismorresistente [Diapositiva]”, por A. Blanco, 13 de abril del 2013.

Donde U era el coeficiente de uso, y esto estaba en relación a la regionalización sísmica y el uso de la edificación. Los valores del coeficiente “ U ” se podían obtener de la tabla 1.

Tabla 1. *Coefficiente sísmico U en 1970*

		Coeficiente sísmico U		
		Según la regionalización sísmica y uso de la edificación		
		Región		
		1	2	3
Tipo de construcción	A	Viviendas rurales y viviendas populares		
	B	1	0.8	0.6
	C	1.2	1	0.7
	D	Estructuras especiales		

El valor del coeficiente “K” se obtiene de la tabla 2. Este valor estaba relacionado al tipo de estructura.

Tabla 2. *Coefficiente sísmico K en 1970*

VALOR DE K	TIPO DE ESTRUCTURA
1.33	Estructura tipo cajón con muros.
1	Estructura mixta con muros y pórticos.
0.8	Estructura con pórticos dúctiles para resistir el 25 % del cortante en la base.
0.67	Estructuras solamente con pórticos dúctiles.

Y para calcular el coeficiente “C”; se tenía que calcular con la siguiente fórmula donde “C” era el factor que determina el porcentaje de la carga permanente más una parte de la carga viva que debe tomarse como cortante sísmico en la base.

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$$

Se puede observar que no había ningún factor de suelo que pudiera amplificar la fuerza, con respecto si la edificación se encontraba en suelo bueno o en un suelo malo. Se indicaba que el proyectista debería determinar el aumento de los coeficientes sísmicos según su criterio.

2.2.1.2 Norma Sismorresistente de 1977

En 1977, la norma básica de diseño sismorresistente se incluye en el Reglamento Nacional de Construcción, la cual remplazaría la norma anterior. Teniendo en esta norma una nueva fórmula para hallar la cortante total en la base:

$$H = \frac{ZUSCP}{R_d}$$

Donde:

- Z= Coeficiente relacionado al factor de zona.
- U= Coeficiente relacionado al factor de uso.
- S= Coeficiente relacionado al factor del suelo.
- C= Coeficiente de amplificación sísmica.
- P= Peso de la estructura.
- Rd= Factor de Reducción

Se puede observar en la figura 06; que el mapa de zonificación sísmica sufrió un cambio considerable con la Norma de 1970. Esto debido al sismo ocurrido en Lima de 1974, en esta época no se tenía un conocimiento amplio de cómo iba a comportarse una edificación en un sismo. Se tenía que hacer más estudios sobre la zona y el tipo de suelo para llegar a definir mejor el mapa de peligro sísmico.

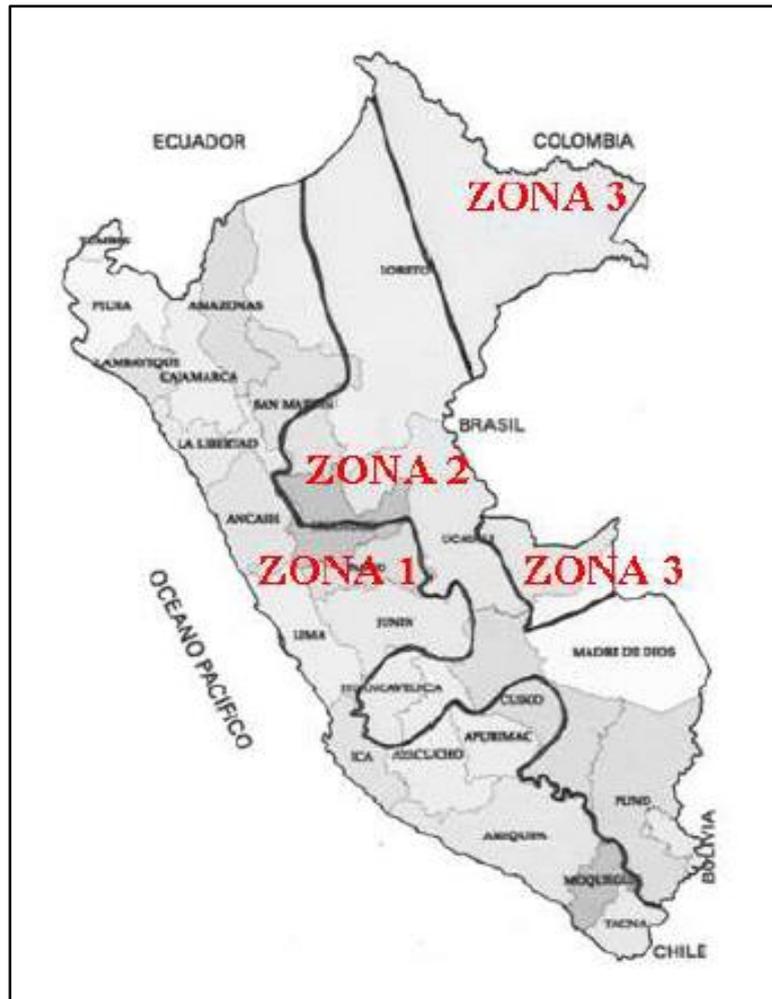


Figura 6. Mapa de la Zonificación Sísmica del Perú en el año 1977. Adaptado de “Ingeniería Sismorresistente [Diapositiva]”, por A. Blanco, 13 de abril del 2013.

Los valores de Z se detallan en la Tabla 3. En esta época estos valores significaban porcentajes que hacía que la fuerza cortante basal en la base disminuyera un 70% en la zona 2 y un 40% en la zona 3. Y si estuviera en la zona 1 el valor era del 100% de la cortante.

Tabla 3. Factor de Zona Z en 1977

FACTOR Z	
ZONA	VALOR
1	1
2	0.7
3	0.4

Con respecto al factor de uso los valores se tomaban de la tabla 4, de la misma manera se ve un cambio con respecto a la norma anterior, estos valores dan una seguridad a la estructura

aumentando el valor de la cortante basal. Para la categoría B tenemos un incremento de un 30% más.

Tabla 4. *Factor de uso U en 1977*

VALORES DE U		
CATEGORÍA		
A	B	C
Decide el proyectista	1.3	1

Se puede apreciar en esta norma la aparición del factor de Suelo “S”, que es uno de los cambios más importante que se mantendrá hasta la norma actual vigente. Además, se aprecia en la tabla 5 los valores que se tomaban para “S” según el tipo de suelo.

Tabla 5. *Factor de Suelo S en 1977*

FACTOR S - VALOR DE Ts		
SUELO	S	Ts (seg.)
I	1	0.3
II	1.2	0.6
III	1.4	0.9

2.2.1.3 Norma Sismorresistente de 1997

En 1996 ocurrió el sismo de Nazca, donde se observó edificios nuevos seriamente dañados, con esto se comprobó que las deformaciones laterales de los edificios eran mayores que los resultados que se obtenían con los coeficientes de la norma sísmica de 1977. Por tanto, se decidió cambiar la norma.

El nivel de fuerzas no sufrió gran cambio, solo ligeros ajustes, pero se varió en forma importante los coeficientes para que se obtengan deformaciones laterales mayores. Además, con la nueva norma de 1997, los desplazamientos de la estructura a diseñar son aproximadamente 2.5 veces mayores. Para esto se cambian los coeficientes de la expresión de

la cortante total en la base, cambiando los valores de R, ahora multiplicados por 2.5, de modo que cuando se calcule las deformaciones laterales se obtengan valores mayores.

Luego, a partir de los 90 comienzan a realizarse estudios de peligro sísmico en el país, donde se dan aceleraciones con periodos de retorno de 500 años como se muestra en la figura 07. Las normas de diseño Sismorresistente en el mundo tienen como sismo base el terremoto de 500 años y por primera vez se obtienen valores.

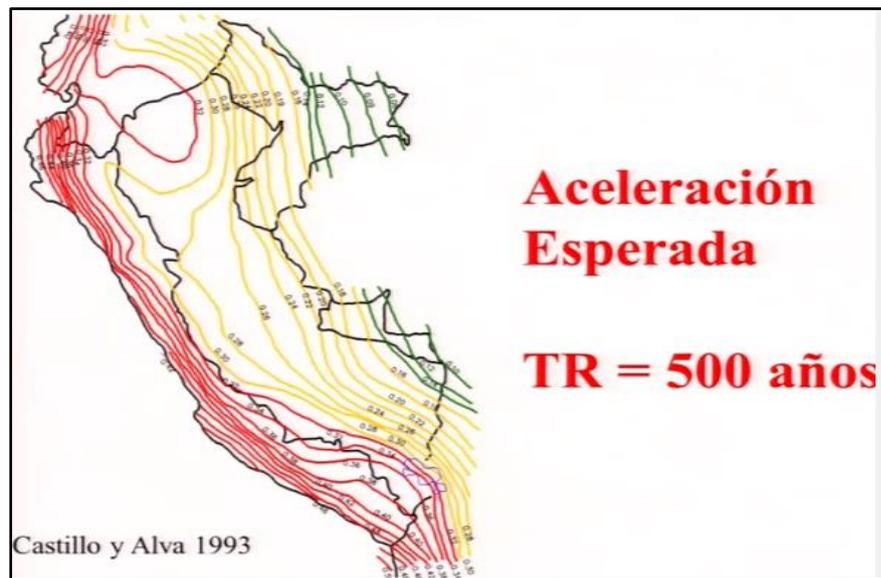


Figura 7. Mapa de aceleración esperada cada 500 años. Adaptado de “Ingeniería Sismorresistente [Diapositiva]”, por A. Blanco, 13 de abril del 2013.

En las normas de 1997 y el 2003, los valores de Z adquieren un significado específico que sería cada 500 años se excede o se iguala ese valor de aceleración en la roca. El nuevo mapa de peligro sísmico sería como se muestra en la figura 08.



Figura 8. Mapa de la Zonificación Sísmica del Perú en el año 1997. Adaptado de “Ingeniería Sismorresistente [Diapositiva]”, por A. Blanco, 13 de abril del 2013.

La fórmula para hallar la fuerza cortante total en la base seguiría siendo la misma variando solamente los valores de cada coeficiente como se muestra a continuación.

$$V = \frac{ZUSC}{R} P$$

Donde:

- Z= Coeficiente relacionado al factor de zona.
- U= Coeficiente relacionado al factor de uso.
- S= Coeficiente relacionado al factor del suelo.
- C= Coeficiente de amplificación sísmica.
- P= Peso de la estructura.
- R= Factor de Reducción

Los valores del facto de zona “Z” para la norma de 1997 es dela siguiente manera, como se muestra en la tabla 6.

Tabla 6. *Factor de Zona Z en 1997*

FACTOR Z	
ZONA	VALOR
1	0.15
2	0.3
3	0.4

Los valores del factor de uso también sufren cambios en la categoría “A”, ya que deben de resistir un sismo severo y seguir funcionando después de esto las edificaciones esenciales se puede ver los coeficientes en la tabla 7.

Tabla 7. *Factor de uso U en 1997*

VALORES DE U		
CATEGORÍA "A"	CATEGORÍA "B"	CATEGORÍA "C"
Edificaciones Esenciales	Edificaciones Importantes	Edificaciones Comunes
1.5	1.3	1

El factor de suelo “S”; se mantiene con relación a la antigua norma no hubo cambio de valores se detalla en la siguiente tabla 8:

Tabla 8. *Factor de Suelo S en 1997*

FACTOR S - VALOR DE Ts		
SUELO	S	Ts (seg)
S1	1	0.3
S2	1.2	0.6
S3	1.4	0.9

El factor de reducción “R” tuvo un cambio considerable en los valores, ya que se multiplica por 2.5, de modo que cuando se calcule las deformaciones laterales se obtengan valores mayores, los siguientes valores se observa en la tabla 9:

Tabla 9. Factor de reducción R en 1997

VALOR DE R	
CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN	R
Con pórticos de concreto armado, pórticos de acero, sistemas duales	10
Con muros de concreto armado	7.5
Con muros de albañilería confinada o armada	6
Construcciones de madera	7

El periodo de la estructura se calcula con la siguiente fórmula, donde “hn” es la altura total de la edificación en metros y C_T es el coeficiente en función al tipo de estructura.

$$T = \frac{hn}{C_T}$$

Valores para C_T :

CT	Tipo de Estructura
35	Para estructuras solamente con pórticos
60	Para estructuras rígidas con gran cantidad de muros
45	Para estructuras mixtas

El valor de “C” se obtiene con la siguiente fórmula

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)^{1.25}$$

Donde $C \leq 2.5$

Los límites para desplazamiento lateral de entrepiso se observa en la tabla 10. Donde la norma muestra los desplazamientos que debe tener la estructura según el material predominante con el cual fue construido. Además, es un valor menor para que la estructura tenga un buen comportamiento sísmico en el caso fuese sometido a cargas de sismo.

Tabla 10. *Desplazamiento lateral de entrepiso en 1997*

MATERIAL PREDOMINANTE	(Δ_i/he_i)
Concreto Armado	0.007
Acero	0.01
Albañilería	0.005
Madera	0.01

2.2.1.4 Norma Sismorresistente del 2003

En el año 2001 se produce en el Perú un sismo de 8.4 de magnitud que sacudió Arequipa, este fue considerado el sismo más grande de los últimos 25 años. Ante, esto, se decide hacer unos ajustes menores a la norma de diseño sismorresistente.

Esta norma se publicó el año 2003, esta presenta cambios principales como amplificar la fuerza de sismo por 1.25 “Para considerar un sismo amplificado a cargas últimas”. Lo cual obligó a variar los factores de reducción por ductilidad.

Asimismo, el sismo que arremetió Arequipa comprobó que la norma de 1997 corrigió el problema del cálculo de desplazamientos laterales. Luego de esto, se hicieron nuevos proyectos de colegios y ahora se necesitaban columnas grandes en la dirección donde no había muros. Entre ellos están los colegios INFES, después de la norma de 1997, que proponen modelos con mayor rigidez en la dirección longitudinal.

Los que ya se habían construido funcionaron muy bien, se puede observar en la figura 09 que en la dirección longitudinal hay placas que dan buena rigidez y resistencia en este sentido, y en el lado transversal tenemos muros de albañilería confinada comportándose bien en el sismo de Arequipa.

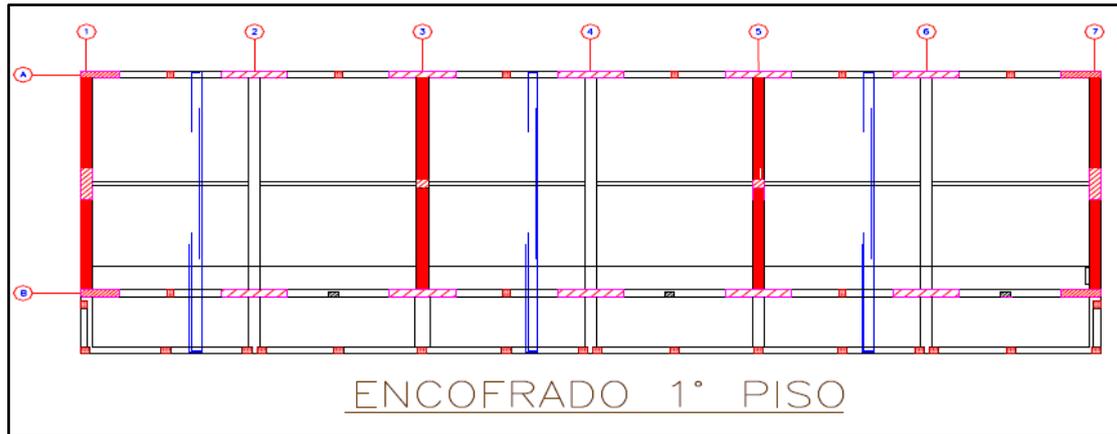


Figura 9. Configuración estructural del colegio INFES. Adaptado de “Concreto Armado. Semestre 2012-02 [Diapositiva]”, por A. Blanco, 13 de octubre del 2012.

Se puede observar que no hubo cambios en los valores, de los coeficientes de la cortante basal en la base. No hay cambios en los valores de “Z”, además los parámetros de suelo se mantienen igual, del mismo modo, los valores de “U” y “C” tampoco varían los límites de las deformaciones de entrepiso.

Asimismo, se mencionó que el único cambio considerable es el valor de “R” que se puede observar en la siguiente tabla 11:

Tabla 11. Valor del factor de reducción R en el 2003

SISTEMA ESTRUCTURAL	R
ACERO	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos	9.5
Otras estructuras de acero, arriostres excéntricos	6.5
Otras estructuras de acero, arriostres en cruz	6
CONCRETO ARMANDO	
Pórticos	8
Duales	7
De muros de estructura	6
Muros de albañilería limitada	4
ALBAÑILERÍA ARMADA	
MADERA	7

La norma de 1997 y la del 2003 son muy parecidas, ya que se puede decir que desde 1997 la norma de diseño sismorresistente obliga a hacer edificaciones más rígidas, para tener deformaciones laterales menores.

2.2.2 Cambios en la Norma E.030 De Diseño Sismorresistente

El primer cambio y que se mencionara a continuación es el factor Z. Antes Z era la aceleración que se tendría en roca, ahora representa la aceleración que nos visita cada quinientos años en suelo bueno, y para pasar a la roca se debe multiplicar por 0.8.

Además, el factor S, con respecto a Z, calcula que diferencia hay en aceleraciones por estar en un suelo bueno o por estar en un suelo de tipo 2 o 3. Entonces, ya el suelo no es una amplificación de la roca hacia la superficie.

2.2.3 Diferencia de La Norma del 2016 con la anterior por cada capítulo

2.2.3.1 Capítulo I

Una de las diferencias se presentó en el ítem 1.2 Alcances de la norma, se mencionó un punto nuevo con respecto a los sistemas estructurales. Además, el empleo de sistemas estructurales diferentes a los indicados en el numeral 3.2, que deberá ser aprobado por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y demostrar que la alternativa propuesta produce adecuados resultados de rigidez, resistencia sísmica y ductilidad.

En el ítem 1.3 Filosofía y Principios del Diseño Sismo Resistente se agregó el ítem C, el cual mencionó que para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla N. 5, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

2.2.3.2 Capítulo II

Uno de los cambios que se puede observar es el título del capítulo, antes era “Parámetros de Sitio” y ahora lleva el nombre de “Peligro Sísmico”. Asimismo, en el ítem 2.1

“Zonificación” se agrega una zona más en la nueva norma y, por lo tanto, los valores cambiaron con relación a la antigua norma y en el anexo N. 01 nos muestra a que zona pertenece cada distrito, se muestra a continuación el mapa con las cuatro zonas.

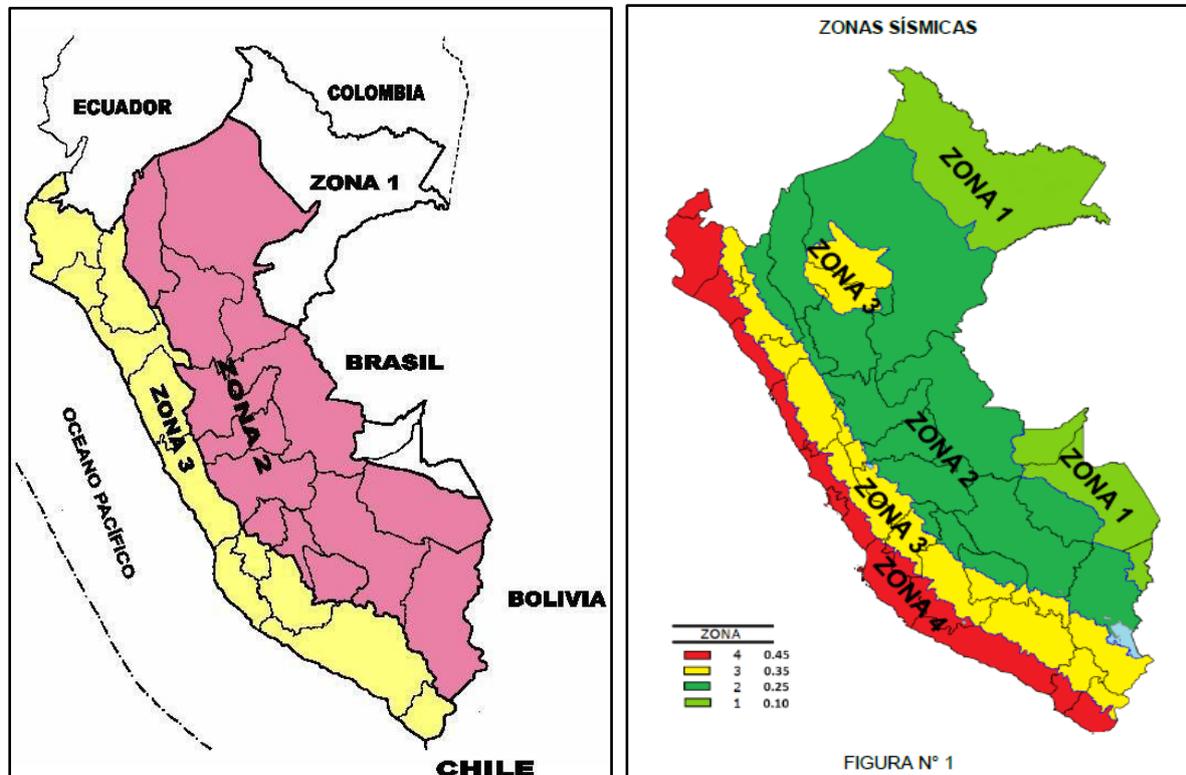


Figura 10. Mapa de zonificación sísmica con la antigua norma y la norma vigente. Adaptado de “Norma E.030 de Diseño Sismorresistente antigua y vigente”, por SENCICO, 2003.

Se agrega un subítem en la nueva norma el cual es el 2.3.1 “Perfiles de suelos”, donde describe que, para los efectos de esta norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s) o, alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los N60 obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación, como se indica en el numeral 2.3.2.

Para los suelos predominantemente granulares se calcula N_{60} , considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos granulares. Para los suelos predominantemente cohesivos, la resistencia al corte en condición no drenada S_u se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo.

Este método también es aplicable si se encuentran suelos heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de N_{60} para los estratos con suelos granulares y de S_u para los estratos con suelos cohesivos se obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la que corresponde al tipo de perfil más flexible.

Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

a) Perfil tipo S0: roca dura

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte V_s mayor que 1500 m/s. Además, las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a los perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Asimismo, cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de V_s .

b) Perfil tipo S1: roca o suelos muy rígidos

A S1 corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndolos casos en los que se cimienta sobre lo siguiente:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada que mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Arena muy densa o grava arenosa densa, con N_{60} mayor que 50.

- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada S_u mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

c) Perfil tipo S2: suelos intermedios

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte V_s entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena densa gruesa a media o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT N₆₀ entre 15 y 50.
- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada S_u entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

d) Perfil tipo S3: suelos blandos

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte V_s , menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre lo siguiente:

- Arena media a fina o grava arenosa, con valores del SPT N₆₀ menor que 15.
- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada S_u , entre 25 kPa (0,25 kg/cm²) y 50 kPa (0,5 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- Cualquier perfil que no correspondan al tipo S4 y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad PI mayor que 20, contenido de humedad ω mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada S_u menor que 25 kPa.

e) **Perfil tipo S4: condiciones excepcionales**

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Solo será necesario considerar un perfil tipo S4 cuando el estudio de mecánica de Suelos (EMS) así lo determine.

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	N_{60}	\bar{S}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Figura 11. Clasificación de los perfiles de suelo. Adaptado de “Norma E.030 de Diseño Sísmorresistente antigua y vigente”, por SENCICO, 2003

De la misma manera se adiciono el ítem 2.3.2 “Definición de los perfiles de suelo”, donde nos propone fórmulas para hallar la velocidad promedio de las ondas de corte, el promedio ponderado del ensayo estándar de penetración y el promedio ponderado de la resistencia al corte en condiciones no drenada. También unas consideraciones adicionales para tomar en cuenta.

En el ítem 2.3.2 Definición de los perfiles de suelo

Las expresiones de este numeral se aplicarán a los 30m superiores del perfil de suelo, medidos desde el nivel del fondo de cimentación. El subíndice i se refiere a uno cualquiera de los “n” estratos con distintas características, m se refiere al número de estratos con suelos granulares y k al número de estratos con suelos cohesivos.

a) **Velocidad promedio de las Ondas de Corte, V_s**

La velocidad promedio de propagación de las ondas de corte se determinará con la siguiente fórmula:

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{V_{si}} \right)}$$

Donde d_i es el espesor de cada uno de los “n” estratos y V_{si} es la correspondiente velocidad de ondas de corte (m/s).

b) Promedio ponderado del ensayo estándar de penetración, N60

El valor N60 se calculará considerando solamente los estratos con suelos granulares en los 30 m superiores del perfil:

$$\bar{N}_{60} = \frac{\sum_{i=1}^m d_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{d_i}{N_{60i}} \right)}$$

Donde d_i es el espesor de cada uno de los m estratos con suelo granular y N60 es el correspondiente valor corregido del SPT.

c) Promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada, Su

El valor S_u se calculará considerando solamente los estratos con suelos cohesivos en los 30 m superiores del perfil:

$$\bar{s}_u = \frac{\sum_{i=1}^k d_i}{\sum_{i=1}^k \left(\frac{d_i}{s_{ui}} \right)}$$

Donde d_i es el espesor de cada uno de los k estratos con suelo cohesivo y S_u es la correspondiente resistencia al corte en condición no drenada (kPa).

Consideraciones adicionales

En los casos en los que no sea obligatorio realizar un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) o cuando no se disponga de las propiedades del suelo hasta la profundidad de 30 m, se

permite que el profesional responsable estime valores adecuados sobre la base de las condiciones geotécnicas conocidas.

En el caso de estructuras con cimentaciones profundas a base de pilotes, el perfil de suelo será el que corresponda a los estratos en los 30 m por debajo del extremo superior de los pilotes.

La norma en el ítem 2.4 Parámetros de sitio (S , T_p y T_L) nos presenta la figura 12, factor de suelo, que nos ayuda a escoger de acuerdo a la zona sísmica el valor que tomará el factor del suelo. Y en la figura 12 nos presenta los valores de los periodos T_p y T_L de acuerdo al tipo de suelo.

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"					Tabla N° 4 PERÍODOS " T_p " Y " T_L "				
ZONA \ SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3	Perfil de suelo				
	S_0	S_1	S_2	S_3	S_0	S_1	S_2	S_3	
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10	T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20		T_L (s)	3,0	2,5	2,0
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40					
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00					

Figura 12. Tablas que representan el valor a tomar del factor del suelo y el periodo. Adaptado de "Norma E.030 de Diseño Sismorresistente antigua y vigente", por SENCICO, 2003

En el ítem 2.5. Factor de amplificación sísmica (C), se presenta un cambio en relación a la antigua norma, para esta nueva norma se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \qquad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \qquad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

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

Antes con la norma del 2003 solo se definía el factor de amplificación con dos expresiones.

2.2.3.3. Capítulo III

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"			Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U	CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud .	Ver nota 1	B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.	1,3
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:	1,5		También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	
	- Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.		C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
	- Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.				
- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.	Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.				

Figura 13. Tablas que representan la categoría de las edificaciones y factor de uso. Adaptado de “Norma E.030 de Diseño Sismorresistente antigua y vigente”, por SENCICO, 2003

El primer cambio que vemos en este capítulo es en el ítem 3.1 “Categoría de edificaciones y factor de uso”. Donde a diferencia de la antigua norma, la categoría A se divide en la nueva norma en dos cajeteras A1 y A2. Las nuevas edificaciones categorizadas como A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentre en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no el aislamiento sísmico. Si no se usará aislamiento sísmico el valor de U será igual a 1.5.

Otro cambio que se muestra es en el ítem 3.2 “Sistemas Estructurales”, donde nos describe cada sistema estructural que se verá a continuación:

Cambio en el ítem 3.2.1. Estructuras de concreto armado

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente deberán cumplir con lo previsto en el Capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.

- **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, estos 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.
- **Dual.** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.
- **Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).** Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa.

Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos.

Modificación en el ítem 3.2.2 Estructuras de acero

Los sistemas que se indican a continuación forman parte del sistema estructural resistente a sismos.

- **Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)**

Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia por flexión de las vigas y limitada fluencia en las zonas de panel de las columnas. Las columnas deberán ser diseñadas para tener una resistencia mayor que las vigas cuando estas incursionan en la zona de endurecimiento por deformación.

- **Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)**

Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

- **Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)**

Estos pórticos deberán proveer una mínima capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

- **Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)**

Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la resistencia post-pandeo en los arriostres en compresión y fluencia en los arriostres en tracción.

- **Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)**

Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

- **Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)**

Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica principalmente por fluencia en flexión o corte en la zona entre arriostres.

Cambio en el ítem 3.2.3. Estructuras de albañilería

Edificaciones cuyos elementos sismorresistente son muros a base de unidades de albañilería de arcilla o concreto. Para efectos de esta norma no se hace diferencia entre estructuras de albañilería confinada o armada.

Modificación del ítem 3.2.4. Estructuras de madera

Se consideran en este grupo las edificaciones cuyos elementos resistentes son principalmente a base de madera. Se incluyen sistemas entramados y estructuras arriostradas tipo poste y viga.

Cambio en el ítem 3.2.5. Estructuras de tierra

Son edificaciones cuyos muros son hechos con unidades de albañilería de tierra o tierra apisonada in situ.

En el ítem 3.3 “Categoría y sistemas estructurales” la tabla nos muestra según la zona y la categoría estructural que sistemas estructurales se pueden emplear para poder construir cualquier tipo de edificación.

Tabla N° 6 CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES			Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sismico con cualquier sistema estructural.	B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.			Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
				1	Cualquier sistema.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.	C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.
	1	Cualquier sistema.			

Figura 14. Tablas que representan la categoría y sistema estructural de las edificaciones. Adaptado de “Norma E.030 de Diseño Sismorresistente antigua y vigente”, por SENCICO, 2003

El coeficiente de reducción que se muestra en la figura N. 14 es categorizado según el sistema estructural que se describe mejor en la norma actual el ítem 3.4“Sistemas estructurales

y coeficientes básicos de reducción de las fuerzas sísmicas (R_0)”. Además, los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la figura N. 15. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente R_0 que corresponda.

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Figura 15. Tablas que representan los sistemas estructurales “coeficiente básico de reducción”. Adaptado de “Norma E.030 de Diseño Sismorresistente antigua y vigente”, por SENCICO, 2003

En el ítem 3.5 “Regularidad estructural”, se presenta un cambio significativo de cómo se puede castigar a una estructura si presenta tanto irregularidad en planta como en altura, la norma explica que debe ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la Tabla N. 15.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

La norma en el ítem 3.7 “Restricciones a la Irregularidad”. Nos menciona un poco sobre la figura N. 15 donde según la categoría de la edificación y la Zona nos menciona si una estructura puede tener irregularidad o no. También se hace mención a los sistemas de transferencia. En las zonas sísmicas 4, 3 y 2 no se permiten estructuras con sistema de transferencia en los que más del 25% de las cargas de gravedad o de las cargas sísmicas, a continuación se mostrara lo que la norma indica:

Cambio en el ítem 3.7.1 Categoría de la edificación e irregularidad

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, esta deberá proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad de la figura 16.

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Figura 16. Tabla que representa la categoría y regularidad de las edificaciones. Adaptado de “Norma E.030 de Diseño Sismorresistente antigua y vigente”, por SENCICO, 2003

Modificación del ítem 3.7.2 Sistemas de transferencia

Los sistemas de transferencia son estructuras de losas y vigas que transmiten las fuerzas y momentos desde elementos verticales discontinuos hacia otros del piso inferior. En las zonas sísmicas 4, 3 y 2 no se permiten estructuras con sistema de transferencia en los que más del 25 % de las cargas de gravedad o de las cargas sísmicas en cualquier nivel sean soportadas por elementos verticales que no son continuos hasta la cimentación. Esta disposición no se aplica para el último entrepiso de las edificaciones. Con respecto al ítem 3.8 “Coeficiente de

reducción de las fuerzas sísmicas”. Se determinará como el producto del coeficiente R_0 determinado a partir de la Tabla N. 7 y de los factores I_a , I_p obtenidos de las Tablas N. 8 y N. 9.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

Y también se agregó el ítem 3.9 “Sistemas de aislamiento sísmico y sistemas de disipación de energía”, en esta se permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía en la edificación, siempre y cuando se cumplan las disposiciones de esta norma (mínima fuerza cortante en la base, distorsión de entrepiso máxima permisible), y en la medida que sean aplicables los requisitos del documento siguiente: “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010.

La instalación de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía deberá someterse a una supervisión técnica especializada a cargo de un ingeniero civil.

2.2.3.4 Capítulo IV

A continuación se presentará los cambios que se presentaron en el capítulo IV en relación a la antigua norma. Se muestra el cambio del nombre del título de este capítulo a “Análisis estructural”.

Cambio en el ítem 4.1. Consideraciones generales para el análisis

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño. Además, las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Asimismo, se considera que

la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

Para propósito de esta norma son las estructuras de concreto armado y albañilería que podrán ser analizadas considerando las inercias de las secciones brutas y que se ignoran la figuración y el refuerzo. (2). Además, el modelo estructural deberá incluir la tabiquería que no esté debidamente aislada. (3). También, en los edificios cuyos elementos estructurales predominantes sean muros, se deberá considerar un modelo que tome en cuenta la interacción entre muros en direcciones perpendiculares (muros en H, muros en T y muros en L). (4)

Así también en el ítem 4.4. Procedimientos de análisis sísmico

Deberá utilizarse uno de los procedimientos siguientes: Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes (numeral 4.5); análisis dinámico modal espectral (numeral 4.6). Además, el análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. El procedimiento de análisis dinámico tiempo-historia, descrito en el numeral 4.7, que podrá usarse con fines de verificación, pero en ningún caso será exigido como sustituto de los procedimientos indicados en los numerales 4.5 y 4.6.

Modificación del ítem 4.5.1. Generalidades

Este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según el numeral 3.5 de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

Cambio en el ítem 4.5.2. Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z UCS}{R} P$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Modificación en el ítem 4.5.3. Distribución de la fuerza sísmica en altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i, correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante lo siguiente:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde “n” es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a lo siguiente:

a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: k = 1,0.

b) Para T mayor que 0,5 segundos: k = (0,75 + 0,5 T) ≤ 2,0. 4.5.4 período fundamental de vibración.

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Dónde:

$C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arrostramiento.

$C_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Alternativamente podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2\right)}{\left(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i\right)}}$$

Dónde:

- f_i es la fuerza lateral en el nivel i correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.
- d_i es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i .

Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, se consideran las secciones sin fisurar. Además, cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental T deberá tomarse como 0,85 del valor obtenido con la fórmula precedente.

Cambio en el ítem 4.5.5. Excentricidad accidental

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección del análisis) como se indica a continuación:

- En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental (M_{ti}) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

- Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

Modificación del ítem 4.5.6. Fuerzas sísmicas verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a $2/3 Z U S$.

En elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en el numeral 4.6.2.

Cambio en el ítem 4.6. Análisis dinámico modal espectral

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

Cambio en el ítem 4.6.1. 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.

Modificación del ítem 4.6.2. Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

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

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

Cambio del ítem 4.6.3. Criterios de combinación

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso. La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (ri) podrá determinarse. Usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \beta^2 (1 + \lambda) \lambda^{3/2}}{(1 - \lambda^2)^2 + 4 \beta^2 \lambda (1 + \lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

β , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05 ω_i, ω_j son las frecuencias angulares de los modos i, j

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión.

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Modificación del ítem 4.6.4. Fuerza cortante mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entresqueño del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado según el numeral 4.5 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.

Cambio en el ítem 4.6.5. 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.

Modificación del ítem 4.7. Análisis dinámico tiempo-historia

El análisis dinámico tiempo-historia podrá emplearse como un procedimiento complementario a los especificados en los numerales 4.5 y 4.6. En este tipo de análisis deberá utilizarse un modelo matemático de la estructura que considere directamente el comportamiento histerético de los elementos, determinándose la respuesta frente a un conjunto de aceleraciones del terreno mediante integración directa de las ecuaciones de equilibrio.

Cambio en el ítem 4.7.1. Registros de aceleración

Para el análisis se usarán como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluirá dos componentes en direcciones ortogonales.

Cada conjunto de registros de aceleraciones del terreno consistirá en un par de componentes de aceleración horizontal, elegidas y escaladas de eventos individuales. Las historias de aceleración serán obtenidas de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, y mecanismos de fuente sean consistentes con el máximo sismo considerado. Cuando no se cuente con el número requerido de registros apropiados, se podrán usar registros simulados para alcanzar el número total requerido.

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

Para la generación de registros simulados deberán considerarse los valores de C , definidos en el numeral 2.5, excepto para la zona de períodos muy cortos ($T < 0,2 T_P$) en la que se considerará:

$$T < 0,2 T_P \quad C = 1 + 7,5 \cdot \left(\frac{T}{T_P} \right)$$

Modificación en el ítem 4.7.2 Modelo para el análisis

El modelo matemático deberá representar correctamente la distribución espacial de masas en la estructura.

El comportamiento de los elementos será modelado de modo consistente con resultados de ensayos de laboratorio y tomará en cuenta la fluencia, la degradación de resistencia, la

degradación de rigidez, el estrechamiento de los lazos histeréticos, y todos los aspectos relevantes del comportamiento estructural indicado por los ensayos.

La resistencia de los elementos será obtenida basados en los valores esperados sobre resistencia del material, endurecimiento por deformación y degradación de resistencia por la carga cíclica. Se permite suponer propiedades lineales para aquellos elementos en los que el análisis demuestre que permanecen en el rango elástico de respuesta.

Se admite considerar un amortiguamiento viscoso equivalente con un valor máximo del 5 % del amortiguamiento crítico, además de la disipación resultante del comportamiento histerético de los elementos. Se puede suponer que la estructura está empotrada en la base, o alternativamente considerar la flexibilidad del sistema de cimentación si fuera pertinente.

Cambio en el ítem 4.7.3. Tratamiento de resultados

En caso se utilicen por lo menos siete juegos de registros del movimiento del suelo, las fuerzas de diseño, las deformaciones en los elementos y las distorsiones de entrepiso se evaluarán a partir de los promedios de los correspondientes resultados máximos obtenidos en los distintos análisis. Además, si se utilizarán menos de siete juegos de registros, las fuerzas de diseño, las deformaciones y las distorsiones de entrepiso serán evaluadas a partir de los máximos valores obtenidos de todos los análisis.

Las distorsiones máximas de entrepiso no deberán exceder de 1,25 veces de los valores indicados en la Tabla N. 11.

Las deformaciones en los elementos no excederán de $2/3$ de aquellas para las que perderían la capacidad portante para cargas verticales o para las que se tendría una pérdida de resistencia en exceso a 30 %.

Para verificar la resistencia de los elementos se dividirán los resultados del análisis entre $R = 2$, empleándose las normas aplicables a cada material.

2.2.3.5 Capítulo V

Este capítulo es totalmente diferente al antiguo, en el antiguo se toca (cimentaciones) y en el nuevo (requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad). En la nueva norma se toca esos puntos con una mayor especificación, tales como los siguientes:

Cambios en el ítem 5.1. 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.

Asimismo, para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico. Además, para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el numeral 4.5.2 ni el cortante mínimo en la base especificado en el numeral 4.6.4.

Modificación del ítem 5.2. Desplazamientos laterales relativos admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la figura N.

17.

Tabla N° 11	
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_r / h_w)
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 17. Tabla que representa los límites para la distorsión del entrepiso. Adaptado de “Norma E.030 de Diseño Sismorresistente antigua y vigente”, por SENCICO, 2003

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta tabla.

Cambio en el ítem 5.3. Separación entre edificios (s)

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. Esta distancia no será menor que los $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0,006 h \geq 0,03 \text{ m}$$

Además, donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s . El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores de $2/3$ del desplazamiento máximo calculado según el numeral 5.1 ni menores que $s/2$ si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria.

Asimismo, en caso de que no exista la junta sísmica reglamentaria, el edificio deberá separarse de la edificación existente el valor de $s/2$ que le corresponde más el valor $s/2$ de la estructura vecina.

Modificación del ítem 5.4. Redundancia

Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.

Cambio en el ítem 5.5. Verificación de resistencia última

En caso se realice un análisis de la resistencia última se podrá utilizar las especificaciones del ASCE/SEI 41 Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. Esta disposición no constituye una exigencia de la presente norma.

2.2.3.6 Capítulo VI

En este capítulo nos habla de elementos no estructurales, apéndices y equipos igual que la norma antigua, en este capítulo existe mejor entendimiento de la norma, a continuación:

Cambio en el ítem 6.1. Generalidades

Se consideran como elementos no estructurales aquellos que, estando conectados o no al sistema resistente a fuerzas horizontales, aportan masa al sistema, pero su contribución a la rigidez no es significativo.

Además, para los elementos no estructurales que estén unidos al sistema estructural sismorresistente y deban acompañar la deformación de la estructura deberá asegurarse que en caso de falla no causen daños.

Asimismo, dentro de los elementos no estructurales que deben tener adecuada resistencia y rigidez para acciones sísmicas se incluyen los siguientes:

- Cercos, tabiques, parapetos, paneles prefabricados.
- Elementos arquitectónicos y decorativos entre ellos cielos rasos, enchapes.
- Vidrios y muro cortina y las instalaciones hidráulicas y sanitarias.
- Instalaciones eléctricas e instalaciones de gas.
- Equipos mecánicos.
- Mobiliario cuya inestabilidad signifique un riesgo.

Modificación del ítem 6.2. Responsabilidad profesional

Los profesionales que elaboran los diferentes proyectos serán responsables de proveer a los elementos no estructurales la adecuada resistencia y rigidez para acciones sísmicas.

Cambio en el ítem 6.3 Fuerzas de diseño

Los elementos no estructurales, sus anclajes, y sus conexiones deberán diseñarse para resistir una fuerza sísmica horizontal en cualquier dirección (F) asociada a su peso (P_e), cuya

resultante podrá suponerse aplicada en el centro de masas del elemento, tal como se indica a continuación:

$$F = \frac{a_i}{g} \cdot C_1 \cdot P_e$$

Donde a_i es la aceleración horizontal en el nivel donde el elemento no estructural está soportado, o anclado, al sistema estructural de la edificación. Esta aceleración depende de las características dinámicas del sistema estructural de la edificación y debe evaluarse mediante un análisis dinámico de la estructura. Alternativamente podrá utilizarse la siguiente ecuación:

$$F = \frac{F_i}{P_i} \cdot C_1 \cdot P_e$$

Donde F_i es la fuerza lateral en el nivel donde se apoya o se ancla el elemento no estructural calculada de acuerdo al numeral 4.5 y P_i el peso de dicho nivel.

Los valores de C_1 se tomarán de la figura N. 18.

Para calcular las sollicitaciones de diseño en muros, tabiques, parapetos y en general elementos no estructurales con masa distribuida, la fuerza F se convertirá en una carga uniformemente distribuida por unidad de área. Para muros y tabiques soportados horizontalmente en dos niveles consecutivos, se tomará el promedio de las aceleraciones de los dos niveles.

Tabla N° 12 VALORES DE C_1	
- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3,0
- Muros y tabiques dentro de una edificación.	2,0
- Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3,0
- Equipos rígidos conectados rígidamente al piso.	1,5

Figura 18. Valores de C_1 . Adaptado de “Norma E.030 de Diseño Sismorresistente antigua y vigente”, por SENCICO, 2003

Cambio en el ítem 6.4 Fuerza horizontal mínima

En ningún nivel del edificio la fuerza F calculada con el numeral 6.3 será menor que $0,5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P_e$.

Modificación del ítem 6.5 Fuerzas sísmicas verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como $2/3$ de la fuerza horizontal. Para equipos soportados por elementos de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en el numeral 4.6.2.

Cambio en el ítem 6.6. Elementos no estructurales localizados en la base de la estructura, por debajo de la base y cercos

Los elementos no estructurales localizados a nivel de la base de la estructura o por debajo de ella (sótanos) y los cercos deberán diseñarse con una fuerza horizontal calculada con:

$$F = 0,5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P_e$$

Cambio en el ítem 6.7 Otras estructuras

Para letreros, chimeneas, torres y antenas de comunicación instaladas en cualquier nivel del edificio, la fuerza de diseño se establecerá considerando las propiedades dinámicas del edificio y de la estructura a instalar. Asimismo, la fuerza de diseño no deberá ser menor que la correspondiente a la calculada con la metodología propuesta en este capítulo con un valor de C_1 mínimo de 3,0.

Modificación en el ítem 6.8. Diseño utilizando el método de los esfuerzos admisibles

Cuando el elemento no estructural o sus anclajes se diseñen utilizando el método de los esfuerzos admisibles, las fuerzas sísmicas definidas en este Capítulo se multiplicarán por 0,8.

En los demás capítulos VII, VIII y VIV no hubo gran cambio con relación a la antigua norma.

CAPITULO III: ASPECTOS GENERALES

3.1 Descripción del Proyecto de Investigación

El centro educativo que se va a analizar es el Secundario de la IEI Santa Ana, ubicado en la provincia de Chanchamayo, distrito del Perené como se muestra en la figura 19. Dicho centro educativo consta de dos pabellones destinados a aulas y laboratorios y también posee bloques administrativos y bloques de servicios en un área de terreno de 4323.09 m², (Ver Anexo 02-A). En este caso se tomará el pabellón B; el más crítico para desarrollar el plan de tesis.



Figura 19. Vista en planta del Centro Educativo de Santa Ana del Perené. Adaptado de “Planos del proyecto mejoramiento e implementación de la infraestructura del nivel secundario de la I.E.I. Santa Ana, Sector Juan Velasco Alvarado, Perené, Chanchamayo, Junín”, por Gobierno Regional de Junín.

El pabellón B tiene un área construida de 375 m² aproximadamente, es de 3 pisos con una altura promedio de entre piso de 3.74 metros como se puede observar en la figura 20. Asimismo, toda la estructura es de concreto armado, con una resistencia de concreto $f'c = 210$ kg/cm², (Ver Anexo 02-E). Además, el sistema estructural en el eje X-X está compuesto por columnas y placas en el caso del eje Y se tiene un sistema de albañilería confinada. Con muros de 25 cm de espesor.

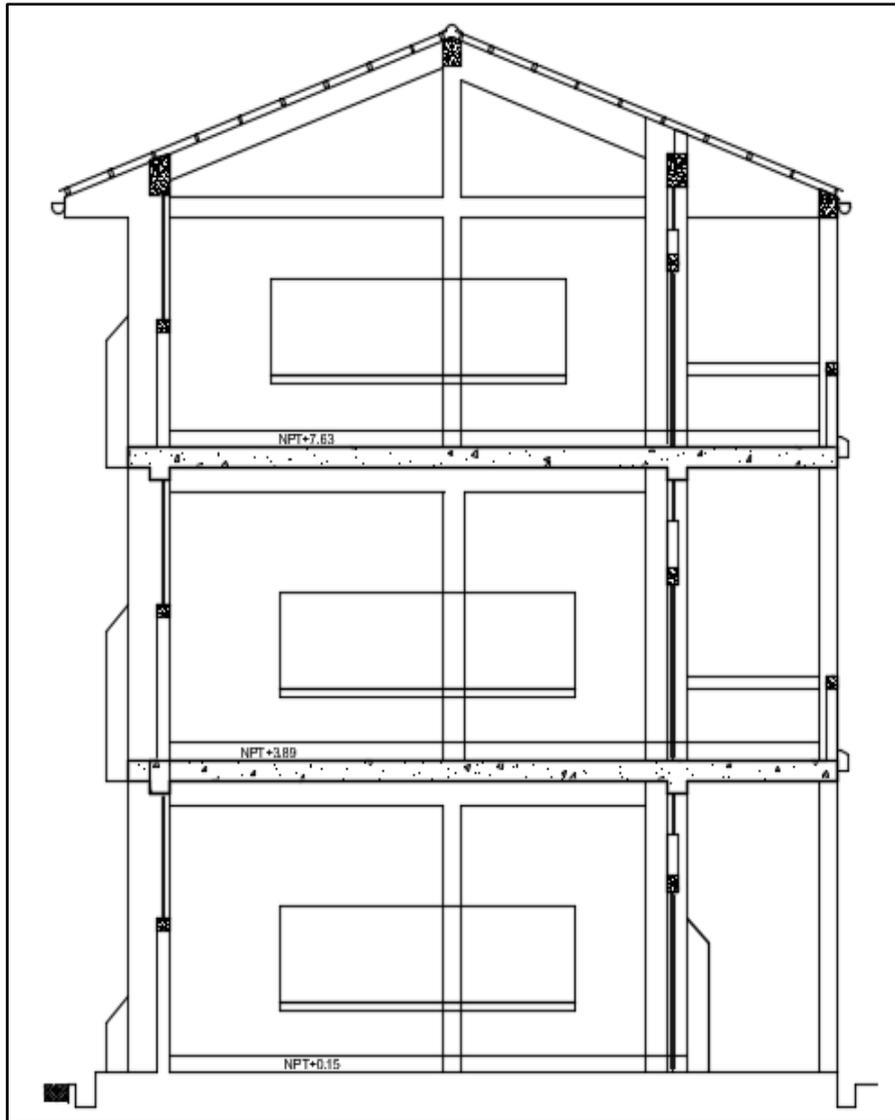


Figura 20. Vista en elevación del pabellón B. Adaptado de “Planos del proyecto mejoramiento e implementación de la infraestructura del nivel secundario de la I.E.I. Santa Ana, Sector Juan Velasco Alvarado, Perené, Chanchamayo, Junín”, por Gobierno Regional de Junín.

3.2 Evaluación de la arquitectura

El análisis arquitectónico se basará en el Título III. 1. Arquitectura del Reglamento Nacional de edificaciones:

- A.010 Condiciones generales de diseño
- A.040 Educación
- A.130 Requisitos de seguridad

Del Reglamento Nacional de Edificaciones, y como indica en el artículo 1 de la Norma A.040, esta norma se complementa con lo que indica el (Minedu) en las normas técnicas para el diseño de locales escolares de primaria y secundaria.

3.2.1 Altura mínima

a) Según el proyecto en su estado actual

En una visita realizada al centro educativo se realizaron medidas de cada ambiente del pabellón, en cada uno de sus niveles; se puede observar en la figura 21 la altura de cada entrepiso.

- Primer nivel : 3.46m
- Segundo nivel : 3.44m
- Tercer nivel : 3.45m



Figura 21. Medida de la altura mínima de cada piso del pabellón analizado

b) Según los criterios y las normas vigentes de arquitectura y educación

La altura mínima que indica la Norma A. 040 de Educación en el Artículo 6, apéndice “c” es de 2.50 m.

3.2.2 Áreas mínimas de las salas de clase

a) Según el proyecto en su estado actual

En la visita realizada se observó que la cantidad máxima de alumnos por cada salón era de 36 alumnos. Además, se puede observar en la figura 22 que por cada carpeta se sientan dos alumnos.



Figura 22. Vista de uno de los salones del Centro Educativo de Santa Ana del Perené

b) Según los criterios y las normas vigentes de arquitectura y educación

1. El área mínima que indica la Norma A. 040 de Educación en el Artículo 9 es según se observa en la tabla 12:

Tabla 12. Cantidad de personas por metro cuadro según la Minedu

Auditorios	Según el número de asientos
Salas de uso múltiple	1.0 mt ² por persona
Salas de clase	1.5 mt ² por persona
Camarines, gimnasios	4.0 mt ² por persona
Talleres, Laboratorios, Bibliotecas	5.0 mt ² por persona
Ambientes de uso administrativo	10.0 mt ² por persona

2. El Minedu en su norma indica en el ítem 2.1. Dimensionamiento e índice de ocupación para ambientes educativos: 1.60mt² por alumno.

Entonces tenemos que para cada norma la cantidad de alumnos será la siguiente:

- Área del aula : $8.25 \times 6.75 = 55.687 \text{ mt}^2$
- Según el RNE – A. 040 : $55.687 \times 1.50 \text{ mt}^2 = 37 \text{ alumnos}$
- Según norma del Minedu : $55.687 \times 1.60 \text{ mt}^2 = 34 \text{ alumnos}$

3.2.3 Sentido de puertas y ancho mínimo de vanos

a) Según el proyecto en su estado actual

En la visita realizada se pudo comprobar que el ancho de las puertas es de 1.20m, con un giro de la hoja en 180° y la apertura de la puerta es para afuera. Como se muestra en la figura 23.



Figura 23. Toma de medida de una de las puertas del Centro Educativo de Santa Ana del Perené.

b) Según los criterios y las normas vigentes de arquitectura y educación

1. En el artículo 11 de la norma A.040 del RNE dice que las puertas de los recintos educativos deben abrir hacia afuera sin interrumpir el tránsito en los pasadizos de circulación.
 - La apertura se hará hacia el mismo sentido de la evacuación de emergencia
 - El ancho mínimo del vano para puertas será de 1.00m.

- Las puertas que abran hacia pasajes de circulación transversales deberán girar 180 grados.
- Todo ambiente donde se realice labores educativas con más de 40 personas deberá tener dos puertas distanciadas entre sí para fácil evacuación.

2. En la página 68 de las Normas para el Diseño de Locales de Educación Básica Regular Primaria-Secundaria, en el artículo 3.1.2 Puertas, mamparas y parapetos de vidrio.

- Las puertas de los ambientes deben abrirse siempre hacia afuera y rebatirán 180° cuando den a un pasillo de circulación, en el sentido de la dirección de evacuación.
- El ancho mínimo del vano de ambientes pedagógicos con una hoja de puerta será de 1.00m. En las puertas de dos hojas, una de ellas tendrá un ancho mínimo de 0.90m. libres sin incluir los marcos de la puerta.
- La altura mínima del vano es de 2.10m

3.2.4 Escaleras

a) Según el proyecto en su estado actual

Se pudo observar en la visita que el ancho de la escalera es de 1.55m posee pasamanos de concreto de un espesor de 0.17m y los pasos son de 0.30 m con contrapasos de 0.17m. Como se muestra en la figura 24.



Figura 24. Vista de la escalera del pabellón analizado del Centro Educativo de Santa Ana del Perené

b) Según los criterios y las normas vigentes de arquitectura y educación.

Según la norma 0.40 del RNE en artículo 12 establece los parámetros que debe cumplir la escalera:

Las escaleras de los centros educativos deben cumplir con los siguientes requisitos mínimos:

- El ancho mínimo será de 1.20m entre los parámetros que conforman la escalera.
- Deberán tener pasamos a ambos lados.
- Cada paso debe medir de 28 a 30 cm, cada contrapaso debe medir de 16 a 17 cm.
- El número máximo de contrapasos sin descanso será de 16.

3.2.5 Accesos y pasajes de circulación

a) Según el proyecto en su estado actual

En la visita que se hizo a la institución educativa se pudo observar que el ancho de los pasajes de circulación es de 1.90m. En la figura 25 se observa la medición de los pasajes de circulación en cada nivel.



Figura 25. Medida de los pasadizos del Centro Educativo de Santa Ana del Perené

b) Según los criterios y las normas vigentes de arquitectura y educación

El artículo 25 de la norma A.010 (Condiciones generales de diseño) en el apéndice “e”.

Nos menciona que la dimensión mínima del ancho de los pasajes y circulación horizontal interiores, medido entre los muros que lo conforman, se puede observar en la tabla 13.

Tabla 13. Medida mínima del ancho de los pasajes según la Minedu

Ambientes	Ancho mínimo de los pasajes (m)
Interior de las viviendas	0.9
Áreas de trabajo interiores en oficinas	0.9
Locales comerciales	1.2
locales de salud	1.8
Locales educativos	1.2

3.3 Evaluación de la estructura

La concepción estructural de una edificación se encuentra directamente relaciona con su forma, altura, material de construcción y la disposición de los elementos estructurales. El Ingeniero Antonio Blanco Blasco, en su libro *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*, mencionó que “mientras más compleja es la estructura, más difícil resulta

predecir su comportamiento sísmico. Por esta razón, es aconsejable que la estructura sea lo más simple y limpia posible” (3).

La norma E-030 brinda parámetros para una adecuada configuración estructural, en el caso de la Norma del año 2003 se encuentra estipulado en el capítulo 3, artículo 9, mientras que en la norma actual vigente está en el inciso 1.4. En ambas normativas los parámetros son los mismos y se describen a continuación:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada frente a cargas laterales.
- Continuidad en la estructura, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- Deformación lateral limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- Consideración de las condiciones locales.
- Buenas prácticas constructivas e inspección estructural rigurosas.

A continuación se hará una descripción general de cada criterio que nos menciona las dos normas, para ello nos ayudaremos de las figuras 26 y 27 para su debida evaluación, donde podemos observar el sistema estructural tanto como es en planta y elevación (Ver Anexo 02-B y Anexo 02-G):

- Haciendo un corte transversal a la estructura, esta presenta simetría en ambos lados, teniendo una continuidad de sus elementos estructurales en cada nivel, de esta manera

no produce excentricidad entre el centro de masa ni el centro de rigidez, por lo cual no se generará torsión en la edificación.

- La estructura es un sistema que posee en el eje X-X columnas T, rectangulares y placas. Así mismo, el eje Y-Y está formado de muros de albañilería confinada, teniendo así una combinación de elementos rígidos y flexibles. Con ello se consigue que el muro limite la flexión del pórtico, disminuyendo las deformaciones.

- La estructura posee continuidad estructural, tanto en planta como en elevación. Además, sus elementos estructurales son continuos hasta el tercer nivel, sin generar concentración de esfuerzos.

- La estructura posee en el primer y segundo nivel, losas aligeradas que une a toda la estructura como una unidad (diafragma rígido), donde las fuerzas horizontales aplicadas son distribuidas en las columnas y muros de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo una misma deformación lateral para un determinado nivel.

- El techo del último nivel del pabellón del colegio está compuesto de una estructura de tijerales con cobertura de planchas fibroasfalto de 1.22 x 2.00 m. (cobertura liviana). Además, este planteamiento obedece a la ubicación del proyecto en la región selva donde el clima es altamente lluvioso.

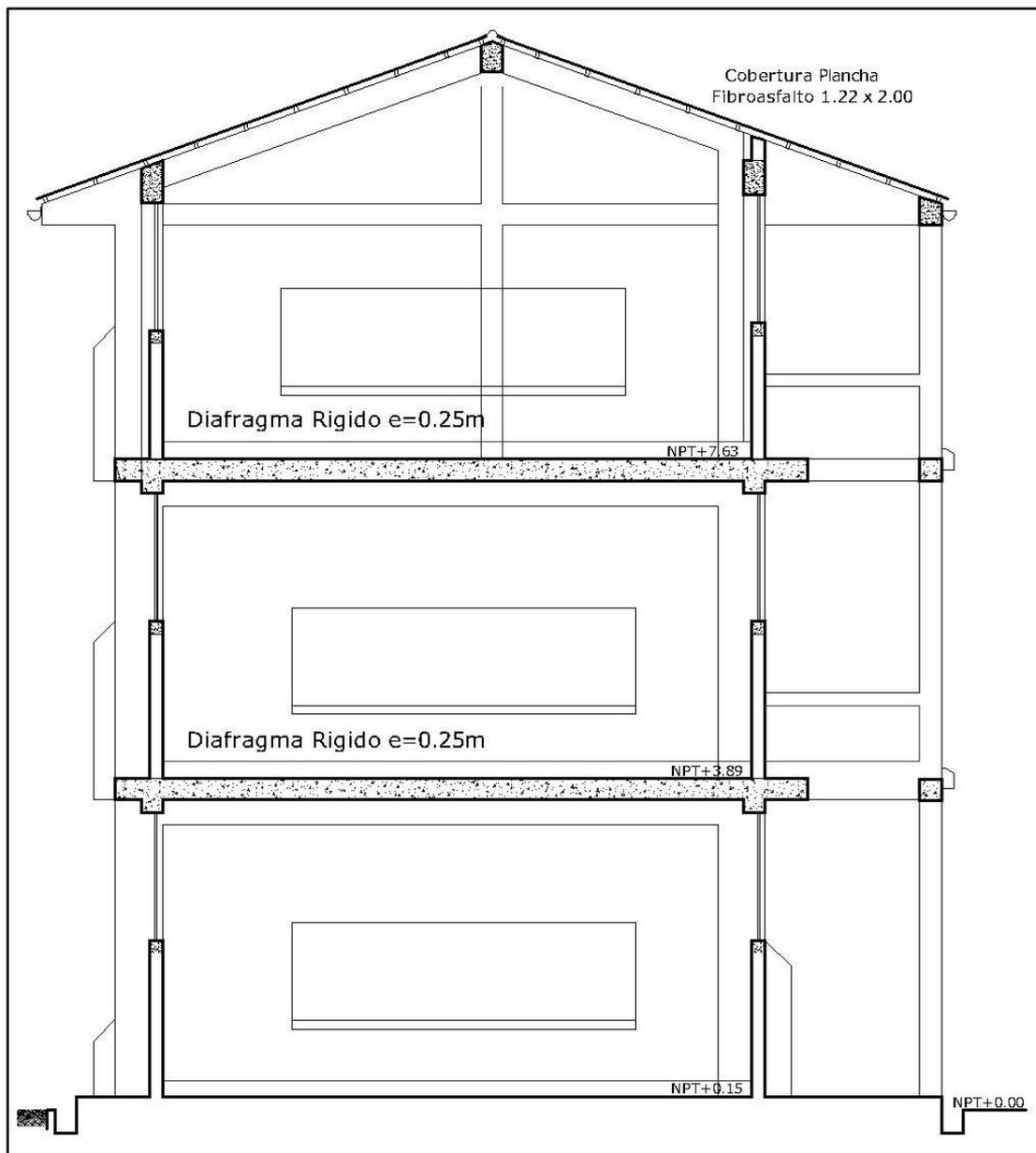


Figura 26. Configuración estructural en elevación del pabellón B. Adaptado de “Planos del proyecto mejoramiento e implementación de la infraestructura del nivel secundario de la I.E.I. Santa Ana, Sector Juan Velasco Alvarado, Perené, Chanchamayo, Junín”, por Gobierno Regional de Junín.

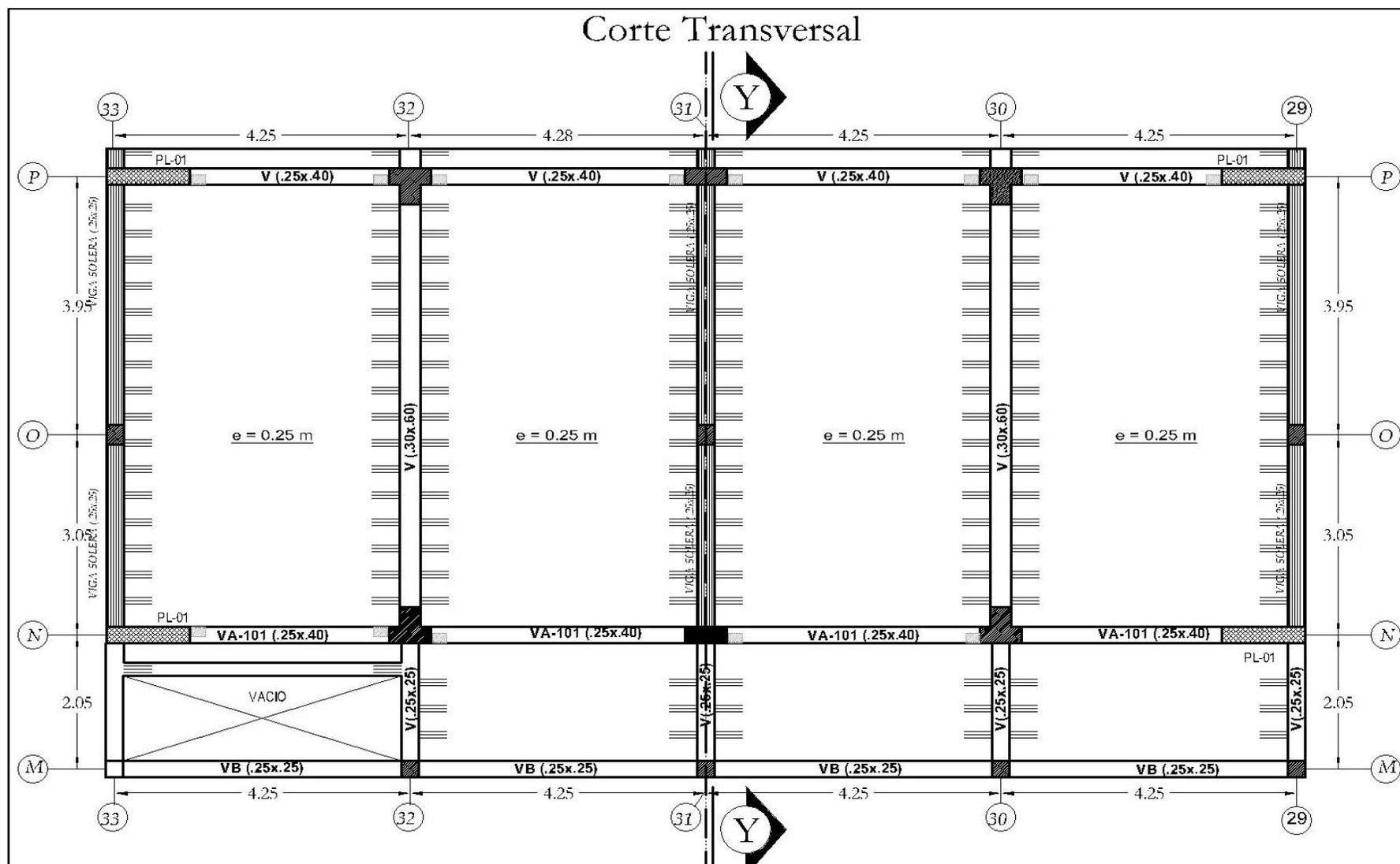


Figura 27. Detalle de los elementos estructurales analizados del C.E. Adaptado de “Planos del proyecto mejoramiento e implementación de la infraestructura del nivel secundario de la I.E.I. Santa Ana, Sector Juan Velasco Alvarado, Perené, Chanchamayo, Junín”, por Gobierno Regional de Junín.

3.4 Normas empleadas

Para el análisis y diseño del centro educativo se utilizará el reglamento nacional de edificación y se evaluará el comportamiento sismorresistente con las siguientes normas:

- Norma de Cargas E.0.20 (2006).
- Norma de Suelo y Cimentaciones E.050 (2006)
- Norma de Diseño Sismorresistente E.030 (2018)
- Norma de Concreto Armado E.060 (2009)

3.5 Materiales empleados

Se proseguirá a describir los siguientes materiales que se utilizó para su construcción:

3.5.1 Acero de refuerzo

Se usará barras de acero corrugado y barras de acero liso del tipo de grado 60. A continuación se muestra las principales propiedades de estas barras, según su manufacturación:

- Límite de fluencia: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E_s = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación unitaria de fluencia: $E_y = 0.0021$

3.5.2 Concreto armado

Llamado así al concreto que tiene acero corrugado de refuerzo y que actúa como una sección compuesta. Además, sus propiedades dependen de la dosificación del concreto y la cantidad de acero:

- Potencial resistencia a la compresión: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $= 0.15$

- Módulo de elasticidad (Según normativa E-060): $E_c = 15,000 (f'c)^{0.5} = 217,000$ kg/cm².

El concreto armado se compone de cemento portland, el cual debe cumplir los requisitos impuestos por el ITINTEC para cemento en el Perú. Por otro lado, el concreto armado también posee agua que debe encontrarse libre de materia orgánica, fango, sales ácidos y otras impurezas. En caso el agua si es de dudosa procedencia, se realizará un ensayo de calidad de la misma.

Además, en el concreto se debe necesariamente evaluar el uso de aditivos que serán dosificados de acuerdo a las propiedades que se requieran. Para el presente proyecto no se considera el uso de aditivos porque las propiedades del concreto a usarse son típicas y las sollicitaciones ambientales son normales.

3.5.3 Albañilería confinada

Tenemos también muros de albañilería como sistema estructural en el sentido transversal de la estructura. Se tomará los datos que nos proporciona el expediente técnico; se usará unidades solidas de arcilla tipo IV según E.070 tenemos valores de $f'b = 130$ kg/cm² y un $f'm = 45$ kg/cm² se introducirá los siguientes datos para el análisis:

- Peso específico = 1.8 Ton/m³
- Modulo elástico = $500 \times f'm = 225000$ Ton/m²
- Módulo Poisson = 0.25
- Resistencia a la compresión = 450 Ton/m²

Los componentes de la albañilería confinada son mortero y el ladrillo, para el mortero se realizará una mezcla de aglomerante y agregado. Para las unidades de ladrillo, se deben

cumplir con los requerimientos mínimos dado en la actual norma E.070 de albañilería. Además, para este proyecto se usaron unidades de tipo King Kong.

Con respecto al concreto armado se tomará los siguientes valores para su diseño:

- Resistencia a la compresión $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson $V= 0.15$
- Módulo de elasticidad $Ec= 2.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
- Límite de fluencia del acero (grado 60) $fy= 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del acero $Es= 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$

3.6 Método de diseño

Las cargas a considerar son la carga muerta, carga viva y carga de sismo según lo estipulado en la norma técnica E.020. Esta norma recomienda valores mínimos para las cargas dependiendo del uso de la estructura.

El método empleado para diseñar los elementos de concreto armado será el de diseño por resistencia, donde las cargas actuantes se amplifican por factores y se usa combinaciones que dependen del tipo de carga especificadas en la norma de concreto armado E. 060

Además, la resistencia requerida de los elementos en su etapa última tiene las siguientes combinaciones de carga según norma E.060:

$$U= 1.4CM + 1.7CV$$

$$U= 1.25 (CM+CV) \pm CS$$

$$U= 0.9CM \pm CS$$

Siendo CM (Carga muerta), CV (Carga viva) y CS (Carga de sismo)

La estructura soportará en forma segura las cargas o sollicitaciones si se cumple lo siguiente:

Resistencia de diseño \geq resistencia requerida o última

Siendo: resistencia última = ϕ Resistencia nominal

El factor de reducción ϕ depende de la sollicitación de diseño que estemos empleando esto, está especificado en la Norma E. 060 artículo 9.3

CAPITULO IV: PREDIMENSIONAMIENTO

4.1 Predimensionamiento de Elementos Principales

En este capítulo se hará el predimensionamiento de los diferentes elementos estructurales que posee la estructura, este predimensionamiento servirá para el análisis sísmico tanto para la antigua norma como para la actual vigente.

Este predimensionamiento preliminar servirá para comprobar si las dimensiones y áreas de cada elemento estructural son iguales o superan las dimensiones del proyecto. Para tal sentido nos basaremos en el libro del Ingeniero Antonio Blanco Blasco, *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado* y en la Tesis de la Ingeniera Natividad Antonieta Sánchez Arévalo, con la que obtuvo el grado de Magister la cual lleva como título “Criterios estructurales para la enseñanza a alumnos de arquitectura”.

4.1.1 Predimensionamiento de losas

El peralte de las losas aligeradas en un sentido podrá ser dimensionado considerando los siguientes criterios. Según Sánchez “Por razones económicas y de rigidez, debe preferirse armar el aligerado en la dirección más corta siempre y cuando los apoyos sean vigas peraltadas” (16).

También, mencionó que “Los espesores de los aligerados armados en una dirección se pueden predimensionar según la NTE-060, como una fracción de la longitud libre (l_c). El espesor requerido es $l_c/25$, para no verificar deflexiones, con sobrecargas máximas de 350 kg/m². Para sobrecargas mayores, puede utilizarse espesores equivalentes a $l_c/21$ ” (16).

Asimismo, tratándose de un centro educativo tenemos sobrecargas de 400kg/m² en pasadizos, así que se tomará la fracción más crítica $l_c/21$ para el predimensionamiento. Se puede observar en la figura 29 que la luz más corta es de 3.98m.

Tenemos:

$$e = \frac{3.98}{21}$$

$$e = 0.189 \text{ m}$$

Obteniendo un espesor de aligerado según la tabla de 20 cm; los ladrillos serán de 15 cm con 5 cm de losa superior.

El proyecto propone un espesor de losa aligerada de 25 cm (Ver Anexo 02-G), superando la medida del pre dimensionamiento de 20 cm. Como se muestra en la figura 28.

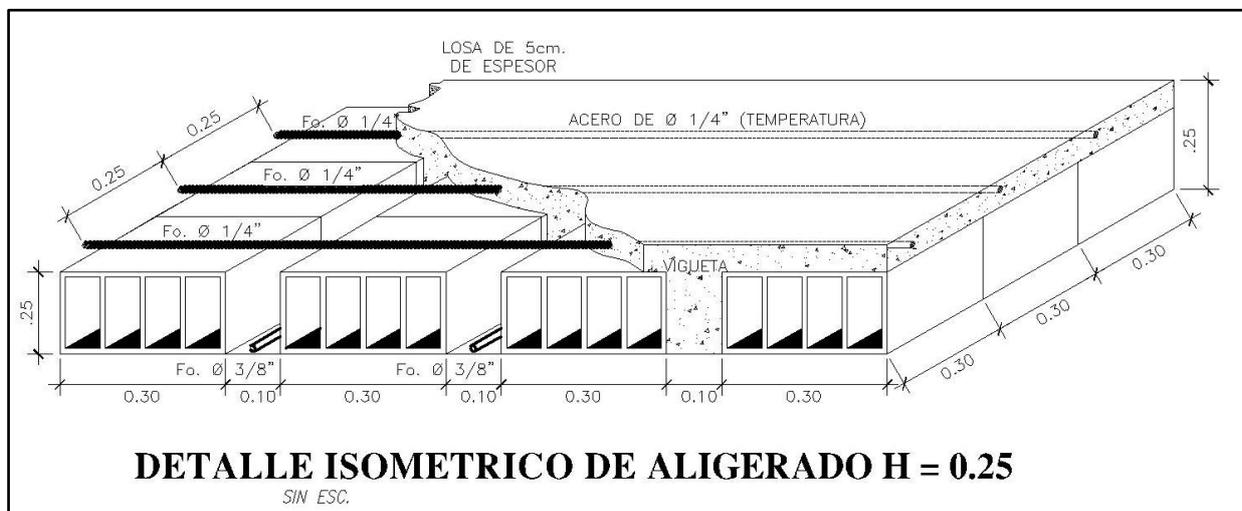


Figura 28. Detalle de la losa aligerada del C.E ejecutado. Adaptado de “Planos del proyecto mejoramiento e implementación de la infraestructura del nivel secundario de la I.E.I. Santa Ana, Sector Juan Velasco Alvarado, Perené, Chanchamayo, Junín”, por Gobierno Regional de Junín.

4.1.2 Predimensionamiento de vigas

El Ingeniero Blanco propuso un peralte de viga de $(L/10 \text{ a } L/12)$, siendo $L =$ luz libre, debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa del techo.

Asimismo, para el ancho o base de la viga propone $(0.3 \text{ a } 0.5)$ del peralte, se puede observar en la tabla 14. En el RNE la norma E.060 de concreto armado indicó que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25 cm.

Tabla 14. Dimensiones recomendadas por el Ingeniero Blanco

Medidas de las Luces	Dimensiones Usuales (cm)
$L \leq 5.5m$	25x50 ; 30x50
$L \leq 6.5m$	25x60 ; 30x60 ; 40x60
$L \leq 7.5m$	25x70 ; 30x70 ; 40x70 ; 50x70
$L \leq 8.5m$	30x75 ; 40x75 ; 30x80 ; 40x80
$L \leq 9.5m$	30x85 ; 30x90 ; 40x85 ; 40x90

Para el análisis del predimensionamiento se tomará la viga (30x60) de la figura 29, teniendo una luz libre de $= 6.15m$

Peralte:

$$P = \frac{6.15}{12} \text{ a } \frac{6.15}{10}$$

$$P = 0.51 \text{ a } 0.62$$

$$P = 0.60m$$

Base:

$$B = 0.60x0.30 \text{ a } 0.60x0.50$$

$$B = 0.18 \text{ a } 0.30$$

$$B = 0.30m$$

Tenemos como predimensionamiento una viga de 30 x 60 similar al del proyecto. Cumpliendo con los parámetros que indica la norma E.060 del RNE.

4.1.3 Predimensionamiento de columnas

Las columnas son sometidas a cargas axiales y momentos flectores, y estas tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente.

Asimismo, para esto utilizaremos la fórmula que plantea en su libro el Ingeniero Blanco (3):

Columnas centradas

$$\text{Area de la columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f'c}$$

Columnas excéntricas y esquineras

$$\text{Area de la columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 f'c}$$

Siendo P (servicio)= P x A x N

P:

- Edificios categoría A (ver norma E.030).....P=1500 kg/m²
- Edificios categoría B (ver norma E.030)...P=1250 kg/m²
- Edificios categoría C (ver norma E.030).....P=1000 kg/m²

A: área tributaria

N: número de pisos

Para el análisis del pre dimensionamiento se tomarán las columnas T la cual es la más crítica para comprobar su dimensionamiento; como se muestra en la figura 29.

Columna T

$$\text{Area de la columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f'c}$$

Datos:

$$P(\text{servicio}) = 1500 \text{ kg/m}^2$$

$$A(\text{área tributaria}) = 18.89 \text{ m}^2$$

$$N(\text{\# pisos}) = 3$$

$$f'c = 210 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Area de la columna} = \frac{1500 \times 18.89 \times 3}{0.45 \times 210}$$

$$\text{Area de la columna} = 899.52 \text{ cm}^2 \cong 0.0899 \text{ m}^2$$

Comparando el resultado del predimensionamiento con el área tributaria de la columna del proyecto. Es superior el área del proyecto así que la medida del proyecto es el adecuado.

$$0.0899 \text{ m}^2 \leq 0.24 \text{ m}^2$$

4.1.4 Predimensionamiento de placas

El Ingeniero Antonio Blanco Blasco “Menciona que las placas son paredes de concreto armando que dada su mayor dimensión en una dirección, muy superior a su ancho, proporcionan gran rigidez lateral y resistencia en esa dirección. Convirtiéndose en elementos de gran rigidez lateral y resistencia en la dirección de su largo” (3).

Asimismo, la estructura posee en la dirección X-X; 4 placas de 0.25 x 1.20 y en la dirección Y muros de albañilería confinada en este caso se hará el análisis para el eje X. para

ello se tiene que la fuerza resistente de las placas deben de ser mayor a la fuerza cortante actuante en la dirección X.

$$V_{rpx} > V_{ap}$$

Para ello tenemos:

$$V_{ap} = 0.357ZUSP$$

Para los valores ZUSP se tomará de la norma E.030 de diseño sismorresistente: teniendo Z= 0.3 (zona 2), U= 1.5 (categoría 1- Edificaciones importantes), S= 1.2 (según el estudio de mecánica de suelos). Entonces tenemos lo siguiente:

$$V_{ap} = 0.357 \times 0.3 \times 1.5 \times 1.2 \times (9.6 \times 17.25 \times 3 \times 1)$$

$$V_{ap} = 95.77 \text{ ton}$$

La fuerza resistente de las placas en la dirección X es:

$$V_{rpx} = \frac{6Kg}{cm^2} \times A_{px}$$

Donde A_{px} es igual al área de las placas

$$V_{rpx} = \frac{6Kg}{cm^2} \times 4 \times 120 \times 25$$

$$V_{rpx} = 72 \text{ ton}$$

Tenemos que la fuerza resistente de las placas es menor que la fuerza cortante en la dirección X; $72 \text{ ton} < 95.77 \text{ ton}$. No cumpliendo con el área necesaria para soportar las fuerzas cortantes, tenemos que aumentar la dimensión de las placas.

4.1.5 Predimensionamiento de muros de albañilería confinada

Los muros portantes de albañilería confinada ayudarán a soportar las fuerzas cortantes en la dirección Y, ya que poseen una gran rigidez transversal. Por lo tanto, las derivas en cada entrepiso serán menores.

Asimismo, la norma E.070 de albañilería en el artículo 19.1 “muro portante” nos mencionó que “el espesor mínimo efectivo del muro denominado t se dimensionará como una fracción de la altura libre h , según la sismicidad de la zona”.

- Zonas sísmicas 2 y 3 = $h/20$
- Zona sísmica 1 = $h/25$

Para nuestro dimensionamiento tenemos que el proyecto está situado en la zona 2 con una altura de 3.49m según la figura 1 entonces tenemos:

$$t = \frac{3.49}{20}$$

$$t = 0.17 \text{ m}$$

Entonces tenemos muros de cabeza considerando un $t = 0.24\text{m}$. Cumpliendo con lo ejecutado en el proyecto.

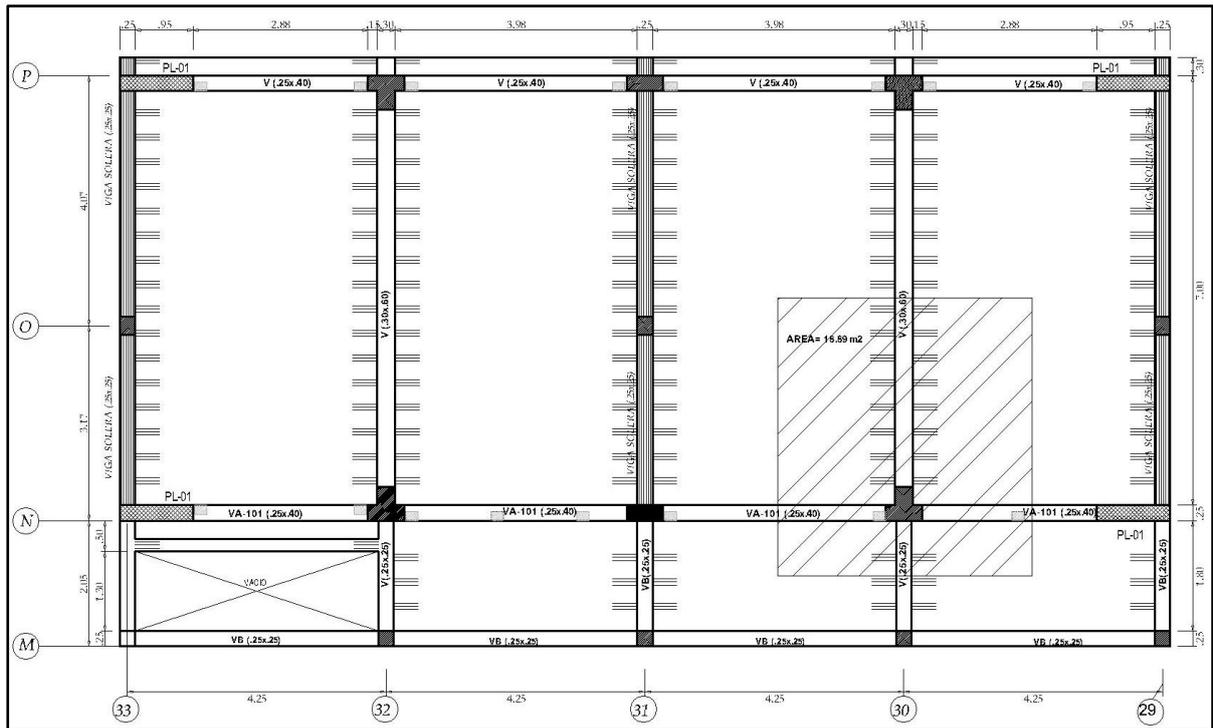


Figura 29. Medidas y áreas para el predimensionamiento de los elementos estructurales. Adaptado de “Planos del proyecto mejoramiento e implementación de la infraestructura del nivel secundario de la I.E.I. Santa Ana, Sector Juan Velasco Alvarado, Perené, Chanchamayo, Junín”, por Gobierno Regional de Junín.

CAPITULO V: METRADO DE CARGAS

5.1 Cargas y Metrado de Cargas

En este capítulo se usa la norma E.020 de Cargas, la norma nos indica que para centros educativos tenemos sobrecargas 250 kg/m², esto en aulas como se muestra en la figura 30 y en corredores y escaleras tenemos 400 kg/m²:

Centros de Educación	
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350) Ver 6.4
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)

Figura 30. Sobre cargas de una edificación destinada a centros educativos. Adaptado de “Norma E.020 de cargas, por SENCICO, 2004.

En el artículo 7.1 Carga viva del techo en b) Para techos con inclinación mayor de 3° con respecto a la horizontal (100 kg/m²)

Peso del piso acabado = 100 kg/m²

5.1.1 Metrado de cargas

Se procederá a metrar las bloquetas de la losa aligerada tomando el peso propio, para un espesor de aligerado de 25cm como se muestra en la figura 31. según el anexo 1 de la norma E. 020 de cargas.

Espesor del aligerado (m)	Espesor de losa superior en metros	Peso propio kPa (kgf/m ²)
0,17	0,05	2,8 (280)
0,20	0,05	3,0 (300)
0,25	0,05	3,5 (350)
0,30	0,05	4,2 (420)

Figura 31. Sobre cargas de la losa según el espesor en (kg/m²). Adaptado de “Norma E.020 de cargas, por SENCICO, 2004.

Asimismo, donde el peso propio para una losa aligerada de 25 cm es de 350 kg/m².

Entonces, el peso de las bloquetas se hallará para un 1m² como se muestra en la figura 32.

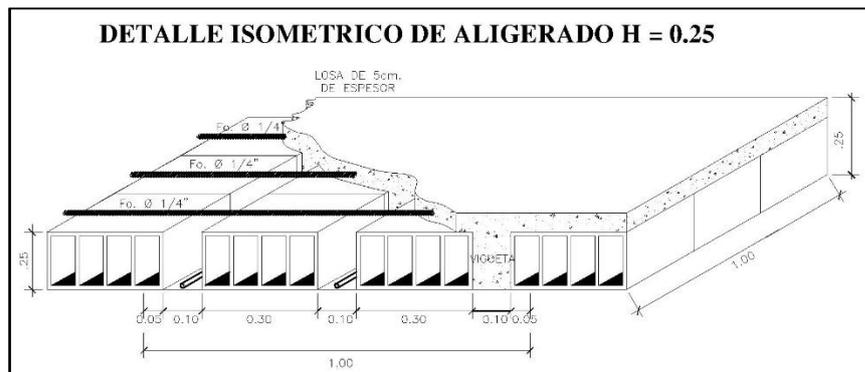


Figura 32. Sección de 1 m² de la losa aligerada para su metrado

Así tenemos esto:

$$P_{bloqueta} = \text{Peso total} - \text{Peso del concreto}$$

Tenemos ya el peso total nos faltaría hallar el peso del concreto, para ello tenemos lo siguiente:

$$P_{concreto} = \text{Volumen concreto} \times \text{peso específico del concreto}$$

$$P_{concreto} = ((1 \times 0.05) + (3 \times 0.2 \times 0.1)) \times 2400$$

$$P_{concreto} = 264 \text{ Kg/m}^2$$

Así tenemos que el peso de la bloqueta será el siguiente:

$$P_{bloqueta} = 350 - 264$$

$$P_{bloqueta} = 86 \text{ Kg/m}^2$$

Se introducirá una carga muerta de 186kg/m² en cada nivel de entrepiso, ya que el programa no calcula estas cargas adicionales:

$$P_{bloqueta} = 86 \text{ kg/m}^2$$

P piso terminado= 100 kg/m²

Se agregarán cargas muertas en las vigas por la existencia de muros que no son estructurales, que generan un peso adicional significativo a la estructura (Ver Anexo 02-F). Para que el análisis sea más real, para ello se tomará un promedio de las alturas de la tabiquería para un cálculo más rápido así como se muestra en la figura 33.

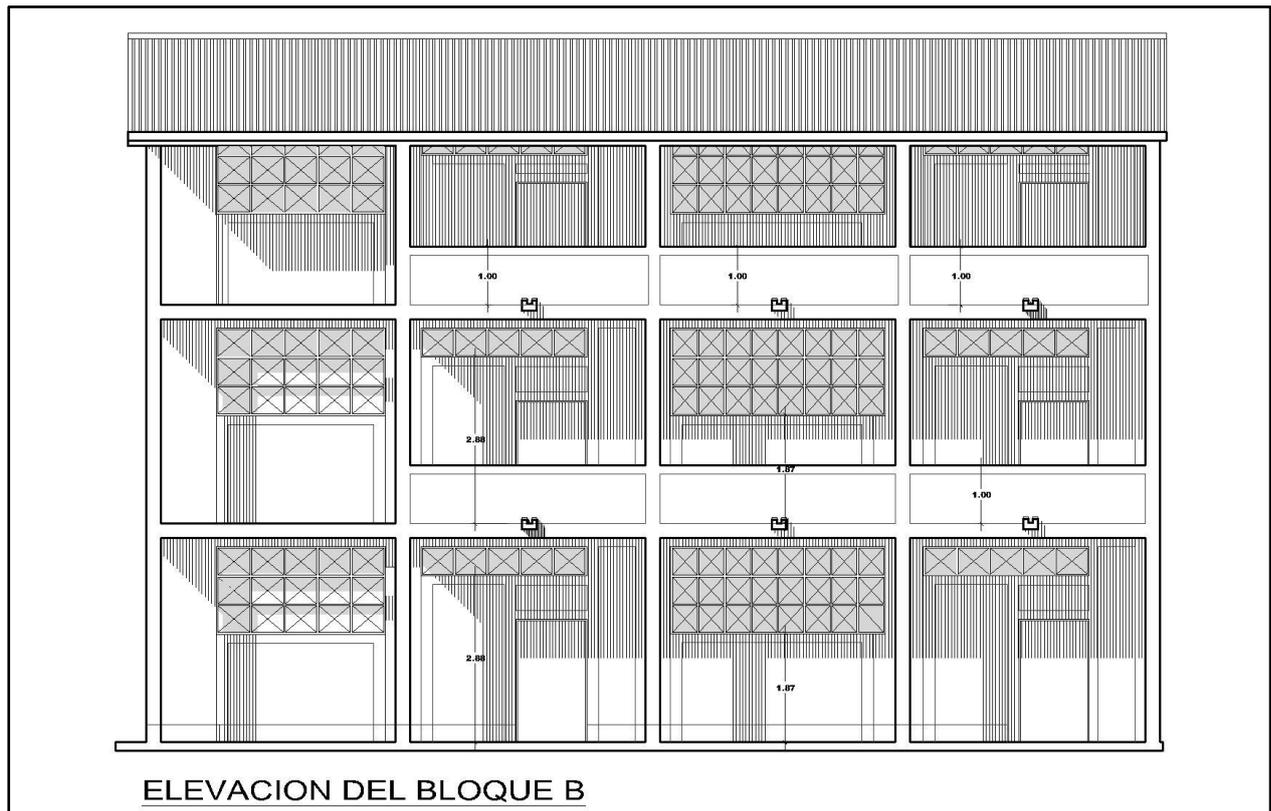


Figura 33. Elevación del Bloque B, donde se observa las alturas de las tabiquerías para su metrado. Adaptado de “Planos del proyecto mejoramiento e implementación de la infraestructura del nivel secundario de la I.E.I. Santa Ana, Sector Juan Velasco Alvarado, Perené, Chanchamayo, Junín”, por Gobierno Regional de Junín.

$$P \text{ ladrillo} = 1350 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \times ((2.88 + 1.87)/2) \times 0.15$$

$$P \text{ ladrillo} = 480 \text{ Kg/m}$$

De igual manera para los pasadizos que posee parapetos de un metro de altura:

$$P \text{ parapeto} = 1350 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \times 1 \times 0.15$$

$$P \text{ parapeto} = 1203 \text{ Kg/m}$$

Ahora para el techo inclinado del tercer nivel se hará un metrado de igual forma, las vigas que soportan el techo se llevara el peso según el área tributaria. Como se puede observar en la figura 34.

- Para las vigas del eje 33 y 29 tendrán un área tributaria de 2.125 según se muestra en la figura 34.
- Mientras que para las vigas 30,31 y32 tendrán un área tributaria de 4.25 se observa en la figura 34.

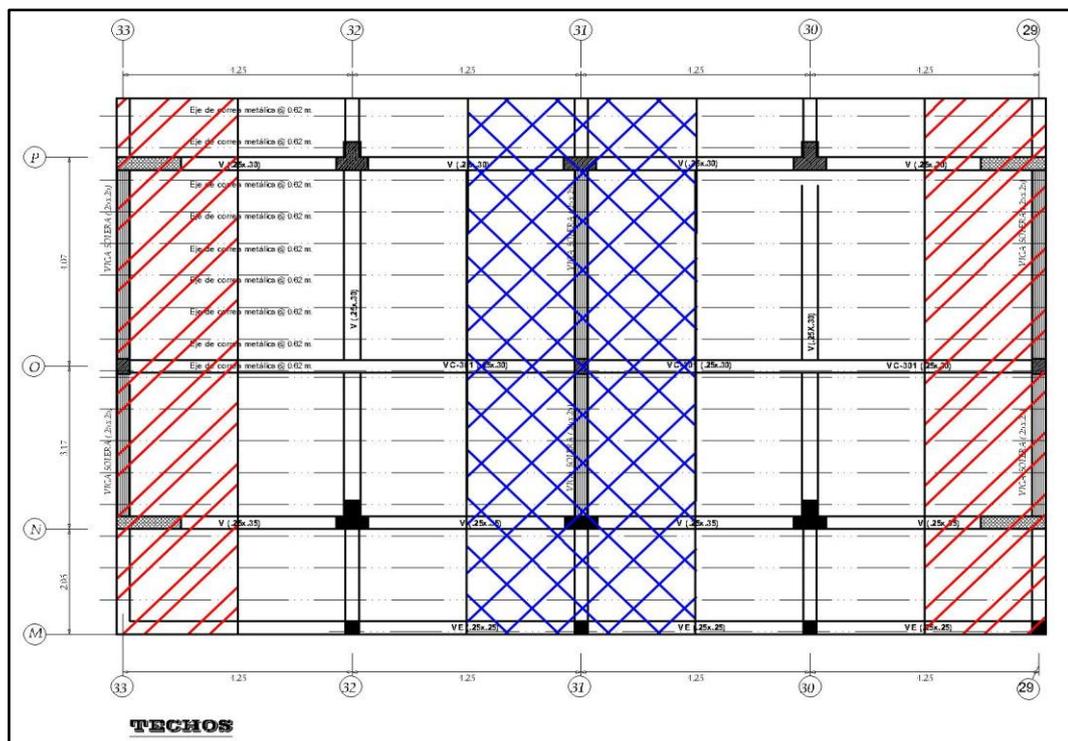


Figura 34. Vista en planta del techo donde se observa las áreas que se tomarán para su metrado. Adaptado de “Planos del proyecto mejoramiento e implementación de la infraestructura del nivel secundario de la I.E.I. Santa Ana, Sector Juan Velasco Alvarado, Perené, Chanchamayo, Junín”, por Gobierno Regional de Junín.

Si el peso propio del techo liviano es 100 kg/m² y para las vigas del eje 33 y 29 cargas muertas como cargas vivas:

$$Wd = 2.125 \times 100 = 213 \text{ kg/m}^2$$

$$Wl = 2.125 \times 100 = 213 \text{ kg/m}^2$$

Y para las vigas del eje 30,31 y 32 tendremos los siguientes:

$$Wd = 4.25 \times 100 = 425 \text{ kg/m}^2$$

$$Wl = 4.25 \times 100 = 425 \text{ kg/m}^2$$

Los siguientes datos obtenidos servirán para poder hacer el análisis estático y dinámico en el programa ETABS. Se tomará todas las indicaciones que sugiere la norma E.030.

CAPÍTULO VI: ANÁLISIS SÍSMICO DEL CENTRO EDUCATIVO CON LA ANTIGUA NORMA

En este capítulo se presentará el análisis sísmico tanto estático como dinámico. Para dicho análisis se tomarán los parámetros de la norma E.030. Asimismo, el análisis se realizará con el programa ETABS 2016 V16.2.1 y se utilizarán los cálculos manuales y la definición de materiales del capítulo 5 para introducir al programa. En principio, se realizará un análisis modal a la estructura para determinar el periodo de vibración y la masa del centro educativo, para luego poder hacer el análisis sísmico, finalmente los resultados que nos brinde el programa serán analizados y procesados.

6.1 Análisis Estático

El artículo 14.2 de la norma menciona que “Las estructuras clasificadas como regulares según el artículo 10 de no más de 45 m de altura y las estructuras de muros portantes de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares, podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes del artículo 17 (21).

Asimismo, la estructura que se analizará por el método estático, posee muros portantes en la dirección Y y en la dirección longitudinal está estructurado por pórticos. La altura total del centro educativo es de 12.37 m, siendo menor de 15m. Así que cumple con lo que indica la norma para su análisis.

6.1.1 Cortante basal

Para este análisis se tendrá que encontrar la cortante basal total, esta cortante se disgregará por cada nivel dependiendo de la altura que tenga cada piso.

$$V = \frac{ZUSCP}{R}$$

Donde:

V= Cortante basal

C= Factor de amplificación sísmica

Z= Factor de zona

R= Coeficiente de reducción sísmica

U= Factor de uso

P= Peso de la estructura

S= Factor del suelo

Parámetros sísmicos

Los valores de los parámetros sísmicos se obtienen de la norma E.030. Diseño Sismorresistente del RNE. Depende de donde se ubica el proyecto, su configuración estructural y su estudio de mecánica de suelos.

a) Factor de zonificación

El proyecto se encuentra localizado en Santa Ana, Distrito de Perené, Provincia de Chanchamayo, Departamento de Junín. El valor de Z se tomará de la figura 35.

Teniendo un **Z= 0.30**

Tabla N°1	
FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
3	0,4
2	0,3
1	0,15

Figura 35. Tabla que muestra los valores del factor de zona para el análisis sísmico. Adaptado de “Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones”, por SENCICO, 2003

b) Factor de suelo

Según el estudio de mecánica de suelos (Ver Anexo 01), del proyecto tenemos una capacidad admisible del suelo de 1.44 kg/cm². La norma E.030 en la figura 36 parámetros del

suelo, menciona que para una capacidad portante de 1.44 kg/cm² tenemos un suelo Intermedio, perfil Tipo S₂

Tabla N°2 Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	T _p (s)	S
S ₁	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0
S ₂	Suelos intermedios	0,6	1,2
S ₃	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0,9	1,4
S ₄	Condiciones excepcionales	*	*

Figura 36. Tabla que muestra los valores del factor de suelo para el análisis sísmico. Adaptado de “Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones”, por SENCICO, 2003

Según la tabla para un suelo intermedio S₂, tenemos **S= 1.20**

c) Factor de amplificación sísmica

El periodo fundamental para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{hn}{Ct}$$

La altura total de la edificación en metros: 12.37m

Para estructuras de mampostería: Ct= 60

Entonces tenemos:

$$T = \frac{12.37}{60}$$

$$T = 0.2061$$

$$C = 2.5 \times \frac{T_p}{T} = 2.5 \times \frac{0.60}{0.2061} = 7.27 ; C \geq 2.5$$

Entonces el valor de C será igual a **2.5**

d) Factor de uso

Según la figura 37 donde se observa que para una edificación esencial el valor a tomar será **U= 1.5** por ser un centro educativo.

Tabla N° 3		
CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1,0
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)

Figura 37. Valores del factor de uso para el análisis sísmico. Adaptado de “Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones”, por SENCICO, 2003

e) Reducción de las fuerzas sísmicas

El pabellón analizando propone un sistema de muros estructurales, ya que para el eje X posee columnas y placas. Y para el eje Y muros de albañilería confinada. Esta última no puede seguir la deformación del concreto (0.007) para evitar agrietamiento, por lo tanto, las derivas máximas en el eje X deben de ser menores a 0.005 (2). Se tomarán los valores que figuran en la norma E.030 en su artículo. 12 “Sistemas estructurales”. Asimismo, se indica que se debe de cumplir la siguiente restricción que indica la norma para muros estructurales. Además, se debe de actuar por lo menos el 80% del cortante en la base. Los valores se observa en la figura 38.

- Para el eje X; **R=6**
- Para el eje Y; **R=6**

Esto siempre y cuando las estructuras sean regulares. Asimismo, se evaluará más adelante las irregularidades, en el caso de resultar irregular se modificara el R, según indica el artículo 12 de la norma E.030 “Para estructuras irregulares, los valores de R debe ser tomados como $\frac{3}{4}$ de los anotados en la tabla”.

Tabla N° 6 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*) (**)
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9,5
Otras estructuras de acero:	
Arriostres Excéntricos.	6,5
Arriostres en Cruz.	6,0
Concreto Armado	
Pórticos ⁽¹⁾ .	8
Dual ⁽²⁾ .	7
De muros estructurales ⁽³⁾ .	6
Muros de ductilidad limitada ⁽⁴⁾ .	4
Albañilería Armada o Confinada ⁽⁵⁾ .	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Figura 38. Tabla que muestra los valores del factor de reducción sísmica. Adaptado de “Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones”, por SENCICO, 2003

f) Cálculo del peso de la estructura

Para esto se hará el cálculo manualmente por cada piso. Como se puede observar en la tabla 15. El peso de la estructura dependerá de cuántos elementos estructurales posean cada piso. En este caso se cuenta con columnas, placas, vigas, losas y muros portantes y las sobrecargas que presenten cada ambiente.

La norma E.030 de Diseño Sismo Resistente del RNE, en el artículo 4.3 Estimación del peso, indica que se calculará adicionando a la carga permanente y el total de la edificación un porcentaje de la carga viva. Como se ve en la figura 39.

Peso de la Edificación

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

Figura 39. Estimación del peso según la categoría de la edificación. Adaptado de “Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones”, por SENCICO, 2003

La estimación del peso total de la estructura se hallará de forma manual. Esto se puede observar en la tabla 15.

Tabla 15. Estimación del peso de la estructura por cada nivel

3 NIVEL

CARGA MUERTA	PESO	LARGO	ANCHO	ALTO	ÁREA	#VECES	PARCIAL
losa	100	17.25	11.26				19423.50
Tabiquería	1350	26.1	0.15	2.375			12552.47
Parapeto	1350	13.8	0.15	1			2794.50
Albañilería	1800		0.25		44.485	3	60054.75
Vigas25x25	2400	0.25	0.25	37.9			5685.00
Vigas25x30	2400	0.25	0.3	41.95			7551.00
Vigas25x35	2400	0.25	0.35	13.05			2740.50
Columnas25x25	2400	0.25	0.25	2.7		7	2835.00
Columnas t	2400			2.7	0.24	4	6220.80
Columnas25x60	2400	0.25	0.6	2.7		2	1944.00
placas	2400	0.25	1.2	2.7		4	7776.00
						3 NIVEL	129.58

CARGA VIVA	PESO	LARGO	ANCHO	ALTO	ÁREA	#VECES	PARCIAL
S/C	100	17.25	11.26				19423.50
						3 NIVEL	19.42

PESO 3 NIVEL	139.29 ton
--------------	------------

2 NIVEL

CARGA MUERTA	PESO	LARGO	ANCHO	ALTO	ÁREA	#VECES	PARCIAL
Losa	350	17.25	9.6				57960.00
Tabiquería	1350	26.1	0.15	2.375			12552.47
Parapeto	1350	13.8	0.15	1			2794.50
Albañilería	1800		0.25		39.855	3	53804.25
Vigas25x25	2400	0.25	0.25	44.35			6652.50
Vigas25x30	2400	0.25	0.4	26.1			6264.00
Vigas25x35	2400	0.3	0.6	12.9			5572.80
Columnas25x25	2400	0.25	0.25	3.49		7	3664.50
Columnas t	2400			3.49	0.24	4	8040.96
Columnas25x60	2400	0.25	0.6	3.49		2	2512.80
Placas	2400	0.25	1.2	3.49		4	10051.20
						2 NIVEL	169.87

CARGA VIVA	PESO	LARGO	ANCHO	ALTO	ÁREA	#VECES	PARCIAL
S/C	250	17.25	9.6				41400.00
						2 NIVEL	41.40

PESO 2 NIVEL	190.57 ton
--------------	------------

1 NIVEL

CARGA MUERTA	PESO	LARGO	ANCHO	ALTO	ÁREA	#VECES	PARCIAL
Losa	350	17.25	9.6				57960.00
Tabiquería	1350	26.1	0.15	2.375			12552.47
Parapeto	1350	13.8	0.15	1			2794.50
Albañilería	1800		0.25		46.67	3	63004.50
Vigas25x25	2400	0.25	0.25	44.35			6652.50
Vigas25x30	2400	0.25	0.4	26.1			6264.00
Vigas25x35	2400	0.3	0.6	12.9			5572.80
Columnas25x25	2400	0.25	0.25	4.6		7	4830.00
Columnas t	2400			4.6	0.24	4	10598.40
Columnas25x60	2400	0.25	0.6	4.6		2	3312.00
Placas	2400	0.25	1.2	4.6		4	13248.00
						1 NIVEL	186.79

CARGA VIVA	PESO	LARGO	ANCHO	ALTO	ÁREA	#VECES	PARCIAL
S/C	250	17.25	9.6				41400.00
						1 NIVEL	41.40

PESO 1 NIVEL	207.49 ton
--------------	------------

Como el proyecto se encuentra en las categoría A se tomará el 50% de carga viva.

Entonces, el peso total de la estructura es como se muestra en la tabla 16 (**P=537.35 ton**):

Tabla 16. *Peso total de la estructura para el análisis sísmico*

NIVEL	CM(ton)	CV(ton)	P=CM + 50% CV (ton)
3	129.58	19.42	139.29 ton
2	169.87	41.40	190.57 ton
1	186.79	41.40	207.49 ton
TOTAL			537.35 ton

Estimación del peso por cada nivel

Determinación de la cortante basal para el eje X y Y

$$V = \frac{ZUSCP}{R}$$

Donde:

Z= 0.30

C= 2.5

U= 1.5

P= 537.35 ton

S= 1.2

R= 6

Tenemos:

$$V = \frac{0.30 \times 1.5 \times 1.2 \times 2.5 \times 537.35}{6}$$

$$V = 120.90 \text{ ton}$$

Entonces, la cortante basal para el eje X e Y es de V= 120.90 ton.

Distribución de la cortante basal en cada piso

Tabla 17. Cortante basal por cada nivel para el eje X y Y

NIVEL	H (m)	P(ton)	P*H	%P*H	F=%V
3	11.95	139.29	1664.52	39%	46.91 ton
2	8.55	190.57	1629.35	38%	45.92 ton
1	4.80	207.49	995.97	23%	28.07 ton
TOTAL		537.35	4289.83	100.00%	120.90 ton

6.1.2 Desplazamientos del centro educativo

Esta cortante aplicada en la estructura generar un desplazamiento de entrepiso como se muestra en siguiente figura 40.

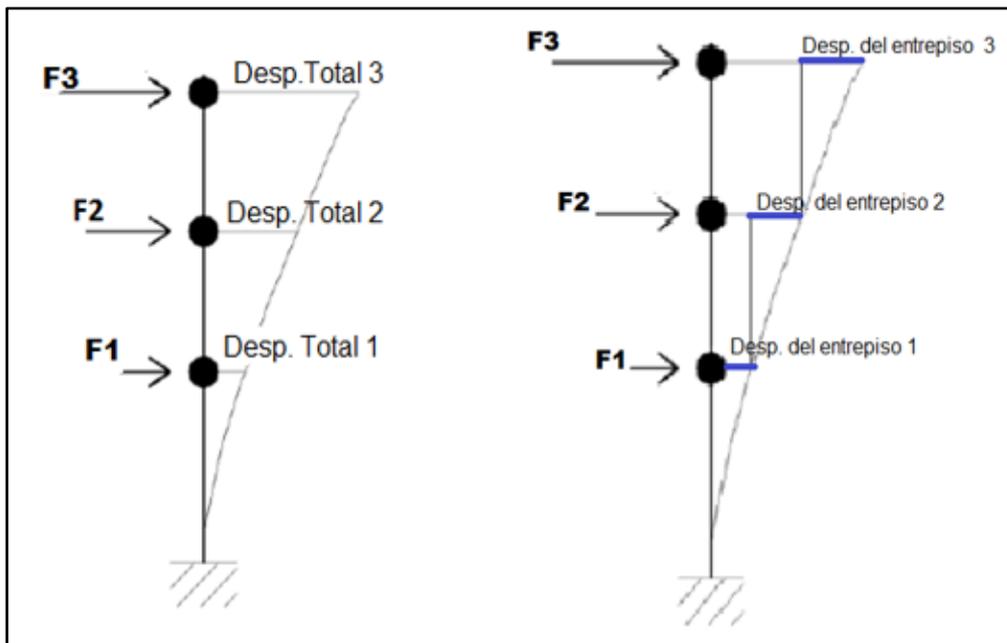


Figura 40. Desplazamiento de entrepiso por una carga de sismo. Adaptado de “Ingeniería Sismorresistente [Diapositiva]”, por A. Blanco, 13 de octubre del 2012.

Así que:

- $\text{Desp. Total 1} = \text{Desp. del entrepiso 1}$
- $\text{Desp. Total 2} = \text{Desp. del entrepiso 1} + \text{Desp. del entrepiso 2}$

- Despl. Total 3= Despl. del entrepiso 1+Despl. del entrepiso 2+Despl. del entrepiso 3

Para ello se hará un análisis estático a la estructura aplicando la cortante basal determinada por cada piso tanto en la dirección X como en el eje Y. La determinación del desplazamiento de la estructura se hallará con el programa ETABS.

El programa arrojará las distorsiones de entrepiso, los cuales tendrán que cumplir con los criterios que indica la norma E. 030 en el “capítulo 5. Requisitos de rigidez resistencia y ductilidad”, los cuales son los siguientes:

- Un factor de corrección de los desplazamientos relativos de 0.75R.
- Y el máximo desplazamiento que indica la norma en la tabla N.18

Tabla 18. *Desplazamientos máximos por cada entrepiso según el material de construcción*

Tabla N. 8	
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominantes	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.01
Albañilería	0.005
Madera	0.01

Nota: Adaptado de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente del Decreto supremo N. 003-2016-Vivienda 2016. 24 de enero del 2016

Tomaremos el caso más crítico $\Delta_i/h_{ei} = 0.005$. Por la recomendación del Ingeniero Ángel San Bartolomé: “La albañilería no puede seguir la deformación del concreto (0.007) para evitar agrietamiento, por lo tanto las derivas máximas en el eje X deben de ser menores a 0.005” (2). Ya que la estructura posee en el eje X concreto Armado y en el eje Y Albañilería.

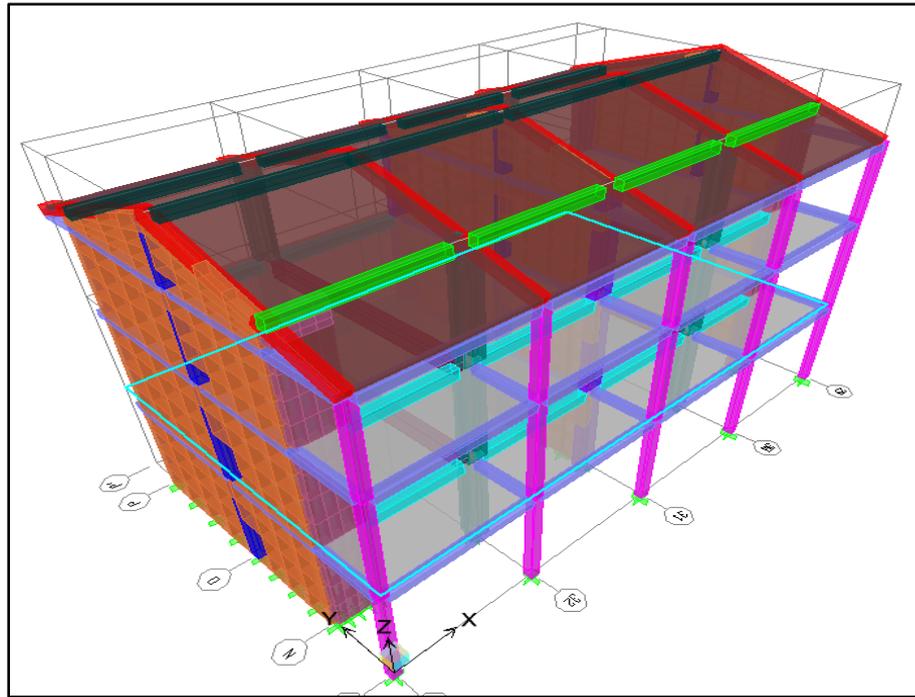


Figura 41. Modelamiento de la estructura con el programa ETABS. Programa ETABS, versión V2016.2.1 [software de computadora]

Desplazamiento en el eje X

Tabla 19. Comparación de desplazamientos máximos según el programa con lo que indica la norma en el eje X

NIVELES	SIS MO EN	DESPLAZ. RELATIVO	0.75R	MÁXIMO DEPLAZAMIENTO RELATIVO	MÁXIMO DESPLAZAMIENTO NTP – 030	CUMPLE
3er PISO	X	0.001821	4.5	0.00820	0.005	NO
2do PISO	X	0.002179	4.5	0.00981	0.005	NO
1er PISO	X	0.001267	4.5	0.00570	0.005	NO

Desplazamientos en el eje Y

Tabla 20. Comparación de desplazamientos máximos según el programa con lo que indica la norma en el eje Y

NIVELES	SIS MO EN	DESPLAZ. RELATIVO	0.75 R	MÁXIMO DEPLAZAMIENTO O RELATIVO	MÁXIMO DESPLAZAMIENTO NTP – 030	CUMPLE
3er PISO	Y	0.0002424	4.5	0.001091	0.005	SI
2do PISO	Y	0.0003451	4.5	0.001553	0.005	SI
1er PISO	Y	0.0003360	4.5	0.001512	0.005	SI

6.1.3 Verificación del sistema estructural

Se verificarán los valores que se tomaron para el cálculo de la cortante basal en el (ítem 6.1.1 Reducción de las fuerzas sísmicas). Asimismo, la norma en su artículo 12. Menciona lo siguiente: “Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80% del cortante en la base”. Para ello se hará una comparación con los resultados del análisis sísmico estático.

Tabla 21. Verificación del factor de reducción sísmica como indica la norma E.030.

	X-X	Y-Y
Vbasal total (Tn)	120.9	120.9
Vbasal muros (Tn)	98.17	101.56
% V muros	81%	84%

En ambas direcciones los muros llevan más del 80% de la cortante basal como se muestra en la tabla 21, se comprueba de esta manera que el sistema de muros estructurales asumidos en cada eje es correcto.

6.1.4 Análisis de irregularidades

Para poder clasificar a una estructura de irregular, la norma en el artículo 11 muestra dos tablas donde nos indica los problemas típicos que se puede presentar en la etapa de diseño y estructuración tanto en elevación como en planta.

A continuación se analizará cada una de las irregularidades con los datos que tenemos, gracias al análisis con el programa y a los cálculos que se hicieron manualmente en los capítulos 5 y 6.

6.1.4.1 Irregularidades estructurales en altura

Irregularidades de rigidez-piso blando

La norma nos indica cómo hacer una comparación de la sumatoria de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte (columnas y muros), no tiene que ser menor al 85 % del piso superior.

En tal sentido, viendo el plano de planta de los tres niveles vemos que las secciones transversales columnas y muros son continuos sin que hubiera reducción de secciones en los pisos superiores, de todas formas se hará la sumatoria de los elementos estructurales de cada piso para verificar la irregularidad.

Sumatoria de las secciones transversales para cada dirección

Tabla 22. Sumatoria de áreas de los elementos resistente para la dirección X

ÁREA TOTAL PARA CADA NIVEL					
DIRECCIÓN X	CANT.	LARGO	ANCHO	ÁREA PARCIAL	
PLACAS	4	1.2	0.25	1.20	
COLUMNA T	4			0.24	0.96
COLUMNA RECT.	2	0.6	0.25		0.30
				TOTAL	2.46 m2

Tabla 23. Sumatoria de áreas de los elementos resistente para la dirección Y

ÁREA TOTAL PARA CADA NIVEL				
DIRECCIÓN Y	CANTIDAD	LARGO	ANCHO	TOTAL
MUROS DE ALBAÑILERÍA	3	0.25	6.75	5.06 m2

Para cada nivel la sumatoria de áreas será la misma (100%) como se puede observar en la tabla 22 y 23, por tener continuidad desde el primer nivel hasta el último nivel. No se presenta irregularidades por piso blando.

Irregularidad de masa

La estructura posee irregularidad de masa por razones, una de ellas es que la masa de un piso sea mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente, según indicación de la norma.

Entonces tenemos lo siguiente:

Tabla 24. *Masa total por cada Nivel*

Nivel	Peso	% de masa adyacente	% de masa máxima NTP – 030	Existe irregularidad
Tercer piso	139.29	73.09%	150%	No
Segundo piso	190.57	91.84%	150%	No
Primer piso	207.49			

Las masas fueron sacadas del cálculo que se hizo en el capítulo 6, estimación del peso teniendo que los pisos superiores al primer nivel son mucho menores que el 92% se observa en la tabla 24, así que no se tendría ninguna irregularidad de masa.

Irregularidad geométrica vertical

Según la norma, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que el 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Asimismo, se puede observar en la figura 42, que las plantas de los dos primeros niveles son de la misma dimensión sin haber una variación de dimensiones. Entonces, se afirma que tampoco tenemos irregularidad geométrica vertical.

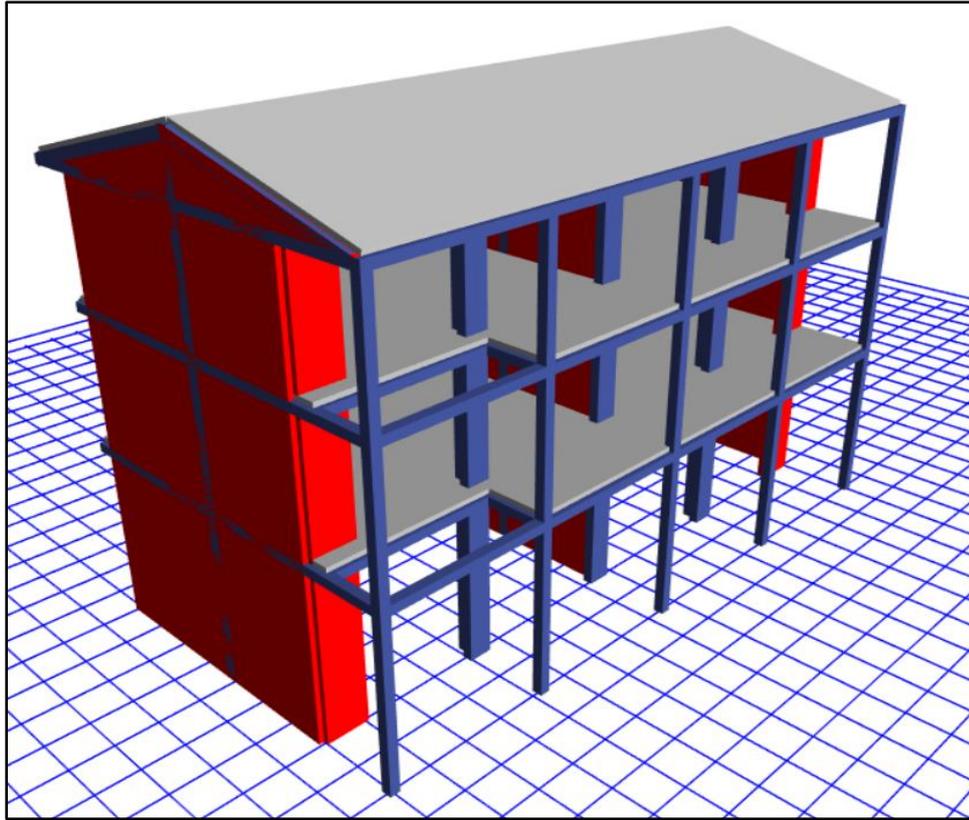


Figura 42. Vista del pabellón B modelado en el programa. Programa ETABS, versión V2016.2.1 [software de computadora]

Discontinuidad en los sistemas resistentes

La norma indica que habrá discontinuidad en los sistemas resistentes cuando haya desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión de elementos.

Se observa en la figura 43 y 44, que los tres niveles son típicos y los elementos verticales resistentes tanto columnas y placas son continuos, sin sufrir un cambio de orientación. Por lo tanto, tampoco tendríamos irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes.

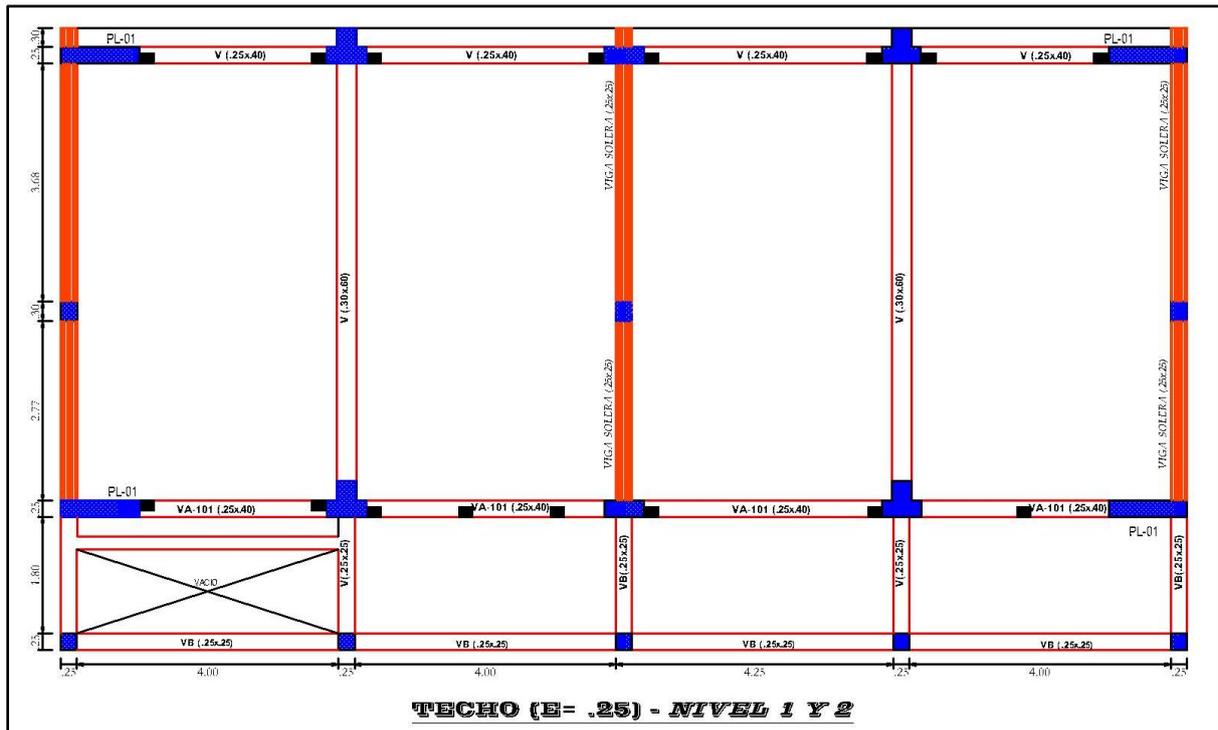


Figura 43. Vista en planta de los dos primeros niveles donde se muestra los elementos estructurales verticales y horizontales. Adaptado de “Planos del proyecto mejoramiento e implementación de la infraestructura del nivel secundario de la I.E.I. Santa Ana, Sector Juan Velasco Alvarado, Perené, Chanchamayo, Junín”, por Gobierno Regional de Junín.

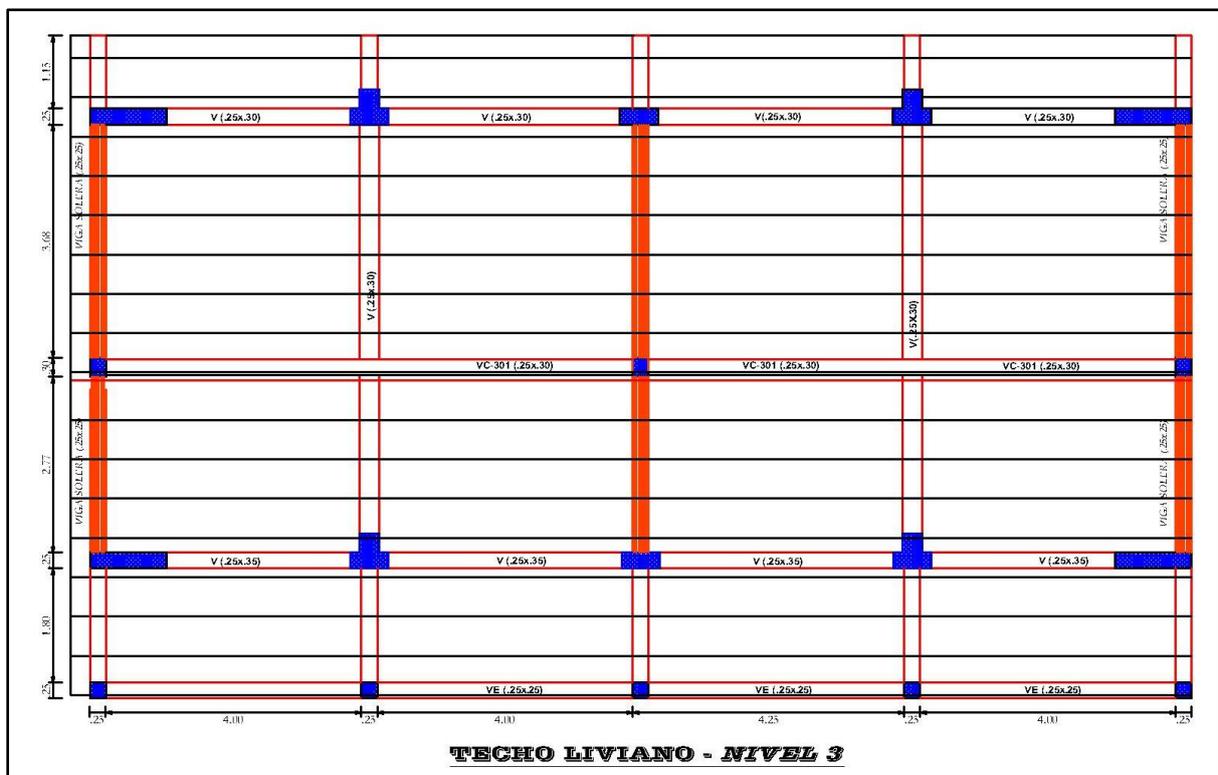


Figura 44. Vista en planta del techo del último nivel donde se muestra los elementos estructurales verticales y horizontales. Adaptado de “Planos del proyecto mejoramiento e implementación de la infraestructura del nivel secundario de la I.E.I. Santa Ana, Sector Juan Velasco Alvarado, Perené, Chanchamayo, Junín”, por Gobierno Regional de Junín.

6.1.4.2 Irregularidades estructurales en planta

Irregularidad torsional

La norma nos indica que en cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos en un extremos del edificio es mayor que 1.3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.

Vemos en la tabla 25 y 26 que tanto para el sismo en X como en Y cumplimos con este criterio. Entonces se tendrá que verificar si existe irregularidad de torsión de acuerdo a la norma tendremos que cumplir con la siguiente expresión:

$$\Delta_{max} > 1.3\Delta_{prom}$$

$$\text{Donde } \Delta_{prom} = \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2} \text{ y } \Delta_{m\acute{a}x} = \Delta_1$$

Tabla 25. Análisis de derivas comprobando si existe irregularidad en dirección X

NIVEL	SISMO EN	DESPLAZ MÁXIMO RELATIVO	$\frac{\Delta \text{ PROMEDIO } (\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$	1.3Δ PROM	EXISTE IRREGUL
Tercer piso	X	0.008196	0.008195	0.010653	NO
Segundo piso	X	0.009807	0.009791	0.012728	NO
Primer piso	X	0.005700	0.005683	0.007388	NO

Tabla 26. Análisis de derivas comprobando si existe irregularidad en dirección Y

NIVEL	SISMO EN	DESPLAZ MÁXIMO RELATIVO	$\frac{\Delta \text{ PROMEDIO } (\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$	1.3Δ PROM	EXISTE IRREGUL
Tercer piso	Y	0.00110	0.00076	0.000988	NO
Segundo piso	Y	0.00156	0.001088	0.001414	NO
Primer piso	Y	0.00152	0.001101	0.001431	NO

No se presenta irregularidad de torsión ni para el eje X ni para el eje Y.

Esquinas entrantes

La norma explica que la configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tiene esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20 % de la correspondiente dimensión total en planta. Como se observa en la figura 11, la planta no posee esquinas entrantes, ya que la estructura es simétrica en las dos direcciones formando un rectángulo perfecto.

Discontinuidad del diafragma

Hay diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, que incluyen áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.

Se puede observar en la figura 41 que los techos del primer y segundo nivel poseen diafragma rígido (losas aligeradas en una dirección), Asimismo, se puede observar un ducto en la parte inferior izquierda, se procederá a sacar la medida de las áreas para ver si posee dicha irregularidad.

El área total del diafragma rígido es de 165.62 m², La norma nos indica que debe ser mayor al 50% del área bruta, así que tendrá que ser mayor al 82.81m². Ahora se procederá a verificar el área del ducto teniendo 5.20 m², viendo que es menor a lo que nos indica se puede decir que tampoco existe irregularidad por discontinuidad del diafragma.

Asimismo, observando los resultados del análisis de irregularidades estructurales en altura y en planta no se encontró ninguna irregularidad. Entonces, podremos afirmar que el coeficiente de reducción para la dirección X como en la dirección Y se mantendrá con el mismo valor. De igual manera para el análisis dinámico que se verá en el capítulo 6.2 los valores de R serán los mismos.

6.2 Análisis Dinámico

La norma en el artículo 14.1 menciona que “cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos referidos en el artículo 18”. Por lo tanto, como la estructura no presenta ninguna restricción se procederá a realizar un análisis por combinación modal espectral

6.2.1 Aceleración espectral

Se generará un espectro de respuesta para el análisis tanto para la dirección X como para la dirección Y, ya que tenemos como sistemas estructurales, en la dirección X e Y muros estructurales.

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} \times g$$

Entonces la aceleración espectral (S_a) para la dirección X e Y será:

$$Z = 0.3$$

$$U = 1.5$$

$$S = 1.2 \text{ (Suelo S2)}$$

$$T_p = 0.6 \text{ (Suelo S2)}$$

$$R_x = 6 \text{ (Muros estructurales)}$$

$$R_y = 6 \text{ (Muros estructurales)}$$

Para la dirección X e Y S_a va ser igual a:

$$Sa = \frac{0.3 \times 1.5 \times C \times 1.2}{6} \times 9.81$$

Siendo la constante C, la única variable de la ecuación que se modificará con relación al periodo, como se puede observar en la figura 45. Se tiene la siguiente ecuación para C:

$$C = 2.5 \times \frac{T_p}{T}$$

$$C = 2.5 \times \frac{0.6}{T}$$

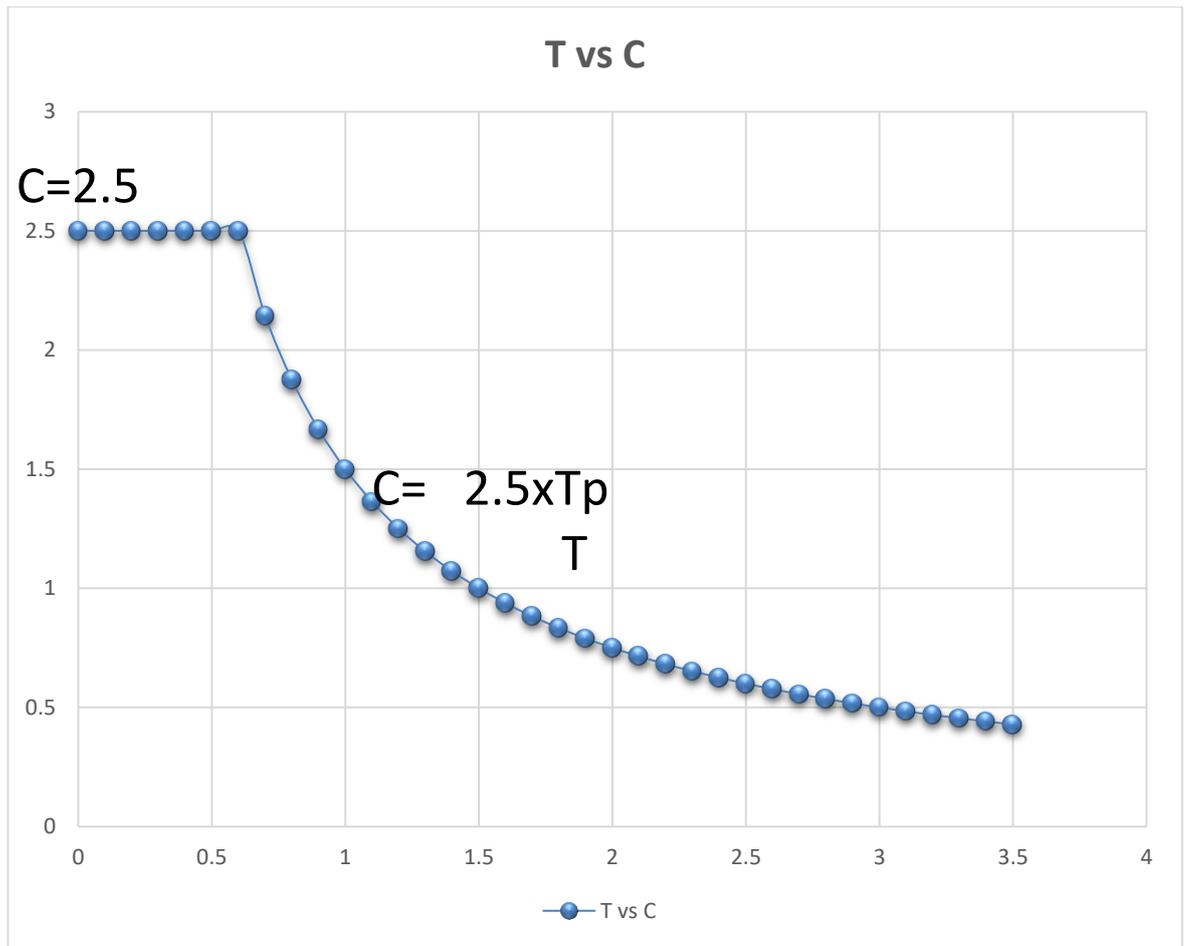


Figura 45. Gráfico donde se muestra el espectro de respuesta para la antigua norma

El espectro de respuesta estará representado por la aceleración espectral vs el periodo. Para ello se hará los diagramas de respuestas tanto para la dirección X como para la dirección Y, para diferentes periodos, como se puede observar en la tabla 27.

Tabla 27. Cálculo de la aceleración espectral para la dirección X e Y

T	C	Saxx-Sayy
0	2.50	2.21
0.1	2.50	2.21
0.2	2.50	2.21
0.3	2.50	2.21
0.4	2.50	2.21
0.5	2.50	2.21

0.6	2.50	2.21
0.7	2.14	1.89
0.8	1.88	1.66
0.9	1.67	1.47
1	1.50	1.32
1.1	1.36	1.20
1.2	1.25	1.10
1.3	1.15	1.02
1.4	1.07	0.95
1.5	1.00	0.88
1.6	0.94	0.83
1.7	0.88	0.78
1.8	0.83	0.74
1.9	0.79	0.70
2	0.75	0.66
2.1	0.71	0.63
2.2	0.68	0.60
2.3	0.65	0.58
2.4	0.63	0.55
2.5	0.60	0.53
2.6	0.58	0.51
2.7	0.56	0.49
2.8	0.54	0.47
2.9	0.52	0.46
3	0.50	0.44
3.1	0.48	0.43
3.2	0.47	0.41
3.3	0.45	0.40
3.4	0.44	0.39
3.5	0.43	0.38

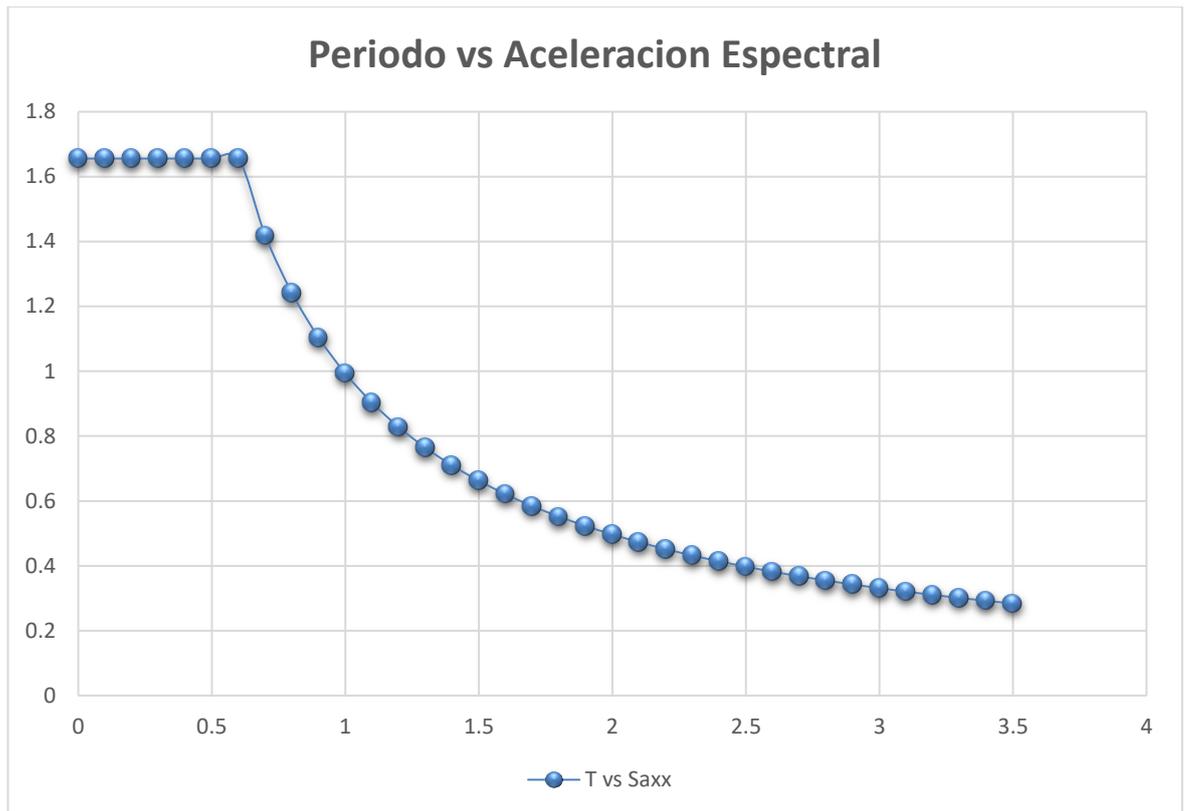


Figura 46. Gráfico donde se muestra el espectro de respuesta para la dirección X e Y.

Con estos espectros de respuesta se verificara la distorsión de cada entrepiso para cada dirección, de igual manera que se analizó en el capítulo “6.1.2 desplazamientos” para una distorsión de 0.005, como se observa en la tabla 28 y 29.

Desplazamiento en el eje X

Tabla 28. Comparación de desplazamientos máximos según el programa lo que indica la norma en el eje X

NIVELES	SISMO EN	DESPLAZ. RELATIVO	0.75R	MÁXIMO DEPLAZAMIENTO RELATIVO	MÁXIMO DESPLAZAMIENO NTP – 030	CUMPLE
Tercer piso	X	0.001454	4.5	0.00654	0.005	NO
Segundo piso	X	0.001703	4.5	0.00766	0.005	NO
Primer piso	X	0.00098	4.5	0.00441	0.005	SI

Desplazamiento en el eje Y

Tabla 29. Comparación de desplazamientos máximos según el programa lo que indica la norma en el eje Y

NIVELES	SISMO EN	DESPLAZ. RELATIVO	0.75R	MÁXIMO DEPLAZAMIENTO RELATIVO	MÁXIMO DESPLAZAMIENO NTP – 030	CUMPLE
Tercer piso	Y	0.000189	4.5	0.000850	0.005	SI
Segundo piso	Y	0.000274	4.5	0.001232	0.005	SI
Primer piso	Y	0.000271	4.5	0.001220	0.005	SI

CAPÍTULO VII: ANÁLISIS SÍSMICO DEL CENTRO EDUCATIVO CON LA NORMA VIGENTE

7.1 Análisis Sísmico Estático

Se tomará algunos datos y resultados del capítulo 6.1 “Análisis estático con la antigua norma”. El procedimiento para poder hallar la cortante basal será el mismo que se utilizó en el capítulo 6.1, ya que se procederá a hallar las constantes de la cortante basal, si es que hubo alguna modificación.

7.1.1 Coeficientes de la cortante basal

Factor de zonificación

La nueva norma ahora considera cuatro zonas en comparación con la antigua que solo considera tres zonas. Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad, el centro educativo se encuentra ubicado en Chanchamayo, distrito del Perené, para poder conocer el factor de zona. La norma en el anexo 1 presenta cada distrito del país con su debido factor de Z , en este caso para el distrito del Perené tenemos que pertenecer a la $Z2$ con un $Z = 0.25$. Valor que se observa en la figura 47.

Tabla N° 1	
FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Figura 47. Factor de zona para el análisis sísmico. Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Adaptado de “Decreto supremo N. 003-2016- Vivienda 2016. 24 de enero del 2016

Factor de suelo

El factor de suelo es el mismo que se obtuvo en el capítulo 6.1, la diferencia radica en que la norma actual considera al factor de suelo en función de la zona donde se ubica el proyecto, según la figura 48.

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 48. Factor de suelo S. Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Adaptado de "Decreto supremo N. 003-2016- Vivienda 2016. 24 de enero del 2016

El pabellón en estudio se ubica en Zona 2 y se asienta en un suelo S₂; evaluando en la tabla S= 1.20

Distribución de la fuerza Sísmica en la altura

La norma indica que la distribución se realizará con la siguiente fórmula:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k}$$

Donde K es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura y se obtiene de la siguiente forma:

- Para T menor o igual a 0.5 segundos k= 1
- Para T mayor que 0.5segundos k= (0.75+0.5T) ≤ 2

En el capítulo 6.1 el periodo es igual a T= 0.2061 siendo menor que 0.5, entonces K=1, por lo tanto no existe una variación en la distribución de las fuerzas.

7.1.2 Determinación de la cortante basal para el eje X e Y

$$V = \frac{ZUSCP}{R}$$

Donde:

$$Z= 0.25$$

$$C= 2.5$$

$$U = 1.5$$

$$P = 537.35 \text{ ton}$$

$$S = 1.2$$

$$R = 6$$

El valor de V será:

$$V = \frac{0.25 \times 1.5 \times 1.2 \times 2.5 \times 537.35}{6}$$

$$V = 100.75 \text{ ton}$$

Entonces la cortante basal para el eje X e Y es **V = 100.75 ton**.

Distribución de la cortante basal en cada piso

Tabla 30. Cortante basal por cada nivel para el eje X e Y

NIVEL	H (m)	P(ton)	P*H	%P*H	F=%V
3	11.95	139.29	1664.52	39%	39.09 ton
2	8.55	190.57	1629.35	38%	38.27 ton
1	4.80	207.49	995.97	23%	23.39 ton
TOTAL		537.35	4289.83	100.00%	100.75 ton

7.1.3 Desplazamientos de la estructura

Para ello se hará un análisis estático a la estructura con la aplicación de la cortante basal en cada piso, tanto en la dirección X como en el eje Y. Para luego ser comparada con la distorsión que indica la norma, como se puede observar en la tabla 31.

Tabla 31. Desplazamientos máximos por cada entrepiso según el material de construcción

Tabla N. 11	
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominantes	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.01
Albañilería	0.005
Madera	0.01

Nota: Factor de zona para el análisis sísmico. Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Adaptado de “Decreto supremo N. 003-2016- Vivienda 2016. 24 de enero del 2016

Para este tipo de estructura que posee en el eje X concreto Armado y en el eje Y Albañilería. Tomaremos el caso más crítico $\Delta_i/h_{ei} = 0.005$.

Desplazamiento en el eje X

Tabla 32. Comparación de desplazamientos máximos según el programa lo que indica la norma en el eje X

NIVELES	SIS MO EN	DESPLAZ RELATIVO	0.75 R	MÁXIMO DEPLAZAMIENT O RELATIVO	MÁXIMO DESPLAZAMIEN O NTP – 030	CUMPLE
Tercer piso	X	0.001518	4.5	0.00683	0.005	NO
Segundo piso	X	0.001816	4.5	0.00817	0.005	NO
Primer piso	X	0.001056	4.5	0.00475	0.005	SI

Desplazamientos en el eje Y

Tabla 33. Comparación de desplazamientos máximos según el programa lo que indica la norma en el eje Y

NIVELES	SIS MO EN	DESPLAZ. RELATIVO	0.75 R	MÁXIMO DEPLAZAMIENTO RELATIVO	MÁXIMO DESPLAZAMIENTO NTP – 030	CUMPL E
Tercer piso	Y	0.0002020	4.5	0.000909	0.005	SI
Segundo piso	Y	0.0002876	4.5	0.001294	0.005	SI
Primer piso	Y	0.0002800	4.5	0.001260	0.005	SI

7.1.4 Análisis de irregularidades con la norma vigente

La actual norma describe que las edificaciones pueden tener una configuración regular o irregular en función a dos parámetros: el uso y la zona donde se ubica la edificación que se va a construir, como se muestra en la figura 49.

Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Figura 49. Categoría y Regularidad de las Edificaciones. Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Adaptado de “Decreto supremo N. 003-2016- Vivienda 2016. 24 de enero del 2016

Para el módulo en análisis, la figura 49 nos indica que no se debe permitir irregularidades, ya que el uso es un centro educativo que está categorizado como una edificación esencial A2 y está ubicado en una zona 2. Asimismo, en el apéndice 6.1.3 en el

tema de irregularidades con la norma antigua no se encontró ninguna irregularidad. Ahora con la norma actual vigente estos parámetros de irregularidades sufrieron cambios que serán analizados para verificar si la estructura es regular o irregular.

7.1.4.1 Irregularidades estructurales en altura

Irregularidad de rigidez, piso blando

Para ver si posee irregularidad de rigidez se tendrá que tomar los datos del análisis en el programa ETABS 2016 V16.2.1 y comparar como indica la norma. Por lo tanto, existirá irregularidad cuando la rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior.

Para el análisis estático tenemos la tabla 34, donde analizaremos la rigidez lateral en la dirección X como se muestra a continuación.

Tabla 34. *Análisis de rigidez lateral comprobando si existe irregularidad en dirección X*

Rigidez lateral en la dirección X análisis estático			
Niveles	Rigidez lateral	Rigidez lateral del entrepiso superior	Existe irregularidad
	Tonf/m	70%	
Tercer piso	7577.586		
Segundo piso	11396.78	< 5304.31	No
Primer piso	20004.14	< 7977.74	No

Se puede observar en la tabla 34 que el primer piso supera el 70% del entrepiso superior $20004.14 \text{ tonf/m} > 7977.74 \text{ tonf/m}$ y de igual manera para el siguiente piso.

Tabla 35. *Análisis de rigidez lateral comprobando si existe irregularidad en dirección Y*

RIGIDEZ LATERAL EN LA DIRECCIÓN Y ANÁLISIS ESTÁTICO			
NIVELES	RIGIDEZ LATERAL	RIGIDEZ LATERAL DEL ENTREPISO SUPERIO	EXISTE IRREGULARIDAD
	tonf/m	70%	
Tercer piso	71177.83		
Segundo piso	90552.34	< 49824.48	NO
Primer piso	94163.66	< 63386.64	NO

De igual manera en la tabla 35 para el eje transversal se puede observar que el primer nivel posee mayor rigidez que los pisos superiores, así pudiendo concluir que no existe irregularidad de rigidez-piso blando.

Irregularidad de resistencia-piso débil

Se presenta esta irregularidad cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior, tal como se observa en la tabla 36.

Tabla 36. *Análisis de resistencia comprobando si existe irregularidad en dirección X*

RESISTENCIA EN LA DIRECCIÓN X ANÁLISIS ESTÁTICO			
NIVELES	RESISTENCIA	RESISTENCIA DEL ENTREPISO SUPERIO	EXISTE IRREGULARIDAD
	tonf/m	80%	
Tercer piso	29.32		
Segundo piso	58.02	< 23.46	NO
Primer piso	75.56	< 46.41	NO

Para que exista irregularidad, la resistencia del primer nivel debe de ser menor que 46.41 tonf, como la resistencia del primer nivel es de 75.56 tonf no existe irregularidad en esta dirección.

Tabla 37. Análisis de resistencia comprobando si existe irregularidad en dirección Y

RESISTENCIA EN LA DIRECCIÓN Y ANÁLISIS ESTÁTICO			
NIVELES	RESISTENCIA	RESISTENCIA DEL ENTREPISO SUPERIO	EXISTE IRREGULARIDAD
	tonf/m	80%	
Tercer piso	78.19		
Segundo piso	154.72	< 62.55	NO
Primer piso	201.51	< 123.78	NO

Se observa en la tabla 37 que la resistencia del primer nivel es mayor al segundo y de igual manera el segundo nivel con el tercero. Tampoco se encontró en la dirección Y la irregularidad por resistencia. Asimismo, para las irregularidades extremas el análisis es el mismo y por lo tanto tampoco se encontrara irregularidad.

Para los demás análisis de irregularidades la norma no tuvo ningún cambio, entonces el análisis será el mismo que se vio en el capítulo 6.1.3 irregularidades con la antigua norma

7.1.4.2 Irregularidades estructurales en planta

Irregularidad torsional

La norma indica que existe irregularidad torsional cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso (Δ_{CM}).

También menciona que este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solos si el máximo desplazamiento relativo es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado. Entonces, tendremos que cumplir con la siguiente expresión como se muestra en la tabla 38 y 39.

$$\Delta_{max} > 0.5\Delta \text{ permisible}$$

Tabla 38. Análisis de derivas para ver si se realiza en análisis de irregularidad en dirección X

NIVEL	SISMO EN	Δ máx.	Δ PERMISIBLE	0.5 Δ Per	CUMPLE
Tercer piso	X	0.006831	0.007	0.0035	SI
Segundo piso	X	0.008174	0.007	0.0035	SI
Primer piso	X	0.004751	0.007	0.0035	SI

Tabla 39. Análisis de derivas para ver si se realiza en análisis de irregularidad en dirección Y

NIVEL	SISMO EN	Δ máx.	Δ PERMISIBLE	0.5 Δ Per	CUMPLE
Tercer piso	Y	0.000909	0.005	0.0025	NO
Segundo piso	Y	0.001294	0.005	0.0025	NO
Primer piso	Y	0.00126	0.005	0.0025	NO

Vemos que para el sismo en X cumplimos con este criterio. Ahora para ver si existe irregularidad de torsión de acuerdo a la norma tendremos que cumplir con la siguiente expresión:

$$\Delta_{m\acute{a}x} > 1.2\Delta_{CM}$$

Tabla 40. Análisis de derivas comprobando si existe irregularidad en dirección X

NIVEL	SISMO EN	Δ máx	Δ CM	1.2 Δ CM	EXISTE IRREGULARIDAD
Tercer piso	X	0.006831	0.006828	0.008194	NO
Segundo piso	X	0.008174	0.008146	0.009775	NO
Primer piso	X	0.004751	0.004722	0.005666	NO

Como se observa en la tabla 40 no se presenta irregularidad, entonces tampoco se presentará irregularidad de torsión extrema. Las demás irregularidades fueron presentadas en el capítulo 6.1.3; en estos ítems no presentó cambios con la antigua norma.

7.2 Análisis Dinámico

La norma actual vigente hace un cambio al espectro de diseño, en la antigua norma teníamos dos zonas y ahora tenemos tres zonas, esto de acuerdo al factor de amplificación sísmica que están con relación al factor de sitio

Se generará un espectro de respuesta para el análisis tanto para la dirección X como para la dirección Y, ya que tenemos dos sistemas estructurales.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g$$

Se usará para la aceleración espectral (S_a) los mismos datos del análisis dinámico del capítulo 6.2, hay solo dos cambios uno que es el factor de zona que ahora es 0.25 y T_I que es igual a 2, según la figura 50 para un S2.

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 50. Categoría y Regularidad de las Edificaciones. Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Adaptado de "Decreto supremo N. 003-2016- Vivienda 2016. 24 de enero del 2016

7.2.1 Aceleración espectral

Se generará un espectro de respuesta para el análisis tanto para la dirección X como para la dirección Y, ya que tenemos como sistemas estructurales muros estructurales en las dos direcciones.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g$$

Se usará para la aceleración espectral (S_a) los mismos datos del análisis estático.

$$Z = 0.25$$

$$U = 1.5$$

$$S = 1.2 \text{ (suelo S2)}$$

$$T_p = 0.6 \text{ (suelo S2)}$$

$$T_l = 2.0 \text{ (suelo S2)}$$

$$R_x = 6 \text{ (Muros estructurales)}$$

$$R_y = 6 \text{ (Muros estructurales)}$$

Para la dirección X-X S_a va ser igual a:

$$S_a = \frac{0.25 \times 1.5 \times C \times 1.2}{8} \times 9.81$$

Y para la dirección Y-Y S_a va ser igual a:

$$S_a = \frac{0.25 \times 1.5 \times C \times 1.2}{3} \times 9.81$$

Siendo la constante C la única variable de la ecuación que variará con relación al periodo teniendo la siguiente ecuación para C .

Cuando $T < T_p$

$$C = 2.5$$

Cuando $T_p < T < T_l$

$$C = 2.5 \times \frac{T_p}{T}$$

Y cuando $T > T_l$

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p \times T_l}{T^2} \right)$$

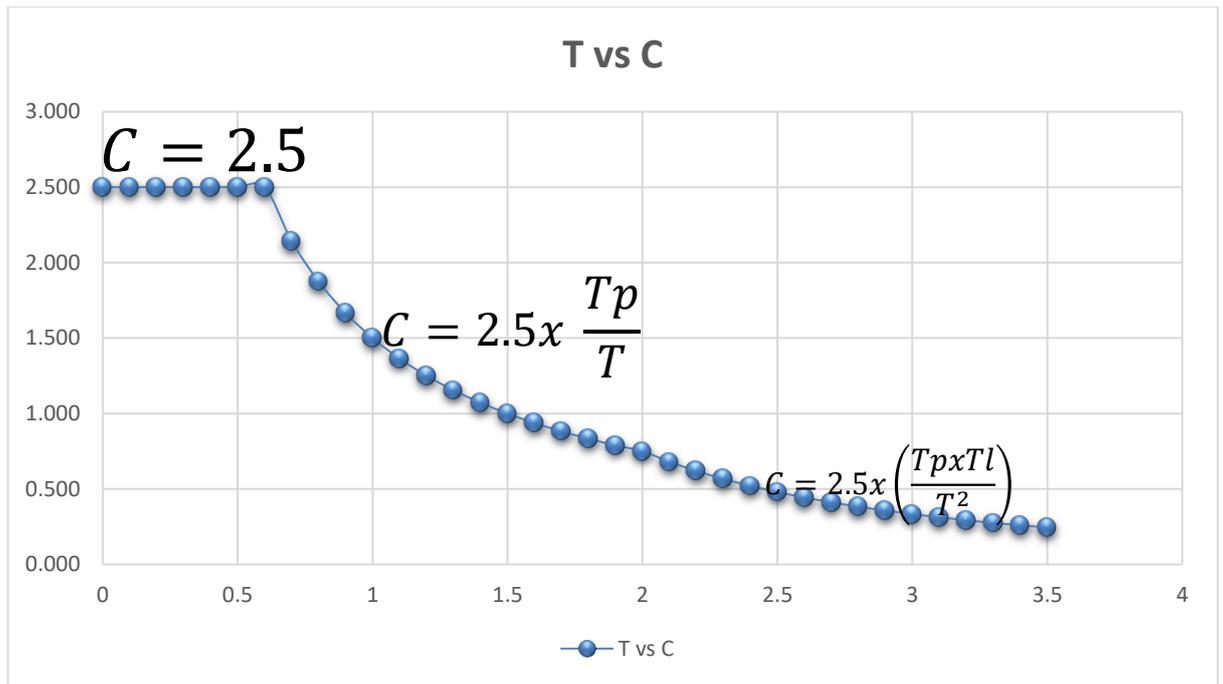


Figura 51. Gráfico donde se muestra el espectro de respuesta según la norma actual vigente

El espectro de respuesta como se observa en la figura 51 estará representado por la aceleración espectral vs el periodo. Para ello se hará los diagramas de respuestas tanto para la dirección X como para la dirección Y, para diferentes periodos como se observa en la tabla 42

Para la dirección X e Y tenemos

Tabla 41. Cálculo de la aceleración espectral para la dirección X e Y

	T	C	S _{axx}
	0	2.500	1.380
	0.1	2.500	1.380
	0.2	2.500	1.380
	0.3	2.500	1.380
	0.4	2.500	1.380
	0.5	2.500	1.380
TP	0.6	2.500	1.380
	0.7	2.143	1.182
	0.8	1.875	1.035
	0.9	1.667	0.920
	1	1.500	0.828
	1.1	1.364	0.752
	1.2	1.250	0.690
	1.3	1.154	0.637

TL	1.4	1.071	0.591
	1.5	1.000	0.552
	1.6	0.938	0.517
	1.7	0.882	0.487
	1.8	0.833	0.460
	1.9	0.789	0.436
	2	0.750	0.414
	2.1	0.680	0.375
	2.2	0.620	0.342
	2.3	0.567	0.313
	2.4	0.521	0.287
	2.5	0.480	0.265
	2.6	0.444	0.245
	2.7	0.412	0.227
	2.8	0.383	0.211
	2.9	0.357	0.197
	3	0.333	0.184
	3.1	0.312	0.172
	3.2	0.293	0.162
	3.3	0.275	0.152
3.4	0.260	0.143	
3.5	0.245	0.135	

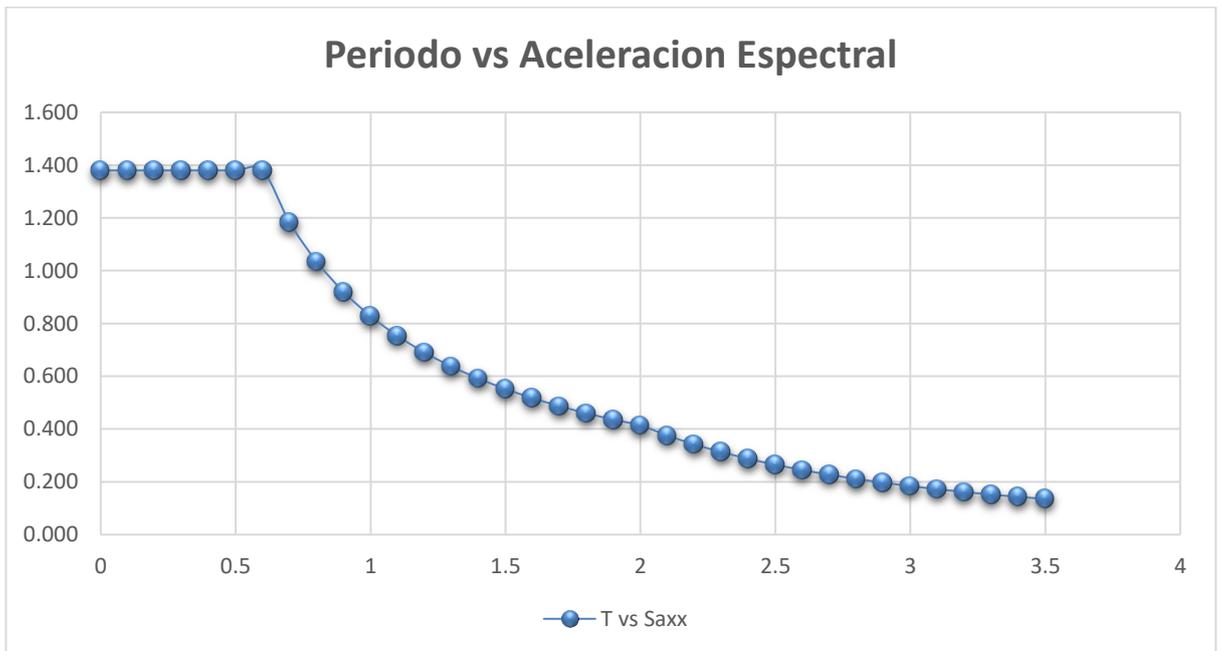


Figura 52. Gráfico donde se muestra el espectro de respuesta para la dirección X e Y

7.2.2 Desplazamiento de la estructura

De igual manera los desplazamientos se verificaran para cada dirección. Se evaluará el desplazamiento máximo de la estructura, tomando el desplazamiento más crítico el de albañilería de 0.005, como se mencionó en los capítulos anteriores, como se observa en las tablas 43 y 44.

Desplazamiento en el eje X

Tabla 42. Comparación de desplazamientos máximos según el programa lo que indica la norma en el eje X

NIVELES	SISMO EN	DESPLAZ. RELATIVO	0.75R	MÁXIMO DEPLAZAMIENTO RELATIVO	MÁXIMO DESPLAZAMIENO NTP – 030	CUMPLE
Tercer piso	X	0.001212	4.5	0.00545	0.005	NO
Segundo piso	X	0.001419	4.5	0.00639	0.005	NO
Primer piso	X	0.000816	4.5	0.00367	0.005	SI

Desplazamiento en el eje Y

Tabla 43. Comparación de desplazamientos máximos según el programa lo que indica la norma en el eje Y

NIVELES	SISMO EN	DESPLAZ. RELATIVO	0.75R	MÁXIMO DEPLAZAMIENTO RELATIVO	MÁXIMO DESPLAZAMIENO NTP – 030	CUMPLE
Tercer piso	Y	0.000157	4.5	0.000708	0.005	SI
Segundo piso	Y	0.000228	4.5	0.001027	0.005	SI
Primer piso	Y	0.000226	4.5	0.001017	0.005	SI

CAPÍTULO VIII: RESULTADOS DEL ANÁLISIS SISMORRESISTENTE CON LAS DOS NORMAS

8.1 Resultados del Análisis Sísmico con la Antigua Norma

A continuación se presentarán los resultados que arroja el análisis sísmico con el programa ETABS 2016 V16.2.1 para el modelamiento estático y dinámico como se muestra a continuación:

8.1.1 Cortante en la base

La cortante total en la base para el sismo en X e Y serán como se muestra en la tabla 45.

Tabla 44. *Cortante en la base de la edificación*

Fuerza sísmica	Peso de la Edificación	$VE = \frac{ZUCS}{R}$	Cortante en la base
SEX	537.35 ton	0.225	120.90 ton
SEY	537.35 ton	0.225	120.90 ton
SDX	537.35 ton	-	93.17 ton
SDY	537.35 ton	-	97.57 ton

8.1.2 Desplazamientos laterales sismo estático

Se observa en la figura 53 los desplazamientos de la estructura cuando se le aplica una carga de sismo tanto en la dirección X e Y. Asimismo, en las tablas 46 y 47 se puede observar tanto los desplazamientos relativos que brinda el programa ETABS y los desplazamientos máximo relativo como indica la norma para su análisis.

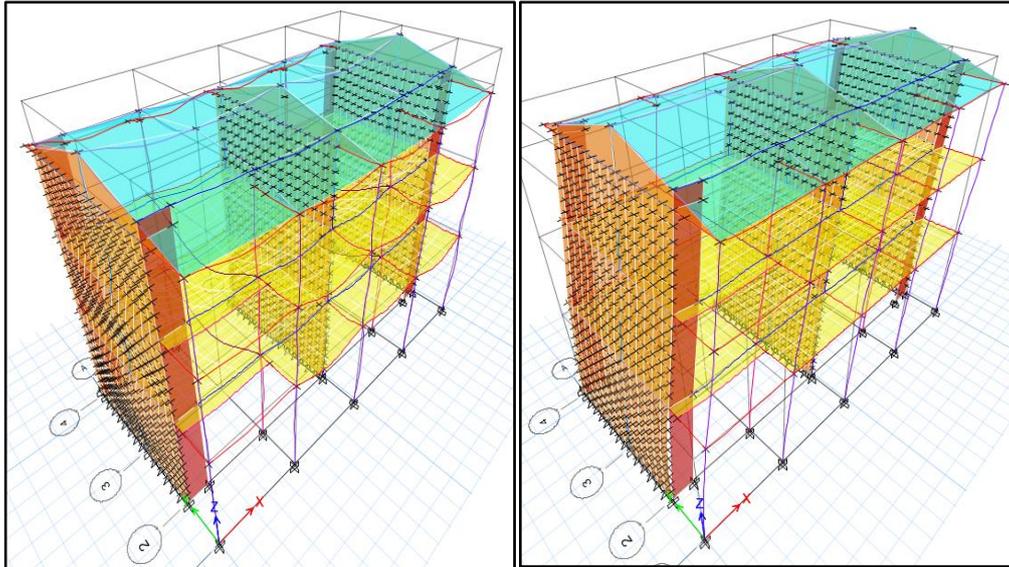


Figura 53. Gráfico donde se observa los desplazamientos de la estructura con el programa ETABS. Programa ETABS, versión V2016.2.1 [software de computadora]

Tabla 45. Desplazamientos en la dirección X

NIVELES	SIS MO EN	DESPLAZ. RELATIVO	0.75 R	MÁXIMO DEPLAZAMIE NTO RELATIVO
Tercer piso	X	0.001821	4.5	0.00820
Segundo piso	X	0.002179	4.5	0.00981
Primer piso	X	0.001267	4.5	0.00570

Tabla 46. Desplazamientos en la dirección Y

NIVELES	SIS MO EN	DESPLAZ. RELATIVO	0.75 R	MÁXIMO DEPLAZAMIE NTO RELATIVO
Tercer piso	Y	0.0002424	4.5	0.001091
Segundo piso	Y	0.0003451	4.5	0.001553
Primer piso	Y	0.0003360	4.5	0.001512

8.1.3 Desplazamientos laterales sismo dinámico

De la misma forma se observa en la figura 54 los desplazamientos con la ayuda del programa, para el sismo dinámico.

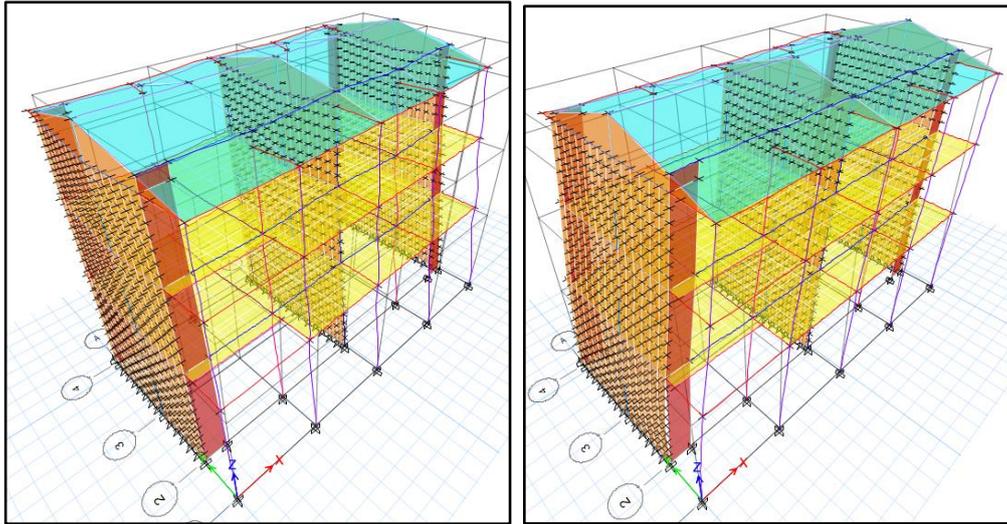


Figura 54. Gráfico donde se observa los desplazamientos de la estructura con el programa ETABS. Programa ETABS, versión V2016.2.1 [software de computadora]

Tabla 47. Desplazamientos en la dirección X

NIVELES	SISMO EN	DESPLAZ. RELATIVO	0.75R	MÁXIMO DEPLAZAMIENTO RELATIVO
Tercer piso	X	0.001454	4.5	0.00654
Segundo piso	X	0.001703	4.5	0.00766
Primer piso	X	0.00098	4.5	0.00441

Tabla 48. Desplazamientos en la dirección Y

NIVELES	SISMO EN	DESPLAZ. RELATIVO	0.75R	MÁXIMO DEPLAZAMIENTO RELATIVO
Tercer piso	Y	0.000189	4.5	0.000850
Segundo piso	Y	0.000274	4.5	0.001232
Primer piso	Y	0.000271	4.5	0.001220

8.1.4 Fuerzas internas de la placa

Se muestra en la figura 55 las placas que posee la estructura en el eje X, de la cual para calcular sus fuerzas internas se tomará la placa del eje A2 o E2 para su análisis, por ser el más crítica.

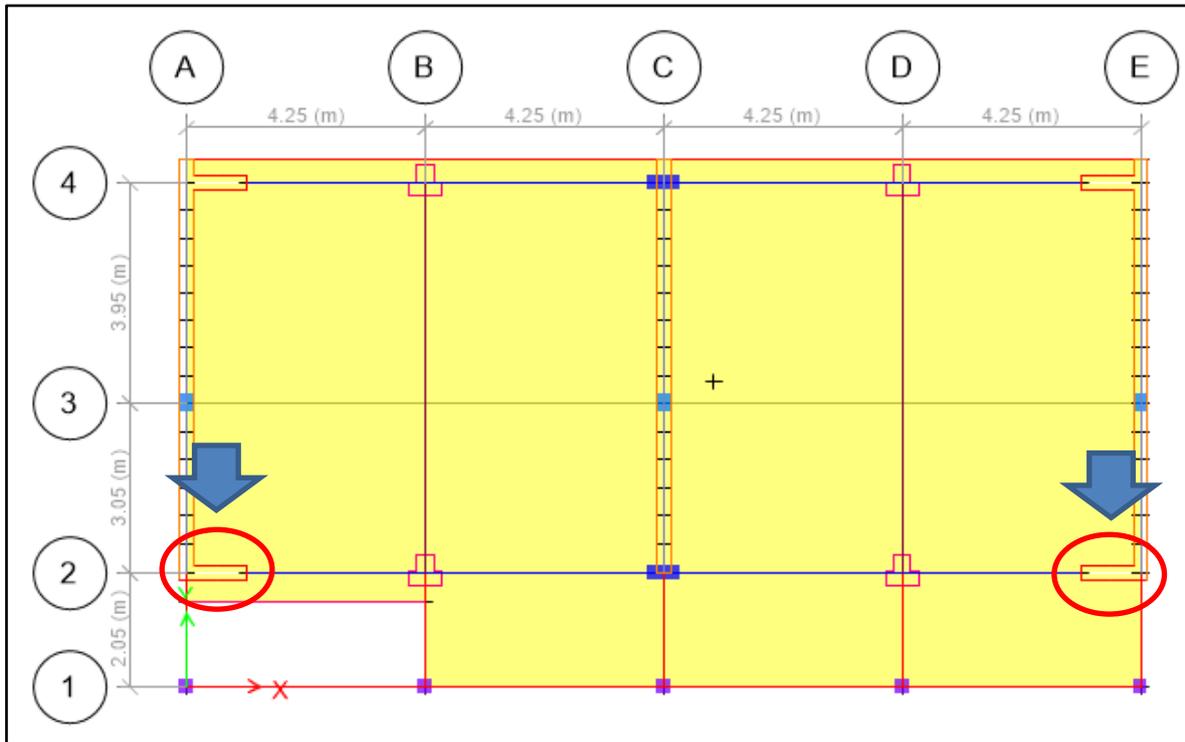


Figura 55. Gráfico donde se muestra la ubicación de la placa.

Se presenta la figura 56, donde se puede ver los diagramas del muro como cargas axiales para diferentes tipos de cargas que brinda el programa para la obtención de los datos para la placa A2:

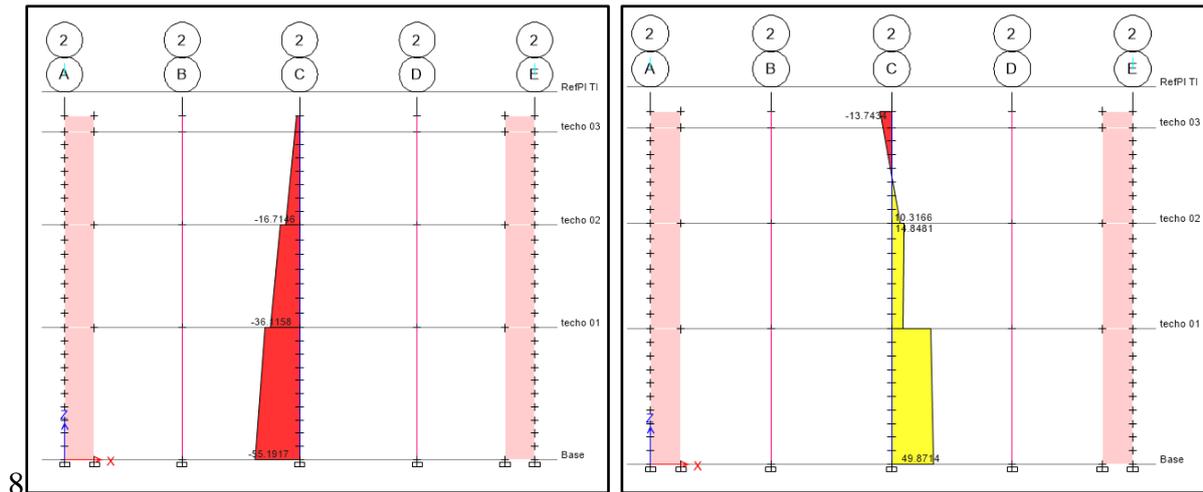


Figura 56. Gráfico donde se observa los diagramas de cargas axiales con el programa ETABS. Programa ETABS, versión V2016.2.1 [software de computadora]

Tabla 49. Fuerzas internas de la placa A2

Piso	Elemento	Caso de la carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			(tonf)	(tonf)	(tonf)	(tonf-m)	(tonf-m)
Base	Placa A2	CM	-55.1917	-0.024	-2.3542	-1.643	7.3372
Base	Placa A2	CV	-9.404	0.0087	-0.4236	-0.3312	11.7267
Base	Placa A2	SEX	-0.1018	49.8714	-0.0725	-0.0933	-227.1868
Base	Placa A2	SEY	83.0257	3.4797	9.1638	6.4638	-174.4292
Base	Placa A2	SDX	0.5047	37.8808	0.08	0.0827	155.0961
Base	Placa A2	SDY	65.0973	3.9958	7.3521	5.1827	185.6995

8.1.5 Fuerzas internas de la columna tipo T

Se procederá a obtener las fuerzas internas de la columna T, que se ubica en los ejes D2 por ser la columna más crítica se puede observar en la figura 57.

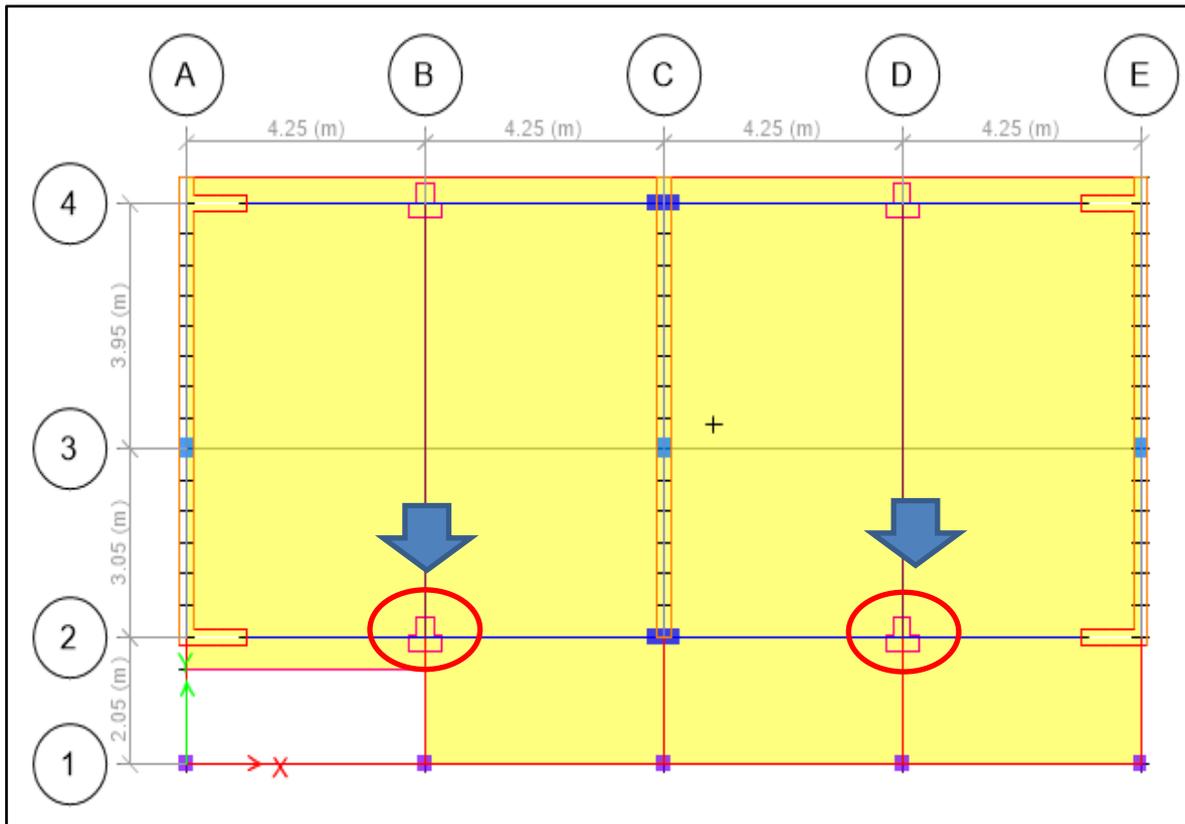


Figura 57. Gráfico donde se muestra la ubicación de la columna tipo T.

En la figura 58 se muestra los diagramas de la columna T, cuando se aplica diferentes tipos de cargas.

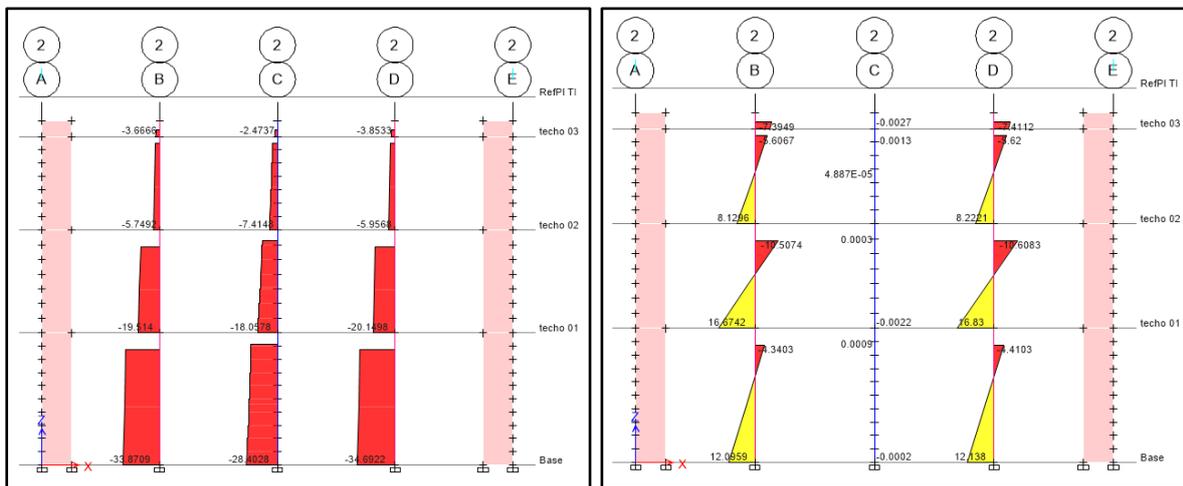


Figura 58. Gráfico donde se observa los diagramas de cargas axiales con el programa ETABS. Programa ETABS, versión V2016.2.1 [software de computadora]

Tabla 50. Fuerzas internas de la columna T en el eje D2

Piso	Elemento	Caso de la carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			(tonf)	(tonf)	(tonf)	(tonf-m)	(tonf-m)
Base	Columna D2	CM	-34.6922	0.6694	0.0643	0.1008	1.0471
Base	Columna D2	CV	-12.3264	0.2964	0.0164	0.0223	0.4721
Base	Columna D2	SEX	13.1517	-0.071	3.9401	12.138	-0.1471
Base	Columna D2	SEY	2.1826	-1.0669	0.115	0.3097	-3.237
Base	Columna D2	SDX	10.2523	0.0405	3.0419	9.3861	0.0704
Base	Columna D2	SDY	1.817	0.8629	0.1366	0.3651	2.6045

8.1.6 Fuerzas internas de la columna tipo rectangular

Para calcular sus fuerzas internas se tomará la columna del eje C2 como se ve en la figura 59, por ser la columna más crítica.

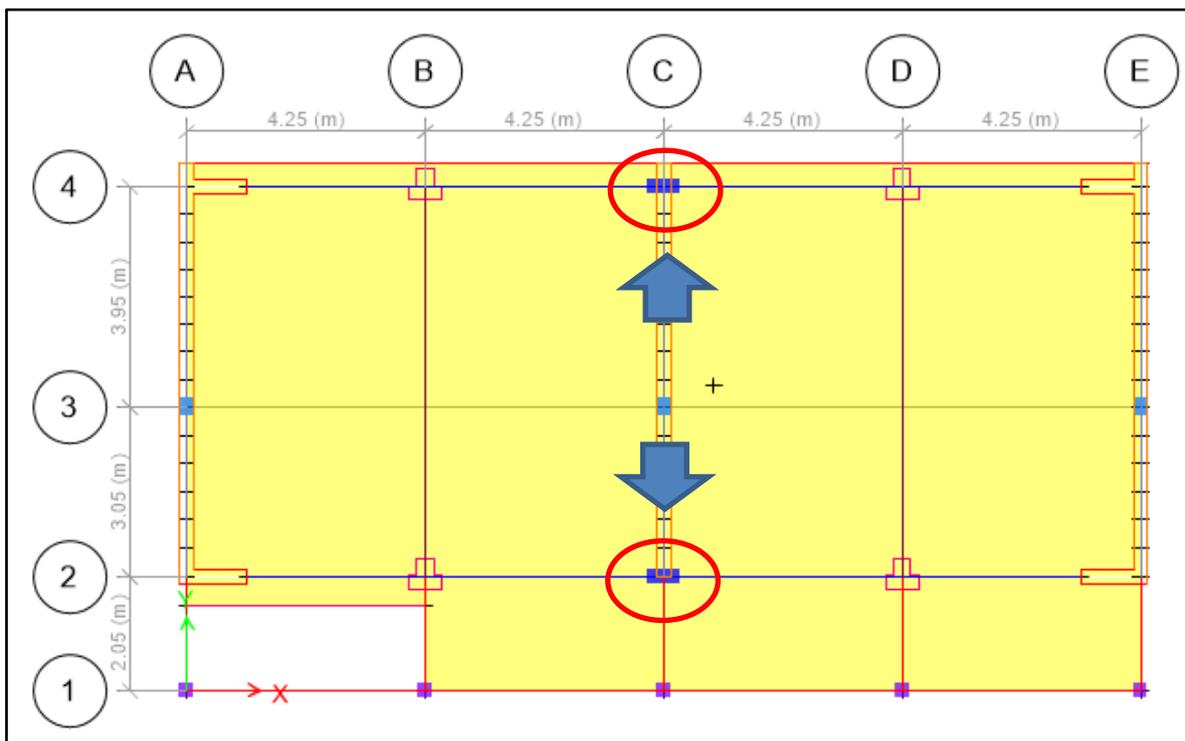


Figura 59. Gráfico donde se muestra la ubicación de la columna tipo rectangular.

Se puede ver los diagramas de fuerzas axiales y cortantes en la figura 60 cuando se aplican diferentes tipos de cargas como carga muerta y cargas de sismo.

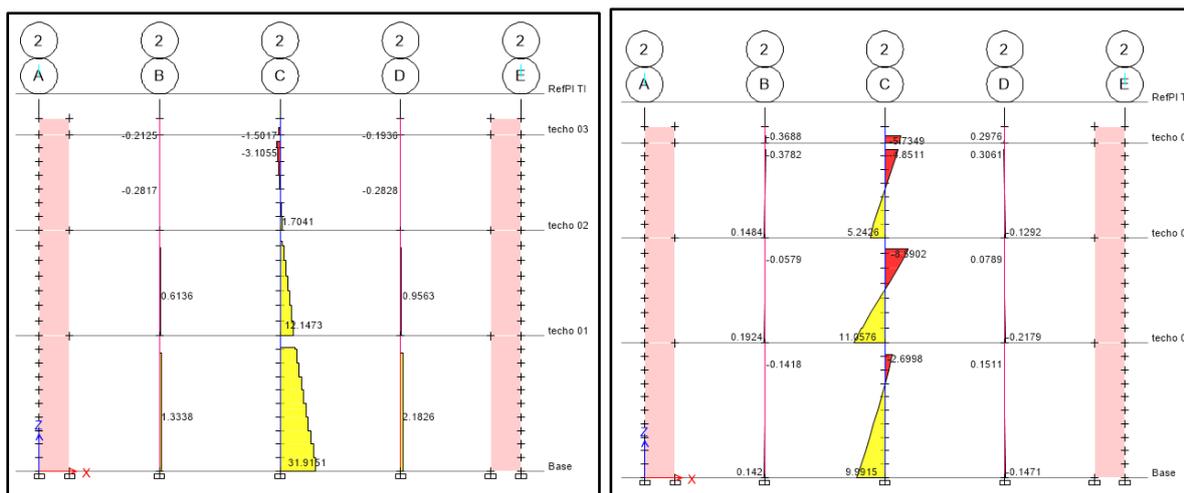


Figura 60. Gráfico donde se observa los diagramas, cuando se le aplica diferentes tipos de cargas con el programa ETABS. Programa ETABS, versión V2016.2.1 [software de computadora]

Tabla 51. Fuerzas internas de la columna rectangular en el eje C2

Piso	Elemento	Caso de la carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			(tonf)	(tonf)	(tonf)	(tonf-m)	(tonf-m)
Base	Columna C2	CM	-28.4028	0.003	-0.7261	-0.3395	0.004
Base	Columna C2	CV	-7.8801	0.0008	-0.1779	-0.0856	-0.0016
Base	Columna C2	SEX	0.0117	3.423	-0.0002	-0.0002	9.9915
Base	Columna C2	SEY	31.9151	0.092	2.1867	1.3085	0.2416
Base	Columna C2	SDX	0.1917	2.6429	0.0137	0.0082	7.7269
Base	Columna C2	SDY	25.0824	0.11	1.7573	1.0519	0.286

8.1.7 Fuerzas internas del muro de albañilería confinada

De los tres muros de albañilería confinada se escogerá el muro más crítico se ve en la figura 61 que se ubica en el eje C.

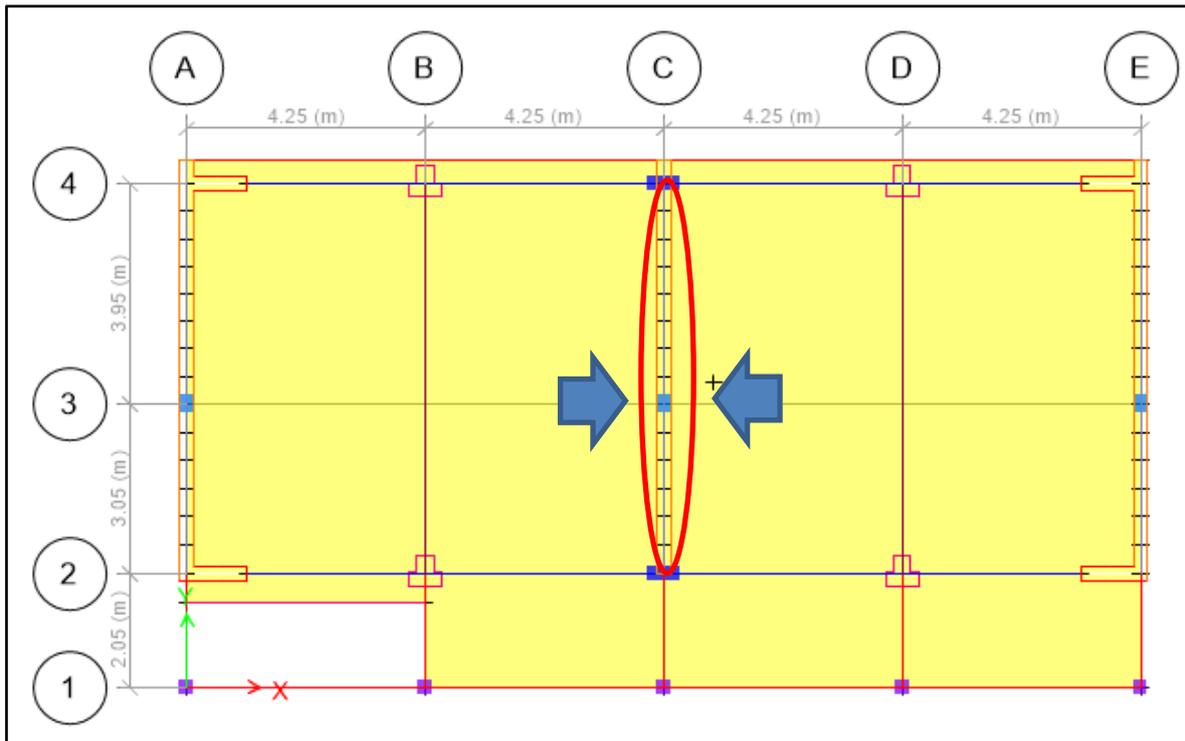


Figura 61. Gráfico donde se muestra la ubicación del muro de albañilería confinada.

En la figura 62 se observa los diagramas que presenta el muro de albañilería, para diferentes tipos de carga, a los que se le aplica gracias al programa.

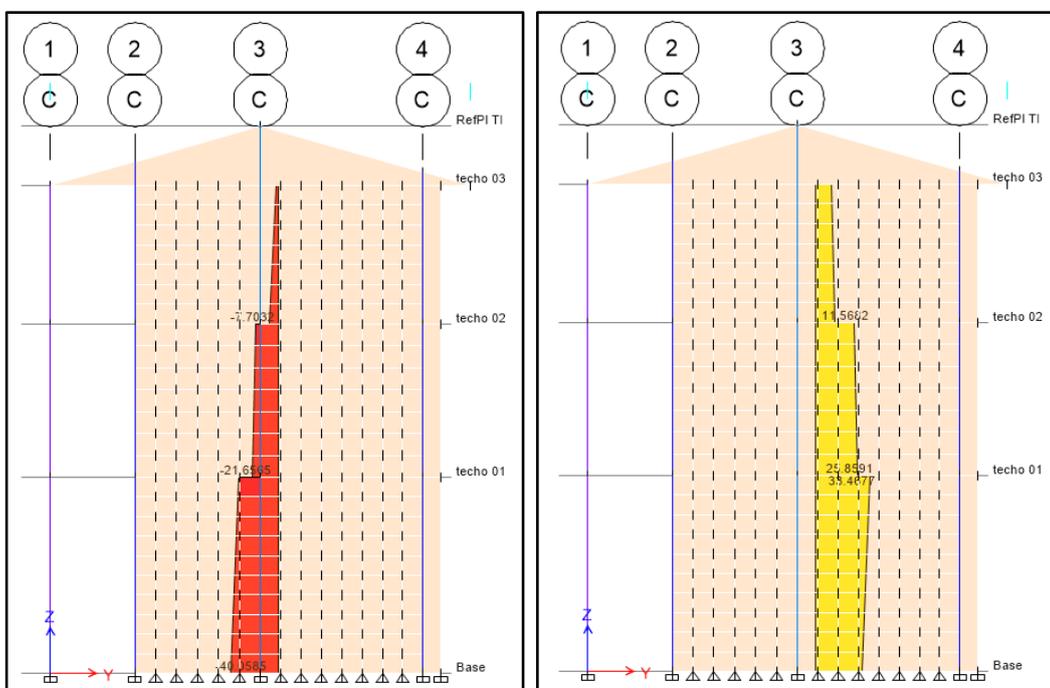


Figura 62. Gráfico donde se observa los diagramas del muro de albañilería con el programa ETABS. Programa ETABS, versión V2016.2.1 [software de computadora]

Tabla 52. Fuerzas internas del muro de albañilería confinada que se ubica en el eje C

Piso	Elemento	Caso de la carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			(tonf)	(tonf)	(tonf)	(tonf-m)	(tonf-m)
Base	Muro Alb. C	CM	-40.0585	-0.1889	0.0001	-0.0000431	0.9249
Base	Muro Alb. C	CV	-9.1954	0.076	-0.0006	0.0001	-1.0113
Base	Muro Alb. C	SEX	0.0097	-0.0052	1.762	-0.3396	0.0013
Base	Muro Alb. C	SEY	-0.6906	28.3391	-0.0007	-0.0004	45.2913
Base	Muro Alb. C	SDX	0.0085	0.1792	1.3698	0.2637	0.2717
Base	Muro Alb. C	SDY	0.5341	22.9207	0.0045	0.0015	35.5919

8.1.8 Fuerzas internas en las vigas

Para hallar las fuerzas interés en las vigas se tomarán la viga más crítica de cada eje como se observa en la figura 63. Para el eje X se tomará la viga del eje 2 y para el eje Y se tomará la viga del eje D. Como se muestra en la figura:

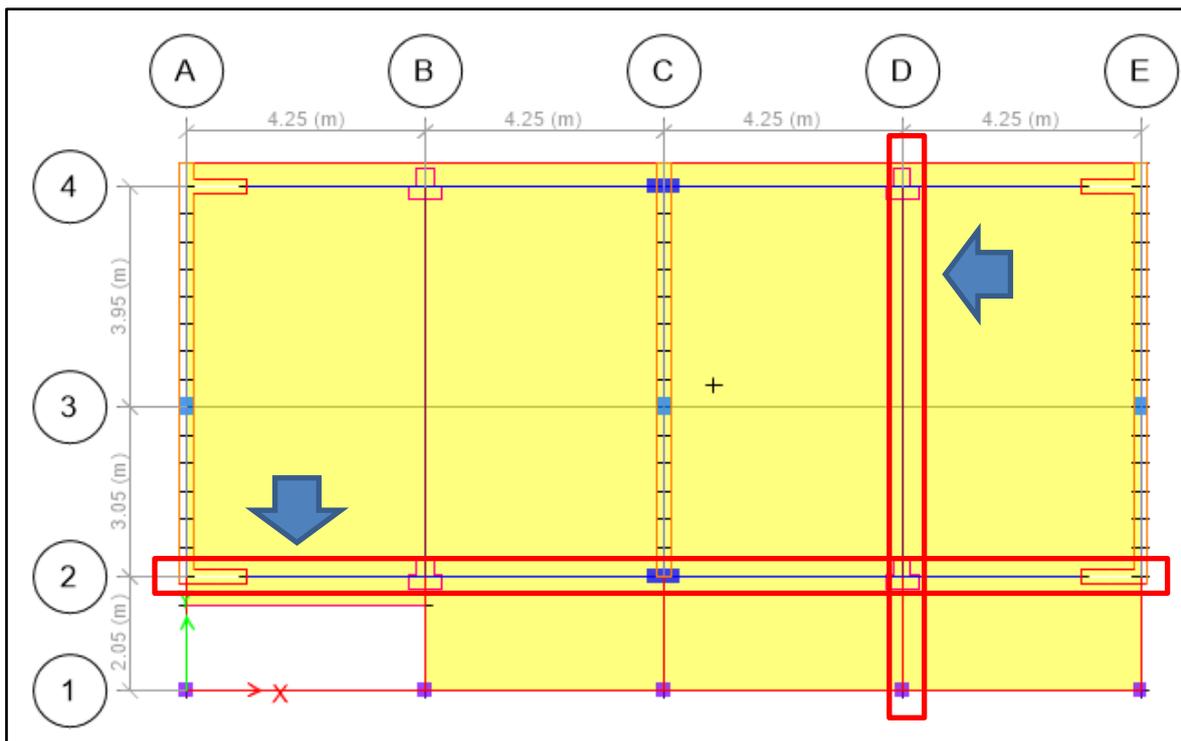


Figura 63. Gráfico donde se muestra la ubicación de las vigas a analizar.

Según la norma E-060, los elementos de concreto armado se diseñan según el método de resistencia, este método emplea factores de reducción y factores de amplificación de cargas en el caso de los elementos que trabajan a flexión como son las vigas que forman pórtico es

necesario realizar el análisis considerando el efecto de las cargas de gravedad (muerta y viva) y de las cargas horizontales, para ello, es necesario emplear las siguientes combinaciones de carga:

- $U1 = 1.4 CM + 1.7 CV$
- $U2 = 1.25 (CM + CV) \pm SISXX$
- $U2 = 1.25 (CM + CV) \pm SISYY$
- $U4 = 0.9CM \pm SISXX$
- $U5 = 0.9CM \pm SISYY$

Para hallar los valores de las fuerzas internas, tanto para la fuerza cortante como el momento flector, se tomarán la combinación de cargas de la envolvente, para su análisis. Ya que hace uso de todas las combinaciones de carga.

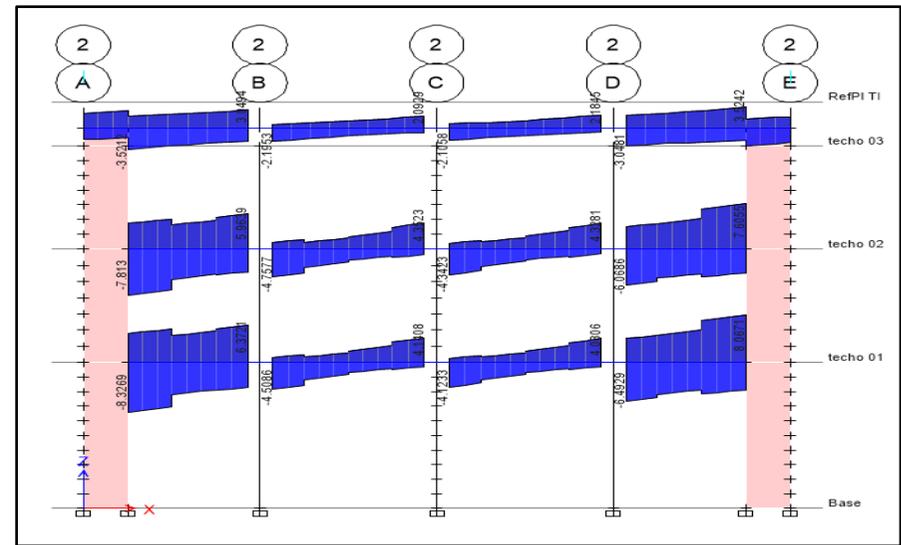
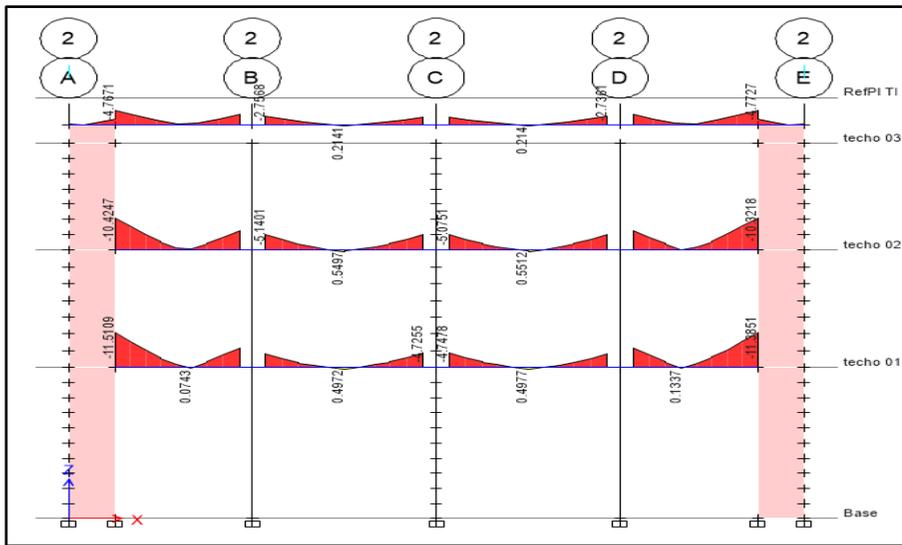


Figura 64. Gráfico donde se observa los diagramas de momento flector y fuerza cortante de la viga en el eje 2 con el programa ETABS. Programa ETABS, versión V2016.2.1 [software de computadora]

Tabla 53. Fuerzas internas (momento flector) de la viga que se ubica en el eje 2

Piso	Momentos	Tramo A-B			Tramo B-C			Tramo C-D			Tramo D-E		
		Inicio	M= 2.125	Final									
Techo 1	Mu (máx.) Tn-m	9.3257	2.6376	5.8087	2.7669	1.2755	2.9479	2.9732	1.2215	2.6834	5.8312	4.0688	9.1057
Techo 1	Mu (min.) Tn-m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		11.5109	-2.0654	6.4619	4.6557	0.4972	4.7255	4.7478	0.3873	4.5048	6.5251	-3.5394	11.3851

Tabla 54. Fuerzas internas (Fuerza Cortante) de la viga que se ubica en el eje 2

Piso	Momentos	Tramo A-B		Tramo B-C		Tramo C-D		Tramo D-E	
		Inicio	Final	Inicio	Final	Inicio	Final	Inicio	Final
Techo 1	Vu (Max) Tn	4.9649	6.3721	0.8994	4.1408	0.7218	4.0806	4.108	8.0671
Techo 1	Vu (Min) Tn	-	-	-	-	-	-	-	-
		8.3269	4.1627	4.5086	0.6876	4.1233	0.6545	6.4929	4.5869

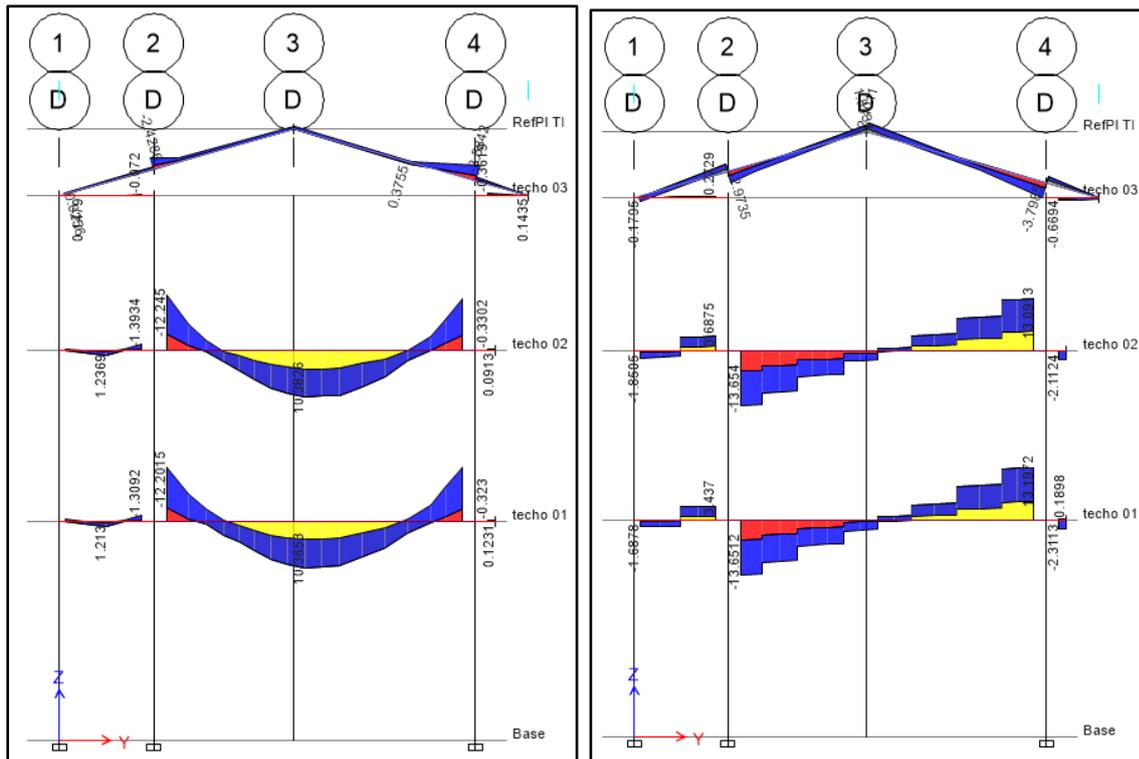


Figura 65. Gráfico donde se observa los diagramas de momento flector y fuerza cortante de la viga en el eje D, con el programa ETABS. Programa ETABS, versión V2016.2.1 [software de computadora]

Tabla 55. Fuerzas internas (momento flector) de la viga que se ubica en el eje D

Piso	Momentos	Tramo 1-2			Tramo 2-4		
		Inicio	M= 1.03	Final	Inicio	M= 3.50	Final
Techo 1	Mu (máx.) Tn-m	0.1519	1.1948	-0.2475	-3.0136	10.2779	-2.8981
Techo 1	Mu (min.) Tn-m	-0.4028	0.2618	-1.3092	-12.2015	4.0618	-11.9815

Tabla 56. Fuerzas internas (fuerza cortante) de la viga que se ubica en el eje D

Piso	Momentos	Tramo 1-2		Tramo 2-4	
		Inicio	Final	Inicio	Final
Techo 1	Vu (Max.) Tn	-0.2529	3.437	-4.8791	13.1972
Techo 1	Vu (Min.) Tn	-1.6878	0.9605	-13.6512	4.7328

8.2 Resultados del Análisis Sísmico con la Norma Vigente

A continuación se presentarán los resultados de las fuerzas internas de cada elemento estructural que nos brinda el programa ETABS 2016 V16.2.1 para el modelamiento estático y dinámico como se muestra a continuación:

8.2.1 Cortante en la base

La cortante total en la base para el sismo en X e Y serán como se muestra en la tabla 58, tanto para el análisis estático como para el dinámico.

Tabla 57. Cortante en la base de la edificación con la nueva norma

Fuerza sísmica	Peso de la Edificación	$VE = \frac{ZUCS}{R}$	Cortante en la base
SEX	537.35 ton	0.1875	100.75 ton
SEY	537.35 ton	0.1875	100.75 ton
SDX	537.35 ton	-	77.64 ton
SDY	537.35 ton	-	81.31 ton

8.2.2 Desplazamiento y derivas con el sismo estático

Se observa en la figura 66 los diferentes modos de vibración cuando es sometido la estructura al sismo tanto en X e Y.

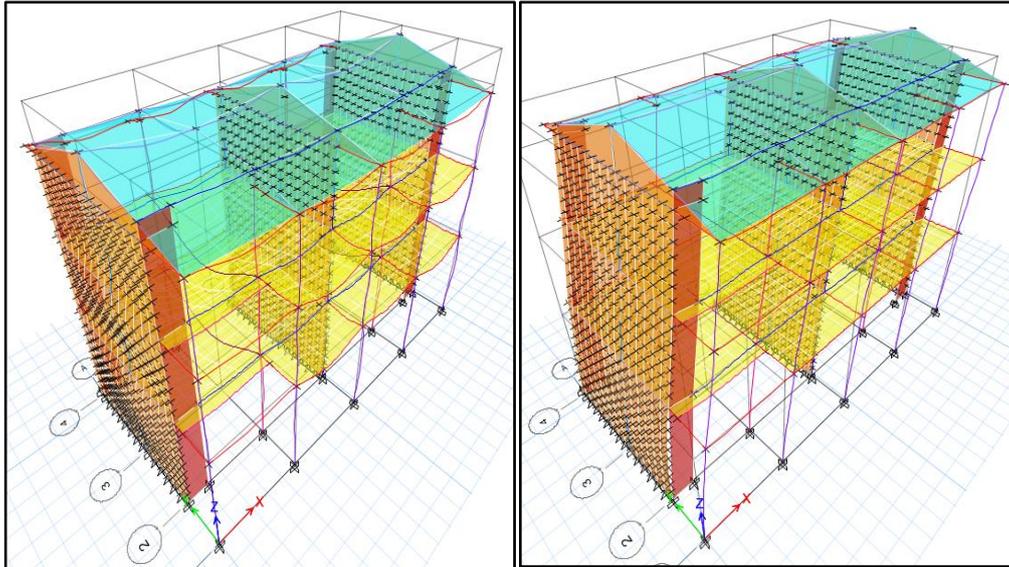


Figura 66. Gráfico donde se observa los desplazamientos de la estructura con la nueva norma, con el programa ETABS. Programa ETABS, versión V2016.2.1 [software de computadora]

Tabla 58. Desplazamientos y derivas en la dirección X con la nueva norma

NIVELES	SISMO EN	DESPLAZ. RELATIVO	0.75R	MÁXIMO DEPLAZAMIENTO RELATIVO
Tercer piso	X	0.001518	4.5	0.00683
Segundo piso	X	0.001816	4.5	0.00817
Primer piso	X	0.001056	4.5	0.00475

Tabla 59. Desplazamientos y derivas en la dirección Y con la nueva norma

NIVELES	SISMO EN	DESPLAZ. RELATIVO	0.75R	MÁXIMO DEPLAZAMIENTO RELATIVO
Tercer piso	Y	0.0002020	4.5	0.000909
Segundo piso	Y	0.0002876	4.5	0.001294
Primer piso	Y	0.0002800	4.5	0.001260

8.2.3 Desplazamiento y derivas con el sismo dinámico

De la misma forma se observa en la figura 67 los desplazamientos con ayuda del programa para el sismo dinámico.

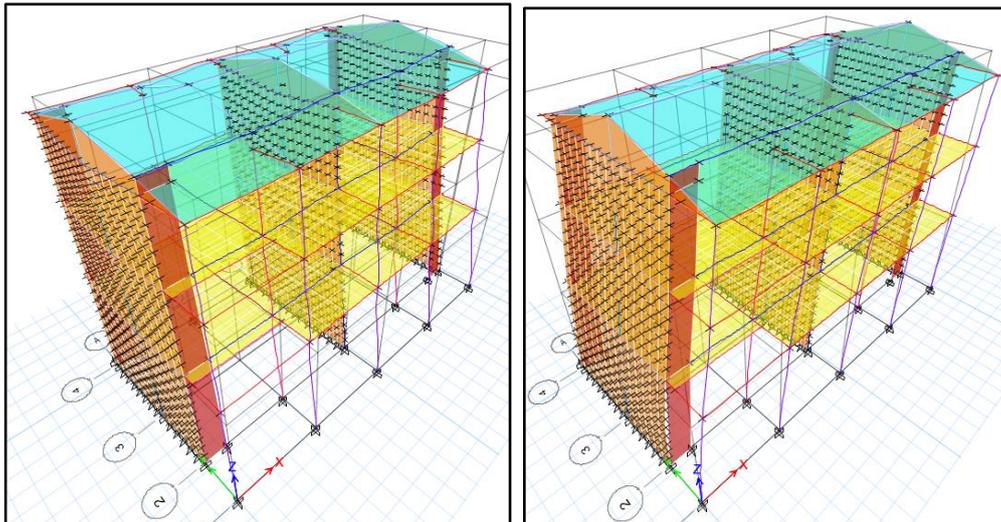


Figura 67. Gráfico donde se observa los desplazamientos de la estructura con la nueva norma, con el programa ETABS. Programa ETABS, versión V2016.2.1 [software de computadora]

Tabla 60. Desplazamientos y derivas en la dirección X con la nueva norma

NIVELES	SISMO EN	DESPLAZ. RELATIVO	0.75R	MÁXIMO DEPLAZAMIENTO RELATIVO
Tercer piso	X	0.001212	4.5	0.00545
Segundo piso	X	0.001419	4.5	0.00639
Primer piso	X	0.000816	4.5	0.00367

Tabla 61. Desplazamientos y derivas en la dirección con la nueva norma

NIVELES	SISMO EN	DESPLAZ. RELATIVO	0.75R	MÁXIMO DEPLAZAMIENTO RELATIVO
Tercer piso	Y	0.000157	4.5	0.000708
Segundo piso	Y	0.000228	4.5	0.001027
Primer piso	Y	0.000226	4.5	0.001017

8.2.4 Fuerzas internas de la placa

Se muestra en la figura 68 las placas que posee la estructura en el eje X, de la cual se tomará la placa del eje A2 o E2 para su análisis, por ser el más crítico. A continuación se presentan las fuerzas internas.

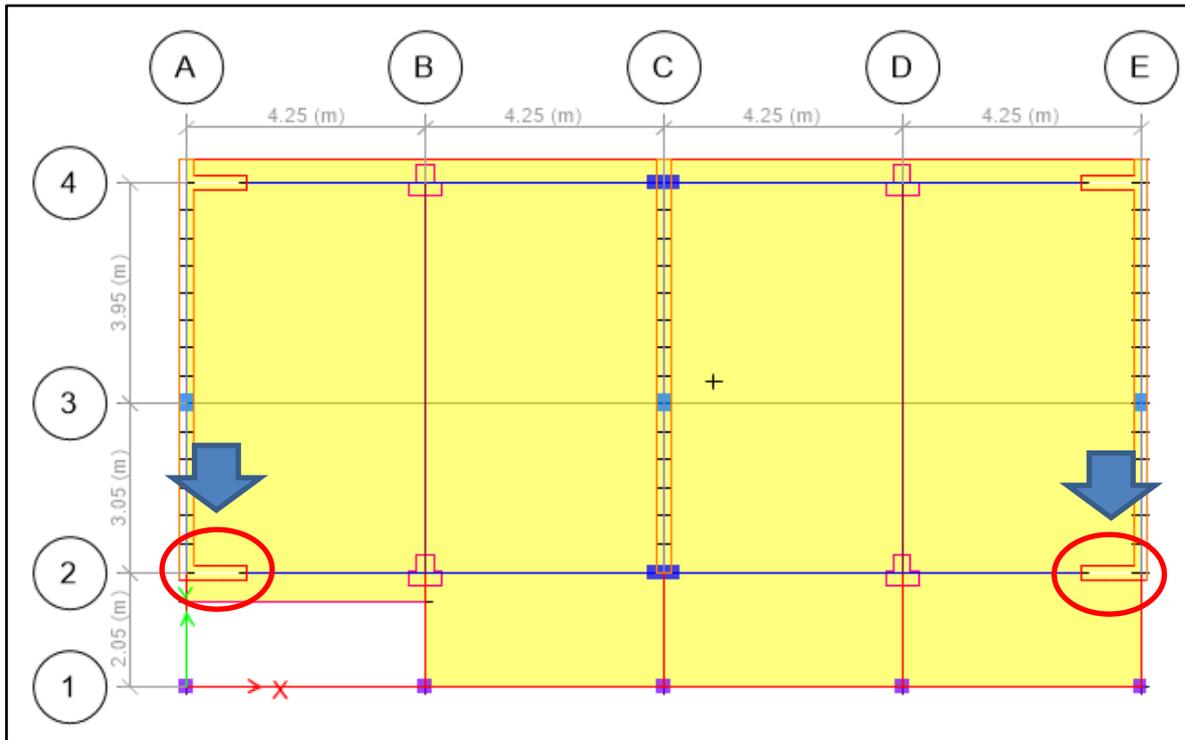


Figura 68. Gráfico donde se muestra la ubicación de la placa con la nueva norma.

Se presenta la figura 69 donde se puede ver los diagramas del muro como cargas axiales para diferentes tipos de cargas que nos brinda el programa para la obtención de datos.

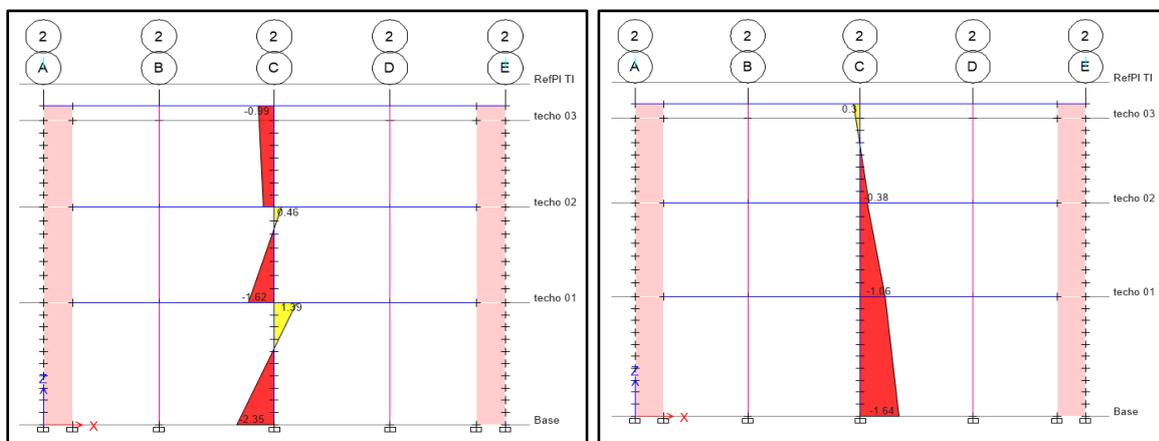


Figura 69. Gráfico donde se observa los diagramas de algunas fuerzas internas con la nueva norma. Programa ETABS, versión V2016.2.1 [software de computadora]

Tabla 62. Fuerzas internas de la placa A2 con la nueva norma

Piso	Elemento	Caso de la carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			(tonf)	(tonf)	(tonf)	(tonf-m)	(tonf-m)
Base	Placa A2	CM	-55.19	-0.02	-2.35	-1.64	7.34
Base	Placa A2	CV	-9.4	0.01	-0.42	-0.33	11.73
Base	Placa A2	SEX	-0.08	41.56	-0.06	-0.08	-189.33
Base	Placa A2	SEY	69.19	2.9	7.64	5.39	-145.36
Base	Placa A2	SDX	0.42	31.57	0.07	0.07	129.25
Base	Placa A2	SDY	54.25	3.33	6.13	4.32	154.75

8.2.5 Fuerzas internas en la columna tipo T

Se procederá a obtener las fuerzas internas de la columna T, que se ubica en los ejes D2 como se observa en la figura 70 por ser las columnas más críticas.

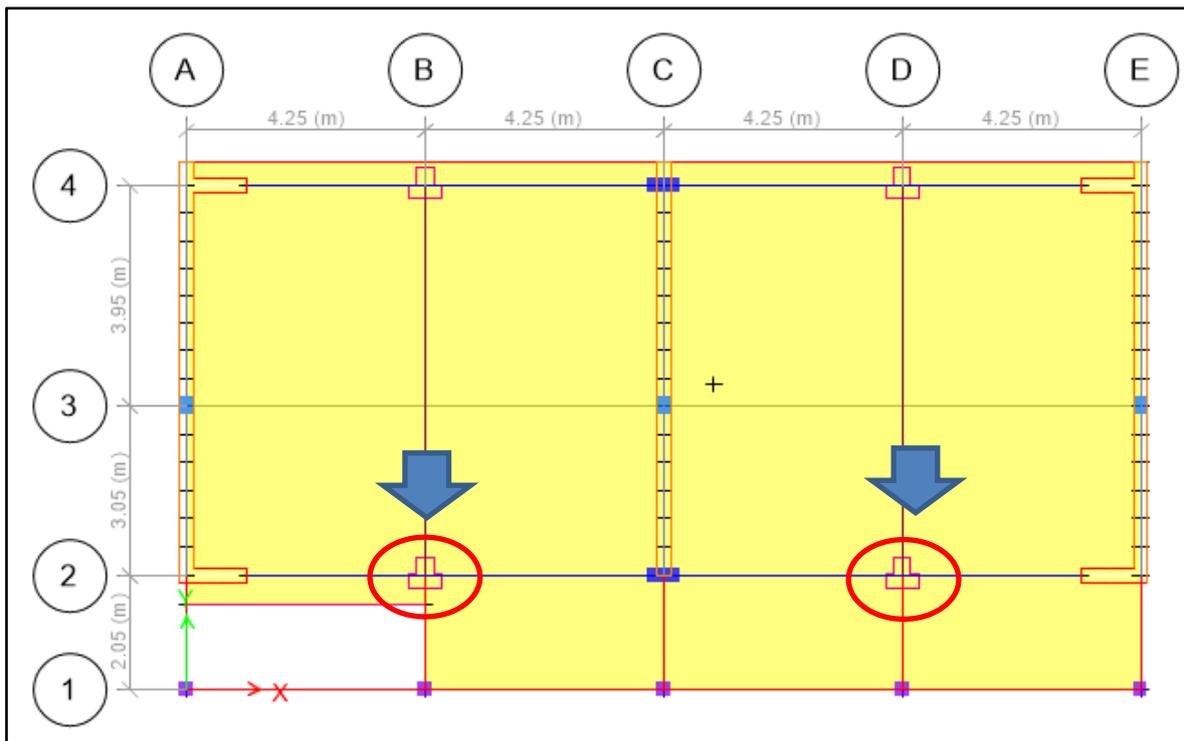


Figura 70. Gráfico donde se muestra la ubicación de la columna tipo T en la nueva norma.

Se muestra los diagramas en la figura 71 después de correr con la nueva norma en la columna T. Cuando se aplica diferentes tipos de cargas.

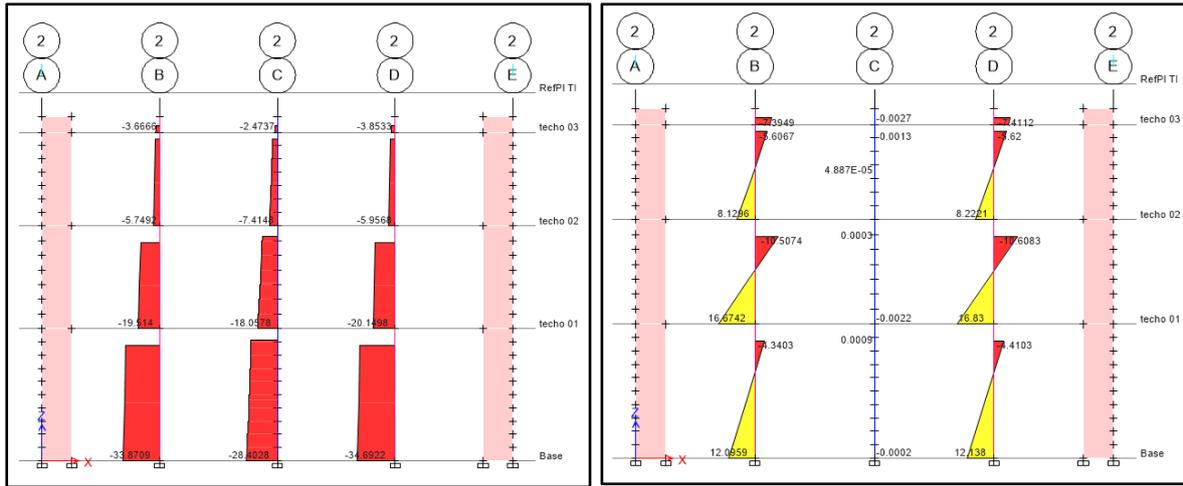


Figura 71. Gráfico donde se observa los diagramas de algunas fuerzas internas con la nueva norma. Programa ETABS, versión V2016.2.1 [software de computadora]

Tabla 63. Fuerzas internas en la columna T ubicado en el eje D2; con la nueva norma

Piso	Elemento	Caso de la carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			(tonf)	(tonf)	(tonf)	(tonf-m)	(tonf-m)
Base	Columna D2	CM	-34.69	0.67	0.06	0.10	1.05
Base	Columna D2	CV	-12.33	0.30	0.02	0.02	0.47
Base	Columna D2	SEX	10.96	-0.06	3.28	10.12	-0.12
Base	Columna D2	SEY	1.82	-0.89	0.10	0.26	-2.70
Base	Columna D2	SDX	8.54	0.03	2.53	7.82	0.06
Base	Columna D2	SDY	1.51	0.72	0.11	0.30	2.17

8.2.6 Fuerzas internas de la columna tipo rectangular

Se tomará la columna del eje C2 por ser la columna más crítica. Para calcular sus fuerzas internas. Como se observa en la figura 72

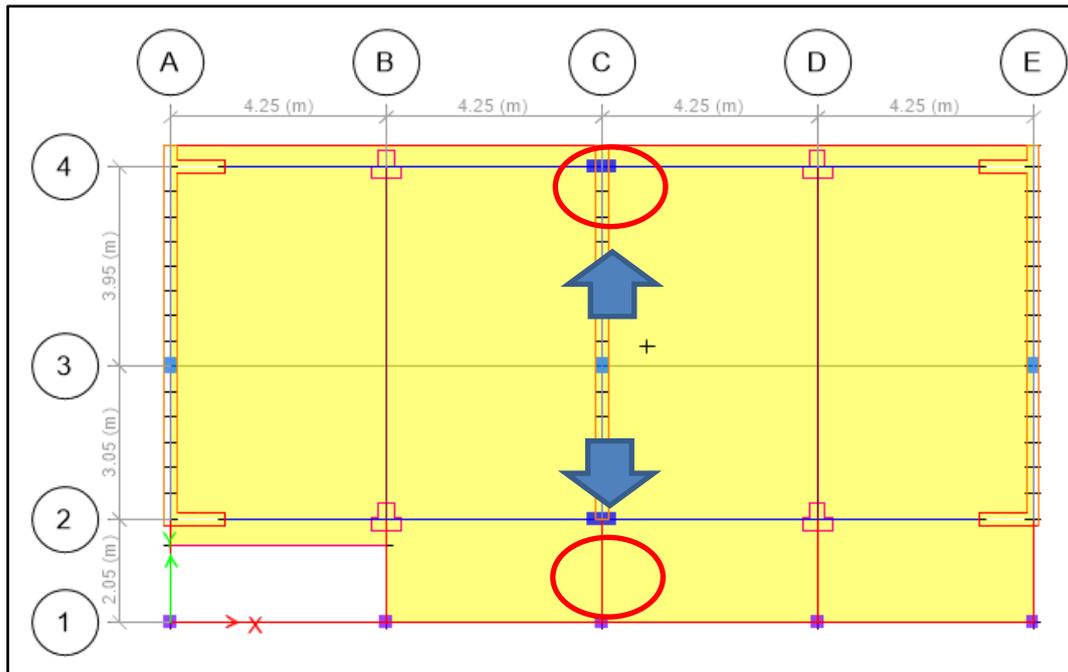


Figura 72. Gráfico donde se muestra la ubicación de la columna tipo rectangular en la nueva norma.

Se puede ver los diagramas de fuerzas axiales y cortantes en la figura 73 cuando se aplica diferentes tipos de cargas como carga muerta y cargas de sismo.

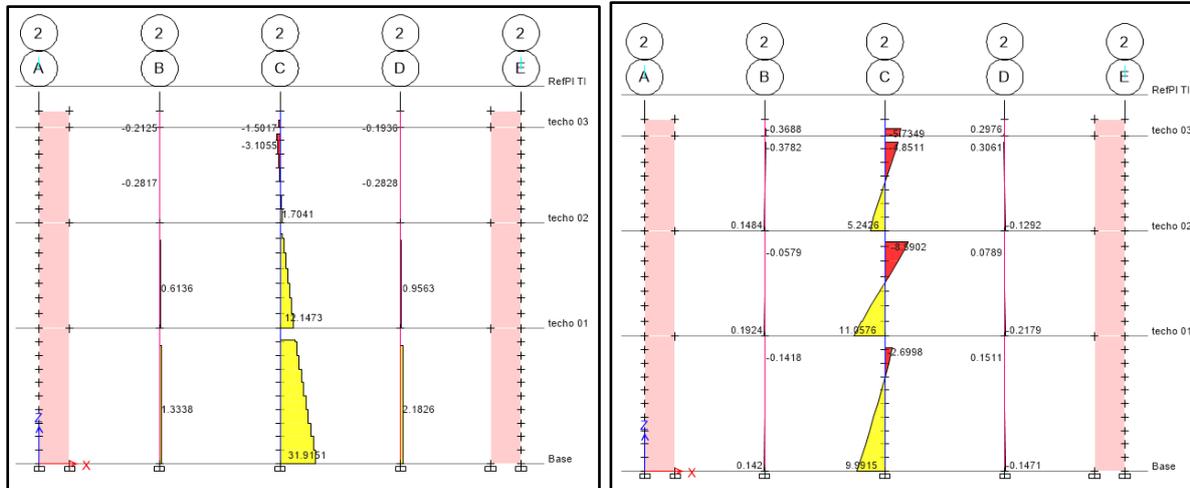


Figura 73. Gráfico donde se observa los diagramas, cuando se le aplica diferentes tipos de cargas con la nueva norma. Programa ETABS, versión V2016.2.1 [software de computadora]

Tabla 64. Fuerzas internas de la columna rectangular en el eje C2 con la nueva norma

Piso	Elemento	Caso de la carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			(tonf)	(tonf)	(tonf)	(tonf-m)	(tonf-m)
Base	Columna C2	CM	-28.40	0.003032	-0.73	-0.34	0.003981
Base	Columna C2	CV	-7.88	0.0008255	-0.18	-0.09	-0.001621
Base	Columna C2	SEX	0.01	2.85	0.000194	0.0001352	8.33
Base	Columna C2	SEY	26.60	0.08	1.82	1.09	0.20
Base	Columna C2	SDX	0.16	2.20	0.01	0.01	6.44
Base	Columna C2	SDY	20.90	0.09	1.46	0.88	0.24

8.2.7 Fuerzas internas del muro de albañilería confinada

De los tres muros de albañilería confinada se escogerá el muro más crítico que se ubica en el eje C. Como se muestra en la figura 74.

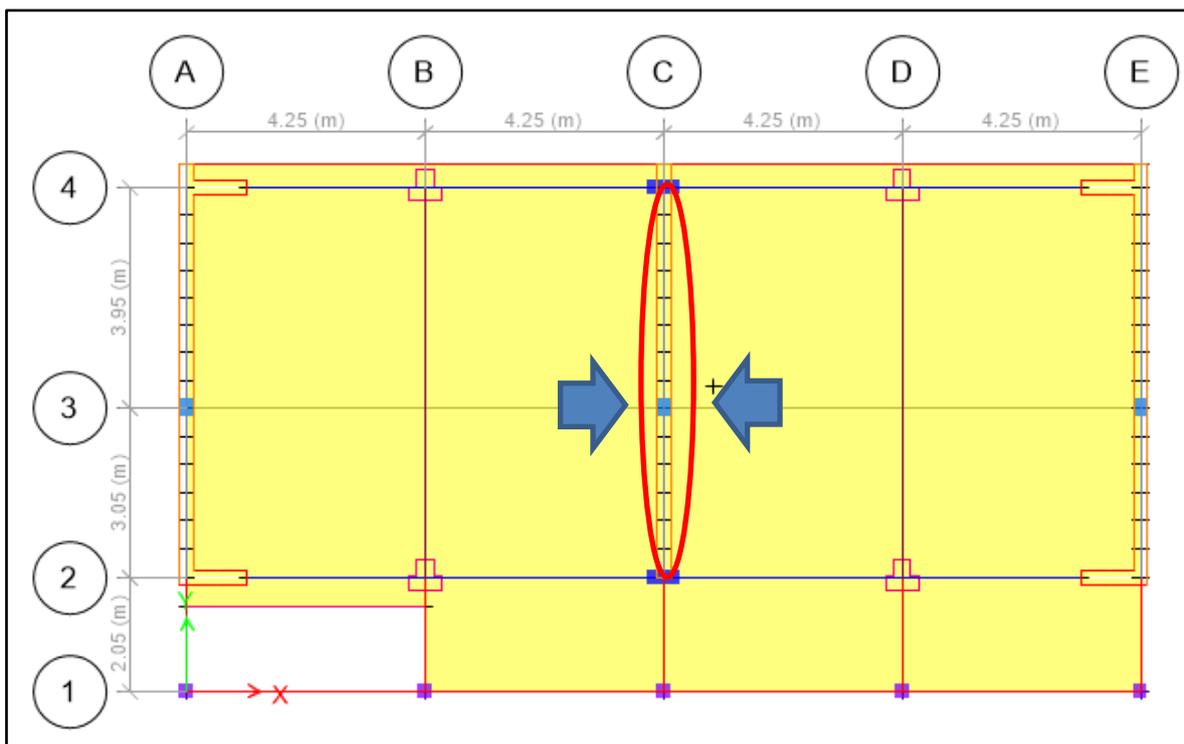


Figura 74. Gráfico donde se muestra la ubicación del muro de albañilería confinada con la nueva norma.

Se observa los diagramas en la figura 75 que presenta el muro de albañilería, para diferentes tipos de carga; que se le aplica gracias al programa.

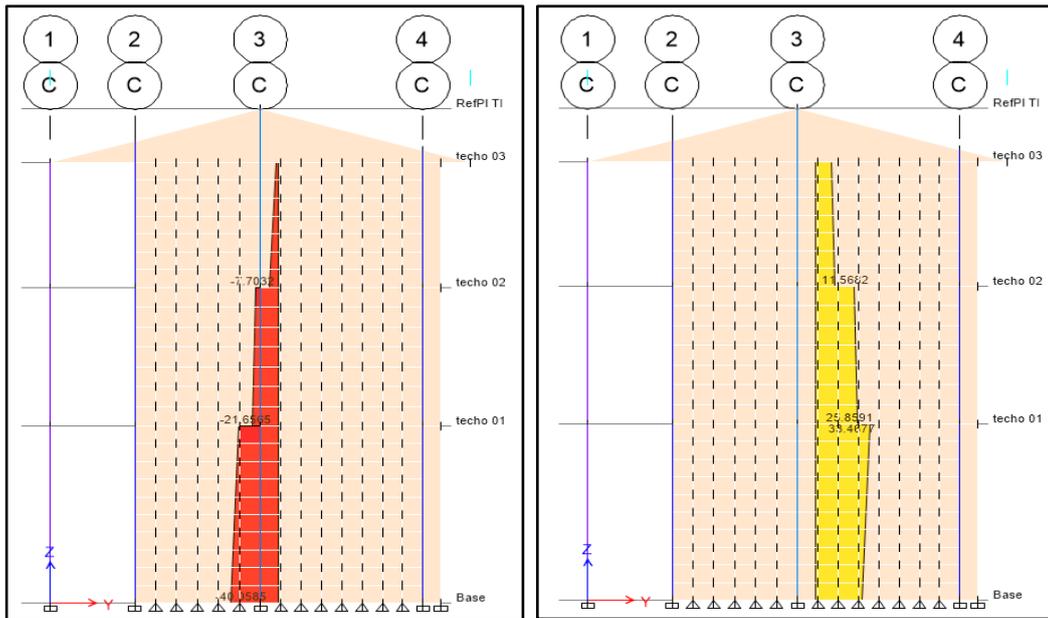


Figura 75. Gráfico donde se observa los diagramas, cuando se le aplica diferentes tipos de cargas con la nueva norma. Programa ETABS, versión V2016.2.1 [software de computadora]

Tabla 65. Fuerzas internas del muro de albañilería confinada que se ubica en el eje C para la nueva norma

Piso	Elemento	Caso de la carga	Axial	Cortante V2	Cortante V3	Momento M2	Momento M3
			(tonf)	(tonf)	(tonf)	(tonf-m)	(tonf-m)
Base	Muro Alb. C	CM	-43.2805	0.2877	3.842E-05	-0.0001	3.796
Base	Muro Alb. C	CV	-9.7582	0.2094	-0.0006	0.0002	-0.9072
Base	Muro Alb. C	SEX	0.0088372	-0.0046	1.1837	-0.5109	-0.0003
Base	Muro Alb. C	SEY	-4.6015348	25.599	0.0070	0.0055	54.0192
Base	Muro Alb. C	SDX	0.0287592	0.16184	0.9183	0.3959	0.3266
Base	Muro Alb. C	SDY	3.6335407	20.7032	0.01041	0.0044	42.614

8.2.8 Fuerzas internas en las vigas

Para hallar las fuerzas interés en las vigas se tomará la viga más crítica de cada eje como se observa en la figura 76. Para el eje X se tomará la viga del eje 2 y para el eje Y se tomará la viga del eje D. Como se muestra en la figura:

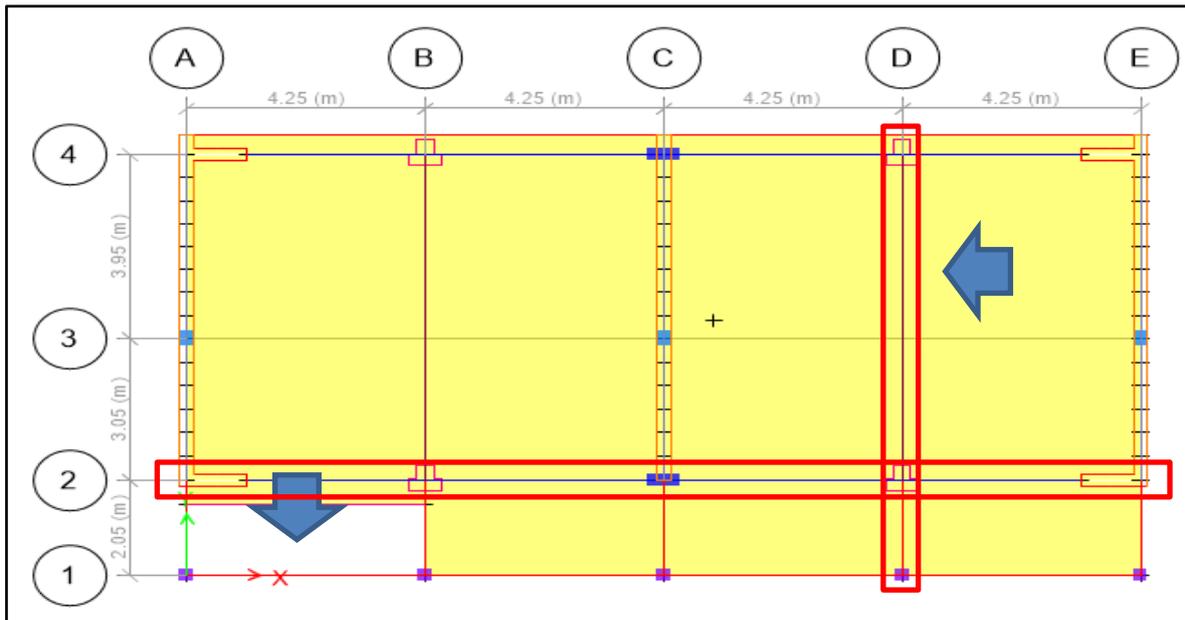


Figura 76. Gráfico donde se muestra la ubicación de las vigas a analizar para la nueva norma.

Para hallar los valores de las fuerzas internas tanto para la fuerza cortante como el momento flector, Se tomarán la combinación de cargas de la envolvente, para su análisis, ya que hace uso de todas las combinaciones de carga, como se observa en la figura 77.

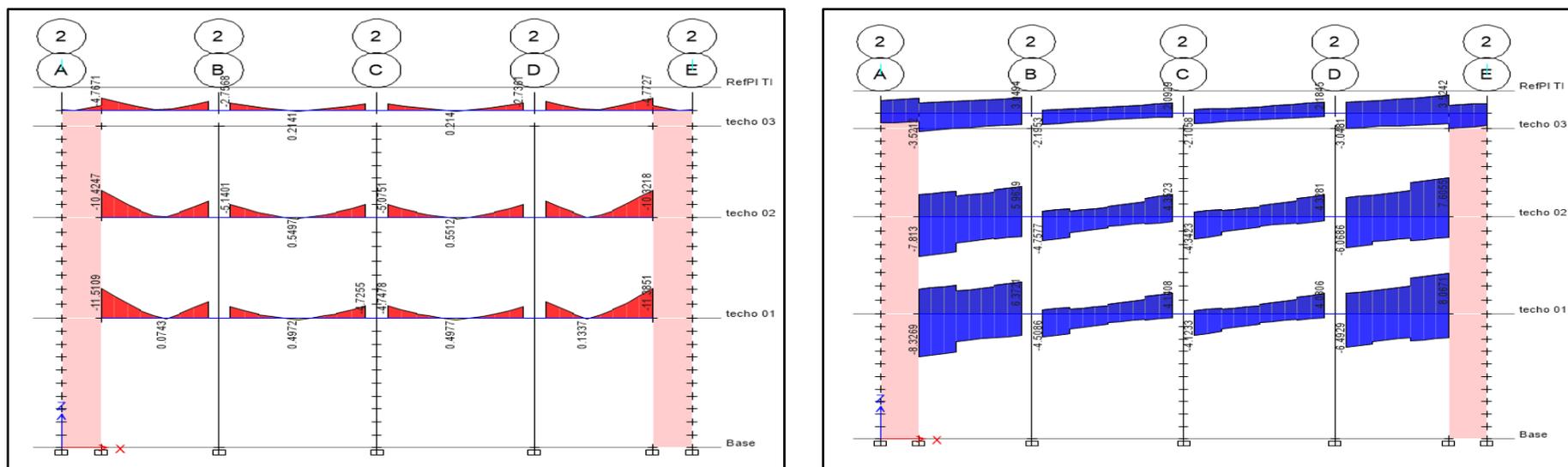


Figura 77. Gráfico donde se observa los diagramas, cuando se le aplica diferentes tipos de cargas con la nueva norma. Programa ETABS, versión V2016.2.1 [software de computadora]

Tabla 66. Fuerzas internas (momento flector) de la viga que se ubica en el eje 2 para la nueva norma

Piso	Momentos	Tramo A-B			Tramo B-C			Tramo C-D			Tramo D-E		
		Inicio	M= 2.125	Final									
Techo 1	Mu (máx.) Tn-m	7.96	2.33	4.99	2.30	1.28	2.47	2.49	1.22	2.23	5.01	3.57	7.77
Techo 1	Mu (min.) Tn-m	-10.14	-1.76	-5.64	-4.19	0.51	-4.24	-4.26	0.41	-4.05	-5.70	-3.04	-10.05

Tabla 67. *Fuerzas internas (fuerza cortante) de la viga que se ubica en el eje 2 para la nueva norma*

Piso	Momentos	Tramo A-B		Tramo B-C		Tramo C-D		Tramo D-E	
		Inicio	Final	Inicio	Final	Inicio	Final	Inicio	Final
Techo 1	Vu (Max) Tn	4.12	5.69	0.60	3.88	0.46	3.82	3.43	7.28
Techo 1	Vu (Min) Tn	-7.48	-3.48	-4.21	-0.43	-3.86	-0.40	-5.82	-3.80

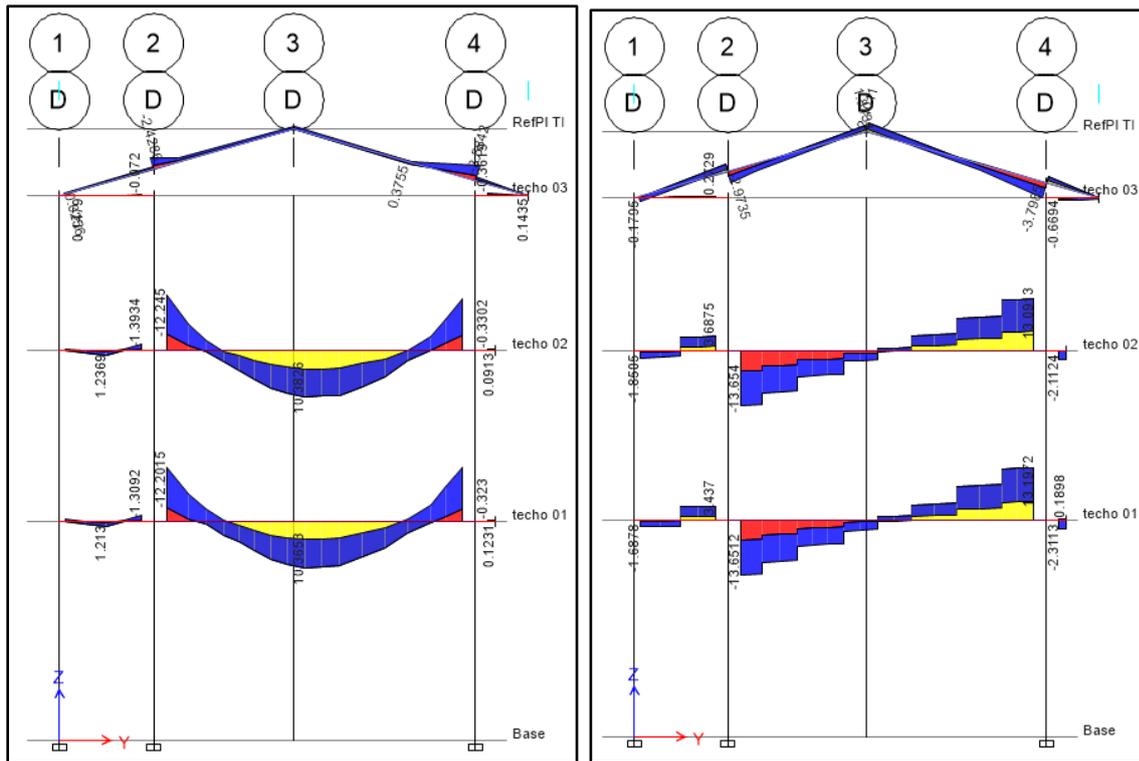


Figura 78. Gráfico donde se observa los diagramas de momento flector y fuerza cortante de la viga en el eje D, para la nueva norma. Programa ETABS, versión V2016.2.1 [software de computadora]

Tabla 68. Fuerzas internas (momento flector) de la viga que se ubica en el eje D para la nueva norma

Piso	Momentos	Tramo 1-2			Tramo 2-4		
		Inicio	M= 1.03	Final	Inicio	M= 3.50	Final
Techo 1	Mu (máx.) Tn-m	0.12	1.19	-0.28	-3.32	10.28	-3.21
Techo 1	Mu (min.) Tn-m	-0.37	0.28	-1.31	-12.20	4.08	-11.93

Tabla 69. Fuerzas internas (fuerza cortante) de la viga que se ubica en el eje D para la nueva norma

Piso	Momentos	Tramo 1-2		Tramo 2-4	
		Inicio	Final	Inicio	Final
Techo 1	Vu (Max.) Tn	-0.30	3.44	-4.99	13.20
Techo 1	Vu (Min.) Tn	-1.69	1	-13.65	4.85

CAPITULO IX: COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE CON LAS DOS NORMAS

En este capítulo se hará una comparación de los resultados que nos brindó el programa ETABS 2016 V16.2.1, tanto para la antigua norma como para la norma vigente. En el capítulo VI se pudo observar que el coeficiente de factor de zona, el coeficiente “Z” en comparación con la antigua norma, se redujo de 0.3 a 0.25. Ese es el único cambio que hizo variar la cortante basal total y por ende los resultados que nos arrojó el programa no serán iguales.

Los esfuerzos actuantes en los diferentes elementos estructurales que componen una edificación sirven para lo siguiente: 1) diseño del acero longitudinal, 2) cálculo del acero transversal-estribos, 3) corte de acero y 4) ubicación de las juntas de construcción. Estos cambios se detallarán a continuación:

9.1 Análisis Comparativo de la Cortante Basal

Por el cambio que se produjo en la norma con respecto a la zonificación sísmica (en la norma antigua solo existía una zona sísmica intermedia con factor de $Z_2 = 0.3$; en la norma vigente existen dos zonas intermedias una media alta y una media baja que corresponde a Santa Ana del Perené, donde el factor $Z_2 = 0.25$) hubo una reducción de la cortante basa total en un 17% en comparación con la antigua norma de diseño sismorresistente, tanto para el análisis estático y dinámico. Se puede ver en la figura 79 y la tabla 70 la reducción que se produjo.

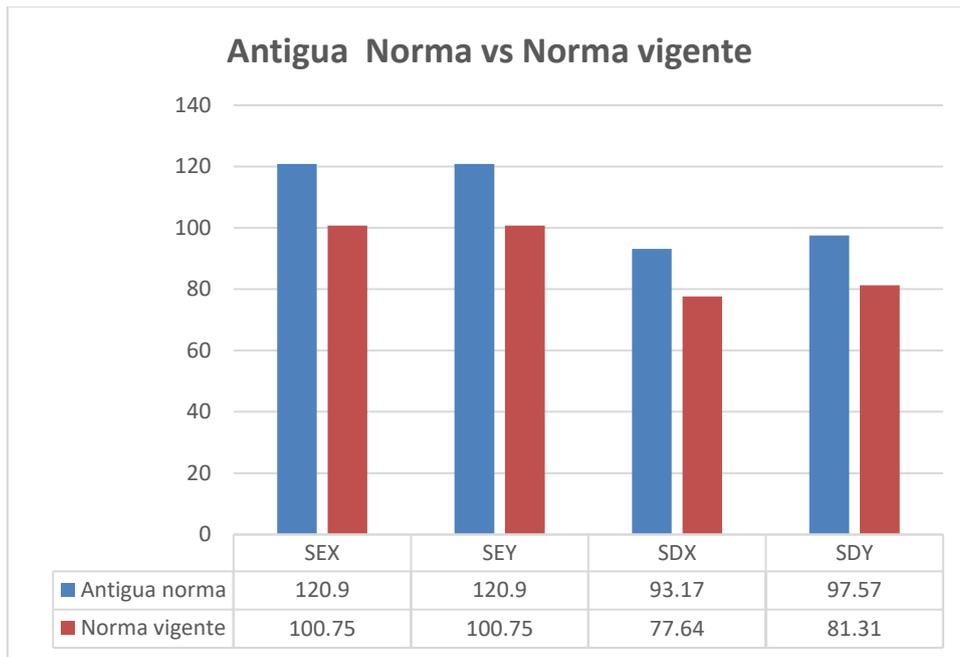


Figura 79. Gráfico del análisis comparativo de la cortante basal total en la base.

Tabla 70. Comparación de la cortante basal

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
Fuerza sísmica	Cortante en la base	Cortante en la base	ton	%
SEX	120.9	100.75	20.15	16.67
SEY	120.9	100.75	20.15	16.67
SDX	93.17	77.64	15.53	16.67
SDY	97.57	81.31	16.26	16.66

9.2 Análisis Comparativo de la Deriva

De igual manera la deriva máxima tuvo una reducción del 17%. A continuación se muestra las tablas N. 71 y 72 para entender mejor la reducción.

Tabla 71. Comparación del máximo desplazamiento relativo en X con el sismo dinámico

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
Niveles	Max. Deriva. Relativo	Max. Deriva. Relativo	-	%
Tercer piso	0.00654	0.00545	0.00109	16.67
Segundo piso	0.00766	0.00639	0.00127	16.58
Primer piso	0.00441	0.00367	0.00074	16.78

Comentario, se observa en la figura 80 que las derivas son menores a las indicadas (0.007) en la norma vigente; sin embargo, la norma de albañilería E.070 recomienda que en las estructuras que tienen muros de albañilería en una dirección y placas de concreto en la dirección perpendicular debe cumplir una deriva máxima de 0.005 para evitar agrietamiento en los muros.

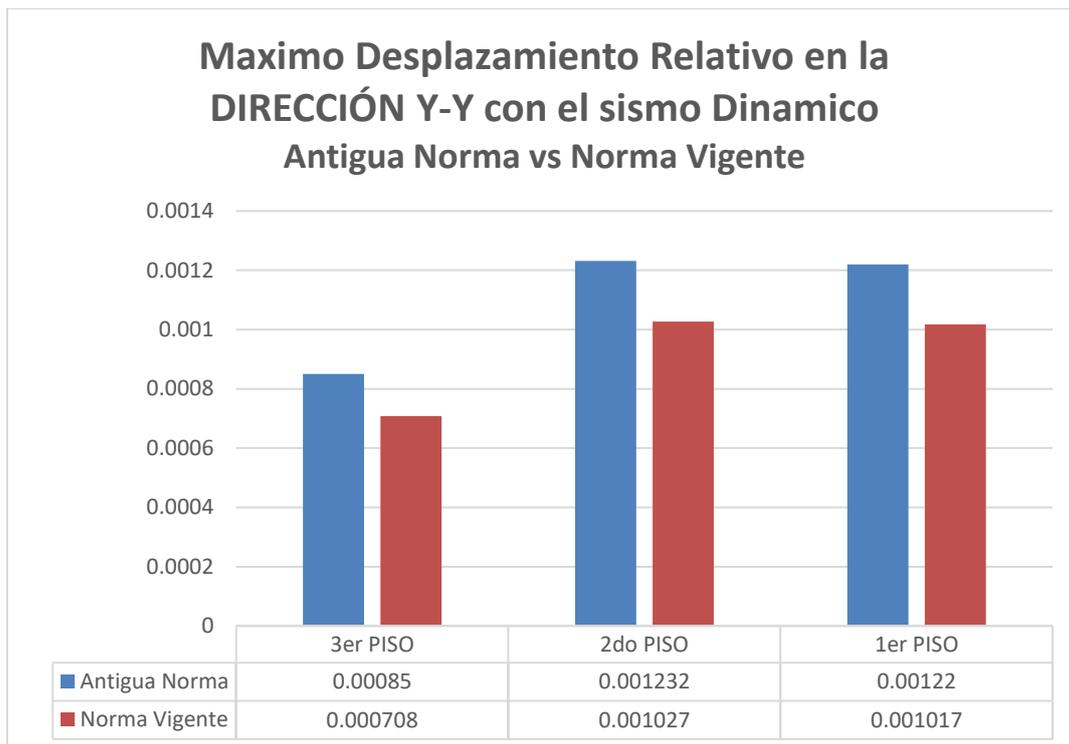


Figura 80. Gráfico del análisis comparativo del máximo desplazamiento relativo en Y sismo dinámico.

Tabla 72. Comparación del máximo desplazamiento relativo en Y con el sismo dinámico

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
Niveles	Max. Desplaz. Relativo	Max. Desplaz. relativo	-	%
Tercer piso	0.00085	0.000708	0.000142	16.71
Segundo piso	0.001232	0.001027	0.000205	16.64
Primer piso	0.00122	0.001017	0.000203	16.64

Comentario, se observa en la tabla 75 que las derivas en esta dirección son menores a 0.005.

9.3 Análisis Comparativo de las Fuerzas Internas en la Placa, Columna y Muro de Albañilería

Se observa en el análisis comparativo ilustrado en el capítulo 8, que debido a la variación que hubo en la norma en los coeficientes para hallar la cortante basal total, el análisis estático y dinámico según la norma vigente, tuvo una reducción del 17% en las fuerzas internas (carga axial, fuerza cortante y momento flector) de las columnas, muros de albañilería y vigas.

En el caso de carga muerta y carga viva no hubo variación de resultados siendo las mismas fuerzas internas para las dos normas tanto para la antigua norma como para la nueva norma.

A continuación se muestran las fuerzas internas de cada uno de los elementos estructurales soportes de la estructura.

9.3.1 En la placa

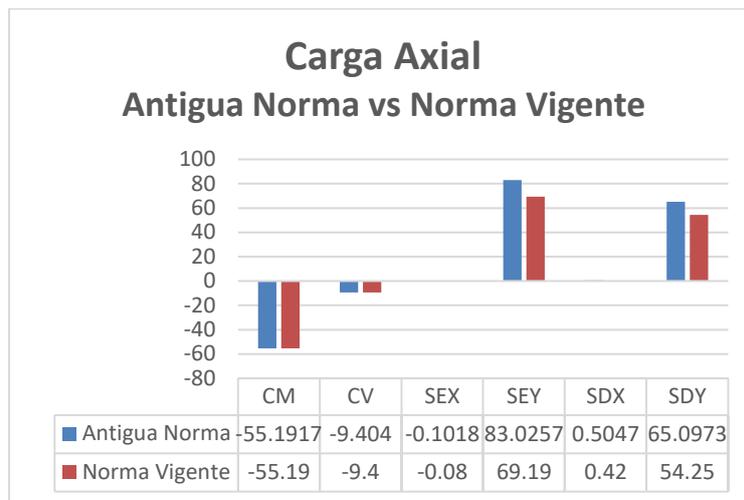


Figura 81. Gráfico del análisis comparativo de la carga axial en la placa.

Tabla 73. Comparación de la carga axial en la placa

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción tonf	Reducción %
Caso de la Carga	Carga Axial	Carga Axial	tonf	%
CM	-55.191	-55.191	0	0.00
CV	-9.4	-9.4	0	0.00
SEX	-0.1018	-0.0849	-0.0169	16.60
SEY	83.0257	69.19	13.8357	16.66
SDX	0.5047	0.42	0.0847	16.78
SDY	65.0973	54.25	10.8473	16.66

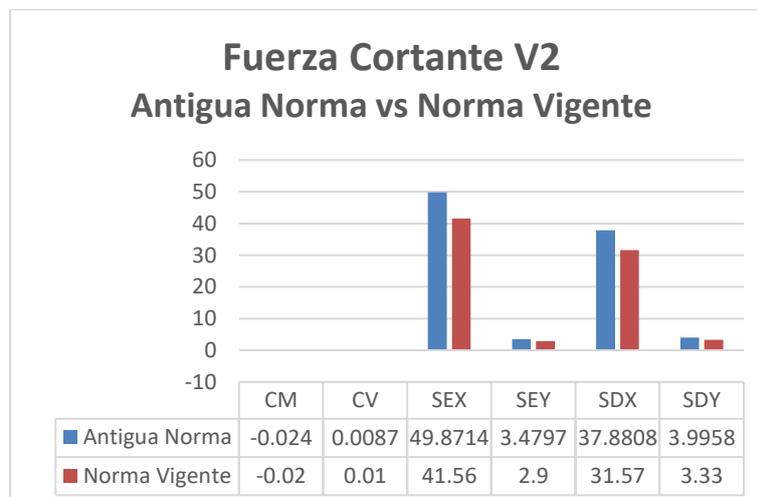


Figura 82. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante “V2” en la placa.

Tabla 74. Comparación de la fuerza cortante “V2” en la placa

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
Caso de la Carga	Fuerza Cortante V2	Fuerza Cortante V2	tonf	%
CM	-0.024	-0.024	0	0.00
CV	0.0087	0.0087	0	0.00
SEX	49.8714	41.56	8.3114	16.67
SEY	3.4797	2.9	0.5797	16.66
SDX	37.8808	31.57	6.3108	16.66
SDY	3.9958	3.33	0.6658	16.66

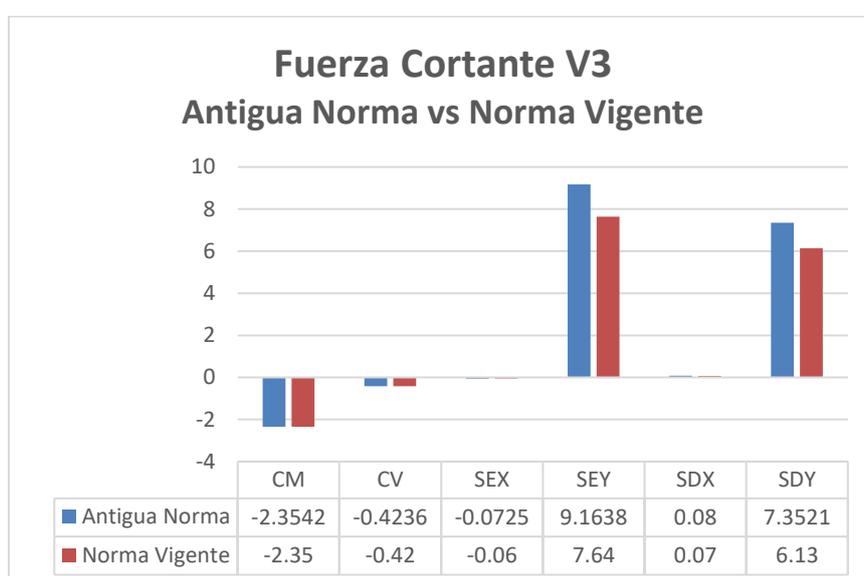


Figura 83. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante “V3” en la placa.

Tabla 75. Comparación de la fuerza cortante “V3” en la placa

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
Caso de la Carga	Fuerza Cortante V3	Fuerza Cortante V3	tonf	%
CM	-2.3542	-2.3542	0	0.00
CV	-0.4236	-0.4236	0	0.00
SEX	-0.0725	-0.0604	-0.0121	16.69
SEY	9.1638	7.64	1.5238	16.63
SDX	0.08	0.0667	0.0133	16.63
SDY	7.3521	6.13	1.2221	16.62

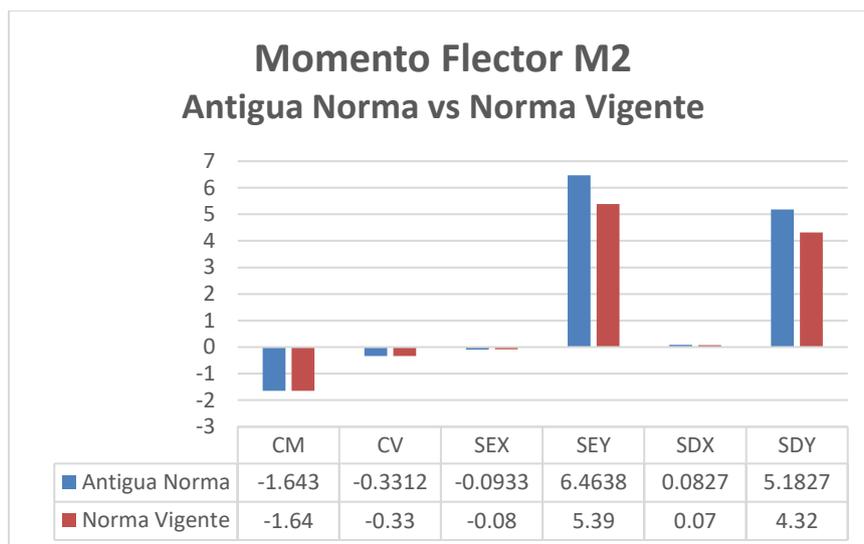


Figura 84. Gráfico del análisis comparativo del momento flector “M2” en la placa.

Tabla 76. Comparación del momento flector “M2” en la placa

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
Caso de la Carga	Momento Flector M2	Momento Flector M2	tonf-m	%
CM	-1.643	-1.643	0	0.00
CV	-0.3312	-0.3312	0	0.00
SEX	-0.0933	-0.0778	-0.0155	16.61
SEY	6.4638	5.39	1.0738	16.61
SDX	0.0827	0.0689	0.0138	16.69
SDY	5.1827	4.32	0.8627	16.65

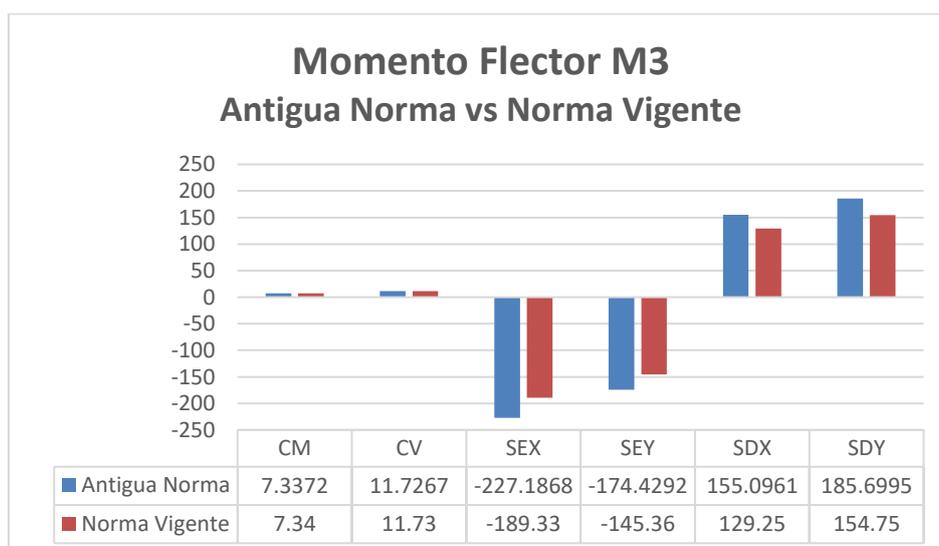


Figura 85. Gráfico del análisis comparativo del momento flector “M3” en la placa.

Tabla 77. Comparación del momento flector “M3” en la placa

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
Caso de la Carga	Momento Flector M3	Momento Flector M3	tonf-m	%
CM	7.3372	7.3372	0	0.00
CV	11.7267	11.7267	0	0.00
SEX	-227.1868	-189.33	-37.8568	16.66
SEY	-174.4292	-145.36	-29.0692	16.67
SDX	155.0961	129.25	25.8461	16.66
SDY	185.6995	154.75	30.9495	16.67

9.3.2 En La Columna tipo T

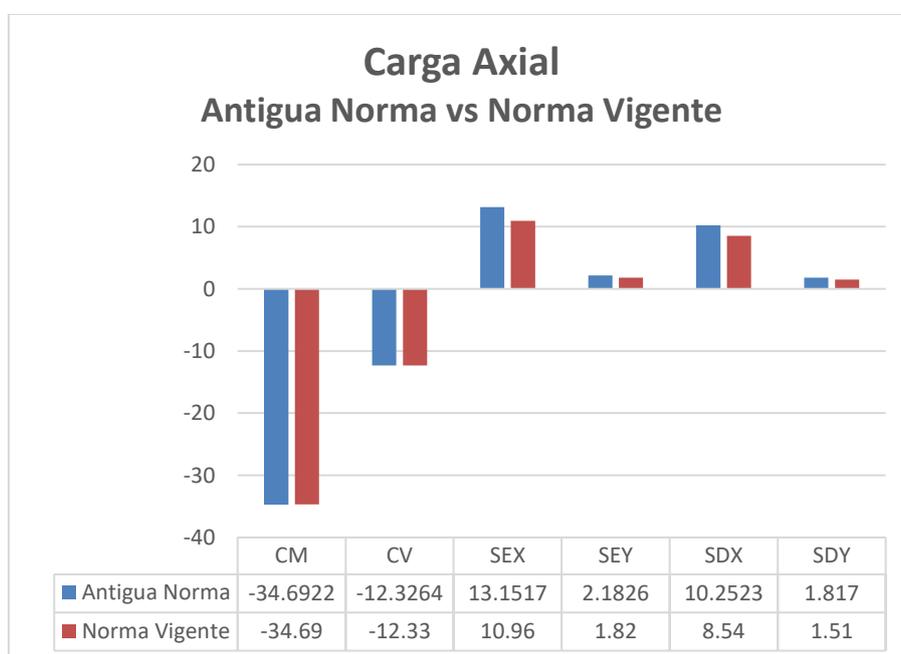


Figura 86. Gráfico del análisis comparativo de la carga axial en la columna tipo T.

Tabla 78. Comparación de la carga axial en la columna tipo T

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
Caso de la Carga	Carga Axial	Carga Axial	tonf	%
CM	-34.6922	-34.69	0	0.00
CV	-12.3264	-12.3264	0	0.00
SEX	13.1517	10.96	2.1917	16.66
SEY	2.1826	1.82	0.3626	16.61
SDX	10.2523	8.54	1.7123	16.70
SDY	1.817	1.51	0.307	16.90

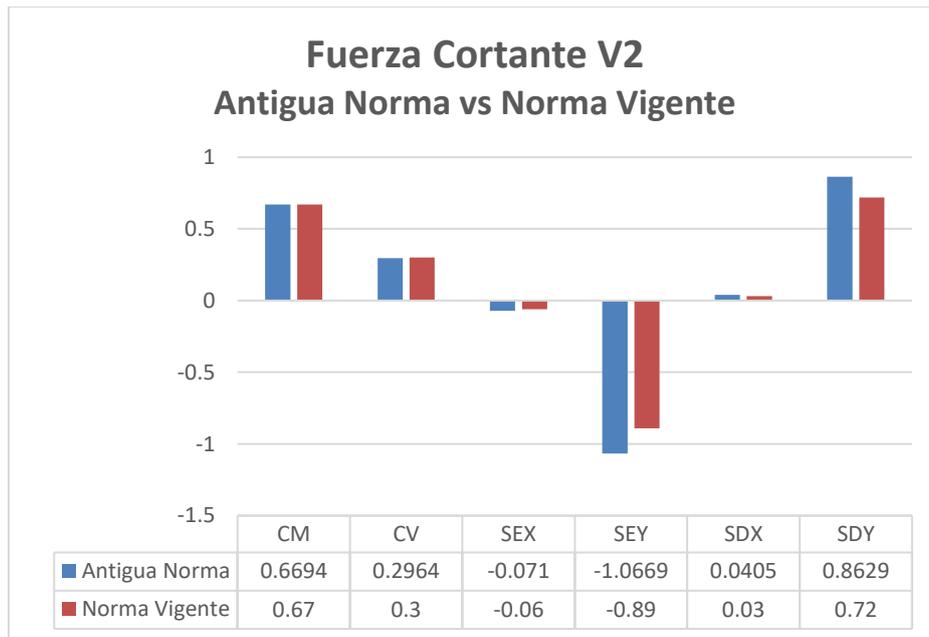


Figura 87. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante “V2” en la columna tipo T

Tabla 79. Comparación de la fuerza cortante “V2” en la columna tipo T

Caso de la Carga	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
	Fuerza Cortante V2	Fuerza Cortante V2	tonf	%
CM	0.6694	0.6694	0	0.00
CV	0.2964	0.2964	0	0.00
SEX	-0.071	-0.0592	-0.0118	16.62
SEY	-1.0669	-0.89	-0.1769	16.58
SDX	0.0405	0.0338	0.0067	16.54
SDY	0.8629	0.72	0.1429	16.56

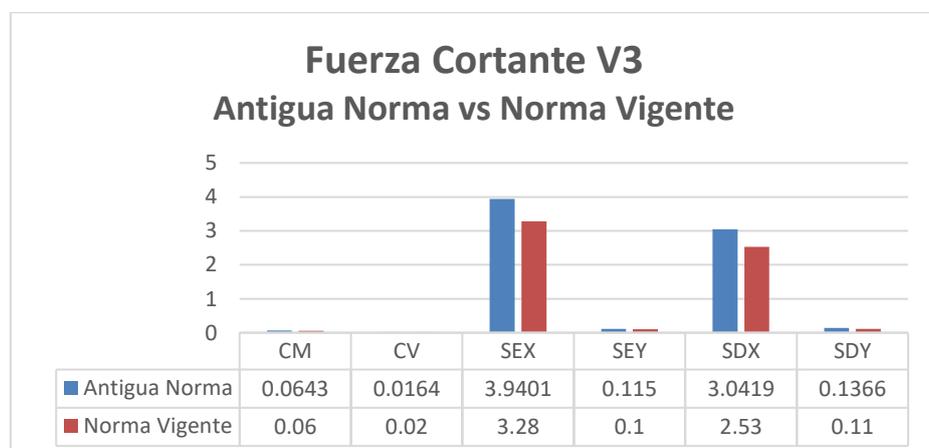


Figura 88. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante “V3” en la columna tipo T

Tabla 80. Comparación de la fuerza cortante “V3” en la columna tipo T

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
Caso de la Carga	Fuerza Cortante V3	Fuerza Cortante V3	tonf	%
CM	0.0643	0.06	0	0.00
CV	0.0164	0.0164	0	0.00
SEX	3.9401	3.28	0.6601	16.75
SEY	0.115	0.0958	0.0192	16.70
SDX	3.0419	2.53	0.5119	16.83
SDY	0.1366	0.11	0.0266	19.47

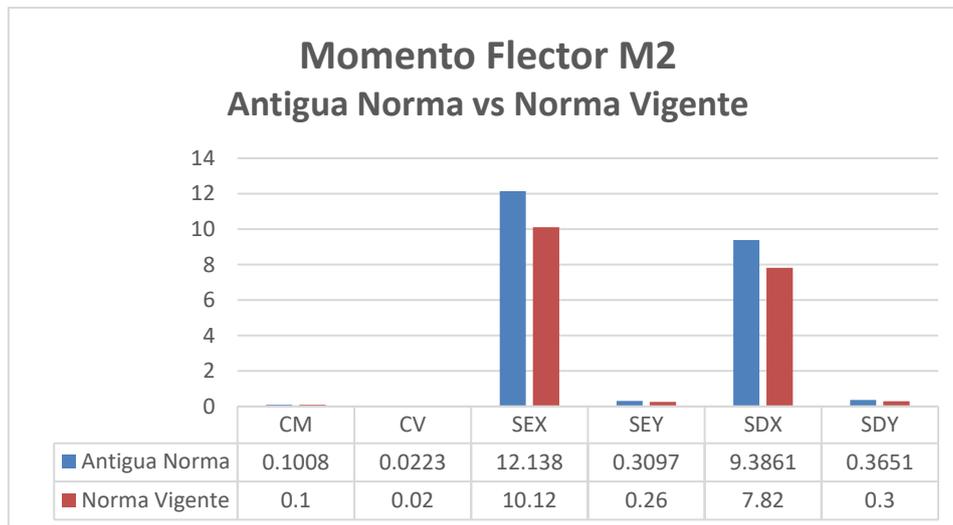


Figura 89. Gráfico del análisis comparativo del momento flector “M2” en la columna tipo T

Tabla 81. Comparación del momento flector “M2” en la columna tipo T

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
Caso de la Carga	Momento Flector M2	Momento Flector M2	tonf-m	%
CM	0.1008	0.10	0	0.00
CV	0.0223	0.0223	0	0.00
SEX	12.138	10.12	2.018	16.63
SEY	0.3097	0.2581	0.0516	16.66
SDX	9.3861	7.82	1.5661	16.69
SDY	0.3651	0.3042	0.0609	16.68

Nota: “Fuente propia”

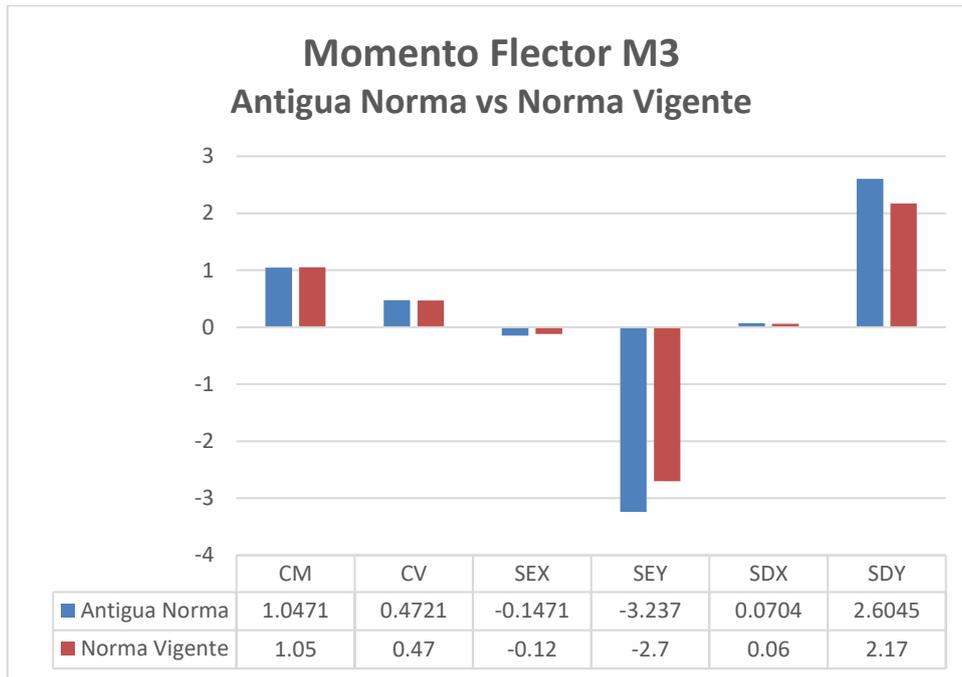


Figura 90. Gráfico del análisis comparativo del momento flector “M3” en la columna tipo T

Tabla 82. Comparación del momento flector “M3” en la columna tipo T

Caso de la Carga	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
	Momento Flector M3	Momento Flector M3	tonf-m	%
CM	1.0471	1.05	0	0.00
CV	0.4721	0.4721	0	0.00
SEX	-0.1471	-0.1226	-0.0245	16.66
SEY	-3.237	-2.7	-0.537	16.59
SDX	0.0704	0.0586	0.0118	16.76
SDY	2.6045	2.17	0.4345	16.68

9.3.3 en la columna tipo rectangular

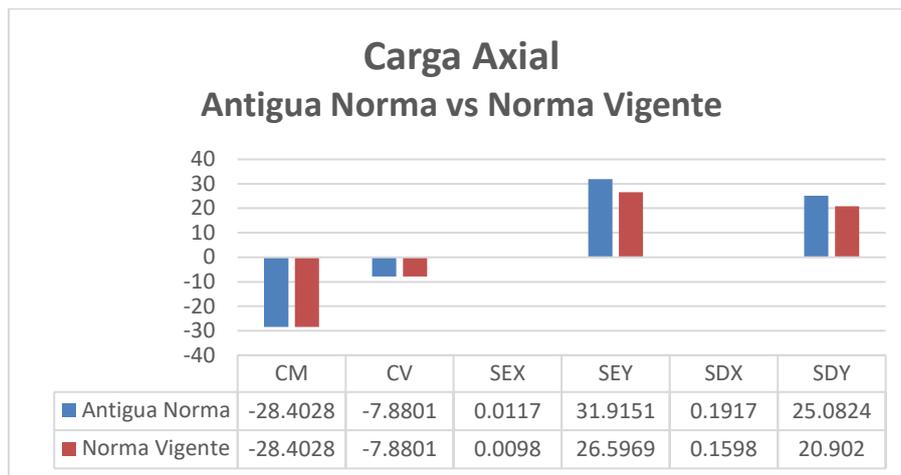


Figura 91. Gráfico del análisis comparativo de la carga axial en la columna rectangular.

Tabla 83. Comparación de la carga axial en la columna tipo rectangular

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción tonf	Reducción %
Caso de la Carga	Carga Axial	Carga Axial		
CM	-28.4028	-28.4028	0	0.00
CV	-7.8801	-7.8801	0	0.00
SEX	0.0117	0.0098	0.0019	16.24
SEY	31.9151	26.5969	5.3182	16.66
SDX	0.1917	0.1598	0.0319	16.64
SDY	25.0824	20.902	4.1804	16.67

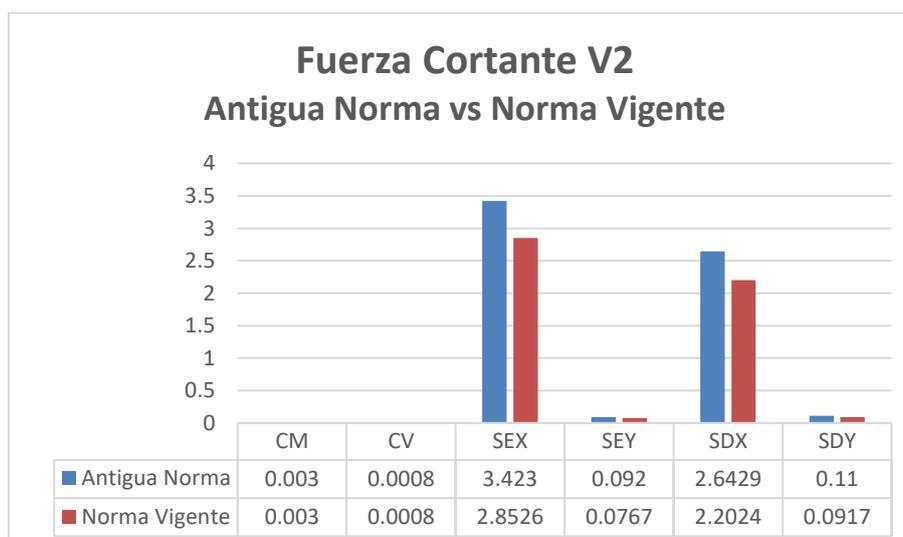


Figura 92. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante “V2” en la columna rectangular.

Tabla 84. Comparación de la fuerza cortante “V2” en la columna tipo rectangular

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
Caso de la Carga	Fuerza Cortante V2	Fuerza Cortante V2	tonf	%
CM	0.003	0.003	0	0.00
CV	0.0008	0.0008	0	0.00
SEX	3.423	2.8526	0.5704	16.66
SEY	0.092	0.0767	0.0153	16.63
SDX	2.6429	2.2024	0.4405	16.67
SDY	0.11	0.0917	0.0183	16.64

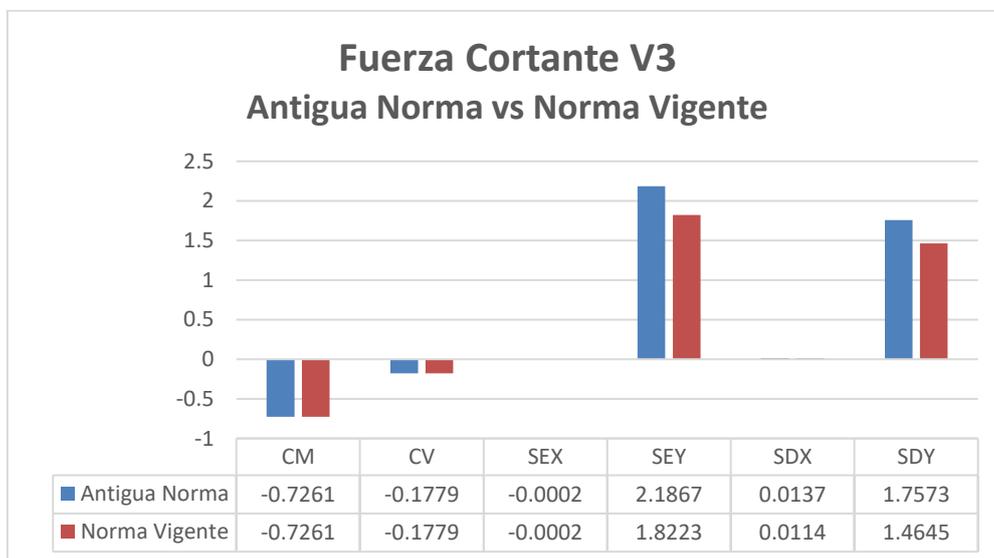


Figura 93. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante “V3” en la columna rectangular.

Tabla 85. Comparación de la fuerza cortante “V3” en la columna tipo rectangular

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
Caso de la Carga	Fuerza Cortante V3	Fuerza Cortante V3	tonf	%
CM	-0.7261	-0.7261	0	0.00
CV	-0.1779	-0.1779	0	0.00
SEX	-0.000189	-0.0002	0.000011	16.82
SEY	2.1867	1.8223	0.3644	16.66
SDX	0.0137	0.0114	0.0023	16.79
SDY	1.7573	1.4645	0.2928	16.66

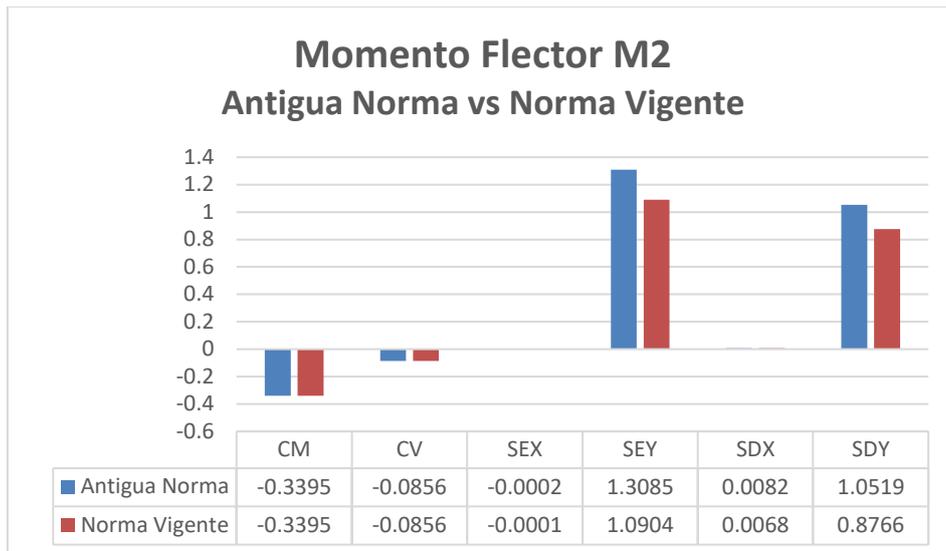


Figura 94. Gráfico del análisis comparativo del momento flector “M2” en la columna rectangular.

Tabla 86. Comparación de la fuerza cortante “M2” en la columna tipo rectangular

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
Caso de la Carga	Momento Flector M2	Momento Flector M2	tonf-m	%
CM	-0.3395	-0.3395	0	0.00
CV	-0.0856	-0.0856	0	0.00
SEX	-0.0002	-0.0001	-0.0001	16.66
SEY	1.3085	1.0904	0.2181	16.67
SDX	0.0082	0.0068	0.0014	17.07
SDY	1.0519	0.8766	0.1753	16.67

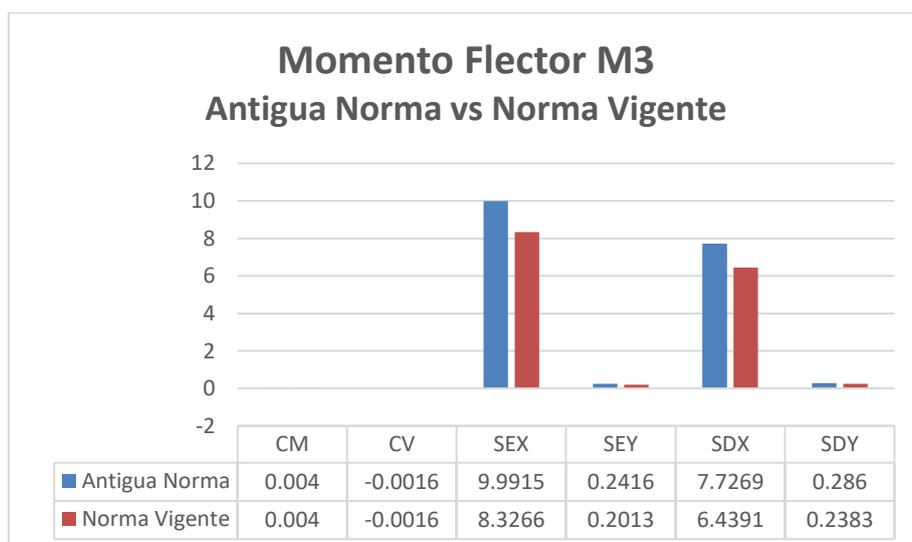


Figura 95. Gráfico del análisis comparativo del momento flector “M3” en la columna rectangular.

Tabla 87. Comparación de la fuerza cortante “M3” en la columna tipo rectangular

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
Caso de la Carga	Momento Flector M3	Momento Flector M3	tonf-m	%
CM	0.004	0.004	0	0.00
CV	-0.0016	-0.0016	0	0.00
SEX	9.9915	8.3266	1.6649	16.66
SEY	0.2416	0.2013	0.0403	16.68
SDX	7.7269	6.4391	1.2878	16.67
SDY	0.286	0.2383	0.0477	16.68

9.3.4 En el muro de albañilería

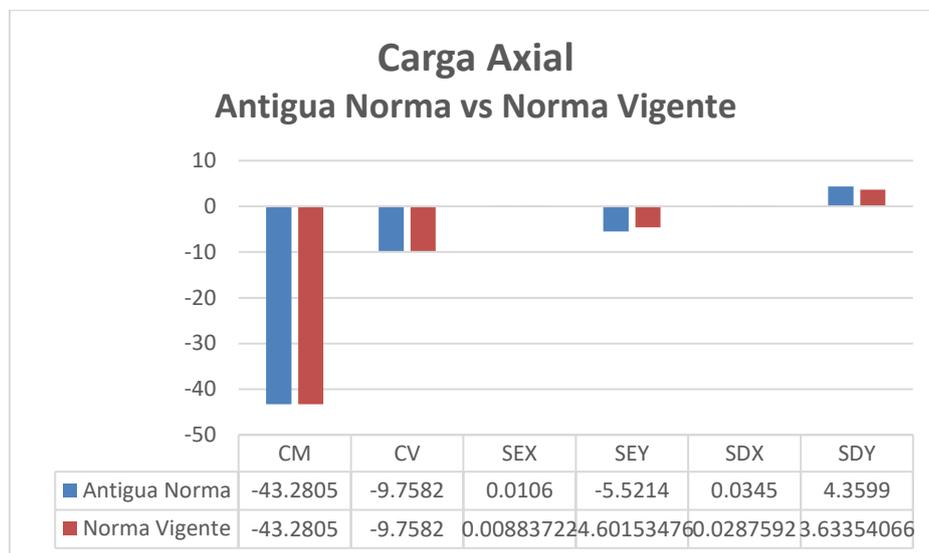


Figura 96. Gráfico del análisis comparativo de la carga axial en el muro de albañilería.

Tabla 88. Comparación de la carga axial en el muro de albañilería

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
Caso de la Carga	Carga Axial	Carga Axial	tonf	%
CM	-43.2805	-43.2805	0	0.00
CV	-9.7582	-9.7582	0	0.00
SEX	0.0106	0.0088372	0.0017628	16.63
SEY	-5.5214	-4.601535	-0.919865	16.66
SDX	0.0345	0.0287592	0.0057408	16.64
SDY	4.3599	3.6335407	0.7263593	16.66

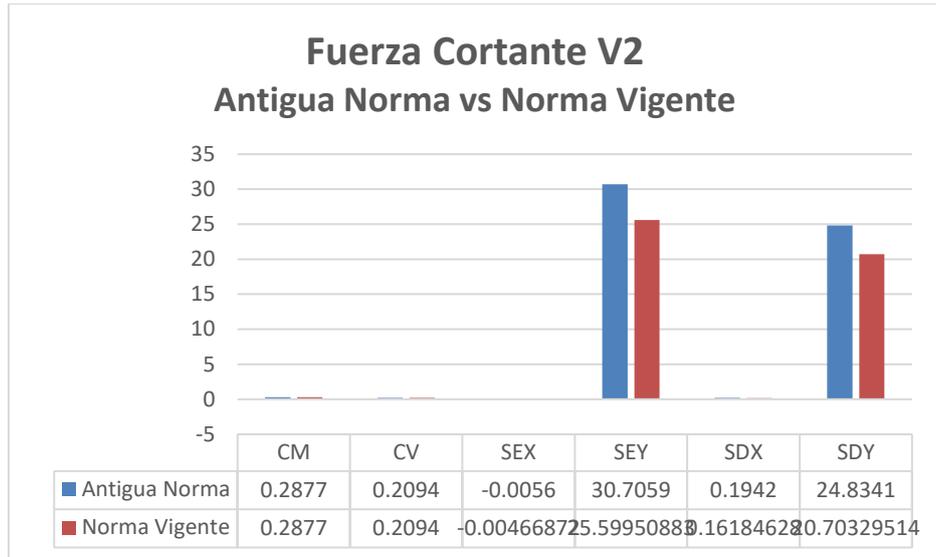


Figura 97. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante “V2” en el muro de albañilería.

Tabla 89. Comparación de fuerza cortante “V2” en el muro de albañilería

Caso de la Carga	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
	Fuerza Cortante V2	Fuerza Cortante V2	tonf	%
CM	0.2877	0.2877	0	0.00
CV	0.2094	0.2094	0	0.00
SEX	-0.0056	-0.0046687	-0.000931	16.63
SEY	30.7059	25.599509	5.1063912	16.63
SDX	0.1942	0.1618463	0.0323537	16.66
SDY	24.8341	20.703295	4.1308049	16.63

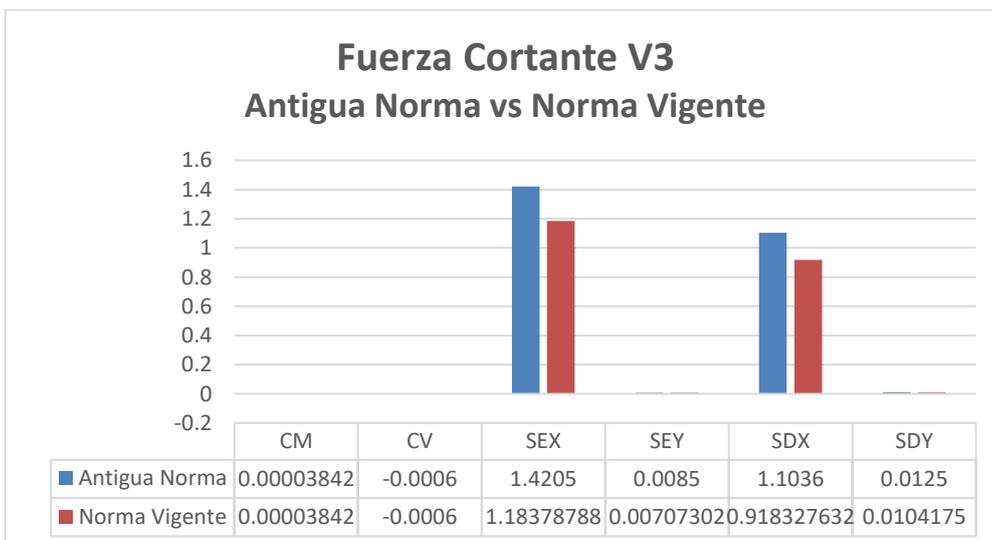


Figura 98. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante “V3” en el muro de albañilería.

Tabla 90. Comparación de fuerza cortante V3 en el muro de albañilería

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
Caso de la Carga	Fuerza Cortante V3	Fuerza Cortante V3	tonf	%
CM	3.842E-05	3.842E-05	0	0.00
CV	-0.0006	-0.0006	0	0.00
SEX	1.4205	1.1837879	0.2367121	16.66
SEY	0.0085	0.007073	0.001427	16.79
SDX	1.1036	0.9183276	0.1852724	16.79
SDY	0.0125	0.0104175	0.0020825	16.66

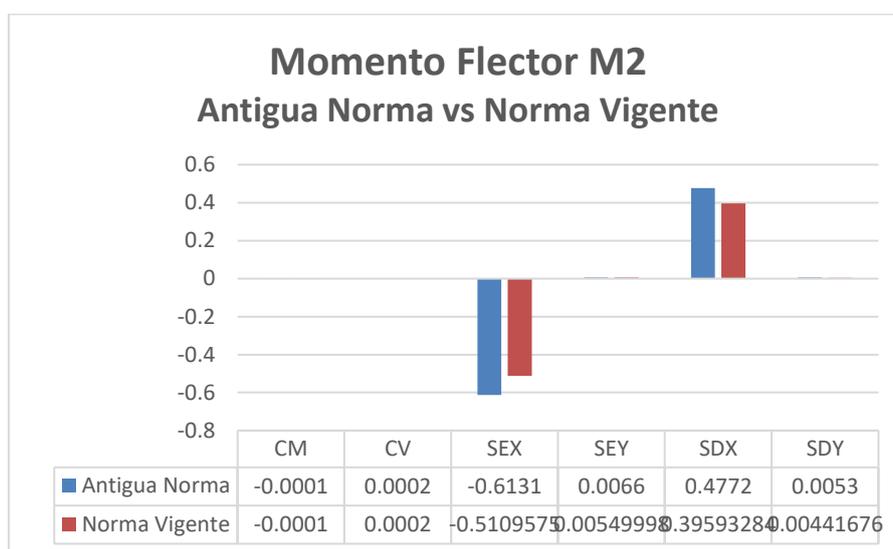


Figura 99. Gráfico del análisis comparativo del momento flector “M2” en el muro de albañilería

Tabla 91. Comparación del momento flector “M2” en el muro de albañilería

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
Caso de la Carga	Momento Flector M2	Momento Flector M2	tonf-m	%
CM	-0.0001	-0.0001	0	0.00
CV	0.0002	0.0002	0	0.00
SEX	-0.6131	-0.510958	-0.102142	16.66
SEY	0.0066	0.0055	0.0011	16.67
SDX	0.4772	0.3959328	0.0812672	17.03
SDY	0.0053	0.0044168	0.0008832	16.67

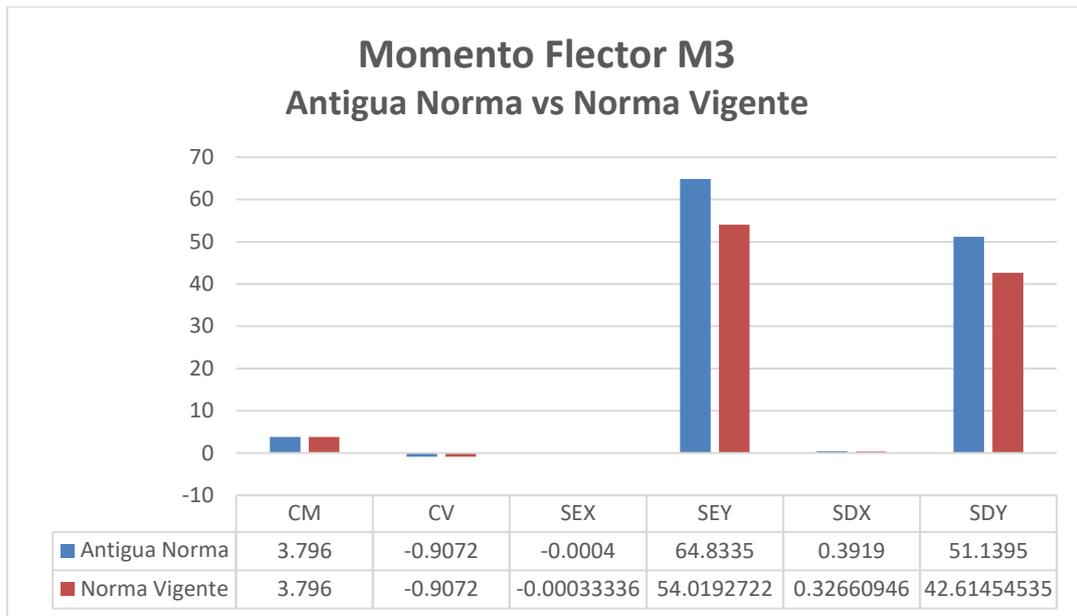


Figura 100. Gráfico del análisis comparativo del momento flector “M3” en el muro de albañilería.

Tabla 92. Comparación del momento flector “M3” en el muro de albañilería

	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
Caso de la Carga	Momento Flector M3	Momento Flector M3	tonf-m	%
CM	3.796	3.796	0	0.00
CV	-0.9072	-0.9072	0	0.00
SEX	-0.0004	-0.0003333	-6.66E-05	16.66
SEY	64.8335	54.019272	10.814228	16.68
SDX	0.3919	0.3266095	0.0652905	16.66
SDY	51.1395	42.614545	8.5249547	16.67

9.4 Análisis comparativo de las fuerzas internas en la viga

Para el análisis de las vigas, como se mencionó en el capítulo 8, se tomarán la combinación de cargas de la envolvente, para su análisis, ya que hace uso de todas las combinaciones de carga.

- $U1 = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$
- $U2 = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) + / - \text{SISXX}$
- $U2 = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) + / - \text{SISYY}$
- $U4 = 0.9 \text{ CM} + / - \text{SISXX}$

- $U5=0.9CM+/-SISYY$

9.4.1 En la viga del eje 2

Para el análisis de fuerzas internas se tomará las fuerzas cortantes y Momentos Flectores (máximos y Mínimos). Estas fuerzas nos ayudaran al diseño del acero longitudinal, cálculo del acero transversal (estribos) y corte de acero.

Se puede observar que para el momento flector máximo existe una reducción en los diferentes tramos de la viga, que varía de 0 a 17%, como se aprecia en la tabla 93. Y para el caso de los momentos flectores mínimos en la tabla 94 tenemos una variación entre 0 al 14 %, en los diferentes tramos. Viendo que estos momentos son mayores negativamente que los momentos flectores máximos se usarán para su diseño. Pudiendo decir que en comparación con la antigua norma se diseñará con menos cuantía de acero.

En cuanto al acero transversal (estribos), tenemos que también hay una reducción de fuerza cortante máxima de 6 a 37 % y para las fuerzas cortantes mínimas varían desde 6 al 39 % como se observa en las tablas 95 y 96. Se tomarán las fuerzas cortantes más críticas de las dos tablas para su diseño.

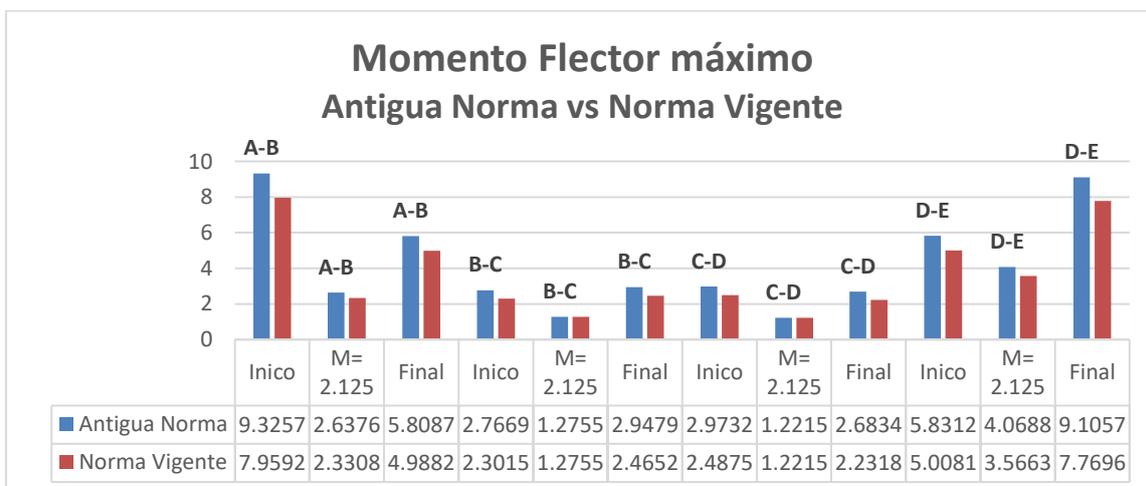


Figura 101. Gráfico del análisis comparativo del momento flector máximo en la viga del eje 2.

Tabla 93. Comparación del momento flector máximo en la viga del eje 2

Tramo	Caso de la Carga	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
		Momento Flector (Max)	Momento Flector (Max)	tonf-m	%
A-B	Inicio	9.3257	7.9592	1.3665	14.65
	M=2.125	2.6376	2.3308	0.3068	11.63
	Final	5.8087	4.9882	0.8205	14.13
B-C	Inicio	2.7669	2.3015	0.4654	16.82
	M=2.125	1.2755	1.2755	0	0.00
	Final	2.9479	2.4652	0.4827	16.37
C-D	Inicio	2.9732	2.4875	0.4857	16.34
	M=2.125	1.2215	1.2215	0	0.00
	Final	2.6834	2.2318	0.4516	16.83
D-E	Inicio	5.8312	5.0081	0.8231	14.12
	M=2.125	4.0688	3.5663	0.5025	12.35
	Final	9.1057	7.7696	1.3361	14.67

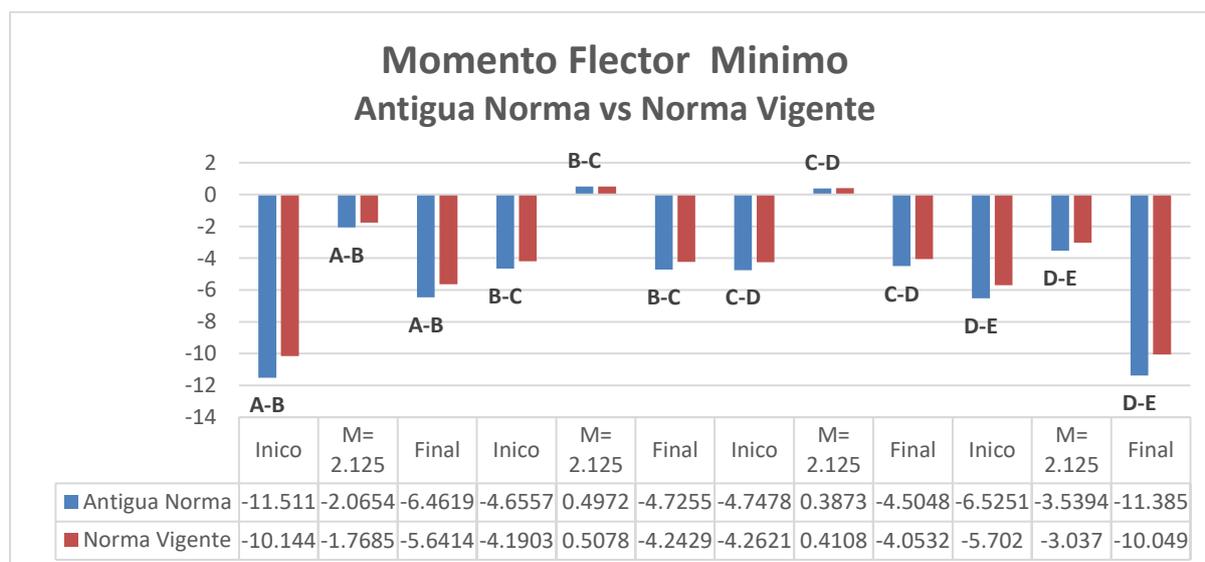


Figura 102. Gráfico del análisis comparativo del momento flector mínimo en la viga del eje 2.

Tabla 94. Comparación del momento flector mínimo en la viga del eje 2

Tramo	Caso de la Carga	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
		Momento Flector (Min)	Momento Flector (Min)	tonf-m	%
A-B	Inicio	-11.5109	-10.1444	-1.3665	11.87
	M=2.125	-2.0654	-1.7685	-0.2969	14.37
	Final	-6.4619	-5.6414	-0.8205	12.70
B-C	Inicio	-4.6557	-4.1903	-0.4654	10.00
	M=2.125	0.4972	0.4942	-0.0106	0.60
	Final	-4.7255	-4.2429	-0.4826	10.21
C-D	Inicio	-4.7478	-4.2621	-0.4857	10.23
	M=2.125	0.3873	0.3793	-0.0235	2.065
	Final	-4.5048	-4.0532	-0.4516	10.02
D-E	Inicio	-6.5251	-5.702	-0.8231	12.61
	M=2.125	-3.5394	-3.037	-0.5024	14.19
	Final	-11.3851	-10.049	-1.3361	11.74

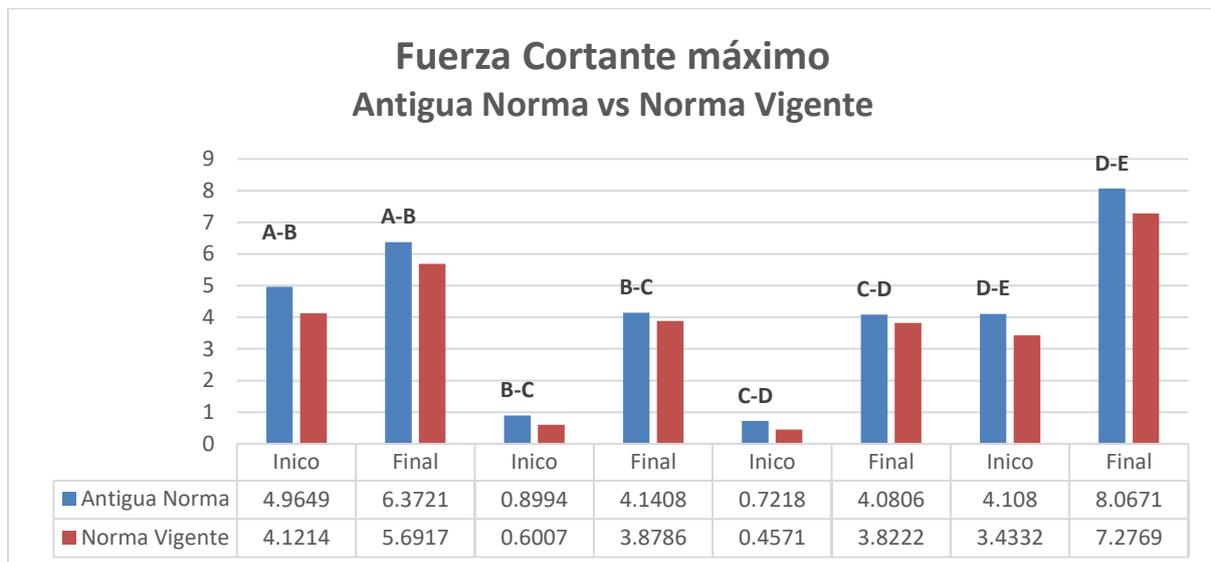


Figura 103. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante máximo en la viga del eje 2.

Tabla 95. Comparación de la fuerza cortante máximo en la viga del eje 2

Tramo	Caso de la Carga	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
		Fuerza Cortante (Max)	Fuerza Cortante (Max)	tonf	%
A-B	Inicio	4.9649	4.1214	0.8435	16.99
	Final	6.3721	5.6917	0.6804	10.68
B-C	Inicio	0.8994	0.6007	0.2987	33.21
	Final	4.1408	3.8786	0.2622	6.33
C-D	Inicio	0.7218	0.4571	0.2647	36.67
	Final	4.0806	3.8222	0.2584	6.33
D-E	Inicio	4.108	3.4332	0.6748	16.43
	Final	8.0671	7.2769	0.7902	9.80

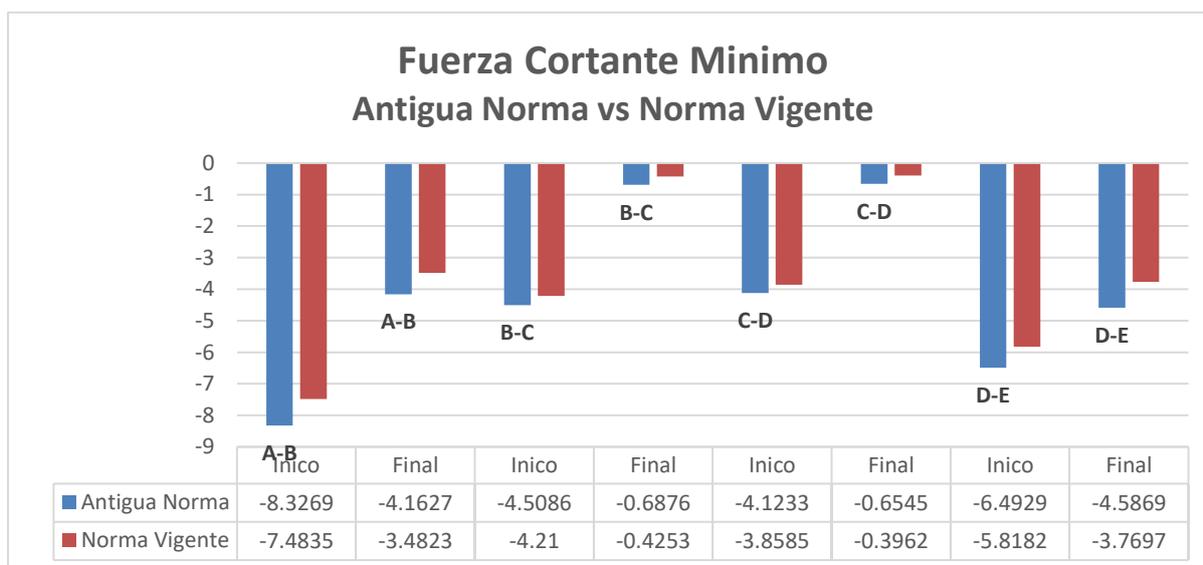


Figura 104. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante mínimo en la viga del eje 2.

Tabla 96. Comparación de la fuerza cortante mínimo en la viga del eje 2

Tramo	Caso de la Carga	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
		Fuerza Cortante (Min)	Fuerza Cortante (Min)	tonf	%
A-B	Inicio	-8.3269	-7.4835	-0.8434	10.13
	Final	-4.1627	-3.4823	-0.6804	16.35
B-C	Inicio	-4.5086	-4.21	-0.2986	6.62
	Final	-0.6876	-0.4253	-0.2623	38.15
C-D	Inicio	-4.1233	-3.8585	-0.2648	6.42
	Final	-0.6545	-0.3962	-0.2583	39.47
D-E	Inicio	-6.4929	-5.8182	-0.6747	10.39
	Final	-4.5869	-3.7697	-0.8172	17.82

9.4.2 En la viga del eje D

Se puede observar que para el momento flector máximo existe una reducción en los diferentes tramos de la viga, que varía de 0 a 23%, como se aprecia en la tabla 97. Y para el caso de los momentos flectores mínimos en la tabla 98 tenemos una variación entre 0 al 9 %, en los diferentes tramos.

En cuanto al acero transversal (estribos), tenemos que también hay una reducción de fuerza cortante máxima de 0 a 19 % y para las fuerzas cortantes mínimas varían desde 0 al 4 % como se observa en las tablas 99 y 100. Se tomarán las fuerzas cortantes más críticas de las dos tablas para su diseño.

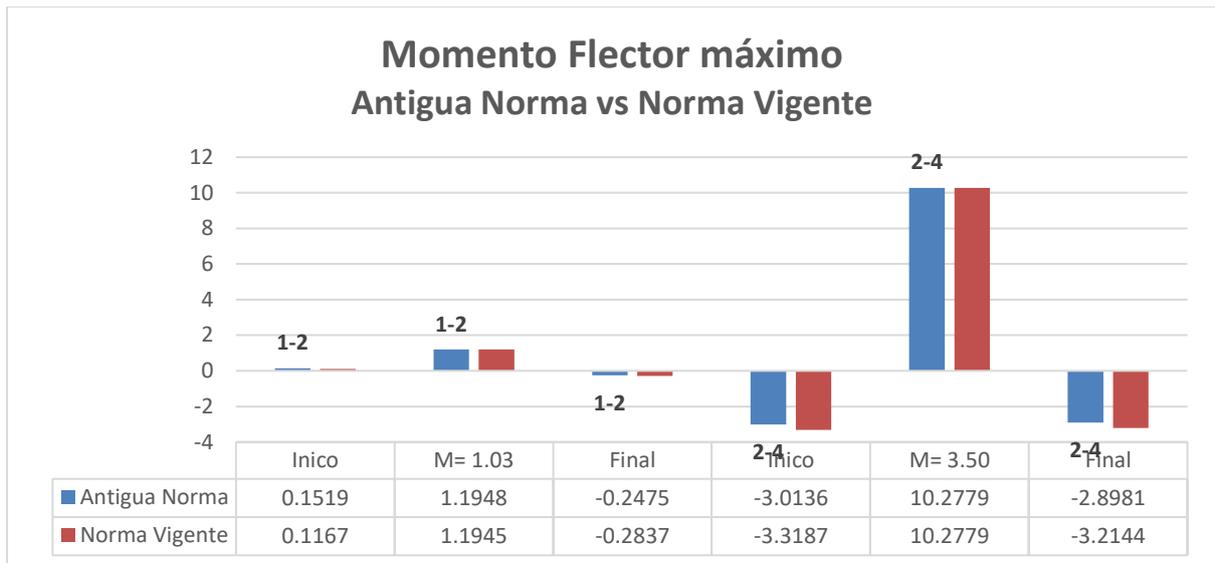


Figura 105. Gráfico del análisis comparativo del momento flector máximo en la viga del eje D.

Tabla 97. Comparación del momento flector máximo en la viga del eje D

Tramo	Caso de la Carga	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
		Momento Flector (Max)	Momento Flector (Max)	tonf-m	%
1-2	Inicio	0.1519	0.1167	0.0352	23.17
	M=1.03	1.1948	1.1945	0.0003	0.03
	Final	-0.2837	-0.2475	0.0362	14.63
2-4	Inicio	-3.3187	-3.0136	0.3051	10.12
	M=3.50	10.2779	10.2779	0	0.00
	Final	-3.2144	-2.8991	0.3163	10.91

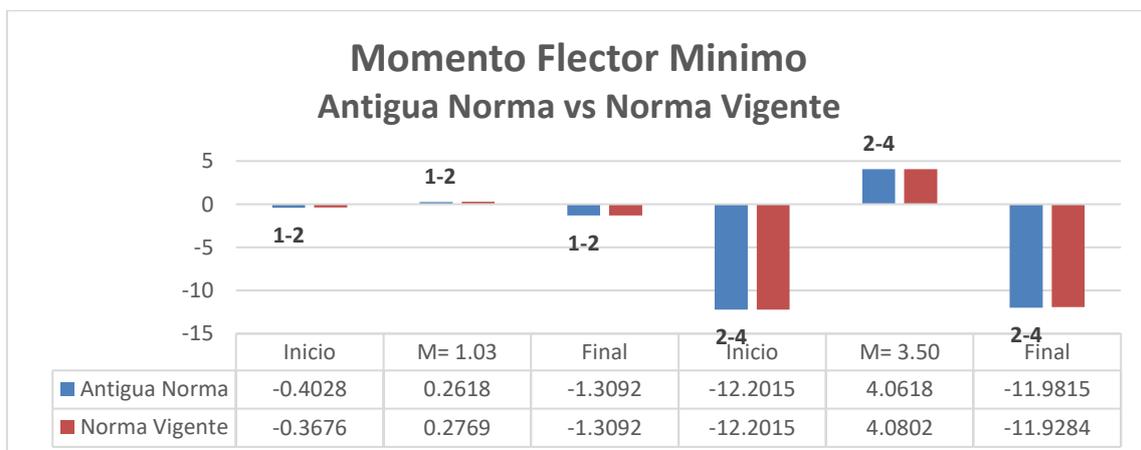


Figura 106. Gráfico del análisis comparativo del momento flector mínimo en la viga del eje D.

Tabla 98. Comparación del momento flector mínimo en la viga del eje D

Tramo	Caso de la Carga	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
		Momento Flector (Min)	Momento Flector (Min)	tonf-m	%
1-2	Inicio	-0.4028	-0.3676	-0.0352	8.74
	M=1.03	0.2769	0.2618	-0.0151	5.77
	Final	-1.3092	-1.3092	0	0.00
2-4	Inicio	-12.2015	-12.2015	0	0.00
	M=3.50	4.0802	4.0618	-0.0184	0.45
	Final	-11.9815	-11.9284	-0.0531	0.44

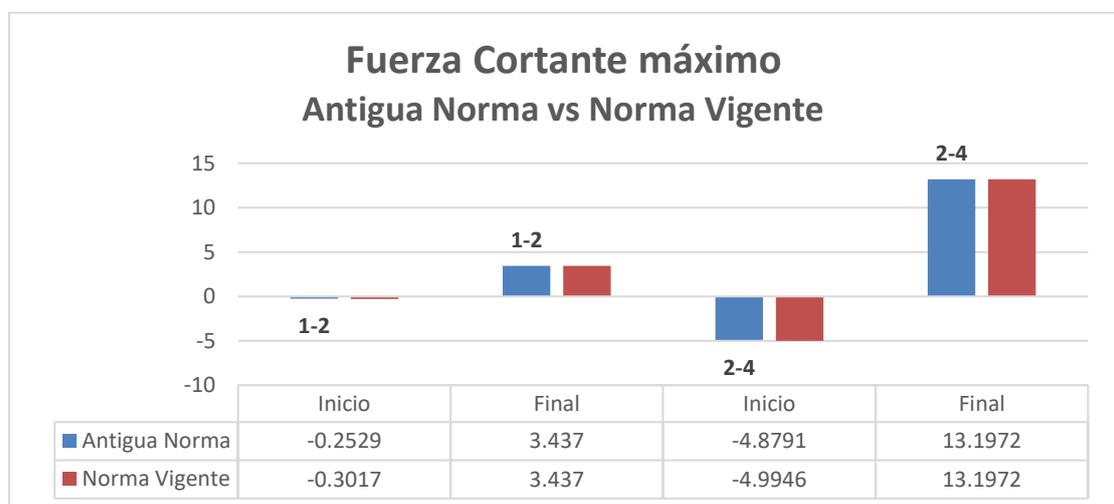


Figura 107. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante máximo en la viga del eje D.
Nota: "Fuente propia"

Tabla 99. Comparación de la fuerza cortante máximo en la viga del eje D

Tramo	Caso de la Carga	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
		Fuerza Cortante (Max)	Fuerza Cortante (Max)	tonf	%
1-2	Inicio	-0.3017	-0.2529	0.0488	19.30
	Final	3.437	3.437	0	0.00
2-4	Inicio	-4.9946	-4.8791	0.1155	2.37
	Final	13.1972	13.1972	0	0.00

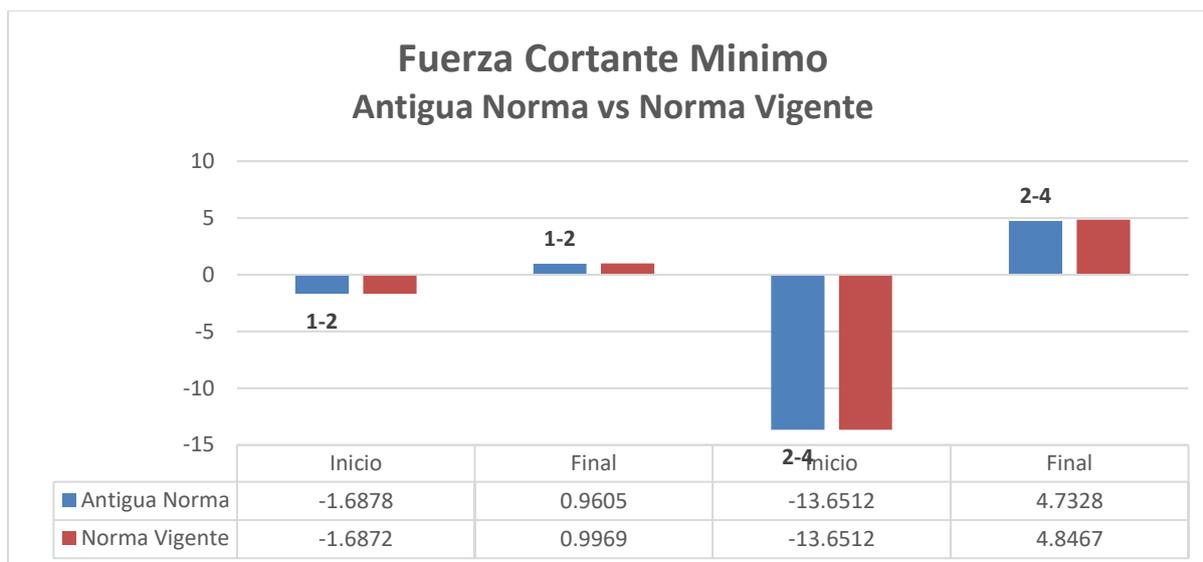


Figura 108. Gráfico del análisis comparativo de la fuerza cortante mínimo en la viga del eje D.

Tabla 100. Comparación de la fuerza cortante mínimo en la viga del eje D

Tramo	Caso de la Carga	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
		Fuerza Cortante (Min)	Fuerza Cortante (Min)	tonf	%
1-2	Inicio	-1.6878	-1.6872	-0.0006	0.04
	Final	0.9969	0.9605	-0.0364	3.79
2-4	Inicio	-13.6512	-13.6512	0	0.00
	Final	4.8467	4.7328	-0.1139	2.41

CAPITULO X: DISEÑO ESTRUCTURAL Y COMPARACIÓN CON EL PROYECTO EJECUTADO

En este capítulo se hará el diseño de cada elemento estructural con los resultados que se obtuvo en el capítulo 8. Resultados del análisis sismorresistente con las dos normas. Solo se utilizará los resultados con la norma vigente. Para luego hacer una comparación de cada elemento estructural con el proyecto que sirvió para la ejecución de la obra, el cual se ha tomado de los planos de liquidación de obra.

10.1 Diseño de Losa Aligerada

Para el diseño de la losa aligerada se procederá a hacer el diseño por flexión y corte usando los coeficientes del ACI. Ya que la losa aligerada es un elemento estructural que trabaja solo con cargas de gravedad. Para su diseño se utilizará solo la combinación de $1.4CM + 1.7CV$. Por tanto cabe anotar que en el diseño no tiene influencia los cambios en la norma E.030.

10.1.1 Diseño por flexión

Se tomará un tramo de la losa aligerada (Ver Anexo 02-G), para su diseño como se muestra en la figura 109. Primero se hallará la carga amplificada $1.4CM + 1.7CV$. Luego se hará uso de los coeficientes del ACI para poder graficar el diagrama de momento flector y fuerza cortantes.

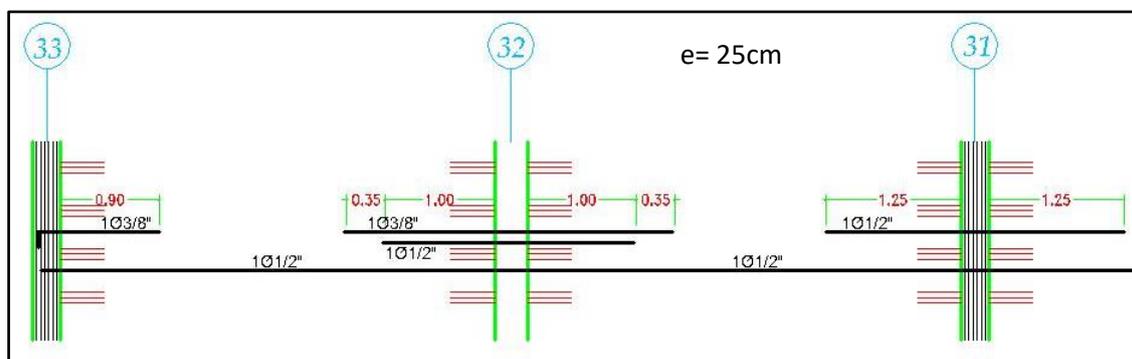


Figura 109. Vista en planta del detallado de la losa aligerada del primer y segundo nivel. Adaptado de “Planos del proyecto mejoramiento e implementación de la infraestructura del nivel secundario de la I.E.I. Santa Ana, Sector Juan Velasco Alvarado, Perené, Chanchamayo, Junín”, por Gobierno Regional de Junín.

Se hará un metrado de cargas para calcular la carga amplificada.

Peso propio de la losa: $0.4 \times 350 = 140 \text{ kg/m}$

Peso del piso terminado $0.4 \times 100 = 40 \text{ kg/m}$

Carga muerta = 180 kg/m

S/C sobrecarga: $0.4 \times 250 = 100 \text{ kg/m}$

Carga viva = 100 kg/m

Cargas amplificadas: $(1.4 \times 180) + (1.7 \times 100)$

Carga $1.4CM+1.7CV= 422 \text{ kg/m}$

Utilizando los coeficientes que indica la norma E.060 en el ítem 8.3.4 se calculará los momentos para la losa aligerada como se muestra en la figura 110.

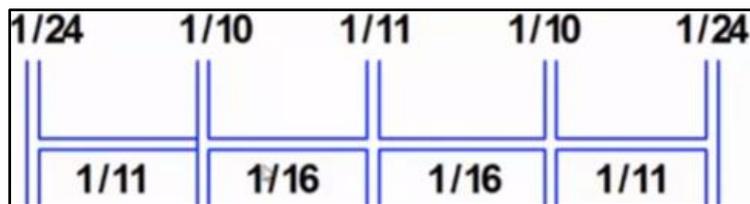


Figura 110. Coeficientes del ACI para una losa aligerada de 4 tramos.

Momento positivo

$$Mu(+) = \frac{1}{11} \times Wu \times ln^2 \cong Mu(+) = \frac{1}{11} \times 422 \times 3.975^2 \cong Mu(+) = 606.17 \text{ Kg.m}$$

$$Mu(+) = \frac{1}{16} \times Wu \times ln^2 \cong Mu(+) = \frac{1}{16} \times 422 \times 3.975^2 \cong Mu(+) = 416.74 \text{ Kg.m}$$

Momento negativo

$$Mu(+) = \frac{1}{24} \times Wu \times ln^2 \cong Mu(+) = \frac{1}{24} \times 422 \times 3.975^2 \cong Mu(+) = 277.83 \text{ Kg.m}$$

$$Mu(+) = \frac{1}{10} \times Wu \times ln^2 \cong Mu(+) = \frac{1}{10} \times 422 \times 3.975^2 \cong Mu(+) = 666.79 \text{ Kg.m}$$

$$Mu(+) = \frac{1}{11} \times Wu \times ln^2 \cong Mu(+) = \frac{1}{11} \times 422 \times 3.975^2 \cong Mu(+) = 606.17 \text{ Kg.m}$$

Se procederá a graficar el diagrama de momentos como se muestra en la figura 111 para calcular el acero de refuerzo para la losa aligerada.

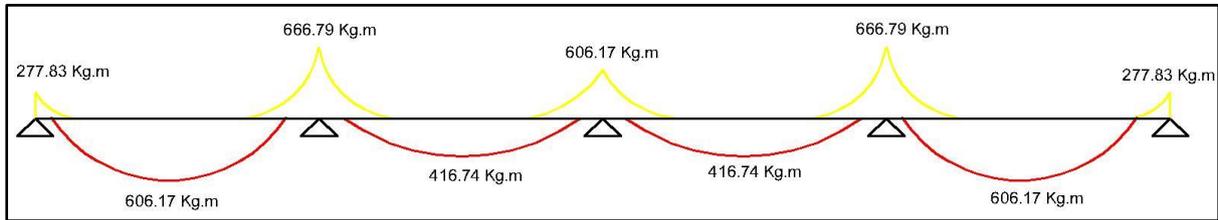


Figura 111. Diagrama de momentos flectores de la losa aligerada.

Calcularemos el área de acero que se colocará tanto para el momento positivo como el negativo como se muestra en la tabla 101, para ello se hará uso del ábaco para el cálculo de la cuantía requerida. Entonces tenemos lo siguiente:

Tabla 101. Área de acero para la losa aligerada

	ACERO REQUERIDO				
	ACERO SUPERIOR (-)			ACERO INFERIOR (+)	
	(kg.m)	(kg.m)	(kg.m)	(kg.m)	(kg.m)
Mu	277.83	666.79	606.17	606.17	416.74
Ku	5.74	13.78	12.52	12.52	8.61
ρ	0.0016	0.0038	0.0035	0.0035	0.0024
As	0.35 cm ²	0.84 cm ²	0.77 cm ²	0.77 cm ²	0.53 cm ²

El diseño de la losa aligerada se muestra en la figura 112. Pudiendo observar que para el acero inferior se correrá una varilla de ½”. Para el acero superior se colocará acero de 3/8” en el eje 33 y acero de ½” en los ejes 32 y con corte de acero según el ACI.

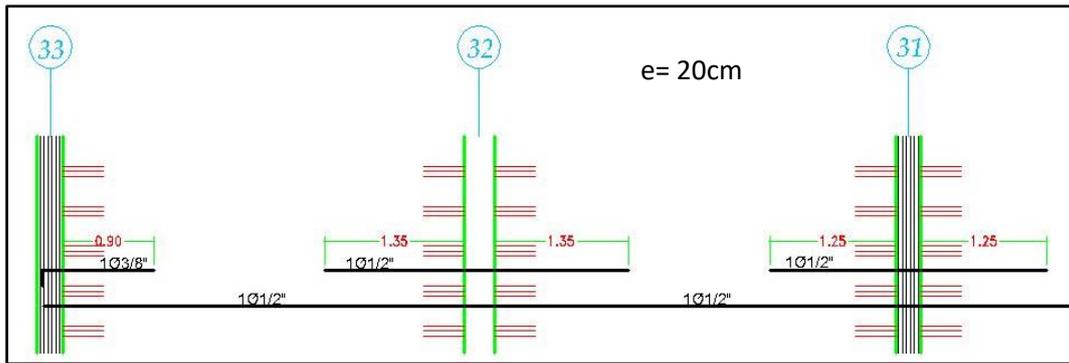


Figura 112. Detallado de la losa aligerada, diseñado por el tesista.

10.1.2 Diseño por corte

Se hallará la fuerza cortante con los coeficientes del ACI, el diagrama de fuerzas cortante se puede observar en la figura 113. Para ello tenemos lo siguiente:

Cara exterior del primer apoyo interior

$$V_u = 0.50 \times W_u \times l_n$$

$$V_u = 0.50 \times 422 \times 3.975$$

$$V_u = 838.73 \text{ Kg}$$

Cara de los demás apoyos:

$$V_u = 0.575 \times W_u \times l_n$$

$$V_u = 0.575 \times 422 \times 3.975$$

$$V_u = 964.53 \text{ Kg}$$

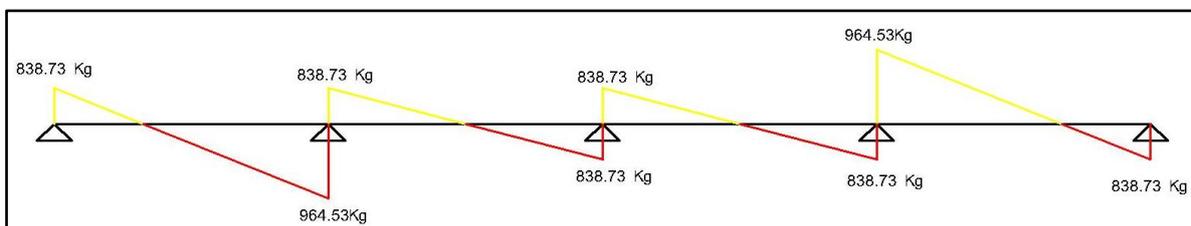


Figura 113. Diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada calculado con el ACI.

Para cumplir por corte debemos de cumplir con la siguiente expresión $V_u < \phi V_c$ entonces se calculará la resistencia al corte del concreto teniendo

$$\phi V_c = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times (\sqrt{f'}) \times b \times d$$

$$\phi V_c = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times (\sqrt{210}) \times 10 \times 22$$

$$\phi V_c = 1436.24 \text{ Kg}$$

Como se puede observar en la figura 116, tenemos el diagrama de fuerza cortante donde estamos cumpliendo con la expresión $V_u < \phi V_c$ pasando por corte.

10.1.3 Verificación de deflexiones

Para no calcular las deflexiones la norma E.060 en la tabla 9.1, como se observa en la figura 114, se menciona coeficientes para poder calcular el espesor de la losa para un buen comportamiento estructural.

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Figura 114. Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones. Adaptado de “Norma E.060, del Reglamento Nacional de Edificaciones”, por SENCICO 2005

Entonces tenemos:

$$\text{En los extremos } e = \frac{3.975}{18.5} = 0.21\text{m}$$

$$\text{En la parte central } e = \frac{3.975}{21} = 0.19\text{m}$$

Comentario, se observa que el espesor de losa calculado para la comprobación de deflexiones es de 0.20. El proyecto ejecutado el 2012 posee un espesor de losa de 0.25m, llegando a la conclusión que la losa se encuentra sobredimensionado.

10.1.4 Comparación del diseño

En cuanto al acero distribuido en la vigueta de la losa aligerada, tanto para el proyecto y lo calculado, la distribución es la misma y es la única diferencia en el apoyo 32, donde se pone un acero de refuerzo más de $\frac{3}{8}$ ”.

10.2 Diseño de Viga Peraltada

Para el diseño de la viga se utilizará la combinación de la envolvente por ser un elemento resistente al sismo. Se diseñará la viga peraltada de 30x60 del eje M, como se observa en la figura 115.

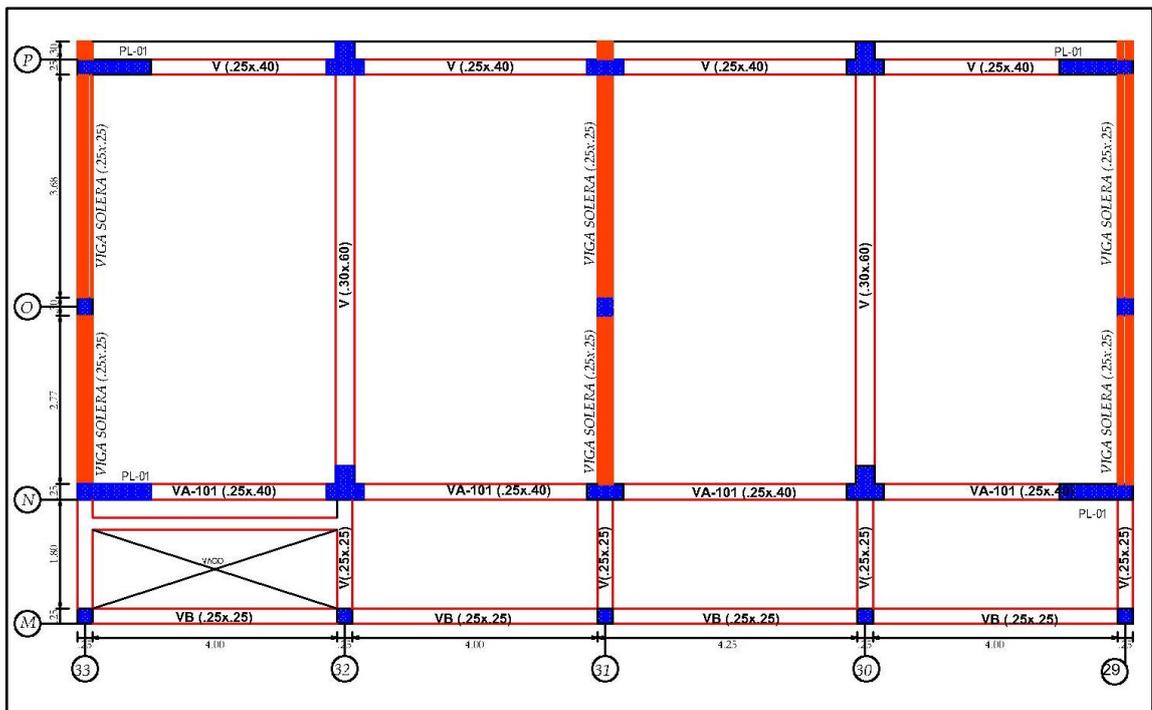


Figura 115. Vista en planta del techo 01. Adaptado de “Planos del proyecto mejoramiento e implementación de la infraestructura del nivel secundario de la I.E.I. Santa Ana, Sector Juan Velasco Alvarado, Perené, Chanchamayo, Junín”, por Gobierno Regional de Junín.

10.2.1 Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se usará el método por resistencia mencionado en la norma E.060. Además, se utilizará el diagrama de momentos flectores con la combinación de la envolvente como se muestra en la figura 116 los momentos más significativos se presentan en el techo 02.

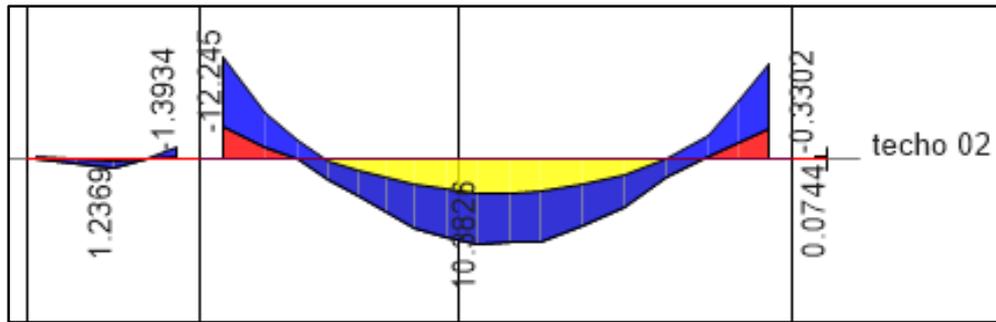


Figura 116. Diagrama de momentos flectores con la combinación de la envolvente.

Una vez obtenidos los momentos de la envolvente podemos calcular el acero que se colocará en la viga, primero se tendrá que hallar la cuantía de acero para los momentos en la cara de apoyo. Para ello tenemos lo siguiente:

Para el acero negativo:

$$W = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times Mu}{\phi \times f'c \times b \times d^2}} \cong 0.8475$$

$$- \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 1224500}{0.9 \times 210 \times 30 \times 56^2}} \cong 0.0720$$

$$W = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times Mu}{\phi \times f'c \times b \times d^2}} \cong 0.8475$$

$$- \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 1163630}{0.9 \times 210 \times 30 \times 56^2}} \cong 0.0682$$

Hallando la cuantía del acero negativo:

$$\rho = w \times \frac{f'c}{f'y} \cong 0.0720 \times \frac{210}{4200} \cong 0.00360$$

$$\rho = w \times \frac{f'c}{f'y} \cong 0.0682 \times \frac{210}{4200} \cong 0.00341$$

Área de acero negativo superior:

$$As = \rho \times b \times d \cong 0.00360 \times 30 \times 56 \cong 6.04 \text{ cm}^2$$

$$As = \rho \times b \times d \cong 0.00341 \times 30 \times 56 \cong 5.73 \text{ cm}^2$$

Para el acero positivo:

$$W = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times Mu}{\phi \times f'c \times b \times d^2}} \cong 0.8475$$

$$- \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 1037990}{0.9 \times 210 \times 30 \times 56^2}} \cong 0.0606$$

Hallando la cuantía del acero negativo:

$$\rho = w \times \frac{f'c}{f'y} \cong 0.0606 \times \frac{210}{4200} \cong 0.00303$$

Área de acero negativo superior:

$$As = \rho \times b \times d \cong 0.00303 \times 30 \times 56 \cong 5.09 \text{ cm}^2$$

Para la cuantía que calculamos se hará el diseño de la viga, como se muestra en la figura 117. Para los cortes 4-4 y 2-2 el acero superior estará dado por $2 \text{ } \phi \text{ } 5/8'' + 2 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$, llegando a una cuantía de 6.58 cm^2 . Y para el acero inferior con $2 \text{ } \phi \text{ } 5/8''$, tenemos 4 cm^2 llegando a cubrir el acero requerido. Asimismo, para el corte 3-3 tenemos que con el acero corrido cubre esos 0.06 cm^2 que nos pide pero para el acero inferior tenemos que aumentar un acero de $1/2''$ para cumplir con la cuantía requerida.

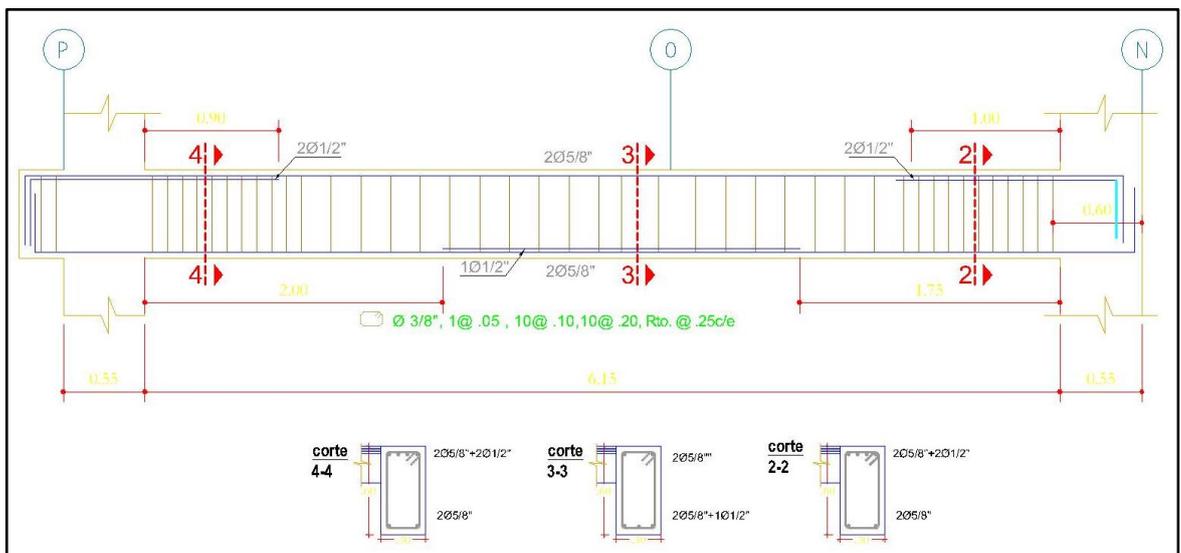


Figura 117. Detallado de la viga peraltada de 30 x60 del proyecto, diseñado por el tesista.

10.2.2 Diseño por corte

Las fuerzas cortantes de la envolvente presentes en la viga son mayores a lo que el concreto pueda resistir, es necesario colocar estribos. El aporte del concreto se calcula con la siguiente fórmula:

$$\phi V_c = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times (\sqrt{f'_c}) \times b \times d$$

$$\phi V_c = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times (\sqrt{210}) \times 30 \times 56$$

$$\phi V_c = 10.97 \text{ ton}$$

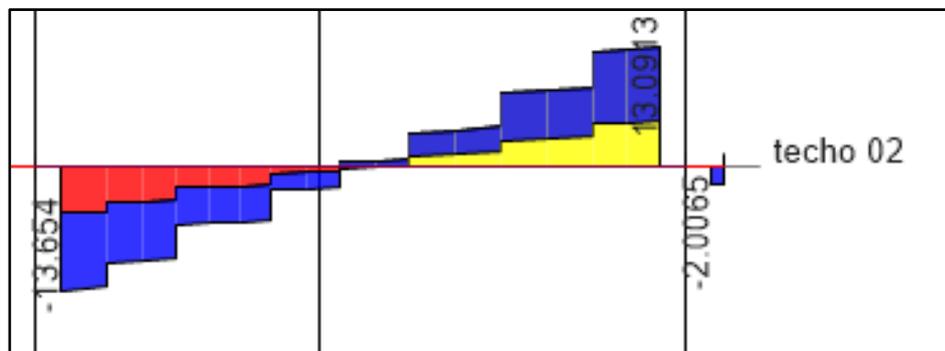


Figura 118. Diagrama de fuerza cortante de la viga de 30x60 con la combinación de la envolvente.

Como se puede observar en la figura 118. Tenemos cortantes de 13.65ton y 13.09 ton siendo mayor que ϕV_c , por lo que se requiere estribos. Colocando estribos de 3/8" espaciados de la siguiente manera 1@0.05, 10@0.10, 10@0.20, Rto. @ 25.

10.2.3 Comparación del diseño

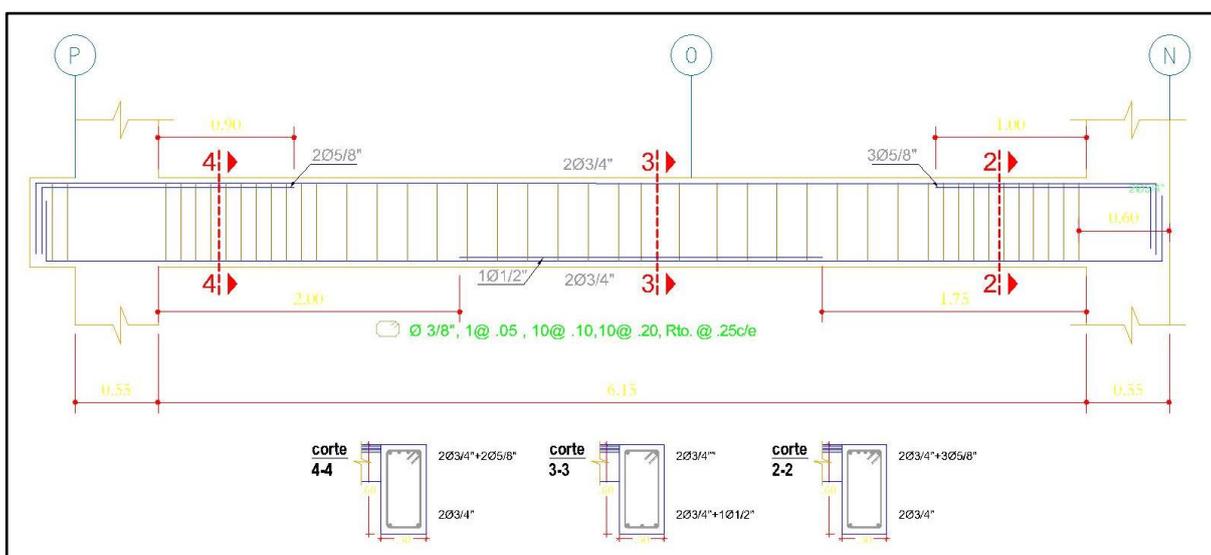


Figura 119. Detallado de la viga peraltada de 30x60 según el proyecto ejecutado el 2012. Adaptado de “Planos del proyecto mejoramiento e implementación de la infraestructura del nivel secundario de la I.E.I. Santa Ana, Sector Juan Velasco Alvarado, Perené, Chanchamayo, Junín”, por Gobierno Regional de Junín.

Se puede observar en la figura 117 y 119 que el acero longitudinal tuvo una reducción de cuantía con la nueva norma. Se aprecia en la tabla 102 la reducción de acero que oscila entre el 24% al 44 %. Se concluye que la viga se comportara favorablemente en un sismo.

Tabla 102. Comparación del porcentaje de reducción del acero del proyecto vs norma vigente.

Tramo	Caso de la Carga	Antigua Norma	Norma Vigente	Reducción	Reducción
		Fuerza Cortante (Min)	Fuerza Cortante (Min)	tonf	%
1-2	Inicio	-1.6878	-1.6872	-0.0006	0.04
	Final	0.9969	0.9605	-0.0364	3.79
2-4	Inicio	-13.6512	-13.6512	0	0.00
	Final	4.8467	4.7328	-0.1139	2.41

10.3 Diseño de Columna

Para el diseño de columna se tomará la columna en forma de T por tener la mayor área tributaria. Para obtener las fuerzas, se tomarán todas incluidas las cargas de sismo de los pisos superiores como se muestra en la tabla 103.

Tabla 103. Cargas que actúan en la columna T

Cargas	P (ton)	VX(ton)	VY(ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
Muerta	-34.6922	0.6694	0.0643	0.1008	1.0471
Viva	-12.3264	0.2964	0.0164	0.0223	0.4721
Sismo en X	8.8683	0.0351	2.6313	8.1189	0.0609
Sismo en Y	1.5309	0.727	0.1151	0.3076	2.1943

10.3.1 Diseño por flexocompresión

Las columnas son diseñadas para soportar tanto las cargas axiales, esfuerzos de flexión y corte, los momentos sísmicos y fuerzas cortantes que se usarán en el diseño son obtenidos del análisis en el primer piso. Para ello consideraremos las siguientes combinaciones:

$$\text{Combinación 1} = 1.4\text{CM} + 1.7\text{CV}$$

$$\text{Combinación 2} = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}$$

$$\text{Combinación 3} = 0.9\text{CM} \pm \text{CS}$$

Se toman factores de amplificación los resultados del análisis sísmico se obtienen los valores de la tabla 104.

Tabla 104. Combinaciones de carga para el diseño de la columna T

	COMBOS	P	M2	M3
	1.4CM+1.7CV	69.52396	0.17903	2.26851
SISXX	1.25(CM+CV)+SISXX	67.64155	8.272775	1.9599
	1.25(CM+CV)-SISXX	49.90495	-7.965025	1.8381
	0.9CM+SISXX	40.09128	8.20962	1.00329
	0.9CM-SISXX	22.35468	-8.02818	0.88149
SISYY	1.25(CM+CV)+SISYY	60.30415	0.461475	4.0933
	1.25(CM+CV)-SISYY	57.24235	-0.153725	-0.2953
	0.9CM+SISYY	32.75388	0.39832	3.13669
	0.9CM-SISYY	29.69208	-0.21688	-1.25191

La norma E.060 de concreto armado menciona que el acero mínimo será el 1% del área de la columna, y el área de la columna T de 2400 cm², considerando la cuantía mínima de 1% se obtiene 24 cm². Entonces, la primera interacción se realizará con 12 varillas de ¾" dando

un área de acero de 34.08 cm². Con este acero se obtiene el siguiente diagrama de interacción figura 123 (Mx) y figura 124 (My).

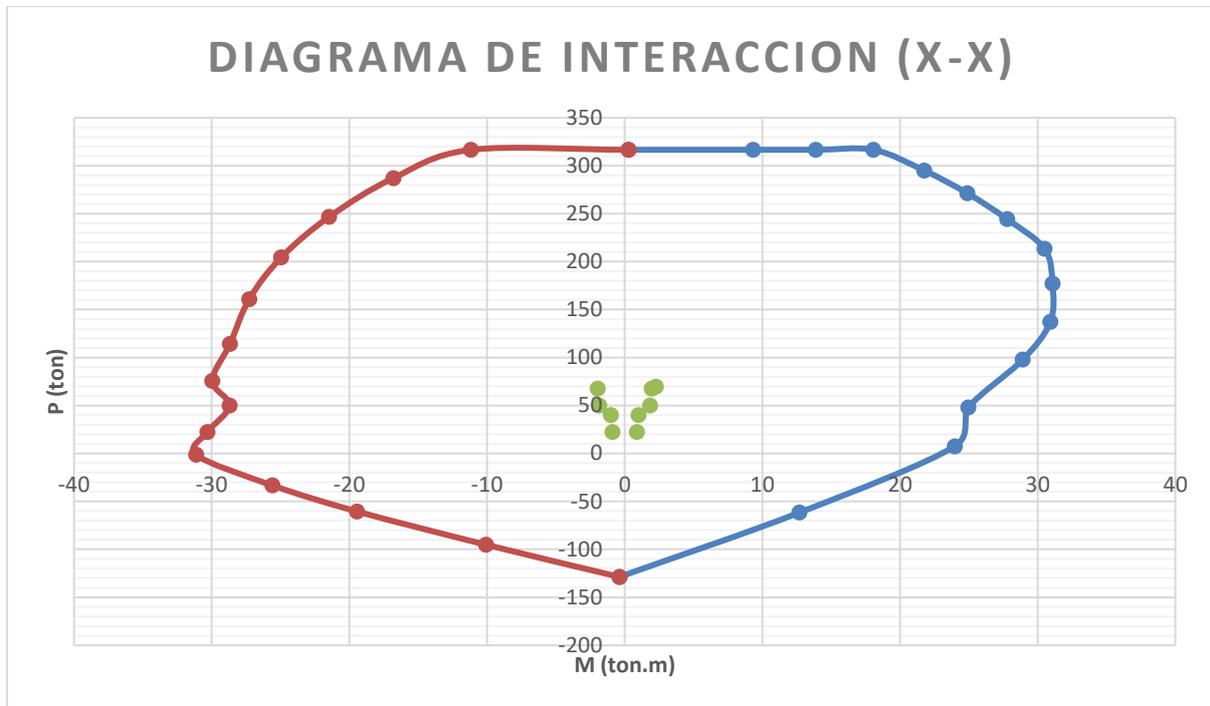


Figura 120. Diagrama de interacción de la columna T en el eje X.

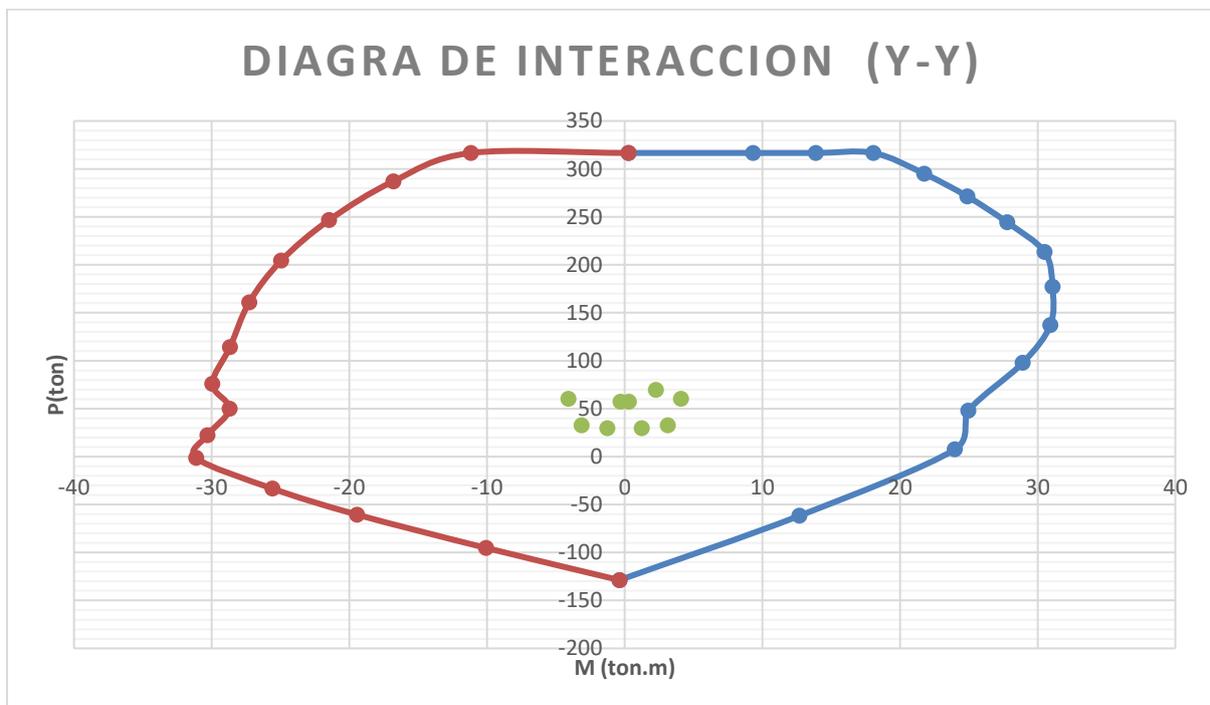


Figura 121. Diagrama de interacción de la columna T en el eje Y.

Se observa en las figuras 120 y 121 que la cuantía que se propuso está dentro del diagrama de interacción tanto para el eje X e Y. Esto debido a que la sección es grande y no tiene mayor sollicitación sísmica. En la figura 122 se puede observar la distribución de acero para la columna T.

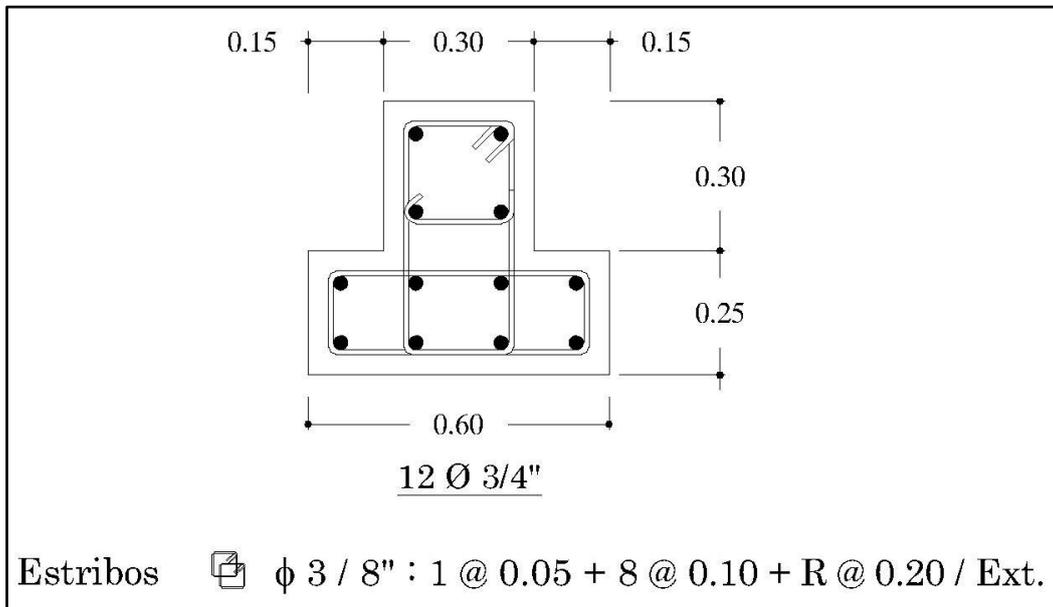


Figura 122. Distribución de acero de la columna T. Adaptado de “Planos del proyecto mejoramiento e implementación de la infraestructura del nivel secundario de la I.E.I. Santa Ana, Sector Juan Velasco Alvarado, Perené, Chanchamayo, Junín”, por Gobierno Regional de Junín.

10.3.2 Comparación del diseño

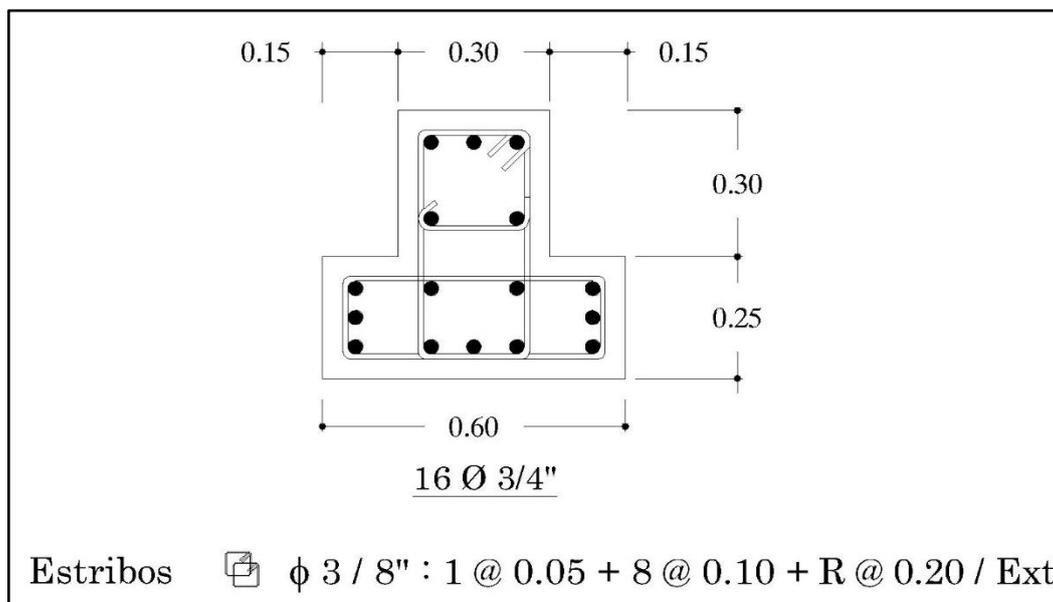


Figura 123. Sección de la columna T. Adaptado de “Planos del proyecto mejoramiento e implementación de la infraestructura del nivel secundario de la I.E.I. Santa Ana, Sector Juan Velasco Alvarado, Perené, Chanchamayo, Junín”, por Gobierno Regional de Junín.

Se aprecia en la figura 123 el detallado de acero de la columna T se colocó 16 varillas de $\frac{3}{4}$ " en la ejecución del proyecto. Y en el cálculo de la columna con la norma vigente se ve una reducción de acero, esto debido al cambio que se produjo en la norma en relación al factor Z. Haciendo una comparación como se muestra en la tabla 105 se llega a la conclusión con la nueva norma la cuantía se redujo en un 25%.

Tabla 105. *Tabla comparativa del acero longitudinal de la columna T*

	# VARILLAS	CUANTÍA	REDUCCIÓN		
			# VARILLAS	ÁREA DE ACERO	PORCENTAJE
PROYECTO	16 Ø 3/4	45.44 cm ²	4	11.36 cm ²	25%
NORMA VIGENTE	12 Ø 3/4	34.08 cm ²			

10.4 Diseño de Placa

Las placas son elementos estructurales que aportan rigidez lateral a la estructura, la placa debe de resistir cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores. Para esto, se diseñará la placa típica que se encuentra en el eje 29N, su diseño se basará en la disposición especial para elementos sismorresistente del artículo 21 de la norma E.060, los resultados de la placa se muestra en la tabla 106

Tabla 106. *Cargas que actúan en la placa*

CARGAS	P (ton)	VX (ton)	VY (ton)	MX (ton.m)	MY (ton.m)
CM	-28.0615	-0.0107	-1.2061	-0.8516	0.7496
CV	-5.4402	0.0933	-0.2416	-0.1936	0.2431
SX	15.1987	16.3637	0.9705	0.6707	54.8716
SY	35.5019	2.918	3.9319	2.7657	2.7113

La relación H/L: $3.34/1.2=2.78 > 1$, sirve para clasificar al muro como esbelto, lo que quiere decir que su comportamiento es similar al de una columna, entonces su diseño será por flexocompresión.

10.4.1 Diseño por flexocompresión

La norma E.060 en su artículo 14.3 señala cuantías mínimas para el acero de la placa tanto horizontal como vertical.

$$\rho_h \min \geq 0.002 \text{ y } \rho_v \min \geq 0.0015$$

Siendo:

ρ_v : cuantía mínima para el acero horizontal

ρ_h : cuantía mínima para el acero vertical

En el mismo artículo la norma menciona el espaciamiento del refuerzo tanto horizontal como vertical no debe ser mayor a tres veces el espesor del muro ni mayor a 40 cm. Si el muro tiene más de 20 cm de espesor el refuerzo debe distribuirse en ambas caras en la tabla 107 se puede observar las combinaciones de carga para el diseño de la placa.

Tabla 107. Combinaciones obtenidas del análisis de la placa

	COMBOS	P	M2	M3
	1.4CM+1.7CV	48.53444	-1.52136	1.46271
SISXX	1.25(CM+CV)+SISXX	57.075825	-0.6358	56.112475
	1.25(CM+CV)-SISXX	26.678425	-1.9772	-53.63073
	0.9CM+SISXX	40.45405	-0.09574	55.54624
	0.9CM-SISXX	10.05665	-1.43714	-54.19696
SISYY	1.25(CM+CV)+SISYY	77.379025	1.4592	3.952175
	1.25(CM+CV)-SISYY	6.375225	-4.0722	-1.470425
	0.9CM+SISYY	60.75725	1.99926	3.38594
	0.9CM-SISYY	-10.24655	-3.53214	-2.03666

Se realizará una estimación del acero que ira en los núcleos confinados utilizando la siguiente expresión:

$$A_s = M_u / [\phi f_y (0.9L)]$$

$$A_s = 5611000 / [0.9 \times 4200 \times (0.9 \times 125)]$$

$$A_s = 13.19 \text{ cm}^2$$

Para la interacción se colocará dos núcleos confinados de 25cm x25cm con 4Ø 3/4 y para el refuerzo de la placa se calculará el acero mínimo:

$$\rho h \text{ min} \geq 0.002 \times 25 \times 100$$

$$\rho h \text{ min} \geq 5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se colocará 2 Ø3/8 separados a 20cm que se distribuirá a lo largo de la placa (siendo mayor a la área de acero calculado). Se obtuvieron los siguientes diagramas de interacción de las figuras 124 y 125.

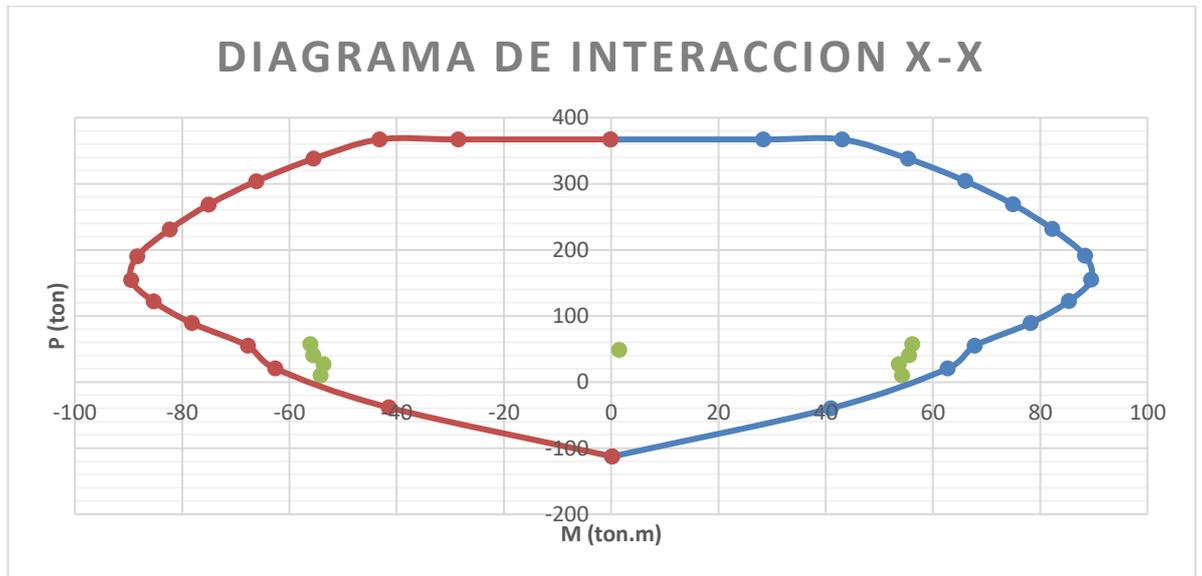


Figura 124. Diagrama de interacción de la placa en el eje X.

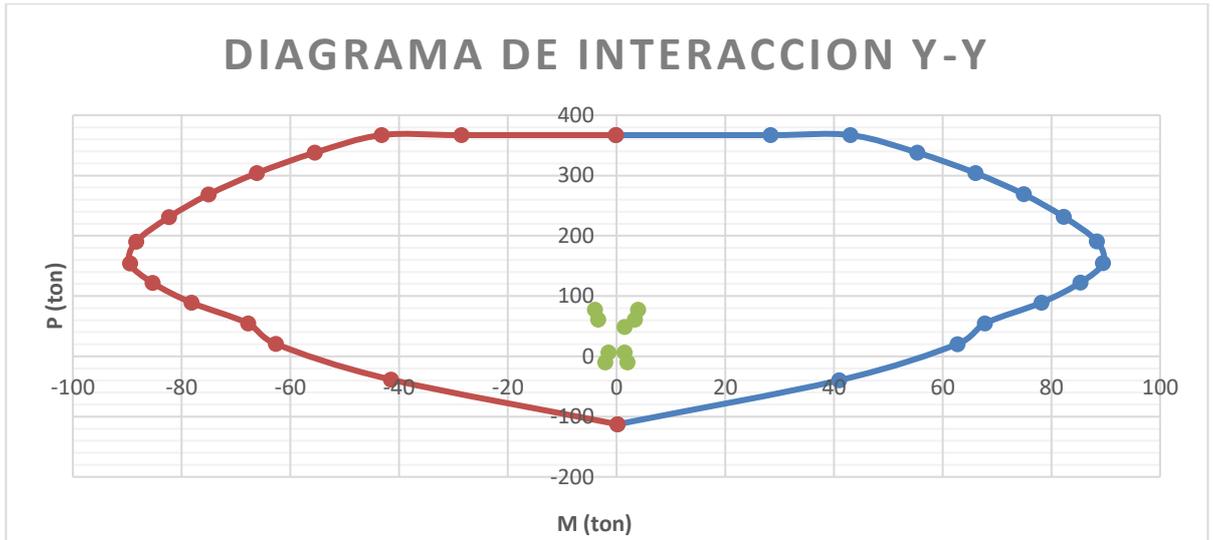


Figura 125. Diagrama de interacción de la placa en el eje Y.

Se observa en las figuras 124 y 125 que la cuantía que se propuso está dentro del diagrama de interacción tanto para el eje X e Y. Por ende, el diseño de los núcleos y del acero, a lo largo de la placa, están cumpliendo con el diseño por flexocompresión. En la figura 126 se puede observar la distribución de acero para la placa.

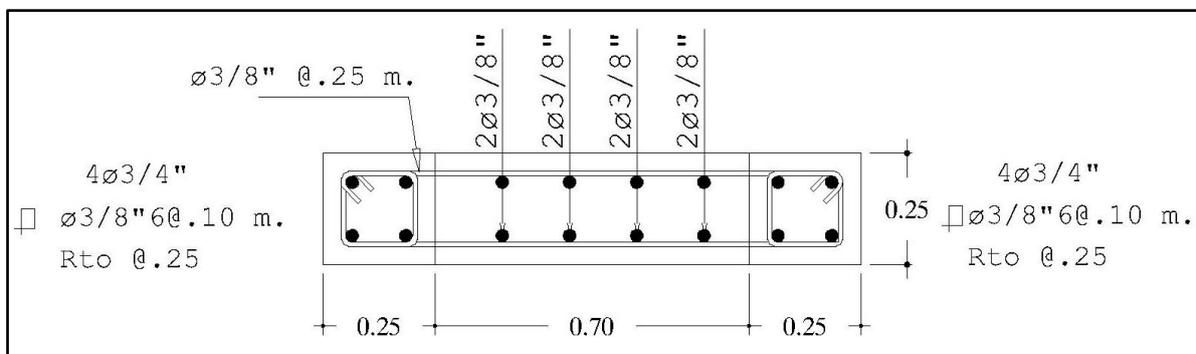


Figura 126. Distribución de acero de la placa.

10.4.2 Comparación del diseño

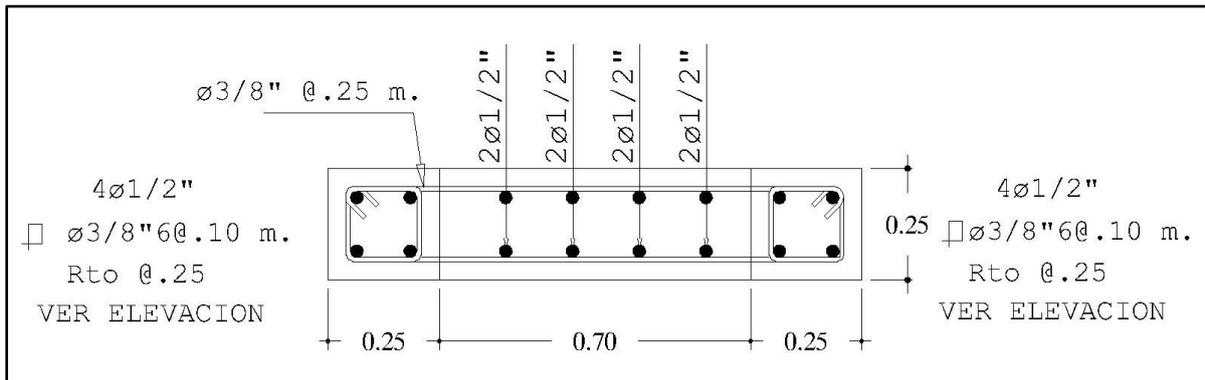


Figura 127. Sección de la placa. Adaptado de “Planos del proyecto mejoramiento e implementación de la infraestructura del nivel secundario de la I.E.I. Santa Ana, Sector Juan Velasco Alvarado, Perené, Chanchamayo, Junín”, por Gobierno Regional de Junín.

Se aprecia en la figura 126 y 127 el detallado de la placa. El proyecto ejecutado el 2012, se colocó dos núcleos de 25x25 con 4 varillas de 1/2” y para el acero vertical y horizontal se colocará \varnothing 1/2” @ 20cm. En el diseño de la placa con la nueva norma podemos observar que se colocará 4 varillas de 3/4” y aceros verticales y horizontales de 3/8” @ 20cm, lo cual significaría que la placa existente podría fallar en caso de un sismo severo, por piso débil.

Tabla 108. Tabla comparativa del acero de la placa

	# VARILLAS	CUANTÍA	REDUCCIÓN	
			ÁREA DE ACERO	PORCENTAJE
PROYECTO	1/2”@ 0.20	1.29 cm ²	0.58 cm ²	45%
NORMA VIGENTE	3/4” @ 0.20	0.71 cm ²		

CONCLUSIONES

1. Al evaluar el comportamiento sísmico estructural del pabellón B de tres niveles del Centro Educativo Santa Ana al emplear las normas Técnica E.030, tanto la anterior como la actual vigente, se identificó similitudes en la configuración estructural y en la regularidad estructura. Asimismo, se encontró variaciones en la fuerza cortante basal, en los desplazamientos y en las fuerzas internas de los elementos estructurales. Estas diferencias ocurren debido al cambio del valor del factor de zona (Z), ya que la norma anterior consideraba un valor de 0.30, mientras que la norma actual estipula un valor de 0.25, y a la modificación de la generación del espectro de pseudoaceleraciones
2. La configuración estructural del pabellón B de tres niveles del Centro Educativo Santa Ana es un sistema mixto, en la dirección X, evaluando las cortantes predomina el sistema estructuras de muros de corte y en la dirección Y prevalece muros de albañilería confinada, cumpliendo con las disposiciones de los artículos 12 (norma anterior) y 14 (norma vigente).
3. En cuanto a la regularidad, ambos modelos no presentan irregularidad ni en planta ni en elevación. En esta evaluación se emplea el artículo 11 de la norma anterior y el artículo 3.5 de la norma vigente.
4. Los desplazamientos máximos relativos tuvieron una reducción del 17%, tanto para el análisis estático y el dinámico. Además, en edificaciones mixtas (muros estructurales y muros de albañilería), la albañilería no puede seguir la deformación del concreto (0.007), para evitar agrietamiento. Por lo tanto, las derivas máximas en el eje X-X e Y-Y deben ser menor a 0.005 (Bartolomé, 2011).
5. Por los cambios estipulados en la norma del 2016, donde el factor de zona tuvo una reducción, la cortante total en la base se redujo en un 17% (similar a los desplazamientos y ello se debe a que análisis se realiza considerando un modelo de

comportamiento lineal y elástico) en comparación con la antigua norma de diseño sismorresistente

6. Se observa en el análisis comparativo que hubo una variación en la norma en los coeficientes para hallar la cortante basal total. El análisis tanto estático y dinámico tuvo una reducción proporcional con las fuerzas internas de cada elemento estructural (placas, columnas, muros de albañilería y vigas), donde se obtiene una reducción del 17% en las fuerzas internas empleando la normativa vigente.
7. En el caso de carga muerta y carga viva no hubo variación de resultados siendo las mismas fuerzas internas para las dos normas
8. Se tomó la combinación de cargas de la envolvente, para el diseño de las vigas, por lo que se obtuvo los siguientes resultados. el momento flector máximo tuvo una reducción que varía de 0 al 17%, los momentos flectores mínimos una variación entre 0 al 14 %, tenemos que también hay una reducción de fuerza cortante máxima de 6 a 37 % y para las fuerzas cortantes mínimas varían desde 6 al 39 %. Esto por usar todas las combinaciones de cargas.
9. Se observa que el espesor de losa calculado con la tabla 9.1 de la norma E.060 de concreto armado sobre deflexiones es de 0.20. Además, el proyecto ejecutado el 2012 posee un espesor de losa de 0.25m. Por ellos, se llega a la conclusión que la losa se encuentra sobredimensionado.
10. Se observa que las vigas existentes tienen mayor cantidad de acero en un porcentaje de 30%. Esto es debido a la reducción que hubo en la cortante basal total con la nueva norma.
11. La cuantía se redujo a un 25% en las columnas que se ejecutaron vs las columnas que se diseñaron con la norma vigente. Se puede decir que para la norma del 2018 el diseño de la columna tendría un comportamiento adecuado en caso de un sismo.

12. Para el caso de las placas tenemos que los aceros colocados en los dos núcleos de la placa son menores a lo calculado con la norma vigente. Además, las placas del proyecto ejecutado fallarían por piso débil en caso de un sismo severo, ya que carecen de la capacidad resistente que necesitan estas placas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ARANA, V. y PALOMINO, J. Priorización del reforzamiento de colegios Públicos de Lima para la mitigación del riesgo sísmico. Tesis (Magister en Ingeniería Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de Posgrado, 2016. 90pp.
2. BARTOLOMÉ, R., QUIJUN, D. y SILVA, W. Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería. Fondo Editorial PUCP. Lima, 2011. 343pp. ISBN: 978-9972-42-956-9
3. BLANCO, A. Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. 1.ª ed. Lima: Capítulo de Ingeniero Civil, Consejo Departamental de Lima, 1991. 302pp.
4. BLANCO, A. Las estructuras de los Centros Educativos (Colegios) en el Siglo XX en el Perú Diversos Proyectos de Reforzamiento y Ejemplos de Estructuración de Edificaciones de la Universidad Católica del Perú. Tesis (Magister en Ingeniería Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de Posgrado, 2005. 131pp.
5. D. S. N. 003-2016-Vivienda 2016. Norma Técnica E.030. Diseño Sismorresistente. Reglamento Nacional de Construcción, 2016. *Diario Oficial El Peruano*. Lima, Perú, 24 de enero del 2016
6. HIBBELER, C. Análisis Estructural. 312.ª ed. México: Universidad Autónoma de México, 1997. 730pp. ISBN: 6073210620
7. INSTITUTO de la Construcción y Gerencia, ICG. Reglamento Nacional de Edificaciones. 4.ª ed. Lima: Decreto Supremo N. 011-2012-Vivieda, 2012. 784pp. 16 de enero del 2012. ISBN: 9786123042462
8. JARAMILLO, G., y ROCHA M. Comparación entre la norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 y la norma americana Society of civil Engineers 07-10 para diseño sismo-resistente corte basal. Tesis para optar el grado de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica del Ecuador. 2013. 207pp.
9. LEON, M. y GUTIERREZ S. Comparación estructural y económica de edificio de 7 pisos ante cambio de la norma E.030 Diseño Sismorresistente. Tesis para optar el grado de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú, 2018.91pp.
10. LOA, G. Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997. Tesis para optar el grado de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú, 2017.70pp.
11. MARTE, C. Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal (PUSH-OVER). Tesis para optar el grado de Ingeniero Civil. Universidad Politécnica de Catalunya. 2014. 154pp.

12. MEJIA L. Diseño de edificio de vivienda de concreto armado aplicando las normas Sismorresistente de 2003 y 2016. Tesis para optar el grado de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú, 2017.94pp.
13. D. S. N. 003-2016-Vivienda. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Decreto supremo que modifica la norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente. Domingo 24 de enero de 2016. Lima, Perú.
14. MORALES, R. Diseño en Concreto Armado. 3^a ed. Perú: Edición ICG, 2006. 423pp. ISSN 2518-2196
15. GOBIERNO Regional de Junín. Planos del proyecto Mejoramiento e implementación de la infraestructura del nivel secundario de la I.E.I. Santa Ana, Sector Juan Velasco Alvarado, Perené, Chanchamayo, Junín, Perú.
16. SOFTWARE ETABS V2016.2.1 [software de computadora]. Computers & Structure Inc Spain, licencia *1VMJ76699BR5VP8.
17. OTTAZZI, G. Apuntes del curso concreto armado I. 12.^a ed. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2009. 532pp.
18. SANCHEZ, M. Vulnerabilidad Sísmica de Construcciones Patrimoniales Históricas de Mampostería en Chile: Aplicación a los Torreones Españoles de Valdivia. Tesis para optar el grado de (Ingeniero Civil en Obras Civiles). Universidad Austral de Chile, 2013.151pp
19. SENCICO. Reglamento Nacional de Edificación, Norma Técnica E.030, Diseño Sismorresistente. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. 2018. 53pp 22 de octubre del 2018
20. SENCICO. Norma técnica de edificación E.020 Cargas. Reglamento Nacional de Construcción. 2004. 8pp
21. SENCICO. Norma Técnica de Edificación E.030, Diseño Sismorresistente reglamento nacional de construcción. 2003. 8pp.
22. SENCICO. Norma técnica de edificación E.050 Suelos y Cimentación. Reglamento Nacional de Construcción. 2006. 20pp ISBN 978-9972-9433-4-8
23. SENCICO. Norma técnica de edificación E.060 Concreto Armado. Reglamento Nacional de Construcción. 2009. 96pp
24. SENCICO. Norma técnica de edificación E.070 Albañilería. Reglamento Nacional de Construcción. 2005. 17pp.

ANEXOS

ANEXO 01: INFORME DE ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION

00-522

463

ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION

“MEJOR. E IMP. DE LA INFRAESTRUCTURA DEL NIVEL SECUNDARIO DE LA I.E.I. SANTA ANA”

1.0 GENERALIDADES

El presente estudio es el resultado de los trabajos geotécnicos realizados en el mes de Enero del 2010, en el Distrito de Perené, donde se cimentarán las edificaciones de 1, 2 y 3 pisos para la Institución Educativa.

1.1 Objetivo del estudio

El objeto de los trabajos geotécnicos efectuados en el área, fue conocer las características y condiciones de resistencia del terreno sobre el cual se cimentarán las Edificaciones. Estas investigaciones llevan a determinar el comportamiento físico-mecánico de los materiales existentes en el sub-suelo, determinando el tipo y las condiciones de cimentación, a tener en cuenta.

1.2 Ubicación de la Zona de Estudio

La zona donde se cimentarán las Edificaciones, se encuentra ubicada en el Distrito de Perené, perteneciente a la Provincia de Chanchamayo y Departamento Junín.

1.3 Características Topográficas del Terreno

El terreno presenta una topografía plana, con una pendiente ligeramente accidentada.

1.4 Características Preliminares de Cimentación

La construcción de la edificación, consistirá en elementos estructurales aporcados de concreto armado, compuesto por columnas y vigas. Las cimentaciones estarán gobernadas por las demandas arquitectónicas para un piso que transmiten cargas por columna a la cimentación. Teniendo en cuenta lo mencionado se estima emplear cimentaciones del tipo zapatas aisladas y sobrecimiento reforzado (Módulos de 1 piso), zapatas aisladas y vigas de cimentación (Módulos de 2 y 3 pisos).

2.0 INVESTIGACIONES GEOTECNICAS

2.1 Excavaciones a Cielo Abierto

Con el objetivo de determinar los parámetros de resistencia del suelo, hasta la profundidad activa de la cimentación, se ejecutó 03 calicatas excavadas manualmente de sección circular de 1.00 m. de diámetro y 3.00 m. de profundidad, cabe anotar que no se encontró nivel freático, hasta la profundidad explorada.



INGENIERO ROBERTO CORDOVA
INGENIERO CIVIL
C.A.P. 3412

Arturo



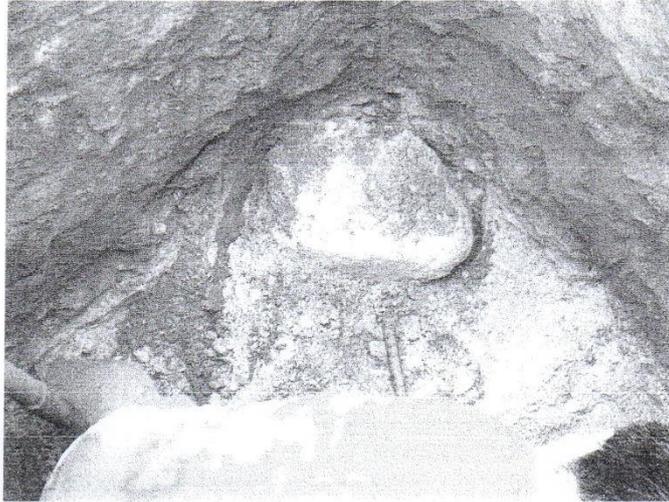
ARTURO ANTARA ARIAS
INGENIERO CIVIL

MEJOR. E IMP. DE LA INFRAESTRUCTURA DE NIVEL SECUNDARIO DE LA I.E.I. SANTA ANA

Reg. del Coli

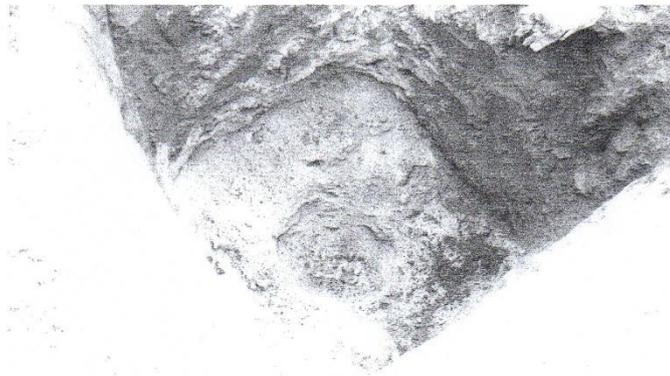
Nº 91468

Se extrajo una muestra en estado alterado de las 03 calicatas ya que son similar, la que se remitió al laboratorio de Mecánica de Suelos para la respectiva evaluación de los parámetros de resistencia.



2.2 Muestreo

Se tomó una muestra alterada, de acuerdo al estrato encontrado, la que fue remitida al laboratorio de Mecánica de Suelos, para determinar las propiedades índices que permitan la clasificación del suelo, así como para los ensayos de resistencia.



Handwritten signature

Handwritten signature
ING. ENRIQUE GORDON
PROFESOR



Handwritten signature
ARTURO ANTARA ARIAS
INGENIERO CIVIL
Código del Colegio de Ingenieros N° 91463

3.0 TRABAJO DE LABORATORIO

Con la muestra obtenida en el campo, se realizaron ensayos de acuerdo a las Normas Estándar de la American Society for Testing and Materials.

A continuación se detallan los ensayos a los que fueron sometidas las muestras tomadas en el campo:

- Análisis Granulométrico ASTM D422
- Contenido de Humedad ASTM D2216
- Límite Líquido ASTM D427 / D4318
- Límite Plástico ASTM D427 /D4318
- Clasificación de Suelos (SUCS) ASTM D2487/ D3282
- Corte Directo ASTM D3080

Los resultados de los ensayos de laboratorio se presentan en el informe adjunto al presente Estudio.

3.1 Clasificación de Suelos

Las muestras analizadas han sido clasificadas mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y los resultados obtenidos a manera de resumen se indican en el Cuadro N°1.

**CUADRO N°1
CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS)**

Cal.	Muestra	Prof.(m)	% acumulado que pasa la malla N°4	% acumulado que pasa la malla N°200	LL (%)	IP (%)	Clasif. SUCS
C-1	M-1	0.00 -3.00	60.80	3.50	N.P.	N.P.	SP

3.2 Contenido de Humedad

A la muestra inalterada, se le realizó el ensayo de contenido de humedad, dando 18.90%, lo que indican que poseen mediana humedad. En el cuadro N°2, se indican los resultados obtenidos.

CUADRO N°2

Cal.	Muestra	Prof.(m)	C. de humedad (%)
C-1	M-1	0.00-3.00	18.90

3.3 Corte Directo

Se realizó el ensayo de Corte Directo con la finalidad de determinar los parámetros de resistencia del suelo y se efectuó al suelo predominante en la zona, denominado Arena pobremente graduada. Obteniéndose los resultados indicados en el Cuadro N°3.

**CUADRO N°3
PARAMETROS DE RESISTENCIA**

Cal.	Muestra	Prof.(m)	Angulo de Fricción residual (ϕ°)	Cohesión (kg/cm ²)
C-1	M-1	0.00 -3.00	32.20	0.00

4.0 PERFIL ESTRATIGRAFICO

En el Cuadro N°4, se presenta un resumen de los trabajos realizados, indicando la profundidad, número de calicata, profundidad, muestra y la descripción del material.

**CUADRO N°4
PERFIL ESTRATIGRAFICO**

Prof. (m)	Calicata	Muestra	Descripción del Material	Clasificación SUCS
0.00 – 3.00	C-1	M-1	Arena pobremente graduada	SP

No presenta nivel freático.

5.0 ANALISIS DE LA CIMENTACIÓN**5.1 Profundidad de Cimentación**

Considerando las condiciones físicas y mecánicas de los suelos superficiales, se ha determinado que las profundidades mínimas posibles de cimentación son de 1.00 m. bajo la superficie del terreno, teniendo presente que se cimentará en arena pobremente graduada.

5.2 Tipo de cimentación

La estructura deberá repartir las cargas verticales evitando, en lo posible, la presencia de cargas concentradas.

La edificación descansará en material denominado Arena pobremente graduada y tendrá un sistema de cimentación tipo zapatas aisladas y sobrecimiento reforzado (Módulos de 1 piso), zapatas aisladas y vigas de cimentación (Módulos de 2 y 3 pisos),

esto debido a las características de resistencia del material encontrado y a la carga que soportará. En todos los casos la cimentación será adecuada para que los asentamientos sean inmediatos y puedan absorber los posibles asentamientos diferenciales que se prevén.

5.3 Capacidad Admisible de Carga

Se ha determinado la capacidad portante del terreno por corte aplicando la teoría de Terzaghi y Peck (1967) con un valor de ángulo de fricción interna igual a 32.20° y cohesión 0.00 kg/cm^2 para Arenas pobremente graduadas sin considerar la napa freática. Así mismo, se han considerado los factores de forma propuestos por Alexander Sedmak Vesic.

$$q_{ult} = \gamma_1 D_f N_q S_q + 0.50 \gamma_2 B N_\gamma S_\gamma + S_c C N_c$$

$$q_{adm} = q_{ult} / F.S.$$

donde:

- q_{ult} : capacidad última de carga
- q_{adm} : capacidad admisible de carga
- F.S. : factor de seguridad = 3
- γ : peso unitario estimado
- B : ancho de cimentación
- D_f : profundidad de cimentación
- N : factores de carga
- S : factores de forma

Toda modificación de la cimentación en forma creciente proporciona una mayor capacidad portante del terreno, esto también se cumple para profundidades de desplante mayores a los calculados. Véase la hoja de cálculo en el Cuadro N°5 "Capacidades Admisibles".

5.4 Cálculo de Asentamientos

El cálculo de asentamientos se realizará en base al método elástico, teniendo como parámetro de base, las propiedades elásticas del suelo aplicadas a las arenas, gravas, suelos no saturados, arcillas duras y rocas. Véase los resultados en el Cuadro N°5

Aplicaremos la fórmula:

$$S_i = \frac{qB(1-\mu^2)}{E_s} l_f$$

Donde :



UNIVERSIDAD NACIONAL PONCE CORDOBA
ARGENTINO
CAP. 1412



ARTURO ANTARA ARIAS
INGENIERO CIVIL
Ingenieros N° 91465

- S_i : Asentamiento probable (cm)
 μ : Relación de Poisson
 E_s : Modulo de elasticidad (ton/m²)
 I_f : Factor de forma (cm/m)
 q : Presión de trabajo
 B : Ancho de la cimentación (m)

Se tendrá en cuenta el criterio de daños en la estructura; para la distorsión angular del asentamiento diferencial:

$$\Delta / L \leq 1/500$$

$$\rightarrow \Delta / L = 0.75 \cdot 0.95 / 425$$

$$\rightarrow \Delta / L = 0.71 / 425 = 1/598 < 1/500 \text{ (cumple)}$$

Donde :

$\Delta T = 0.95 \text{ cm.}$: Asentamiento total

$\Delta = 0.75 \cdot 0.95 = 0.71 \text{ cm.}$: Asentamiento diferencial

$L = 4.25 \text{ m.}$: Longitud entre columnas

Δ / L : Distorsión angular

Tomado como el límite de seguridad para edificios en los que no se permiten grietas (Normas Rusas).


LUIS FERNANDO CORBOVE
INGENIERO CIVIL
C.A.N. 3412


ARTURO ANTARA ARIAS
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 31465

CUADRO N° 5 : CAPACIDADES ADMISIBLES

SOLICITANTE : ARQ. CARLOS ORIHUELA SANCHEZ
 PROYECTO : ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION
 "MEJOR. E IMP. DE LA INFRAESTRUCTURA DEL NIVEL SECUNDARIO DE LA I. E. I. SANTA ANA"
 UBICACIÓN : Sector Juan Velasco Alvarado, Distrito Perené, Provincia de Chanchamayo, Dpto Junín
 CALICATA : C-1
 PROF. (m) : 3.00
 FECHA : Enero, 2010

TEORIA DE TERZAGHI (1943) Y VESIC (1975):

$$q_{ult} = \gamma_1 D_f N_q S_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma S_\gamma + c S_c N_c$$

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS}$$

DATOS DE DISEÑO:

Angulo de fricción interna (°) : 32.20
 Cohesión (kg/cm²) : 0.00
 Peso específico de sobrecarga (gr/cm³) : 1.673
 Peso específico de cimentación (gr/cm³) : 1.673
 Ancho de la zapata (B) : 1.00 m.
 Largo de la zapata (L) : 1.00 m.
 Prof. del fondo de cimentación (Dfc) : 1.00 m.
 Prof. del fondo de la zapata (Dfz) : 1.00 m.
 Factor de seguridad : 3.00
 Tipo de Suelo : SP

DATOS DE ASENTAMIENTO:

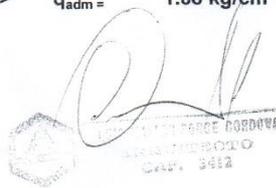
q (ton/m²) :	Variable
μ :	0.15
If (cm/m) :	103.33
Es (ton/m²) :	2000.00

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA		FACTORES DE FORMA	
N _c =	29.07	N _q /N _c =	0.6012
N _q =	17.47	tan φ =	0.5668
N _γ =	20.94	S _c =	1.60
		S _q =	1.57
		S _γ =	0.60

CIMENTACION RECTANGULAR

Ancho de zapata B (m)	ASENTAMIENTOS			
	q _{ult} (kg/cm²)	q _{adm} (kg/cm²)	q (kg/cm²)	Si (cm)
0.80	5.42	1.81	1.81	0.73
0.90	5.53	1.84	1.84	0.84
1.00	5.63	1.88	1.88	0.95
1.10	5.74	1.91	1.91	1.06
1.20	5.84	1.95	1.95	1.18

==> q_{adm} = 1.88 kg/cm²


6.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En base a los resultados de las exploraciones de campo, ensayos de resistencia, de los análisis complementarios de laboratorio se concluye y se recomienda lo siguiente:

- ◆ El suelo encontrado predominante en la zona de estudio esta constituido por Arena pobremente graduada hasta 3.00 m. de profundidad, en estado húmedo con material tipo SP, predominante en la zona.
- ◆ La alternativa de cimentación que contempla el Proyecto, consiste en zapatas aisladas y sobrecimiento reforzado (Módulos de 1 piso), zapatas aisladas y vigas de cimentación (Módulos de 2 y 3 pisos), las cargas de la estructura se transmitirán a través de muros y columnas de concreto armado.
- ◆ Se recomienda cimentar las zapatas una profundidad mínima de $Dfz=1.00$ m. (Módulos de 1 piso) y $Dfz = 1.40$ m. (Módulos de 2 y 3 pisos) contados a partir de la superficie del terreno, cuya capacidad admisible es $\sigma = 1.88$ kg/cm².
- ◆ Los resultados de este estudio son exclusivamente para el terreno estudiado.



ANEXO 02: PLANOS DEL POYECTO EJECUTADO CON LA ANTIGUA NORMA

- A. Plano general
- B. Cortes generales
- C. Plantas cortes 1
- D. Plantas cortes 2
- E. Elevación cortes 1
- F. Elevación cortes 2
- G. Estructuras aligerados
- H. Estructuras cimentación
- I. Detalle de vigas