

# **UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

**Escuela Profesional de Ingeniería Civil**



*Una Institución Adventista*

**Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de la I.E.  
N°1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°6 del Distrito de  
Chaclacayo**

Por:

Juan Arone Quispe

Asesor:

Ing. David Díaz Garamendi

Lima, abril de 2019

## DECLARACIÓN JURADA DE AUTORIA DEL INFORME DE TESIS

Ing. David Díaz Garamendi, de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

### DECLARO:

Que el presente informe de investigación titulado: Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N° 6 del Distrito de Chaclacayo, constituye la memoria que presenta el Bachiller Juan Arone Quispe para aspirar al título de profesional de Ingeniero Civil, cuya tesis ha sido realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

Las opiniones y declaraciones en este informe son de entera responsabilidad del autor, sin comprometer a la institución.

Y estando de acuerdo, firmo la presente constancia en la ciudad de Lima, a los veinte y cuatro días del mes de abril del año dos mil diecinueve.



Asesor  
Ing. David Díaz Garamendi

Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de la  
I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N° 6 del Distrito de  
Chaclacayo

# TESIS

Presentada para optar el título profesional de Ingeniero Civil

## JURADO CALIFICADOR



Mg. Leonel Chahuares Paucar  
Presidente



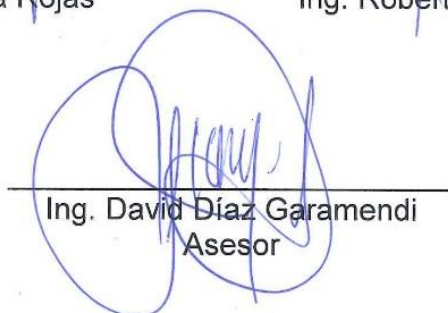
Mg. Darwin La Torre Esquivel  
Secretario



Ing. Ferrer Canaza Rojas  
Vocal



Ing. Roberto Roland Yoctun Rios  
Vocal



Ing. David Díaz Garamendi  
Asesor

Lima, Ñaña, 04 de abril de 2019

## **Dedicatoria**

### **A Dios**

Por darle sentido a mi vida, mis sueños y por ayudarme a tener convicción y fe en mí.

### **A mis padres**

A mi padre y en especial a mi madre Luisa, por ser quien me inculcó a ser la mejor versión de mí mismo, por creer en mí, por su amor, sus consejos, su motivación, y por ser un ejemplo para todos sus hijos.

## **Agradecimientos**

Mi gratitud para las personas que contribuyeron en el desarrollo de la tesis: A mis padres, a mis hermanos, a mi asesor, a los docentes de la UPeU, a mis amigos, al director de la I.E. N°1199 “Mariscal Ramón Castilla” y finalmente agradecer al programa del estado PRONABEC por la oportunidad de estudiar la carrera profesional de Ingeniería Civil en la Universidad Peruana Unión.

# Índice General

Índice de tablas .....	xiii
Índice de figuras .....	xv
Índice de anexos .....	xxiii
Símbolos usados .....	xxiv
Resumen .....	xxvi
Abstract.....	xxvii
CAPITULO I: El problema .....	28
1.1 Identificación del problema.....	28
1.2 Formulación del problema .....	32
1.2.1 Pregunta general .....	32
1.2.2 Preguntas específicas .....	32
1.3 Justificación.....	32
1.3.1 Justificación teórica .....	32
1.3.2 Justificación metodológica .....	32
1.3.3 Justificación práctica.....	33
1.4 Presuposición filosófica .....	34
1.5 Alcances y limitaciones.....	35
1.6 Objetivos .....	35
1.6.1 Objetivo general.....	35
1.6.2 Objetivos específicos .....	35
CAPITULO II: Marco teórico .....	36
2.1 Antecedentes de la investigación .....	36

2.1.1	Antecedentes internacionales.....	36
2.1.2	Antecedentes nacionales .....	37
2.2	Base teórica científica .....	40
2.2.1	Vulnerabilidad sísmica .....	40
2.2.1.1	Clasificación de la vulnerabilidad sísmica.....	41
2.2.1.2	Métodos para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica.....	42
2.2.2	Demanda sísmica .....	43
2.2.3	Espectros sísmicos .....	43
2.2.3.1	Espectro de respuesta .....	45
2.2.3.2	Espectro de diseño.....	47
2.2.3.3	Espectro de peligro uniforme .....	48
2.2.4	Niveles de sismo .....	50
2.2.5	Análisis estático no lineal .....	52
2.2.5.1	Leyes constitutivas de comportamiento del concreto armado .....	54
2.2.5.2	Comportamiento inelástico de las secciones.....	59
2.2.5.3	Rotulas plásticas en secciones.....	60
2.2.5.4	Comportamiento inelástico de la edificación.....	61
2.2.5.5	Comportamiento inelástico de muros de albañilería.....	62
2.2.5.6	Ejemplo de un análisis estático no lineal .....	67
2.2.6	Determinación del rendimiento de la estructura .....	71
2.2.6.1	Espectro de capacidad .....	71
2.2.6.2	Espectro de demanda.....	72

2.2.7	Desempeño estructural.....	77
2.2.7.1	Estados de daño.....	80
2.2.7.2	Sectorización de los niveles de rendimiento .....	83
2.2.8	Fragilidad estructural .....	84
2.2.9	Intervenciones estructurales.....	86
2.2.9.1	Reforzamiento estructural .....	86
2.2.9.2	Reforzamiento de columnas.....	87
2.2.9.3	Encamisado de columnas de concreto.....	90
2.3	Definición de términos .....	93
CAPITULO III: Materiales y métodos .....		94
3.1	Descripción del lugar de ejecución .....	94
3.1.1	Aspectos sismológicos y peligro sísmico .....	94
3.1.2	Zonificación geotécnica .....	94
3.2	Población y muestra .....	95
3.3	Diseño de contrastación de la hipótesis.....	96
3.4	Tipo de investigación .....	96
3.5	Hipótesis.....	97
3.5.1	Hipótesis general.....	97
3.5.2	Hipótesis específicas.....	97
3.6	Definición y medición de variables.....	97
3.6.1	Operacionalización de variables .....	98
3.7	Características arquitectónicas .....	99

3.8	Características estructurales .....	101
3.9	Recolección de datos .....	103
3.9.1	Determinación de las dimensiones de los elementos estructurales.....	104
3.9.2	Determinación de la resistencia del concreto mediante el esclerómetro .	104
3.9.2.1	Procedimientos para la ejecución del ensayo esclerométrico .....	107
3.10	Análisis Estructural .....	110
3.10.1	Idealización Estructural.....	110
3.10.2	Cargas .....	111
3.10.3	Metrado de pórticos.....	112
3.11	Análisis estático no lineal en SAP2000.....	113
3.11.1	Configuración de las líneas de referencia .....	113
3.11.2	Definición de materiales.....	114
3.11.3	Definición de secciones.....	115
3.11.4	Definición de los muros de albañilería.....	119
3.11.4.1	Metrado de la carga gravitacional (Pg) .....	120
3.11.4.2	Estimación de la resistencia al corte .....	125
3.11.5	Estabilidad de muros no portantes .....	130
3.11.6	Definición de patrones de carga .....	131
3.11.7	Asignación de cargas distribuidas .....	132
3.11.8	Definición de casos de carga.....	133
3.11.9	Asignación de diafragmas rígidos .....	134
3.11.10	Definición de la fuente de masa .....	134

3.11.11	Definición de la demanda sísmica .....	135
3.11.12	Asignación de rótulas plásticas .....	136
3.11.13	Fuentes de la inelasticidad.....	137
3.11.13.1	Inelasticidad de los materiales .....	137
3.11.13.2	Inelasticidad geométrica.....	139
3.11.14	Modelo para ser analizado mediante el AENL .....	140
3.12	Evaluación de los estados de daño locales .....	141
3.12.1	Identificación del paso de desempeño.....	143
3.12.2	Estimación de los índices de daño.....	146
CAPITULO IV: Resultados y discusión .....		148
4.1	Resultados del ensayo de esclerometría .....	148
4.2	Análisis estadístico para los resultados de la muestra.....	150
4.2.1.1	Medidas de tendencia central .....	150
4.2.1.2	Medidas de dispersión.....	150
4.2.1.3	Prueba de normalidad de distribución.....	152
4.3	Demanda sísmica.....	154
4.4	Niveles de desempeño para cada resistencia a compresión del concreto.....	156
4.4.1	Para una resistencia de 175 kg/cm <sup>2</sup> .....	156
4.4.2	Para una resistencia de 190 kg/cm <sup>2</sup> .....	158
4.4.3	Para una resistencia de 210 kg/cm <sup>2</sup> .....	160
4.4.4	Para una resistencia de 230 kg/cm <sup>2</sup> .....	162
4.4.5	Para una resistencia de 250 kg/cm <sup>2</sup> .....	164

4.4.6	Para una resistencia de 270 kg/cm <sup>2</sup> .....	166
4.4.7	Para una resistencia de 290 kg/cm <sup>2</sup> .....	168
4.4.8	Para una resistencia de 310 kg/cm <sup>2</sup> .....	170
4.4.9	Para una resistencia de 330 kg/cm <sup>2</sup> .....	172
4.4.10	Para una resistencia de 350 kg/cm <sup>2</sup> .....	174
4.5	Análisis de la influencia de la resistencia a compresión en la capacidad .....	176
4.5.1	Dirección longitudinal .....	176
4.5.2	Dirección transversal .....	177
4.6	Fragilidad estructural.....	178
4.6.1	Dirección longitudinal .....	178
4.6.2	Dirección transversal .....	179
4.7	Análisis de la vulnerabilidad de la estructura.....	180
4.8	Propuesta de reforzamiento estructural .....	183
4.8.1	Estados de daños locales.....	183
4.8.1.1	Estado de daño para el sismo de nivel frecuente.....	183
4.8.1.2	Estado de daño para el sismo de nivel ocasional .....	185
4.8.1.3	Estado de daño para el sismo de nivel raro .....	186
4.8.1.4	Estado de daño para el sismo de nivel muy raro.....	188
4.8.2	Encamisado de la columna de concreto existente.....	191
4.8.3	Reforzamiento de la columna 2 .....	191
4.8.3.1	Detalles del refuerzo de la columna. ....	192
4.8.3.2	Análisis no lineal de la estructura reforzada .....	194

4.8.4	Desempeño de la estructura reforzada .....	195
4.8.5	Nivel de vulnerabilidad de la estructura reforzada .....	197
4.8.6	Estado de daño local para la columna reforzada.....	198
4.8.7	Presupuesto para una columna.....	199
CAPITULO V: Conclusiones y recomendaciones .....		200
5.1	Conclusiones .....	200
5.2	Recomendaciones.....	203
REFERENCIAS .....		205
ANEXOS .....		213

## Índice de tablas

Tabla 1 <i>Modificaciones de la norma E.030</i> .....	31
Tabla 2 <i>Niveles de sismo</i> .....	51
Tabla 3 <i>Sismos de diseño y sus aceleraciones</i> .....	51
Tabla 4 <i>Estados límite para la albañilería</i> .....	65
Tabla 5 <i>Niveles de desempeño sísmico</i> .....	78
Tabla 6 <i>Límites de daño</i> .....	82
Tabla 7 <i>Ventajas y desventajas del encamisado de concreto</i> .....	88
Tabla 8 <i>Ventajas y desventajas del encamisado metálico</i> .....	89
Tabla 9 <i>Ventajas y desventajas del encamisado con fibras de carbono</i> .....	89
Tabla 10 <i>Ventajas y desventajas del encamisado con malla electrosoldada</i> .....	90
Tabla 11 <i>Operacionalización de variables</i> .....	98
Tabla 12 <i>Carga muerta</i> .....	111
Tabla 13 <i>Carga viva</i> .....	112
Tabla 14 <i>Cargas lineales en los pórticos</i> .....	112
Tabla 15 <i>Dimensiones de confinamiento</i> .....	121
Tabla 16 <i>Cargas volumétricas</i> .....	121
Tabla 17 <i>Cargas de área</i> .....	122
Tabla 18 <i>Cargas lineales</i> .....	122
Tabla 19 <i>Peso propio del muro en el piso 2</i> .....	123
Tabla 20 <i>Peso propio del muro en el piso 1</i> .....	124
Tabla 21 <i>Cargas sobre la losa</i> .....	124
Tabla 22 <i>Cargas finales</i> .....	125
Tabla 23 <i>Derivas promedio de muros de albañilería</i> .....	127
Tabla 24 <i>Límites de daño</i> .....	141

Tabla 25 <i>Ubicación del desempeño</i> .....	146
Tabla 26 <i>Estados de daño para la viga peraltada</i> .....	147
Tabla 27 <i>Resultados del ensayo esclerométrico</i> .....	148
Tabla 28 <i>Desarrollo de la resistencia en función a los 28 días</i> .....	149
Tabla 29 <i>Comparación de la demanda</i> .....	155
Tabla 30 <i>Matriz de fragilidad estructural-dir X</i> .....	178
Tabla 31 <i>Matriz de fragilidad estructural-dir Y</i> .....	179
Tabla 32 <i>Valoración de los Estados</i> .....	181
Tabla 33 <i>Ponderación de las probabilidades</i> .....	181
Tabla 34 <i>Índices de daños para el sismo frecuente</i> .....	184
Tabla 35 <i>Índices de daños para el sismo ocasional</i> .....	185
Tabla 36 <i>Índices de daños para el sismo raro</i> .....	187
Tabla 37 <i>Índices de daños para el sismo muy raro</i> .....	189
Tabla 38 <i>Nivel de vulnerabilidad de reforzamiento</i> .....	197
Tabla 39 <i>Estados de daño local para la columna reforzada</i> .....	199
Tabla 40 <i>Matriz de consistencia de la investigación</i> .....	217

## Índice de figuras

Figura 1. Anillo del Fuego del Pacífico. <i>Fuente: Gonzáles (2012)</i> .....	28
Figura 2. Lagunas sísmicas del Perú. <i>Fuente: Ramos (2017)</i> . ....	29
Figura 3. Sismos reportados del año 2018. <i>Fuente: IGP (2018)</i> .....	30
Figura 4. Ciudades y comunidades sostenibles. <i>Fuente: PNUD (2016)</i> .....	33
Figura 5. Solicitación a los osciladores. <i>Fuente: Crisafulli &amp; Villafañe (2002)</i> .....	45
Figura 6. Respuesta máxima del oscilador. <i>Fuente: Crisafulli &amp; Villafañe (2002)</i> .....	45
Figura 7. Espectro de respuesta. <i>Fuente: Crisafulli &amp; Villafañe (2002)</i> .....	46
Figura 8. Espectro de diseño. <i>Fuente: Adaptación, Bolaños &amp; Monroy (2004)</i> . ....	47
Figura 9. Espectro de diseño. <i>Fuente: Bolaños &amp; Monroy,(2004)</i> .....	48
Figura 10. Espectro uniforme. <i>Fuente: Bolaños &amp; Monroy, (2004)</i> .....	49
Figura 11. Control del edificio. <i>Fuente: Villanueva (2018)</i> .....	52
Figura 12. Curva de capacidad. <i>Fuente: propia</i> . ....	53
Figura 13. Elastoplástico. <i>Fuente: Navarro &amp; Fernández (2006)</i> .....	54
Figura 14. Trilineal. <i>Fuente: Navarro &amp; Fernández (2006)</i> .....	55
Figura 15. Curva completa. <i>Fuente:(Navarro &amp; Fernández, 2006)</i> .....	55
Figura 16. Secciones transversales. <i>Fuente: Aullaca (2006)</i> .....	56
Figura 17. Concreto confinado y sin confinar. <i>Fuente: Aullaca (2006)</i> .....	56
Figura 18. Modelo Park y Kent. <i>Fuente: Aullaca (2006)</i> .....	57
Figura 19. Modelo de Mander. <i>Fuente: (Navarro &amp; Fernández, 2006)</i> .....	58
Figura 20. Esfuerzos en el interior de la sección. <i>Fuente: Chang (2015)</i> . ....	59
Figura 21. Diagrama momento curvatura. <i>Fuente: Chang (2015)</i> .....	60
Figura 22. Daño en la viga. <i>Fuente: Navarro &amp; Fernández (2006)</i> .....	60
Figura 23. Conversión curvatura a rotación. <i>Fuente: Propia</i> .....	61
Figura 24. Edificio discretizado. <i>Navarro &amp; Fernández (2006)</i> .....	61

Figura 25. Muro confinado. <i>Fuente: Astroza &amp; Schmidt (2004)</i> .....	62
Figura 26. Ensayo cíclico. <i>Fuente: Ruiz &amp; Miranda (2003)</i> .....	62
Figura 27. Comportamiento analítico. <i>Fuente: Ruiz &amp; Miranda (2003)</i> .....	63
Figura 28. Puntos de monitoreo. <i>Adaptación: Borzi et al. (2008)</i> .....	64
Figura 29. Curva de capacidad simplificada. <i>Adaptación: Borzi et al., (2008)</i> .....	64
Figura 30. Agrietamiento diagonal. <i>Astroza &amp; Schmidt (2004)</i> .....	66
Figura 31. Ejemplo de aplicación del AENL. <i>Fuente: propia</i> .....	67
Figura 32. Diagrama momento curvatura. <i>Fuente: Propia</i> .....	68
Figura 33. Curva de capacidad de la columna. <i>Fuente: Propia</i> .....	70
Figura 34. Conversión de la curva de capacidad al formato ADRS. <i>Fuente: Propia.</i> .....	72
Figura 35. Conversión del espectro de respuesta al formato ADRS. <i>Fuente: Propia.</i> .....	72
Figura 36. Respuesta elástica. <i>Fuente: Propia</i> .....	73
Figura 37. Pérdida de energía en un ciclo de vibración. <i>Chopra (2014).</i> .....	74
Figura 38. Derivación de las pérdidas de energía. <i>Fuente: ATC 40 (1996)</i> .....	75
Figura 39. Reducción del espectro. <i>Fuente: Propia</i> .....	76
Figura 40. Respuesta inelástica. <i>Fuente: Propia</i> .....	76
Figura 41. Niveles de desempeño sísmico. <i>Fuente: FEMA P-58-1 (2012).</i> .....	77
Figura 42. Niveles de comportamiento sísmico esperado. <i>Fuente: SEOAC,1999</i> .....	79
Figura 43. Definición de los estados de daño. <i>Fuente: D' Ayala et. al (2015).</i> .....	80
Figura 44. Desplazamientos. <i>Fuente: Moreno et al. (2017)</i> .....	81
Figura 45. Sectorización del desempeño estructural. <i>Fuente: Adaptación (SEAOC,1999).</i> 83	
Figura 46. Curvas de fragilidad de 4 daños. <i>Fuente: Velásquez (2006).</i> .....	85
Figura 47. Curvas de fragilidad de 5 daños. <i>Fuente: Velásquez (2006).</i> .....	85
Figura 48. Intervención preventiva. <i>Fuente: CENEPRED (2016)</i> .....	87
Figura 49. Encamisado hasta el entrepiso. <i>Fuente: Soto (2008)</i> .....	92

Figura 50. Encamisado hasta la losa. <i>Fuente: Soto (2008)</i> .....	92
Figura 51. Encamisado en una cara de la columna. <i>Fuente: Soto (2008)</i> .....	92
Figura 52. Zonificación sísmica. <i>Fuente Tavera (2012)</i> . .....	94
Figura 53. Campus de la I.E. <i>Fuente: MDCH (2018)</i> .....	95
Figura 54. Planta típica del colegio. <i>Fuente: Propia</i> .....	99
Figura 55. Elevación frontal del pabellón 3. <i>Fuente: Propia</i> .....	99
Figura 56. Elevación frontal del pabellón 2. <i>Fuente: Propia</i> .....	100
Figura 57. Elevación posterior típica. <i>Fuente: Propia</i> . .....	100
Figura 58. Junta de separación de la escalera. <i>Fuente: Propia</i> . .....	101
Figura 59. Pórticos en la dirección Y-Y. <i>Fuente: Propia</i> . .....	102
Figura 60. pórticos en la dirección X-X. <i>Fuente: Propia</i> .....	102
Figura 61. Elección de la viga y la columna para el ensayo. <i>Fuente: Propia</i> . .....	105
Figura 62. Esclerómetro usado para el ensayo. <i>Fuente: Propia</i> .....	106
Figura 63. Equipos de Protección Personal. <i>Fuente: Propia</i> . .....	106
Figura 64. Trazo del área mínima para el ensayo. <i>Fuente: Propia</i> . .....	107
Figura 65. Retiro del espesor del tarrajeo. <i>Fuente: Propia</i> . .....	107
Figura 66. Ubicación de los puntos de aplicación. <i>Fuente: Propia</i> . .....	108
Figura 67. Ejecución del ensayo a la superficie de muestra. <i>Fuente: Propia</i> . .....	108
Figura 68. Posicionamiento para realizar el ensayo. <i>Fuente: Propia</i> .....	109
Figura 69. Ensayo sobre la viga peraltada. <i>Fuente: Propia</i> . .....	109
Figura 70. Pórticos principales. <i>Fuente: Propia</i> .....	110
Figura 71. Pórtico secundario A-A. <i>Fuente: Propia</i> . .....	110
Figura 72. Pórtico secundario B-B. <i>Fuente: Propia</i> .....	111
Figura 73. Definición de líneas de referencia. <i>Fuente: Propia</i> .....	113
Figura 74. Propiedades del concreto. <i>Fuente: Propia</i> . .....	114

Figura 75. Propiedades del refuerzo. <i>Fuente: Propia.</i> .....	115
Figura 76. Asignación de la columna 1. <i>Fuente: Propia.</i> .....	115
Figura 77. Configuración del refuerzo de la columna. <i>Fuente: Propia.</i> .....	116
Figura 78. Secciones de las columnas. <i>Fuente: Propia.</i> .....	116
Figura 79. Cortes de la viga (VA-1). <i>Fuente: Propia.</i> .....	117
Figura 80. Detalles de refuerzo de la viga (VA-1). <i>Fuente: Propia.</i> .....	117
Figura 81. Áreas de refuerzo en cm <sup>2</sup> de cada una de las vigas. <i>Fuente: Propia.</i> .....	118
Figura 82. Modelos analíticos. <i>Mostafaei &amp; Kabeyasawa (2004)</i> .....	119
Figura 83. Comparación de resultados. <i>Mostafaei &amp; Kabeyasawa (2004)</i> .....	120
Figura 84. Codificación y áreas tributarias. <i>Fuente: propia.</i> .....	123
Figura 85. Deducción de la esbeltez. <i>Fuente: Propia.</i> .....	126
Figura 86. Capacidad típica de la albañilería. <i>Fuente: Propia.</i> .....	128
Figura 87. Capacidad en los extremos estructura. <i>Fuente: Propia.</i> .....	128
Figura 88. Capacidad en los extremos estructura. <i>Fuente: Propia</i> .....	129
Figura 89. Propiedades del Link. <i>Fuente: Propia.</i> .....	129
Figura 90. Modelo de histéresis. <i>Fuente: Propia.</i> .....	130
Figura 91. Verificación de la estabilidad. <i>Fuente: Propia</i> .....	131
Figura 92. Patrones de carga. <i>Fuente: Propia.</i> .....	131
Figura 93. Cargas distribuidas en el pórtico B-B. <i>Fuente: Propia.</i> .....	132
Figura 94. Cargas distribuidas en el pórtico A-A. <i>Fuente: Propia</i> .....	132
Figura 95. Caso de carga CGNL. <i>Fuente: Propia.</i> .....	133
Figura 96. Caso de carga AENL-X. <i>Fuente: Propia.</i> .....	133
Figura 97. Configuraciones para el AENL-X. <i>Fuente: Propia.</i> .....	134
Figura 98. Fuente de masa. <i>Fuente: Propia.</i> .....	134
Figura 99. Web aplicativo para la demanda sísmica. <i>Fuente: Propia.</i> .....	135

Figura 100. Rótulas plásticas. <i>Fuente: Propia</i> .....	136
Figura 101. Curva esfuerzo deformación del refuerzo. <i>Fuente: Propia.</i> .....	137
Figura 102. Esfuerzo-deformación del concreto $f'c=175$ kg/cm <sup>2</sup> . <i>Fuente: Propia.</i> .....	138
Figura 103. Momento curvatura-C1. <i>Fuente: Propia.</i> .....	139
Figura 104. Momento curvatura-C2. <i>Fuente: Propia.</i> .....	139
Figura 105. Modelo en 3D. <i>Fuente: Propia</i> .....	140
Figura 106. Casos para el análisis. ....	140
Figura 107. Momento rotación-C1. <i>Fuente: Propia.</i> .....	142
Figura 108. Momento rotación-C2. <i>Fuente: Propia.</i> .....	143
Figura 109. Coordenadas del rendimiento. <i>Fuente: Propia</i> .....	144
Figura 110. Parámetros del desempeño. <i>Fuente: Propia</i> .....	144
Figura 111. Paso de desempeño. <i>Fuente: Propia.</i> .....	145
Figura 112. Resultados de las rotulas plásticas. <i>Fuente: Propia.</i> .....	147
Figura 113. Nomograma del esclerómetro utilizado. <i>Fuente: Propia.</i> .....	149
Figura 114. Prueba de normalidad. <i>Fuente: Propia.</i> .....	152
Figura 115. Curva de distribución normal de la muestra. <i>Fuente: Propia.</i> .....	153
Figura 116. Espectro de aceleraciones para la localización. <i>Fuente: Propia.</i> .....	154
Figura 117. Comparación de las demandas. <i>Fuente: Propia</i> .....	155
Figura 118. Curva de capacidad, $f'c=175$ kg/cm <sup>2</sup> , dir X. <i>Fuente: Propia</i> .....	156
Figura 119. Desempeño para 175 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “X”. <i>Fuente: Propia</i> .....	156
Figura 120. Curva de capacidad, $f'c=175$ kg/cm <sup>2</sup> , dir Y. <i>Fuente: Propia</i> .....	157
Figura 121. Desempeño para 175 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “Y”. <i>Fuente: Propia</i> .....	157
Figura 122. Curva de capacidad- $f'c=190$ kg/cm <sup>2</sup> -dir X. <i>Fuente: Propia.</i> .....	158
Figura 123. Desempeño para 190 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “X”. <i>Fuente: Propia</i> .....	158
Figura 124. Curva de capacidad, $f'c=190$ kg/cm <sup>2</sup> , dir Y. <i>Fuente: Propia</i> .....	159

Figura 125. Desempeño para 190 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “Y”. Fuente: Propia .....	159
Figura 126. Curva de capacidad- $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup> -dir X. Fuente: Propia.....	160
Figura 127. Desempeño para 210 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “X”. Fuente: Propia .....	160
Figura 128. Curva de capacidad, $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup> -dir Y. Fuente: Propia.....	161
Figura 129. Desempeño para 210 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “Y”. Fuente: Propia .....	161
Figura 130. Curva de capacidad, $f_c=230$ kg/cm <sup>2</sup> -dir X. Fuente: Propia.....	162
Figura 131. Desempeño para 230 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “X”. Fuente: Propia .....	162
Figura 132. Curva de capacidad, $f_c=230$ kg/cm <sup>2</sup> -dir Y. Fuente: Propia.....	163
Figura 133. Desempeño para 230 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “Y”. Fuente: Propia .....	163
Figura 134. Curva de capacidad, $f_c=250$ kg/cm <sup>2</sup> -dir X. Fuente: Propia.....	164
Figura 135. Desempeño para 250 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “X”. Fuente: Propia .....	164
Figura 136. Curva de capacidad, $f_c=250$ kg/cm <sup>2</sup> -dir Y. Fuente: Propia.....	165
Figura 137. Desempeño para 250 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “Y”. Fuente: Propia .....	165
Figura 138. Curva de capacidad, $f_c=270$ kg/cm <sup>2</sup> -dir X. Fuente: Propia.....	166
Figura 139. Desempeño para 270 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “X”. Fuente: Propia .....	166
Figura 140. Curva de capacidad, $f_c=270$ kg/cm <sup>2</sup> -dir Y. Fuente: Propia.....	167
Figura 141. Desempeño para 270 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “Y”. Fuente: Propia .....	167
Figura 142. Curva de capacidad, $f_c=290$ kg/cm <sup>2</sup> -dir X. Fuente: Propia.....	168
Figura 143. Desempeño para 290 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “X”. Fuente: Propia.....	168
Figura 144. Curva de capacidad, $f_c=290$ kg/cm <sup>2</sup> -dir Y. Fuente: Propia.....	169
Figura 145. Desempeño para 290 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “Y”. Fuente: Propia .....	169
Figura 146. Curva de capacidad, $f_c=310$ kg/cm <sup>2</sup> , dir X. Fuente: Propia .....	170
Figura 147. Desempeño para 310 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “X”. Fuente: Propia .....	170
Figura 148. Curva de capacidad, $f_c=310$ kg/cm <sup>2</sup> , dir Y. Fuente: Propia .....	171
Figura 149. Desempeño para 310 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “Y”. Fuente: Propia .....	171

Figura 150. Curva de capacidad, $f'_c=330$ kg/cm <sup>2</sup> , dir X. <i>Fuente: Propia</i> .....	172
Figura 151. Desempeño para 330 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “X”. <i>Fuente: Propia</i> .....	172
Figura 152. Curva de capacidad, $f'_c=330$ kg/cm <sup>2</sup> , dir Y. <i>Fuente: Propia</i> .....	173
Figura 153. Desempeño para 330 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “Y”. <i>Fuente: Propia</i> .....	173
Figura 154. Curva de capacidad, $f'_c=350$ kg/cm <sup>2</sup> , dir X. <i>Fuente: Propia</i> .....	174
Figura 155. Desempeño para 350 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “X”. <i>Fuente: Propia</i> .....	174
Figura 156. Curva de capacidad, $f'_c=350$ kg/cm <sup>2</sup> , dir Y. <i>Fuente: Propia</i> .....	175
Figura 157. Desempeño para 350 kg/cm <sup>2</sup> en la dirección “Y”. <i>Fuente: Propia</i> .....	175
Figura 158. Capacidades máximas, dirección X. <i>Fuente: Propia</i> .....	176
Figura 159. Desplazamientos máximos, dirección X. <i>Fuente: Propia</i> .....	176
Figura 160. Capacidades máximas, dirección Y. <i>Fuente: Propia</i> .....	177
Figura 161. Desplazamientos máximos, dirección Y. <i>Fuente: Propia</i> .....	177
Figura 162. Niveles de vulnerabilidad. <i>Fuente: Propia</i> . .....	180
Figura 163. Desempeños globales. <i>Fuente: Propia</i> . .....	182
Figura 164. Deformada del pórtico A (frecuente). <i>Fuente: Propia</i> .....	183
Figura 165. Deformada del pórtico B (frecuente). <i>Fuente: Propia</i> . .....	184
Figura 166. Deformada del pórtico A (ocasional). <i>Fuente: Propia</i> . .....	186
Figura 167. Deformada del pórtico B (ocasional). <i>Fuente: Propia</i> .....	186
Figura 168. Deformada del pórtico A (raro). <i>Fuente: Propia</i> . .....	187
Figura 169. Deformada del pórtico B (raro). <i>Fuente: Propia</i> . .....	188
Figura 170. Deformada del pórtico A (muy raro). <i>Fuente: Propia</i> . .....	189
Figura 171. Deformada del pórtico B (muy raro). <i>Fuente: Propia</i> . .....	190
Figura 172. Columnas centrales reforzadas. <i>Fuente: Propia</i> . .....	192
Figura 173. Columna reforzada. <i>Fuente: Propia</i> . .....	192
Figura 174. Detalle del estribo de refuerzo. <i>Fuente: propia</i> .....	193

Figura 175. Modelo de refuerzo. Fuente: propia.....	194
Figura 176. Estructura reforzada. Fuente: Propia.....	194
Figura 177. Curvas de capacidad no reforzada y reforzada-Dir X.....	195
Figura 178. Desempeño reforzado dir X. Fuente: Propia.....	196
Figura 179. . Curvas de capacidad no reforzada y reforzada-Dir Y.....	196
Figura 180. Desempeño reforzado dir Y. Fuente: Propia.....	197
Figura 181. Desempeños de reforzamiento. Fuente: Propia.....	198
Figura 182. Propuesta para la evaluación de edificaciones existentes.....	204

## Índice de anexos

Anexo 1. Estructura de la I.E. Mariscal Ramón Castilla.....	213
Anexo 2. Panel Fotográfico.....	213
Anexo 3. Certificado de calibración del esclerómetro usado. ....	216
Anexo 4. Plano de localización y ubicación.....	218
Anexo 5. Certificado de ensayo de esclerometría vigas y columnas.....	219
Anexo 6. Planos arquitectónicos. ....	220
Anexo 7. Planos estructurales.....	221
Anexo 8. Presupuesto de reforzamiento. ....	222
Anexo 9. Hojas técnicas de anclaje químico y adhesivo epóxico .....	223
Anexo 10. Constancia de autorización de la I.E.....	224

## **Símbolos usados**

**AENL:** Análisis estático no lineal

**ADRS:** Acceleration Displacement Response Spectra

**ASTM:** American Society for Testing and Materials

**AT:** Ancho tributario

**CGNL:** Carga gravitacional no lineal

**CENEPRED:** Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres

**ES:** Estado de daño

**INDECI:** Instituto Nacional de Defensa Civil

**INFES:** Instituto Nacional de Infraestructura Educativa y de Salud

**f<sub>c</sub>:** Resistencia de la compresión del concreto

**g:** Aceleración de la gravedad

**LS:** Life Safety

**MDCH:** Municipalidad Distrital de Chaclacayo

**M<sub>w</sub>:** Momento Magnitud

**NAL:** without axial load

**NDSR:** Norma de Diseño Sismorresistente

**OPS:** Organización Panamericana de la Salud

**PGA:** Peak Ground Acceleration

**PNUD:** Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo

**SA:** Spectral Acceleration

**SENCICO:** Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción

**SEAOC:** Structural Engineers Association of California

**S/C:** Sobrecarga

**SD:** Spectral Displacement

**WAL:** with axial load

**$\delta$ :** Distorsión de entrepiso

## Resumen

La infraestructura educativa es esencial para garantizar la calidad educativa ya que alberga una gran cantidad de personas, incluso sirve como refugio después de un desastre. Razón por la cual se evaluó la vulnerabilidad estructural de los pabellones 2 y 3 de la I.E. Mariscal Ramón Castilla frente a la amenaza sísmica, con énfasis en la Gestión Prospectiva. Se realizó el ensayo de esclerometría y con la finalidad de determinar la influencia en la capacidad se seleccionaron diez muestras de resistencias del concreto a intervalos de 20 kg/cm<sup>2</sup>. Seguidamente se analizó mediante el análisis estático no lineal por medio del software SAP2000 V.20.1.0.

Los resultados indican que la resistencia del concreto ( $f'_c$ ) no es determinante para las sollicitaciones sísmicas. Además; se concluye que cuanto mayor es la resistencia a la compresión del concreto, menor es el desplazamiento y cuanto menor es la resistencia del concreto, mayor es el desplazamiento. Por lo tanto, se infiere que las resistencias menores a la compresión son más dúctiles en comparación con las mayores resistencias.

La vulnerabilidad estructural de los pabellones 2 y 3 en condiciones actuales tiene una vulnerabilidad alta ante un sismo muy raro, caracterizado por tener un daño severo y por ende un desempeño de prevención del colapso. Sin embargo, cuando se refuerza por medio del encamisado de concreto a las columnas centrales, tiene una vulnerabilidad baja. Es decir, tendría un daño leve y se puede ocupar inmediatamente después que ocurra un terremoto. Finalmente, se concluye que el reforzamiento estructural preventivo es esencial para mejorar el comportamiento de una estructura. De esta manera prevenir la pérdida de vidas humanas, pérdidas económicas y pérdidas de uso.

**Palabras claves:** Análisis estático no lineal, desempeño estructural, estados de daño, esclerometría, reforzamiento.

## Abstract

The educational infrastructure is essential to guarantee the educational quality since it houses a large number of people, it even serves as a refuge after a disaster. Reason why the structural vulnerability of pavilions 2 and 3 of the I.E. Mariscal Ramón Castilla facing the seismic threat, with emphasis on Prospective Management. The sclerometry test was carried out and in order to determine the influence on the capacity, ten concrete resistance samples were selected at 20 kg/cm<sup>2</sup> intervals. Then, it was analyzed by non-linear static analysis using SAP2000 V.20.1.0 software.

The results indicate that the strength of concrete ( $f'_c$ ) is not determinant for seismic stresses. Further; it is concluded that the greater the compressive strength of the concrete, the lower the displacement and the lower the resistance of the concrete, the greater the displacement. Therefore, it is inferred that the lower compression resistances are more ductile compared to the higher resistances.

The structural vulnerability of pavilions 2 and 3 in current conditions has a high vulnerability to a very rare earthquake, characterized by having a severe damage and therefore a performance of prevention of collapse. However, when reinforced by means of concrete casing to the central columns, it has a low vulnerability. That is, it would have a slight damage and can be occupied immediately after an earthquake occurs. Finally, it is concluded that preventive structural reinforcement is essential to improve the behavior of a structure. In this way prevent the loss of human lives, economic losses and loss of use.

**Keys words:** Non linear static analysis, structural performance, damage states, sclerometry, reinforcement.

## CAPITULO I: El problema

### 1.1 Identificación del problema

El Perú está ubicado en la zona sísmica llamada Cinturón Circumpacífico (Figura 1), en donde se producen el 80% del total de la energía sísmica a nivel mundial (González, 2012; Tavera, 2008). Esta actividad sísmica se da por la convergencia de las placas tectónicas de Nazca y la Sudamericana, en donde la placa de Nazca se subduce debajo de la sudamericana a razón de 8 a 10 cm por año (Castro, 2015).



Figura 1. Anillo del Fuego del Pacífico. Fuente: González (2012).

Además, en el Perú la distribución de los epicentros sísmicos presenta tres fuentes sismogénicas: La primera produce los sismos “interplaca” con origen en la superficie de fricción de las placas de Nazca y Sudamericana, la segunda son los sismos “intraplaca” que tienen su origen en la deformación que se produce en el interior de la placa de Nazca por debajo del continente y la tercera están los sismos “corticales” que agrupa a los que tienen su origen en la deformación de la corteza terrestre como resultado de la formación de fallas geológicas (Tavera, 2008).

En la actualidad no se cuenta con un método de predicción de los sismos a corto plazo en donde indique la fecha y el lugar. Sin embargo, hay zonas más proclives a la ocurrencia de un terremoto y son los llamados lagunas sísmicas.

Las lagunas sísmicas o comúnmente denominadas “silencio sísmico” son las zonas en donde no ocurre un sismo de gran magnitud por un periodo de largo tiempo. Es un método de predicción a largo plazo y está en función de la distribución espacial y temporal de los sismos de gran magnitud ocurridos (Ramos, 2017).

La Figura 2 presenta las lagunas sísmicas ubicadas en toda la costa peruana. La laguna sísmica 2 pertenece a lo largo de la costa del país de Ecuador desde el año 1839 con magnitud de 7.8 Mw, la laguna sísmica 3 ubicado en el norte del Perú desde el año 1619 con magnitud de 7.8 Mw (560 kilómetros de longitud y con 397 años de acumulación de energía), la laguna sísmica de la región central del territorio peruano desde el año 1746 con magnitud de 8.6 Mw (470 kilómetros de longitud y con 273 años de acumulación de energía), la laguna sísmica en la parte sur del Perú desde el año 1913 con magnitud de 7.9 Mw (200 kilómetros de longitud y con 103 años de acumulación de energía) y finalmente la laguna sísmica en el sur del Perú y norte de Chile desde el año 1868 con magnitud de 9.0 Mw (100 kilómetros de longitud y con 148 años de acumulación de energía).

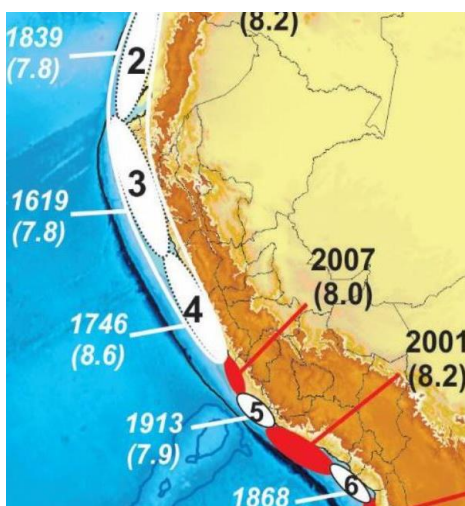


Figura 2. Lagunas sísmicas del Perú. Fuente: Ramos (2017).

El último sismo de gran magnitud que se registró en el Perú fue el terremoto de Pisco de 8.0 Mw ocurrido el 15 de agosto del año 2007, desde esa fecha aún no se reportan sismos de gran magnitud. Sin embargo, según el Instituto Geofísico del Perú (IGP) se registran sismos

de menor magnitud alrededor de tres y cinco grados en la escala de Richter, se sienten, pero no causa daños en las personas ni en los materiales. Por consiguiente, la posibilidad de que ocurra un sismo es alta por ello debe alertar para tomar previsiones y estar preparados para la posible ocurrencia de un evento sísmico.

La Figura 3 muestra los sismos reportados en el año 2018 (se registraron 619 sismos). La mayor cantidad de sismos que se registraron fueron frente a las costas peruanas con profundidades superficiales hasta los 60 kilómetros.

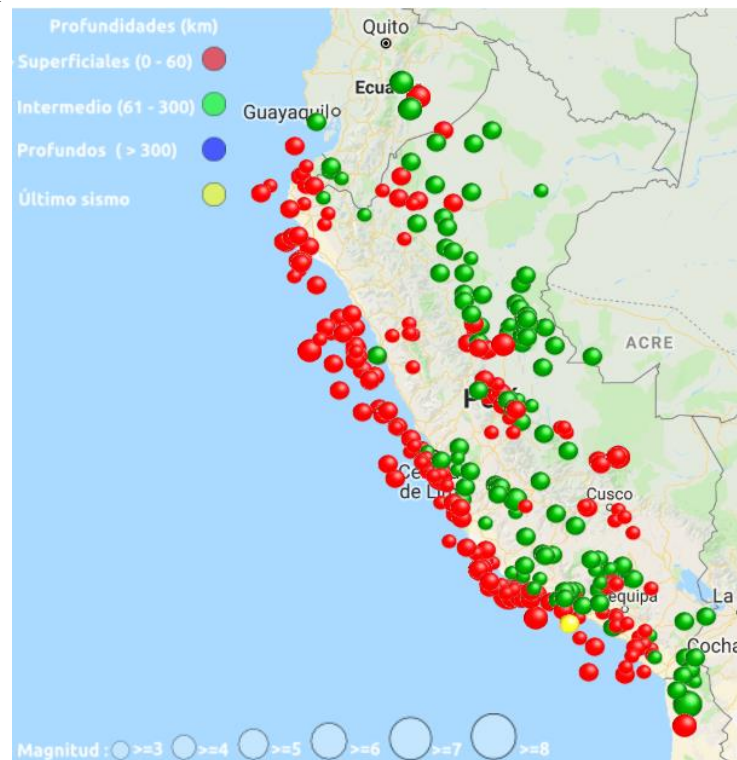


Figura 3. Sismos reportados del año 2018. Fuente: IGP (2018)

Chaclacayo es una de los distritos de Lima y se encuentra en la zona sísmica cuatro con una aceleración de 0.45g, según la clasificación de la zona sísmica dado por la normativa peruana E.030. Esta zona tiene altos índices de ocurrencia de eventos sísmicos ya que se encuentra cercano a la costa peruana. La ocurrencia podría traer consecuencias como la pérdida de vidas humanas, pérdidas económicas, el deterioro del medio ambiente y la destrucción de las obras de Ingeniería Civil como las edificaciones, puentes, muros de contención, etc.

Los colegios son edificaciones esenciales que deben servir de refugio para los estudiantes, docentes y personal administrativo que laboran. Además, las instituciones sirven para el abastecimiento de la ayuda humanitaria luego de haber ocurrido un terremoto. La Institución Educativa Mariscal Ramón Castilla se encuentra en la ciudad de Chaclacayo. La estructura del nivel secundario se construyó en el año 1993 por el entonces Instituto Nacional de Infraestructura y de Salud (INFES). La estructura fue diseñada con la normativa antigua del año 1977 que subestimaba los desplazamientos laterales; y por ello es necesario evaluar la vulnerabilidad para determinar su comportamiento ante la posible ocurrencia de un sismo.

Además, la normativa sísmica peruana E.030 fue modificándose desde su incursión en el entonces Reglamento Nacional de Construcciones. Se modificó los criterios sismorresistentes de las edificaciones de acuerdo a las experiencias de los eventos sísmicos que ocurrían, las investigaciones por medio de ensayos y también por los avances tecnológicos en el campo de la ingeniería estructural (Blanco, 2010). Las modificaciones se presenta en la Tabla 1.

Tabla 1  
*Modificaciones de la norma E.030*

Modificación	Año
Publicación del Reglamento Nacional de Construcciones	1970
Primera modificación	1977
Segunda modificación	1997
Tercera modificación	2003
Cuarta modificación	2016
Quinta modificación	2018

*Fuente: Adaptación Blanco (2010).*

## 1.2 **Formulación del problema**

### 1.2.1 **Pregunta general**

¿Cuál es el nivel de vulnerabilidad sísmica estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N°6 del distrito de Chaclacayo?

### 1.2.2 **Preguntas específicas**

- ¿En qué condiciones se encuentra la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo?
- ¿Cuál es la demanda sísmica de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo?
- ¿Cuál es el desempeño estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo?
- ¿Cuál es la fragilidad estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo?

## 1.3 **Justificación**

### 1.3.1 **Justificación teórica**

Aplicar el modelo teórico del análisis estático en el límite plástico de estructuras. La aplicación se realiza en la evaluación de la vulnerabilidad de la estructura de la institución educativa N° 1199 Mariscal Ramón Castilla, debido a que el daño se produce en la zona inelástico y no en la linealidad.

### 1.3.2 **Justificación metodológica**

La investigación buscará mejorar y proponer la metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica por medio de criterios de desempeño estructural de las edificaciones que fueron construidos previamente, cuando es sometida a un movimiento del terreno. La evaluación está direccionada para edificios individuales en forma detallada.

### 1.3.3 Justificación práctica

La investigación a realizarse contribuirá a la prevención del riesgo de desastres de la vulnerabilidad de la estructura de la casa de estudios ya que se proveerá la información sobre su comportamiento estructural a las autoridades. De manera que tomen precauciones, incluso puedan realizar simulacros y así estar preparados para el desastre.

La estructura educativa se encuentra en la zona sísmica cuatro, que es más propensa a ocurrir sismos de gran magnitud y ante ello se debe estar preparados. Evaluar la vulnerabilidad de esta casa de estudios será importante, ya que alberga gran cantidad de personas como alumnos, docentes, personal administrativo y todas los involucrados. Además, la institución brinda servicio educativo continuo por las mañanas y tardes; por tanto, son edificaciones esenciales que deben seguir funcionando luego que ocurra un evento sísmico, es decir que como mínimo deben tener un desempeño de ocupación inmediata.

La prevención de pérdidas de vidas, de uso y los costos de reconstrucción, antes que suceda el posible evento sísmico es un componente clave para la mitigación. Además, esto podría prevenir los posibles impactos ambientales, incluyendo la generación de residuos, el gasto de energía y la creación de un efecto invernadero. De esta manera contribuir con uno de los Objetivos de Desarrollo Sostenible (Figura 4) del programa que incentiva las Naciones Unidas (PNUD) en el Perú y a nivel mundial, que es “Lograr que las ciudades y los asentamientos humanos sean inclusivos, seguros, resilientes y sostenibles”.



Figura 4. Ciudades y comunidades sostenibles. Fuente: PNUD (2016)

## 1.4 **Presuposición filosófica**

La ingeniería sísmica y la evaluación de estructuras se sustenta en un pasaje bíblico en San Mateo 7:24-27 (Nueva Versión Internacional): “Por tanto, todo el que me oye estas palabras y las pone en práctica es como un hombre prudente que construyó su casa sobre la roca. Cayeron las lluvias, crecieron los ríos, y soplaron los vientos y azotaron aquella casa; con todo, la casa no se derrumbó porque estaba cimentada sobre la roca. Pero todo el que me oye estas palabras y no las pone en práctica es como un hombre insensato que construyó su casa sobre la arena. Cayeron las lluvias, crecieron los ríos, soplaron los vientos y azotaron aquella casa. Esta se derrumbó, y grande fue su ruina”.

Esta cita bíblica muestra la cosmovisión sobre el diseño sismorresistente en función a la zona de ubicación de las construcciones, como es el caso construir en zonas de riesgo o en un lugar inadecuado y por tanto las construcciones son propensas a ser vulnerables. Sin embargo, si se construye en ubicaciones correctas y exentas de peligro la vulnerabilidad es baja ante una amenaza.

Los estudios sobre vulnerabilidad sísmica son imprescindibles ya que permiten determinar el comportamiento sísmico durante la posible ocurrencia de un evento sísmico. De esta manera las autoridades y la población en general se preparan para la mitigación de los efectos de los desastres por terremoto.

También mencionar la filosofía de la normativa técnica peruana vigente E.030 diseño sismorresistente, modificada por Resolución Ministerial N° 355-2018-Vivienda: “Evitar la pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños de la propiedad”. Esta filosofía de diseño está basado en la seguridad de vida, sin embargo, tolera el daño estructural y por ello evaluar la estructura existente el rango inelástico permitirá determinar el comportamiento de la estructura más cercana a la realidad.

## 1.5 Alcances y limitaciones

No se encontró planos post construcción que muestran los detalles finales de todos los elementos que conforman la edificación. Tampoco no hay informes sobre la calidad de los procedimientos constructivos y modificaciones estructurales.

La investigación tiene el alcance de evaluar solamente vulnerabilidad estructural de la superestructura del colegio. En la evaluación se da énfasis al criterio de desempeño estructural. Es decir, el grado de cumplir un objetivo estructural.

La evaluación de la vulnerabilidad de la institución educativa se realizó para los pabellones de secundaria de dos pisos.

## 1.6 Objetivos

### 1.6.1 Objetivo general

Evaluar la vulnerabilidad sísmica estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N°6 del distrito de Chaclacayo.

### 1.6.2 Objetivos específicos

- Describir en qué condiciones se encuentra la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo.
- Determinar la demanda sísmica de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo.
- Estimar el desempeño estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo.
- Analizar la fragilidad estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo.
- Proponer el reforzamiento de la estructura mediante el encamisado de concreto de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo.

## **CAPITULO II: Marco teórico**

### **2.1 Antecedentes de la investigación**

#### **2.1.1 Antecedentes internacionales**

Los antecedentes a nivel internacional relacionados a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios existentes se han estado desarrollando en respuestas a los sismos de gran magnitud que trajeron graves consecuencias como la pérdida de vidas humanas y la destrucción de edificaciones. Así se desarrolló el Método del Índice de Vulnerabilidad que fue desarrollado por los investigadores Benedetti y Petrini, luego del terremoto de 1976 de 6.4 ML en las regiones de Italia. Ellos establecieron algunos factores que controlan el daño de las edificaciones.

El método se desarrolló en el año 1982 y desde entonces se viene aplicando para evaluar la vulnerabilidad en edificaciones de mampostería, y en algunos casos de albañilería y concreto armado (Abanto & Cardenas, 2015). Los resultados de estos estudios indican la confiabilidad media sobre el comportamiento de estructuras existente. Sin embargo, este método es cualitativo y no representa el comportamiento real de las estructuras frente a un evento sísmico y es por ello que en esta investigación se realizó la investigación cuantitativa y más detallada.

Con respecto al análisis estático no lineal, las bases se sentaron formalmente en el documento del Consejo de Tecnología Aplicada (ATC 40, 1996) en donde se publicó la normativa denominada: Evaluación sísmica y reforzamiento de edificios de concreto.

En la República del Salvador los estudios realizados por Guevara, Osorio, y Arturo (2006), donde realizaron la investigación titulada: “Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover)”, el cual tuvo como propósito evaluar la capacidad estructural de la

edificación de uso como biblioteca. La metodología empleada fue un análisis estático inelástico. Las conclusiones relacionadas con la investigación demostraron que el análisis estático en el límite inelástico es confiable y eficiente para la evaluación en temas de vulnerabilidad sísmica de edificaciones construidas. Razón por la cual la metodología está siendo aceptada a nivel mundial.

### **2.1.2 Antecedentes nacionales**

En el Perú las investigaciones de vulnerabilidad sísmica se realizaron en la gran mayoría para una zona urbana, estudios sobre un conjunto de edificaciones. Sin embargo, en el análisis de edificaciones particulares se realizaron en pocas ocasiones. Se describen los antecedentes en relación a la metodología evaluación de los edificios por desempeño.

Delgadillo (2005) en su investigación: “Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E.030”, realizó la evaluación de una estructura de cinco pisos, diseñado para departamentos. El objetivo fue observar las ventajas que tiene el análisis no lineal para evaluar edificios ya diseñados. Las conclusiones a las que llegó acerca de la metodología son: El análisis estático inelástico es un método que permite conseguir la aparición de las rotulas plásticas. También la metodología permitió cuantificar el daño mediante el seguimiento de la aparición de las deformaciones y de esta manera relacionarlos con el desempeño que pueda tener la estructura.

Otra investigación similar fue realizado por Susaca (2016): “Nivel de desempeño de una estructura aporticada de cinco niveles aplicado a la evaluación y reforzamiento”, en donde emplea el método análisis no lineal inelástico con la finalidad de evaluar una edificación de cinco pisos de uso como gimnasio. Evaluó la edificación sin reforzar y reforzada con la finalidad de verificar su desempeño estructural. Llegó a las siguientes conclusiones: La edificación sin reforzar fallaría ante un sismo muy raro, pero si se reforzara con muros de

corte en la dirección “Y” tendría un desempeño operacional y en la dirección “X” sufriría daños severos. Finalmente hace énfasis al método, pues permite identificar las zonas más críticas.

Un estudio detallado para una estructura fue realizado por el autor Barrera ( 2017), donde realizó la tesis titulada “Evaluación del punto de desempeño sísmico de una edificación escolar, diseñado con la norma E.030, usando criterios de visión 2000”, en donde su propósito fue hallar el desempeño de una edificio de uso escolar que fue proyectado con la norma E.030 del año 2003. La metodología fue el análisis estático inelástico mediante el software SAP2000 v.20.1.0. Llega a la conclusión que la estructura evaluada tiene un desempeño operativo para un sismo raro. Así la metodología del análisis no lineal en un límite inelástico combinado con los desempeños resulta ser confiable.

Para el caso particular de las estructuras de los colegios que fueron construidos antes del año 1997 se realizaron algunos estudios sobre su posible comportamiento sísmico en caso ocurra un evento sísmico. A continuación, se mencionan los escasos estudios de estos colegios con características especiales.

El ingeniero Blanco (2005) en su tesis de maestría denominada “Las estructuras de los Centros Educativos en el siglo XX en el Perú, diversos proyectos de reforzamiento y ejemplos de estructuración de edificaciones de la Universidad Católica del Perú ”, donde identifica los tipos de edificaciones destinadas a uso educativo: Grandes Unidades Escolares y los colegios construidos por el INFES (antes y después de la NDSR del año 1997). Particularmente tres estructuras construidas con la norma del año 1977 tuvieron un comportamiento deficiente en el sismo de Nazca del año 1996 de 7.7 Mw, debido a la falta de rigidez lateral. Razón por la cual propone y realiza reforzamientos por la falta de rigidez lateral: Cerrando los paños intercalados con albañilería y enfundar las columnas.

Luego de los sismos de Moquegua y Arequipa en el año 2001, el INFES contrató a la consultora del ingeniero Blanco ya que cinco colegios habían sido afectados. Realizaron las investigaciones en el detallado del refuerzo y también hicieron ensayos de diamantina. Los resultados fueron buenos y mayores al especificado en los planos de 175 kg/cm<sup>2</sup>.

También Astorga & Aguilar (2006) desarrollan la investigación, “Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas” en donde desarrollan herramientas para estimar su comportamiento de cinco tipos de estructuras de uso educativo: Estructura 780 post 1997, pre 1997, Gran Unidad Escolar, adobe y edificio de educación superior pre 1997. Realizaron con el método Delphi, basado en el juicio de expertos. Construyeron unas funciones de daño de cada uno de los sistemas estructurales. Concluyen que los edificios diseñados con el código del año 1977 tendrían los siguientes daños: Para un sismo de ocurrencia frecuente (0.20 g) los daños serían en un 20% y para los sismos de ocurrencia rara (0.40 g) tendrían daños irreparables en un 65%.

Finalmente Quiroz (2017) en su tesis de maestría, “Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica módulo 780 Pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales”, evaluó estructuras de 2 y 3 pisos proyectadas antes de la norma del año 1997. La metodología que empleo fue el análisis estático inelástico. Los resultados indican que particularmente el edificio de 2 pisos la estructura estaría cercano al colapso para una aceleración máxima de 0.32g.

Las evaluaciones realizadas a la estructura típico diseñado con la NDSR del año 1977 fueron basados en opinión de expertos y también mediante modelos no lineales. Sin embargo, no se realizaron con las propiedades mecánicas reales, es decir se evaluaron tal como se diseñó. Razón por la cual en la investigación se evaluó a la edificación con las propiedades mecánicas más cercanas a la realidad e incluir la incertidumbre en la resistencia del concreto, así como también con las dimensiones estructurales.

## 2.2 Base teórica científica

### 2.2.1 Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica fue definida de diferentes maneras desde su incursión en el estudio es así que se presenta las definiciones de acuerdo a los autores:

Aldama, Gómez y Guillén (2008) definen: “La vulnerabilidad sísmica se define como el grado del daño ocasionado por un sismo de cierta intensidad” (p.42).

Basurto (2007) afirma: “Es el grado de resistencia y exposición (física o social) de un elemento o conjunto de elementos frente a la ocurrencia de un peligro. Puede ser física, social, económica, cultural, institucional y otros” (p.14).

La vulnerabilidad sísmica es la predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está en función a sus características físicas y estructurales de diseño (Guevara et al., 2006).

La vulnerabilidad sísmica entonces es la característica intrínseca y es susceptible a sufrir un daño, en este caso ante un evento como el terremoto, ya que si tiene una vulnerabilidad muy alta podría ocasionar el daño estructural y hasta el colapso afectando vidas humanas y también pérdidas económicas como consecuencia de la vibración del suelo y está a toda la estructura.

La vulnerabilidad sísmica está relacionada directamente con la fragilidad de la estructura. Es decir, la probabilidad de sufrir un daño y se da mediante las condiciones de desventaja propia de la edificación. Para determinar el nivel de vulnerabilidad de una edificación en particular se relacionan los desempeños estructurales, ya que los niveles de desempeño están relacionados con los niveles de daño y los niveles de daño con las derivas que puede tener la edificación en un posible terremoto.

### **2.2.1.1 Clasificación de la vulnerabilidad sísmica**

La vulnerabilidad sísmica se clasifica según los elementos que interactúan en una estructura como los elementos estructurales, los elementos no estructurales y los elementos funcionales (OPS, 2004) citado por Guevara et al. (2006).

*-Vulnerabilidad sísmica estructural.* Está relacionado básicamente por los componentes estructurales, es decir los sistemas resistentes como las columnas, las vigas, los muros y las losas aligeradas, macizas o nevadas. Su desempeño estructural depende del funcionamiento global y local de la estructura.

El daño de las estructuras se puede evaluar de manera cuantitativa o cualitativa. En forma cuantitativa se establecen relaciones con parámetros importantes que controlan el daño estructural como las derivas o desplazamiento. Y en forma cualitativa se verifican mediante las observaciones en campo de las fisuras o grietas que pueden tener.

*-Vulnerabilidad sísmica no estructural.* Son los elementos adosados al sistema estructural como los techos, tabiques, ventanas, puertas. También las instalaciones en las edificaciones como gas, eléctrica, agua potable y sanitarias. El componente no estructural es importante en edificaciones que poseen contenidos con mucho valor. Por ejemplo, los hospitales tienen equipos médicos de valor, en caso sucediera un sismo pueden sufrir daño y tener pérdidas económicas considerables. La estructura puede estar estable pero no habitable.

*-Vulnerabilidad sísmica funcional.* Está relacionado con la distribución arquitectónica como son las vías de evacuación, señalización y vías de acceso. También está relacionado con el grado de organización de planes de emergencia.

Estas clases de vulnerabilidad se deben tomar en cuenta en el diseño de edificaciones nuevas, en el caso de edificaciones existentes es necesario realizar la evaluación correspondiente para determinar la vulnerabilidad que puede tener ante un evento sísmico.

### **2.2.1.2 Métodos para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica**

Según Guevara et al. (2006) hay diversas metodologías para evaluar la vulnerabilidad sísmica y son los siguientes: Métodos directos, indirectos, convencionales e híbridos. Estas técnicas dependen de la naturaleza y objeto de estudio; también depende de la información disponible, características de la estructura y los resultados que se espera del comportamiento de la estructura. A continuación, se detallan los métodos de evaluación.

-*Métodos directos.* Se tienen los métodos mecánicos y tipológicos. Los métodos mecánicos predicen el comportamiento de edificaciones individuales y se realizan por medio de modelos matemáticos. La ventaja de estos métodos es que los resultados son más detallados y dentro de ellos se tienen el análisis estático, análisis dinámico, análisis no lineal y el análisis dinámico no lineal. Sin embargo, los métodos tipológicos están definidas por las características de los materiales, también por los procesos constructivos. La determinación de la vulnerabilidad se basa en criterios estadísticos.

-*Métodos indirectas.* Determinan un índice de vulnerabilidad y en seguida se establece una relación entre el daño y la demanda sísmica, estos métodos se ayudan en el análisis estadístico para su confiabilidad. Son aplicables a la evaluación de un conjunto de estructuras en una zona urbana.

-*Métodos convencionales.* Son desarrollados por el investigador y se utilizan para comparar diferentes construcciones de un mismo tipo en un lugar determinado.

-*Métodos híbridos.* En esta metodología se combinan y se realizan la evaluación completa con los métodos descritos anteriormente. Se realiza para tener mayor seguridad en los resultados obtenidos para cada uno de las metodologías.

### **2.2.2 Demanda sísmica**

La demanda sísmica o llamada también sollicitación sísmica es producto del movimiento del suelo generado por los sismos. Por ello el objetivo de una edificación es brindar el confort y la seguridad de sus ocupantes y para ello una estructura debería tener las condiciones de resistencia, rigidez y ductilidad (Rochel, 2012).

- La resistencia deber ser idóneo para soportar las sollicitaciones combinadas de las cargas de gravedad, de sismo o de viento.
- La rigidez caracterizada en que sus deformaciones no sean excesivos bajo las sollicitaciones del movimiento del terreno, de tal manera que sus ocupantes no entren en pánico para sismos de baja intensidad.
- La ductilidad caracterizada por la capacidad de la estructura de entrar en el rango inelástico y no llegar a tener daños severos y colapsar.

La demanda sísmica se representa en un espectro de respuesta o también en un espectro de diseño. Así las estructuras son diseñadas para soportar un cierto nivel de severidad de sismos durante su vida útil. Comúnmente la vida útil de las estructuras es de un periodo de 50 años. Sin embargo, pasados este tiempo la estructura sigue funcionando o caso contrario es reemplazada de acuerdo a las necesidades o decisiones del propietario.

### **2.2.3 Espectros sísmicos**

El origen de los espectros se dio gracias a la idea de Kyoji Suyehiro quien entonces era el director del Instituto de Investigaciones de la universidad de Tokyo. Así en el año 1920 formó un instrumento formado por seis péndulos con diferentes periodos de vibración, con la finalidad de registrar la respuesta de las vibraciones ante un movimiento del suelo (Crisafulli & Villafañe, 2002).

Un año después Hugo Benioff realizó un artículo en donde proponía un instrumento parecido al de Suyehiro, en este caso para medir la respuesta máxima de los desplazamientos. Finalmente en el año 1930 Maurice Biot propuso de manera formal la idea de los espectros de respuesta. De esta manera se profundizó por muchos investigadores entre ellos Housner y Newmark (Chopra, 2014).

Los espectros son representaciones gráficas de las máximas respuestas del sismo que producen dinámica en un oscilador de un grado de libertad o en una estructura y pueden ser: Desplazamiento, velocidad o aceleración, dependiendo del parámetro que se quiera estudiar.

Para definir un espectro de respuesta es importante conocer el termino amortiguamiento, ya que muchas estructuras tienen diferentes grados de amortiguamiento. Entonces el Amortiguamiento es el proceso cuando un cuerpo en movimiento disminuye con el tiempo. Es decir, la amplitud de la vibración de este cuerpo se reduce de manera constante. (Chopra, 2014; Paz, 2012).

También es necesario conocer el termino periodo estructural. El periodo es el tiempo que tarda en ir y regresar a su posición inicial cuando se aplica una determinada acción sísmica, en otras palabras, su ciclo de vibración. Las estructuras altas tienen mayor periodo estructural que las edificaciones de menores pisos.

Entonces conociendo los términos de amortiguamiento y periodo estructural se lleva en un gráfico en dos dimensiones. En el eje de las abscisas corresponden a los periodos estructurales ( $T$ ) y en el eje de las ordenadas las respuestas máximas (desplazamiento, velocidad o aceleración). En la actualidad hay tres tipos de espectro: El espectro de respuesta, espectro de diseño y el espectro de peligro uniforme. Seguidamente se describen sus características más relevantes y sus aplicaciones en el diseño y la evaluación de estructuras resistentes a los movimientos del terreno.

### 2.2.3.1 Espectro de respuesta

Para construir un espectro de respuesta se sigue el siguiente procedimiento. Considérese una serie de osciladores simples o estructuras con un grado de libertad con diferentes periodos de vibración ( $T$ ) y con igual amortiguamiento ( $\zeta$ ) (Figura 5). Si se somete a estos osciladores a un mismo registro sísmico y por consiguiente cada uno de ellos tendrá una respuesta muy diferente.

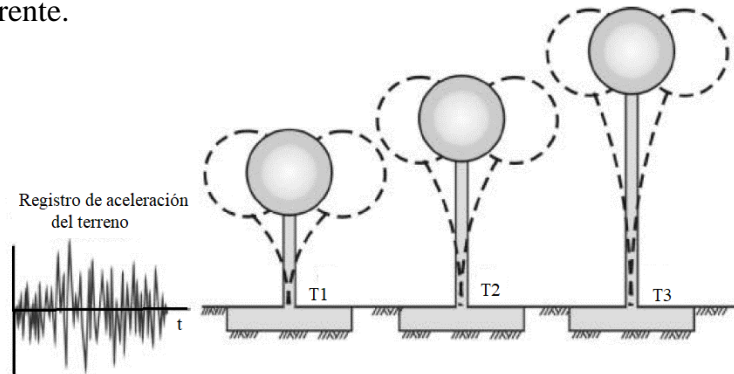


Figura 5. Sollicitación a los osciladores. Fuente: Crisafulli & Villafañe (2002)

Seguidamente las historias de respuestas diferentes de cada oscilador se pueden graficar en una gráfica temporal. Por ejemplo, el desplazamiento ( $u$ ) en las ordenadas y el tiempo ( $t$ ) en las abscisas. El siguiente paso es identificar el valor máximo en absoluto de desplazamiento de cada oscilador, como se presenta en la siguiente Figura 6.

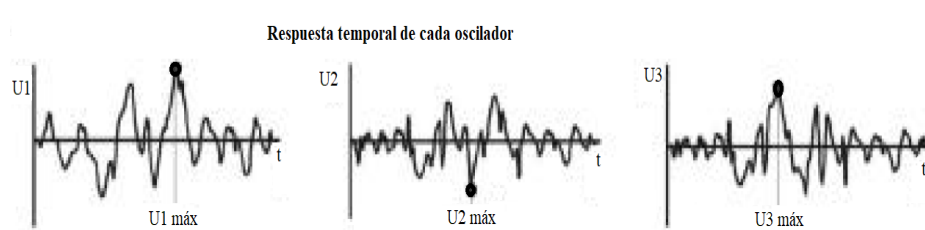


Figura 6. Respuesta máxima del oscilador. Fuente: Crisafulli & Villafañe (2002)

La respuesta máxima de cada oscilador se lleva a un espectro de respuesta del desplazamiento en función del periodo. Es decir que la respuesta máxima de cada oscilador con periodo  $T$  representa un punto del espectro. Si este proceso se realiza para una familia de sistemas de un grado de libertad para periodos de vibración de cero segundo hasta  $T$  segundos, se obtiene el siguiente espectro de respuesta de desplazamientos (Figura 7).

De la misma manera se puede construir espectros de respuesta para la velocidad o la aceleración.

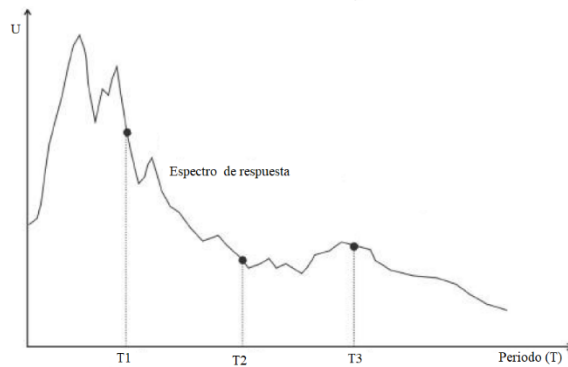


Figura 7. Espectro de respuesta. Fuente: *Crisafulli & Villafañe (2002)*

El espectro de respuesta es importante en el diseño de estructuras ya que condensan la compleja respuesta dinámica en el parámetro clave que es la respuesta máxima. Estos parámetros son requeridos para diseñar estructuras resistentes a sismos, también para su evaluación de edificaciones que ya fueron construidos.

La ventaja de los espectros de respuesta radica en el hecho de que depende únicamente de dos características: El periodo estructural y el porcentaje de amortiguamiento. Por lo que no depende de las características específicas de diferentes estructuras.

Sin embargo, la desventaja de estos espectros de respuesta provenientes de los osciladores, omiten información importante como la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos. La razón de esta desventaja es que el espectro mencionado representa solamente a los osciladores ante un movimiento del suelo.

Los espectros de respuesta provenientes de los registros sísmicos recién se pudieron estudiar a partir del año 1934 y 1940. Estos espectros tienen valles y picos la representación gráfica aceleración máxima versus el periodo de la estructura. Razón por la cual los estudios condujeron al desarrollo de formas estándar de espectro, con el objetivo de crear espectros de diseño a partir de ello.

### 2.2.3.2 Espectro de diseño

Los espectros de diseño consideran en efectos de muchos terremotos y las curvas son suavizadas. En otras palabras, es la envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos representativos de la zona. La obtención de estos espectros es generalmente por medio de los procedimientos de la estadística.

El procedimiento más común es considerar el promedio más la desviación estándar de los espectros de respuesta de muchos registros sísmicos representativos. Cuando los valores de la respuesta son casi iguales, la desviación estándar tiende a bajar entonces el espectro se asemeja al promedio. Sin embargo, cuando los valores difieren mucho entonces la desviación es alta. En la Figura 8 se muestra el resultado de un tratamiento estadístico para doce registros sísmico representados en espectros de respuesta y suavizadas para el espectro de respuesta (Bolaños & Monroy, 2004).

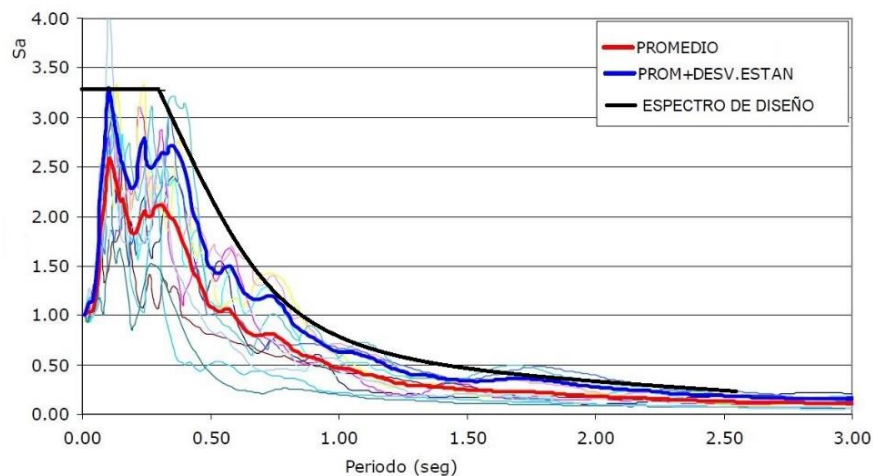


Figura 8. Espectro de diseño. Fuente: Adaptación, Bolaños & Monroy (2004).

Los espectros de diseño se basan en formas espectrales y el único valor con probabilidad de excedencia es la aceleración del suelo. Por ejemplo, en el caso de la norma sísmica peruana el factor “Z” que representa la aceleración máxima del suelo con una probabilidad de excedencia 10% en 50 años, es el valor único que se determina mediante probabilidades.

Entonces para formar el espectro de diseño es simplemente escalar a una forma estándar predefinido, basada en los resultados obtenidos por Seed et al. (1976) y Newmark y Hall (1982). El método consiste en multiplicar las ordenadas del espectro estándar por el factor “Z” y de esta manera están escaladas con el valor de la aceleración (Bolaños & Monroy, 2004; SENCICO, 2016).

La Figura 9 representa un espectro de diseño estándar, en donde los valores de las ordenadas son escaladas por el factor “Z”. Es decir, toda la curva está afectado por este factor, lo único que cambia es la relación  $T_p/T$  dependiendo de los periodos cortos o largos.

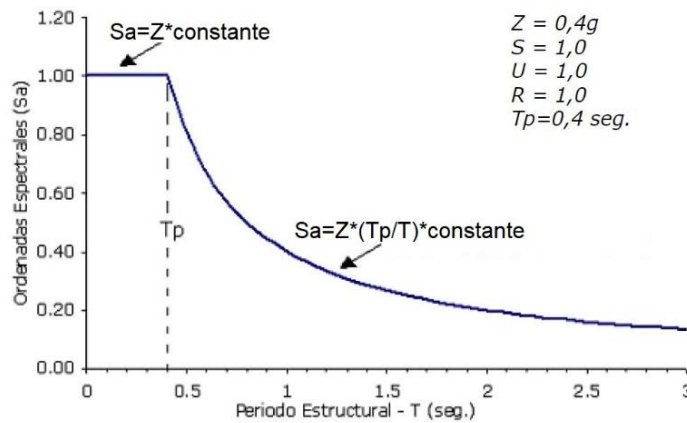


Figura 9. Espectro de diseño. Fuente: Bolaños & Monroy,(2004)

### 2.2.3.3 Espectro de peligro uniforme

El espectro de peligro uniforme llamada también espectro de probabilidad uniforme es el tipo de espectro que tiene la misma probabilidad de excedencia para cada ordenada de aceleración en todo el rango de periodos estructurales (Roncal, 2017).

También brinda parámetros de respuesta que pueden usarse directamente en la determinación de la demanda sísmica para el diseño y la evaluación de estructuras. Estos son preferibles en comparación al espectro de diseño tradicional que resulta de fijar una forma espectral del valor “Z” determinado probabilísticamente (Bolaños & Monroy, 2004; SENCICO, 2016).

En la Figura 10 se visualiza un espectro de peligro sísmico uniforme típico. Donde cada uno de las ordenadas espectrales tienen la misma probabilidad de excedencia. A diferencia de un espectro de diseño que solamente para los periodos cortos es de una probabilidad uniforme.

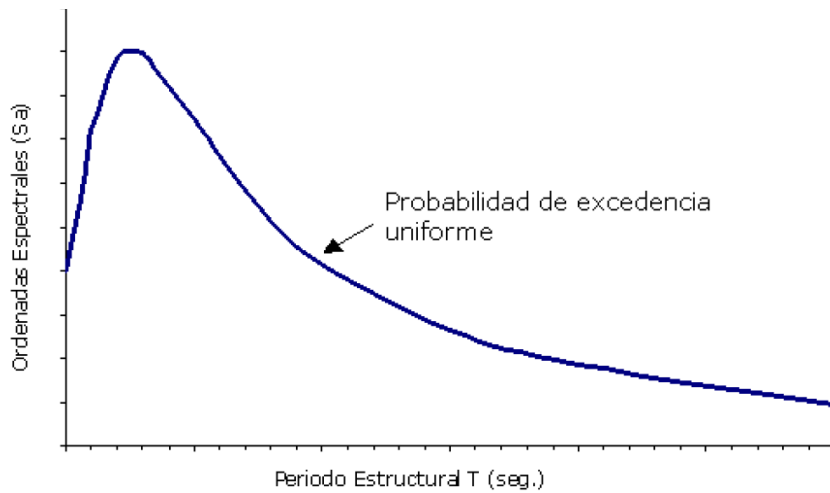


Figura 10. Espectro uniforme. Fuente: Bolaños & Monroy, (2004)

Con respecto a los estudios de sismología, sismicidad y riesgo sísmico, Rochel (2012) afirma lo siguiente: “(...),el estudio de los mecanismos que originan los terremotos, y de cómo se transmiten sus efectos al terreno que rodea a la zona de ruptura, no les corresponde a los ingenieros estructurales, sino a los geofísicos, geólogos y sismólogos” (p.30). Los estudios se ponen en conocimiento de los ingenieros que proyectan infraestructuras.

Según Peralta (2012) “La acción sísmica, se transmite a las edificaciones por la base de la estructura (...). Esto genera fuerzas internas que pueden poner en peligro la seguridad de las edificaciones. Por tanto, surge la necesidad de determinar la demanda y la capacidad de las estructuras” (p.5). La demanda se estima de los parámetros que influyen en la respuesta estructural y la capacidad de la estructura se determinara con el análisis estático inelástico.

#### 2.2.4 Niveles de sismo

En la demanda sísmica existe la incertidumbre sobre la magnitud y la intensidad que puede ocurrir, pues es un evento que el hombre no controla y tampoco se puede predecir con exactitud donde pueda ocurrir. A diferencia de las cargas muerta y las cargas vivas que si son estimables y la incertidumbre de ellas es muy baja. Entonces es necesario considerar la incertidumbre en la demanda, de tal manera que las sollicitaciones sean de diferentes niveles de severidad.

Los niveles de sismo son definidos mediante el periodo de retorno y la probabilidad de excedencia. Estos niveles lo establecen distintas normativas como por ejemplo el Consejo de tecnología Aplicada (ATC) y también los Ingenieros Estructurales de California. El periodo de retorno ( $T_r$ ) se establece mediante la siguiente ecuación ( 1).

$$T_r = - \frac{t}{\ln(1 - P_e)} \quad (1)$$

$T_r$ = Periodo de retorno

$P_e$ = Probabilidad de excedencia

$t$ = Número de años

Para la investigación se tomará las recomendaciones dadas la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1999). Los niveles de sismo son: Sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y sismo muy raro. La Tabla 2 muestra los diferentes sismos para el análisis de la vulnerabilidad como uno de los factores influyentes que es la exposición.

El sismo frecuente es lo que se da en toda la vida de la estructura y estos tienen repercusiones no perceptibles. El periodo de retorno es de 43 años y la probabilidad de excedencia es muy alta de 50 % en 30 años.

El sismo ocasional tiene una probabilidad de exceder en un 50% en 50 años. El sismo raro es similar al sismo de diseño de la norma E.030 y tiene una probabilidad de exceder un 10% en 50 años. Y el sismo muy raro tiene la probabilidad de exceder 10% en 100 años.

Tabla 2  
*Niveles de sismo*

Sismo	Intervalo de periodo	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	970 años	10% en 100 años

*Fuente: Adaptación (SEAOC, 1999).*

En investigaciones previas (Astorga & Aguilar, 2006; Borda & Pastor, 2007; Navarro & Fernández, 2006) se estuvieron usando los coeficientes estimados por los investigadores peruanos Castillo y Alva en el año 1994 (Muñoz, Tinman, & Quiun, 2015). En la Tabla 3 se presenta las aceleraciones respectivas para cada nivel de sismo y su comportamiento esperado para cada uno. En el sismo frecuente con aceleración de 0.20 g se espera que su comportamiento sea perfectamente elástico. Para el sismo ocasional con 0.25 g se espera un comportamiento prácticamente elástico. Para un sismo raro con una aceleración pico del suelo de 0.40 g se espera un comportamiento con incursión inelástica y para un sismo muy raro con 0.50 g no resultaría práctico reparar la estructura.

Tabla 3  
*Sismos de diseño y sus aceleraciones.*

Sismo	Aceleración (g)	Comportamiento estructural
Frecuente	0.20	Perfectamente elástico
Ocasional	0.25	Prácticamente elástico
Raro	0.40	Incursión plástica con pérdida rigidez y resistencia
Muy raro	0.50	No resulta reparar la estructura

*Fuente: Muñoz et al. (2015)*

### 2.2.5 Análisis estático no lineal

El análisis estático no lineal es un método eficiente para determinar la capacidad que puede tener un edificio frente a una sollicitación. Se trata de evaluar una estructura ya diseñada del cual se sabe los reforzamientos longitudinales y transversales de las columnas, así como de las vigas. Seguidamente se aplica un patrón de cargas laterales en forma monotonía, es decir en una sola dirección y de esta manera llevar la estructura al colapso.

En este tipo de análisis el modelo de la estructura incorpora directamente las características no lineales de la relación fuerza deformación de los elementos y componentes individuales debidas a la respuesta inelástica del material, lo cual representa una ventaja sobre los métodos de análisis estático lineal (Guevara et al., 2006).

También se basa en el uso de un modelo de carga del primer modo de vibración para llevar a acabo paso a paso de una estructura. A continuación, ajustar la curva de capacidad resultante (D'Ayala et al., 2015).

Para poder captar el proceso de su comportamiento se toma un punto de control en el piso superior final. De esta manera se logra el monitoreo de la secuencia elástica e inelástica de la cortante en la base y el desplazamiento superior. El resultado final es la obtención de la curva de capacidad del edificio estudiado (Villanueva, 2018). La Figura 11 muestra el edificio con los desplazamientos registrados y el punto de control.

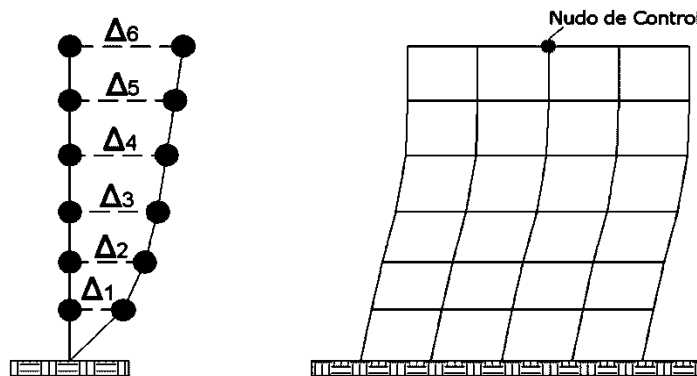


Figura 11. Control del edificio. Fuente: Villanueva (2018)

El análisis pushover de una estructura es un análisis estático no lineal bajo cargas verticales permanentes y se va aumentando las cargas gradualmente hasta llegar al colapso. Las cargas estáticas equivalentes representan aproximadamente las fuerzas inducidas por el terremoto (D'Ayala et al., 2015).

Según la norma FEMA P-58, recomienda que, para desarrollar el análisis no lineal, el analista debe implementar un modelo matemático apropiado y definir los siguientes parámetros: Definir el modelo estructural, definir las cargas que actuarán sobre la edificación y finalmente seleccionar los puntos de control que ayudarán a monitorear las cargas incrementales.

La capacidad de la estructura está representada por la curva fuerza cortante y desplazamiento en el nivel superior de la edificación (Figura 12) obtenida del análisis estático no lineal (Carrillo, 2008).

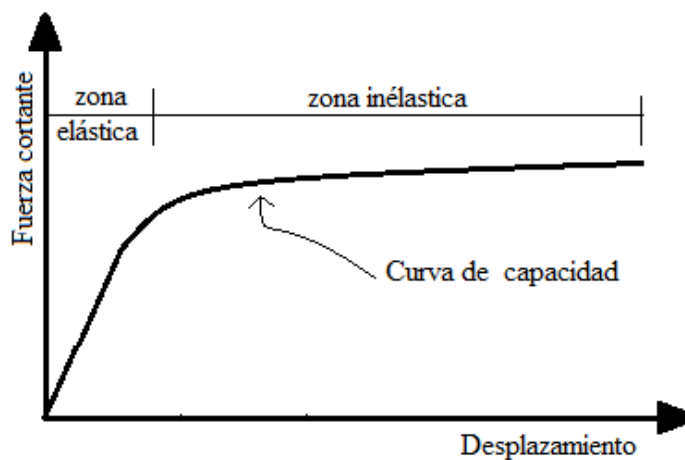


Figura 12. Curva de capacidad. Fuente: propia.

La finalidad principal del análisis estático no lineal es la determinación de la curva de capacidad. Esta curva describe el comportamiento estructural desde su estado inicial pasando por la etapa elástica hasta su llegar al rango inelástico en donde la mayoría de las estructuras sufren daños severos al sobrepasar su capacidad máxima. De esta manera muestra la historia de su carga y desplazamiento.

### 2.2.5.1 Leyes constitutivas de comportamiento del concreto armado

El concreto armado es uno de los materiales de la construcción de obras civiles y por tanto esencial para proyectar construcciones como una edificación. Está compuesto por acero de refuerzo y el concreto. El comportamiento de cada uno de sus componentes fue investigado por medio de ensayos y la relación esfuerzo con la deformación se presentan en forma simplificada.

**-Ley constitutiva del acero.** Lo más representativo para el comportamiento del acero es el modelo de Park y Paulay (1980) que presenta tres modelos de comportamiento.

El *modelo Elastoplástico* se presenta en la Figura 13 donde se caracteriza por tener dos líneas rectas. Es decir, solo se presenta la zona elástica y la zona de fluencia constante. Se desprecia el endurecimiento del acero. Para el caso de evaluación de estructuras en el límite plástico no es representativo (Navarro & Fernández, 2006).

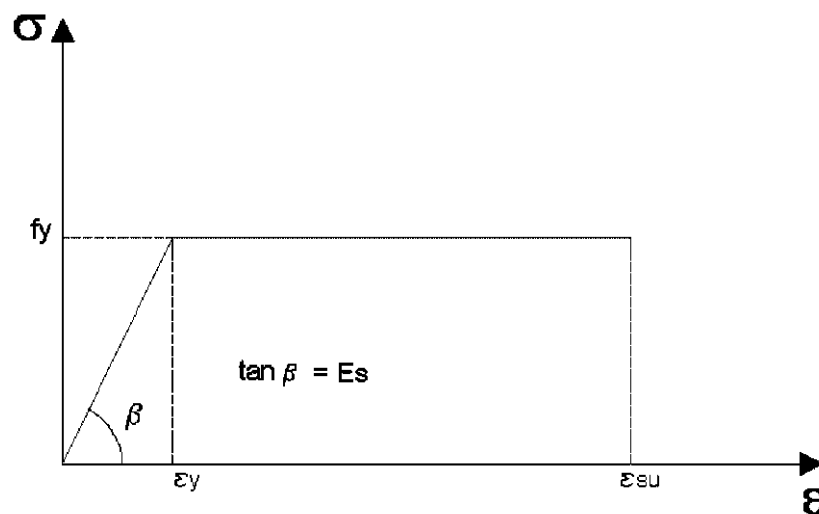


Figura 13. Elastoplástico. Fuente: Navarro & Fernández (2006)

El *modelo trilineal* se presenta en la Figura 14 donde se caracteriza por tener tres zonas definidas. Es decir, se presenta la zona elástica (tramo A-B), la zona de fluencia (tramo B-C) y la zona de endurecimiento por la deformación (tramo C-D). Para el caso de evaluación de estructuras en el límite plástico este modelo es representativo debido a que tiene el comportamiento inelástico.

Para la investigación se usó este modelo constitutivo del acero debido a que permite la incursión para la zona no lineal.

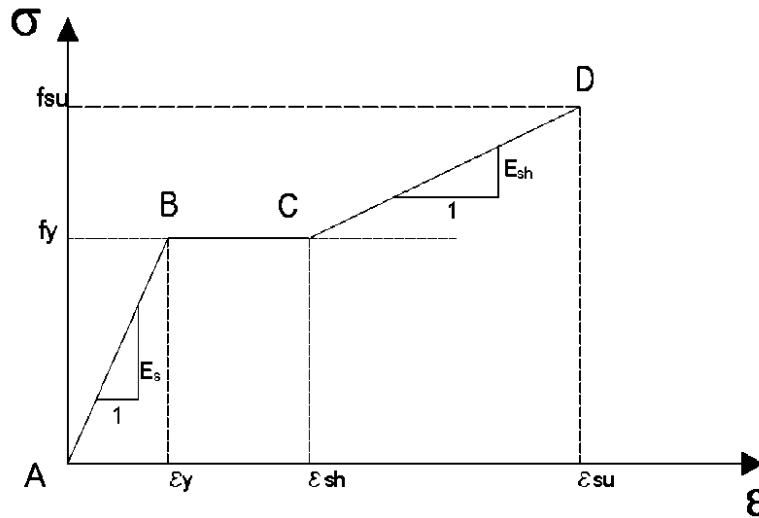


Figura 14. Trilineal. Fuente: Navarro & Fernández (2006)

El *modelo de curva completa* se presenta en la Figura 15 donde se caracteriza por tener también tres zonas definidos y es la ideal para representar el comportamiento del acero de refuerzo hasta su rotura. Es decir, se presenta la zona elástica (tramo A-B), la zona de fluencia (tramo B-C) y la zona de endurecimiento por la deformación (tramo C-D). El punto D es la rotura del acero a tracción representado por la deformación unitaria última. Esta ley constitutiva es el más refinado pero no se usa con frecuencia (Aullaca, 2006).

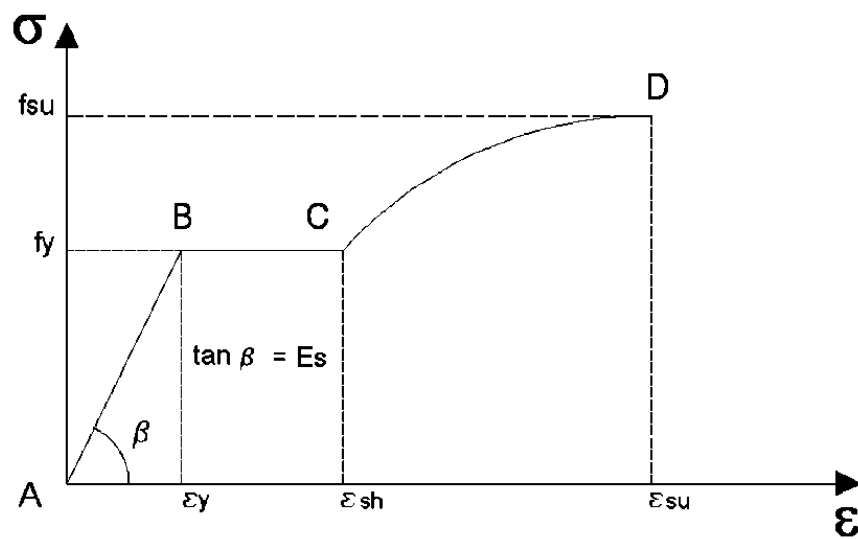


Figura 15. Curva completa. Fuente: (Navarro & Fernández, 2006)

**-Ley constitutiva del concreto.** Para representar la ley constitutiva para el concreto se debe diferenciar el concreto no confinado y el concreto confinado. El uso del concreto no confinado es para realizar diseños y el concreto confinado para evaluar la capacidad que tienen las estructuras ya construidas. En la Figura 16 se muestra las secciones transversales de una viga y una columna existentes, donde se puede apreciar la zona confinada por los estribos (parte sombreada) y una pequeña parte de la sección no confinada (recubrimiento).

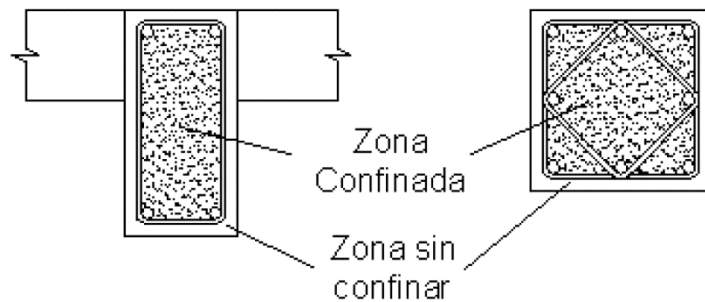


Figura 16. Secciones transversales. Fuente: Aullaca (2006)

En cuanto al comportamiento del concreto confinado con respecto al concreto no confinado se puede ver la gran diferencia significativa debido al confinamiento. Los estribos de una sección la mayor capacidad en el esfuerzo de compresión, así como también en la deformación unitaria.

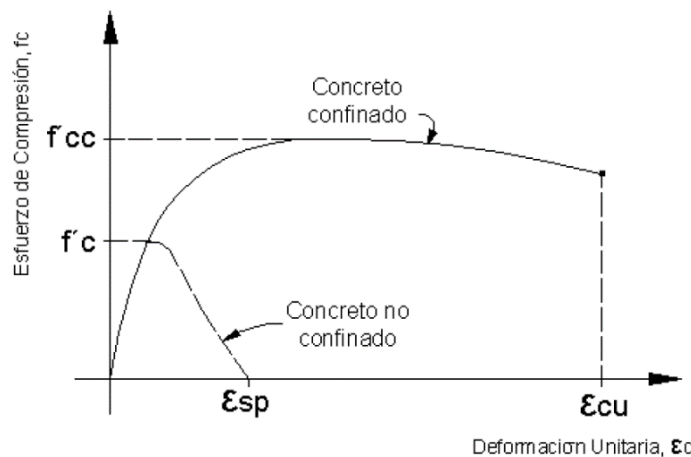


Figura 17. Concreto confinado y sin confinar. Fuente: Aullaca (2006)

Los modelos constitutivos más representativos para el concreto no confinado son: Modelo de Whitney, Hognestad, Comité Europeo del concreto (CEB1978) y modelo de Mander. Y para el concreto confinado son Modelo de Kent y Park, Mander.

Para evaluar la capacidad de los edificios que ya fueron construidos interesa en describir las leyes constitutivas para el concreto confinado.

El *modelo de Kent y Park* se presenta en la Figura 18, este modelo es usado cuando el concreto está confinado con estribos rectangulares. Se caracteriza principalmente porque el primer tramo (A-B) solamente llega hasta la resistencia del concreto ( $f_c$ ) con la deformación unitaria de 0.002 y luego desciende. Es decir, el confinamiento no tiene influencia en el modelo. El siguiente tramo es lineal (B-C) y desciende hasta el 20% de la resistencia y el último tramo (C-D) es constante en el 20% del  $f_c$ . Este modelo no se usa para analizar la capacidad sísmica de estructuras (Aullaca, 2006).

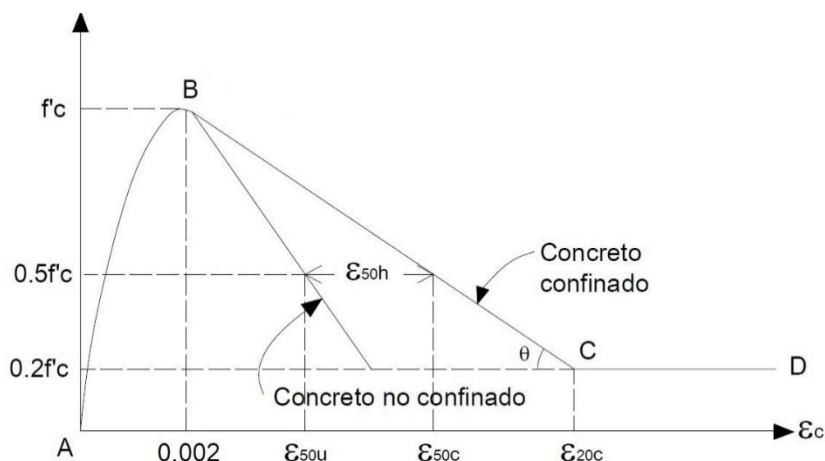


Figura 18. Modelo Park y Kent. Fuente: Aullaca (2006)

El *modelo de Mander* se presenta en la Figura 19 en donde el modelo constitutivo puede ser usado en distintas secciones transversales y con distintos grados de confinamiento.

La característica principal de este modelo constitutivo es la influencia directa del confinamiento. Como se puede ver en la Figura 19 la resistencia de compresión ( $f_c$ ) aumenta considerablemente hasta la resistencia de compresión confinada ( $f_{cc}$ ) en una deformación propia del confinamiento. Luego de llegar al punto de compresión con efecto de confinamiento comienza a descender y depende del grado de confinamiento de los aceros transversales en una sección.

El modelo de Mander es ampliamente utilizado para evaluar la capacidad de estructuras. En esta investigación se usó este modelo de comportamiento con influencia del grado de confinamiento.

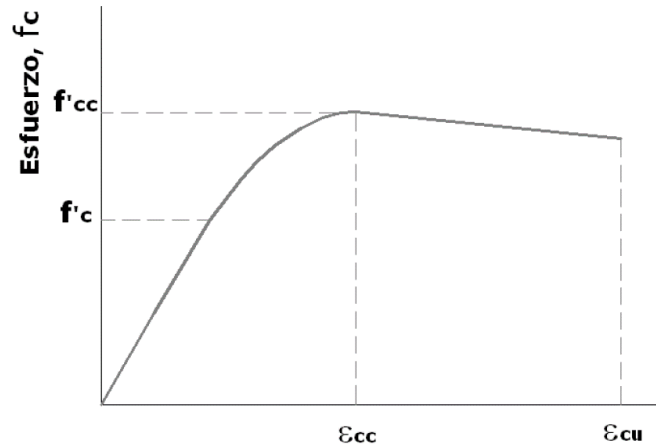


Figura 19. Modelo de Mander. Fuente: (Navarro & Fernández, 2006)

El modelo desarrollado por Mander tiene la siguiente ecuación ( 2) que caracterizan la curva esfuerzo deformación.

$$f_c = \frac{(f'_{cc} x r)}{(r - 1 x r)} \quad (2)$$

Donde:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}}$$

$$\varepsilon_{cc} = \left( 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{sm}}{f'_{cc}}$$

$$r = \frac{E_c}{(E_c - E_{sec})}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

### 2.2.5.2 Comportamiento inelástico de las secciones

Para lograr el comportamiento satisfactorio de una estructura completa es esencial el adecuado comportamiento de cada uno de sus elementos estructurales. Razón por la cual las relaciones momento curvatura son importantes pues se logra monitorear la secuencia de su sollicitación en su etapa elástica como inelástica.

#### Diagrama momento curvatura

La curvatura se puede definir como la variación en la rotación que puede ocurrir en una sección. El cambio se da por el cambio de giro por una unidad de longitud de la sección sollicitada a momentos por ambos lados y fuerzas axiales (Freire, 2017).

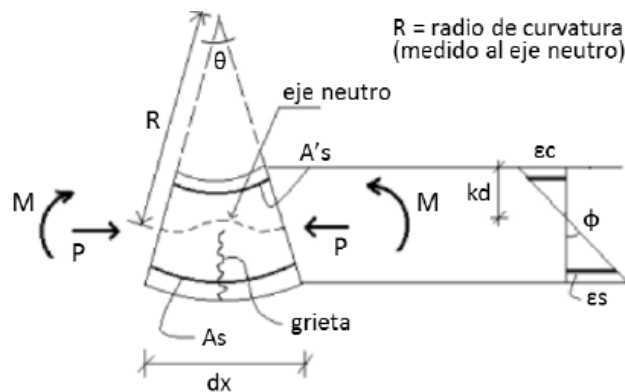


Figura 20. Esfuerzos en el interior de la sección. Fuente: Chang (2015).

La Figura 20 detalla es estado de esfuerzos en el interior de la sección cuando es sollicitado a flexión. La curvatura de la sección se puede caracterizar por la ecuación (3).

$$\Phi = \frac{\epsilon_c}{c} = \frac{\epsilon_s}{d - c} \quad (3)$$

Donde:

$\epsilon_c$ = Deformación unitaria en la fibra superior del concreto.

$\epsilon_s$ = Deformación unitaria en la fibra inferior del acero.

$c$ = profundidad de la parte superior al eje neutro.

$\phi$ = curvatura de la sección.

Para la elaboración del diagrama se relaciona las ordenadas con el momento de la sección y las abscisas con la curvatura de la sección. Las construcciones de estas relaciones están fundamentadas en el equilibrio de fuerzas y momentos, así como también en la compatibilidad de sus deformaciones (Chang, 2015). La Figura 21 muestra un ejemplo de diagrama para una sección de 40x70cm<sup>2</sup>, con área de refuerzo superior e inferior de 20 cm<sup>2</sup>, se visualizan los puntos específicos tomados: El punto 0 (estado sin cargas), el punto A (agrietamiento), el punto B (fluencia) y el punto C (estado de agotamiento).

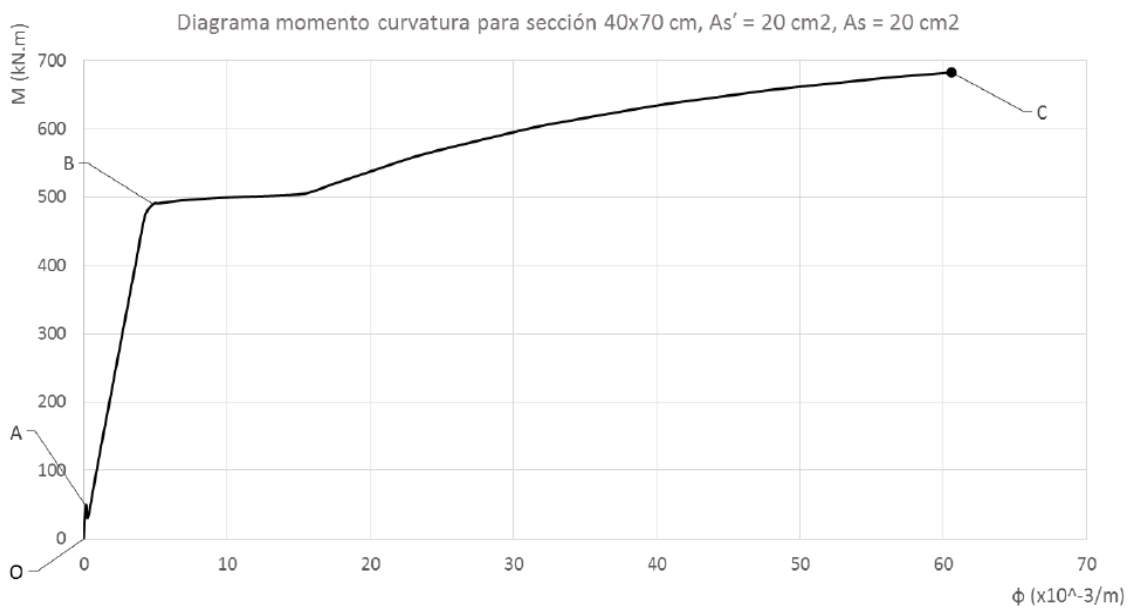


Figura 21. Diagrama momento curvatura. Fuente: Chang (2015)

### 2.2.5.3 Rotulas plásticas en secciones

Cuando ocurre un terremoto severo las columnas y las vigas sufren daños considerables en una zona cercana a los encuentros columna-viga en una longitud “L” (Figura 22). El daño es concentrado cerca de las conexiones (Navarro & Fernández, 2006).

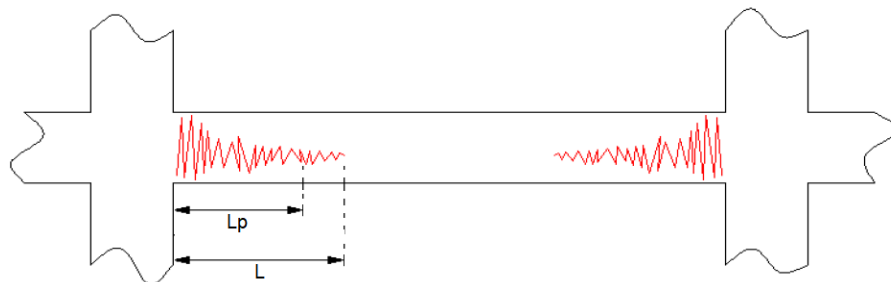


Figura 22. Daño en la viga. Fuente: Navarro & Fernández (2006)

La rótula plástica es la zona equivalente donde se concentra toda la deformación no lineal y que está representado por una longitud “ $L_p$ ” menor a la longitud “ $L$ ” (Figura 22). La longitud equivalente puede estimarse con  $L_p=0.5h$ , en donde “ $h$ ” es el peralte de la sección. Otra forma estimar la longitud de la rótula plástica es asumiendo en porcentajes de la luz libre de la viga o columna. El que más resulta ser confiable es asumir el 5% de la longitud del elemento (Celi & Arellano, 2014).

Se considera que la curvatura de la sección es constante en todo el largo de la rótula plástica “ $L_p$ ”. Por lo tanto, para obtener el giro (Figura 23) que se da en el rango inelástico bastará con multiplicar la curvatura por la longitud de rótula plástica “ $L_p$ ” (Navarro & Fernández, 2006).

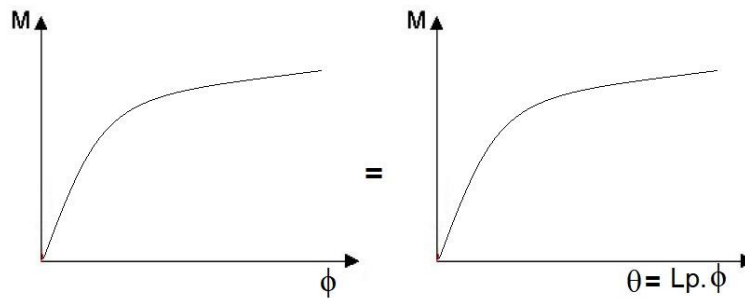


Figura 23. Conversión curvatura a rotación. Fuente: Propia.

#### 2.2.5.4 Comportamiento inelástico de la edificación

La manera práctica y sencilla de representar el comportamiento inelástico de edificaciones cuando es solicitado por un terremoto severo o muy severo, consiste en discretizar mediante la asignación de rotulas plásticas (Figura 24). Estas se ubican en las zonas más críticas como son las uniones o encuentros de la viga o columna (Aullaca, 2006; Navarro & Fernández, 2006).

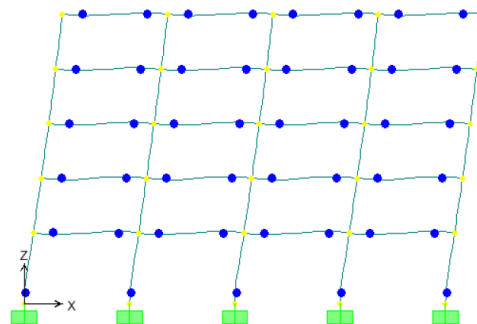


Figura 24. Edificio discretizado. Navarro & Fernández (2006)

### 2.2.5.5 Comportamiento inelástico de muros de albañilería

Los muros de albañilería confinada están conformados por las unidades de albañilería y por los elementos de confinamiento (vigas y columnas de concreto). Cuando es solicitado por una fuerza lateral proveniente del sismo, los que trabajan son los paños de albañilería. Resisten al agrietamiento especialmente en las esquinas (zonas críticas). Y los elementos de confinamiento son sometidos a esfuerzos de flexión y corte (Astroza & Schmidt, 2004)

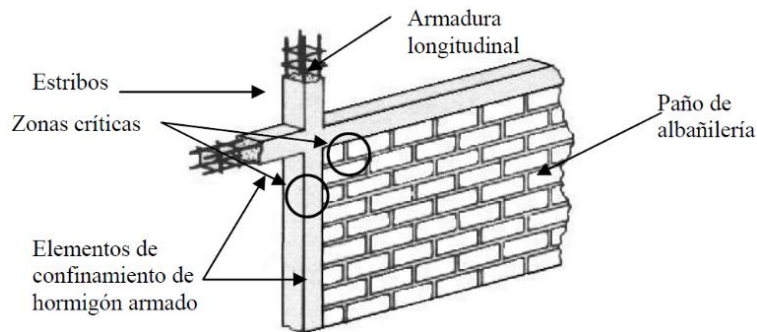


Figura 25. Muro confinado. Fuente: Astroza & Schmidt (2004)

Una manera efectiva de ver el comportamiento de los muros de albañilería confinada es por medio de los ensayos experimentales cíclicos laterales y también se puede obtener mediante modelos analíticos (Ruiz & Miranda, 2003).

#### a) Ensayos experimentales cíclicos

Cuando se somete un espécimen de albañilería confinada a cargas laterales cíclicas que representa al movimiento del suelo con carga y descarga. El resultado es una curva de histéresis que describe el comportamiento elástico e inelástico (Figura 26).

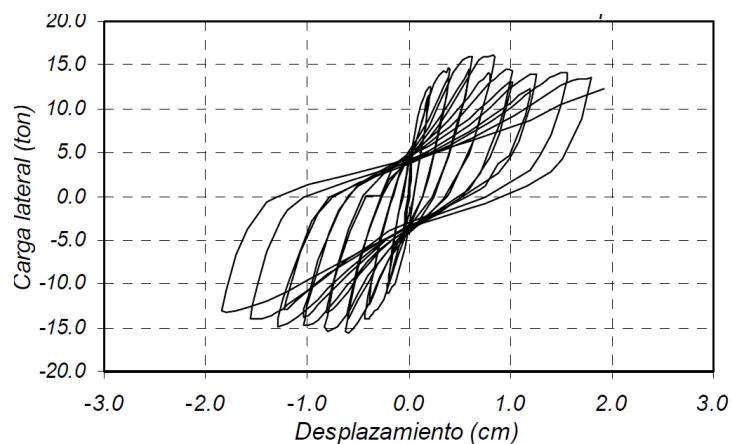


Figura 26. Ensayo cíclico. Fuente: Ruiz & Miranda (2003)

En la Figura 26 se puede notar que la rigidez en la zona elástica disminuye en forma progresiva y esta se debe al fisuramiento. Luego crece al aumentarse el agrietamiento diagonal y cuando las grietas son severas en las diagonales se disminuye su capacidad de manera considerable.

### b) Modelos analíticos

Con la finalidad de reproducir analíticamente del comportamiento en los muros de albañilería se proponen modelos de la respuesta carga deformación. Los primeros modelos analíticos en el año 1975 desarrollados por Meli, consistieron en tener una envolvente trilineal, pero estos no podían reproducir la degradación de su resistencia una vez alcanzado la máxima respuesta. Ya en el año 1996 Flores y Alcocer permitieron reproducir esa degradación de la resistencia (Ruiz & Miranda, 2003). En la Figura 27 se puede observar un ejemplo de un modelo analítico del comportamiento de muros de albañilería confinado.

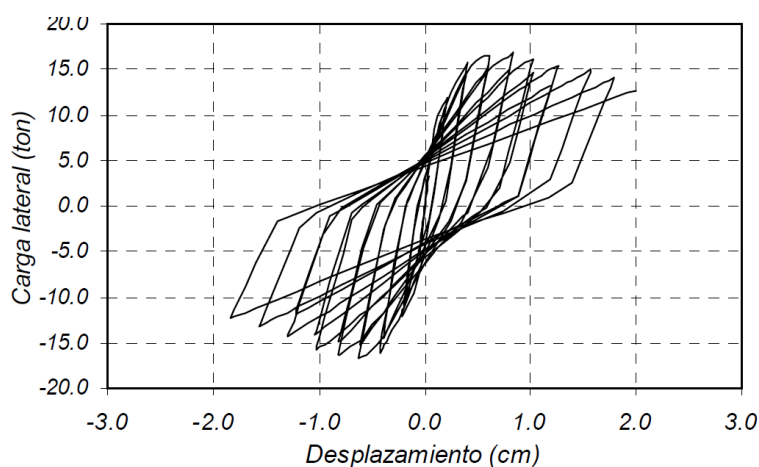


Figura 27. Comportamiento analítico. Fuente: Ruiz & Miranda (2003)

Hoy en día se usa con frecuencia el modelo trilineal para la representación de las curvas históricas. Así en Figura 28 se muestra el monitoreo de la capacidad de los muros de albañilería confinada en donde se observa los tres puntos correspondientes a los siguientes estados:

El punto de control uno es cuando la albañilería alcanza su máxima elasticidad, el punto dos es cuando se desarrolla su resistencia máxima al corte diagonal y después de esta zona inicia a descender debido a su degradación de su rigidez y finalmente el punto tres corresponde a su resistencia ultima y por ende el colapso. (Borzi, Pinho, & Crowley, 2008)

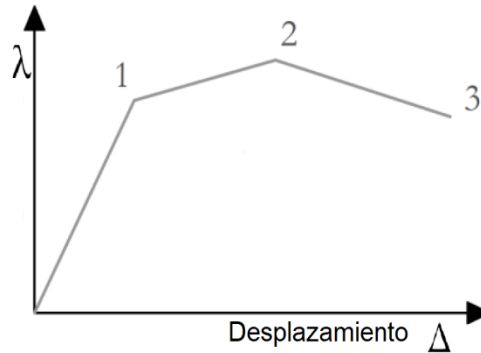


Figura 28. Puntos de monitoreo. *Adaptación:* Borzi et al. (2008)

Debido a que los muros de albañilería confinada presentan baja ductilidad una vez que sobrepasa el rango elástico, se simplifica el modelo a una curva de capacidad simplificada. En donde el punto uno sigue siendo la misma, el punto 2 y tres ahora son constantes horizontales. De esta manera la estructura de albañilería confinada se considera como un modelo elástico y perfectamente plástico.

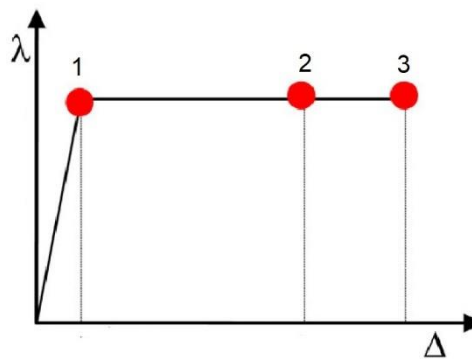


Figura 29. Curva de capacidad simplificada. *Adaptación:* Borzi et al., (2008)

***Definición de los estados de daño en los muros de albañilería***

Así como en las estructuras de concreto armado se establecieron las magnitudes de daño de cada desempeño asociados con su respectivo nivel de daño. Para los muros de albañilería fueron propuestos en términos de estados de límite por Astroza y Schmidt (2004).

Los estados límites se establecen en función de los ensayos cíclicos realizados por el investigador mencionado. La Tabla 4 muestra los diferentes estados límites con sus respectivas características cualitativas en la definición de los estados y de manera cuantitativa en las dimensiones de las grietas.

Tabla 4  
*Estados límite para la albañilería*

Estado límite	Definición del estado	Distorsión	Magnitudes de daño
Servicio	Tiene un comportamiento perfectamente elástico	0.0005	Sin daño
Operacional	Tiene unos pequeño intervalos en la zona no lineal	0.001	Fisuras delgadas reparables
Daño controlado	Inicio de incursiones inelásticas	0.0017	Grietas menores a 3 mm
Resistencia	Grietas visibles e irreparables	0.0022	Grietas extensas mayores a 6 mm
Último	Cercano al colapso	0.0044	Aplastamiento y caída de algunas unidades

*Fuente: Astroza y Schmidt (2004)*

En la respuesta no lineal de un muro de albañilería se inicia en un estado límite de daño controlado. Este comportamiento está asociado a la falla por corte y por el aplastamiento debido al agrietamiento diagonal. Por esta razón la norma peruana E.070 (2006) en uno de sus requisitos de diseño, establece la ecuación para estimar el agrietamiento diagonal.

La ecuación que establece es para unidades de arcilla y concreto. Así como también para unidades de sílico-calcáreas. En esta investigación se usa las unidades de arcilla en una dirección de la estructura analizada. Razón por la cual se presenta las ecuaciones que caracterizan la resistencia para el control del agrietamiento diagonal para unidades hechas de arcilla en la ecuación (4).

$$V_m = 0.5V'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23P_g \quad (4)$$

Donde:

$V'_m$ : Resistencia cortante de la albañilería

$P_g$ : Carga de servicio

$t$ : Espesor efectivo del muro, sin el tarrajeo.

$L$ : Longitud del muro incluidos los confinamientos.

$\alpha$ : Coeficiente de reducción a causa del esbeltez, que está en función de la ecuación (5)

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1 \quad (5)$$

Donde:

$V_e$ : Fuerza cortante proveniente de un análisis en el rango lineal.

$M_e$ : Momento proveniente de un análisis en el rango lineal.

Las ecuaciones que se presentaron son ecuaciones empíricas que representan el comportamiento no lineal de un muro de albañilería confinada sometido a una demanda sísmica de diferente intensidad. En Figura 30 se presenta la representación de la falla, en donde la zona más crítica es la diagonal que se forma en el muro de albañilería.

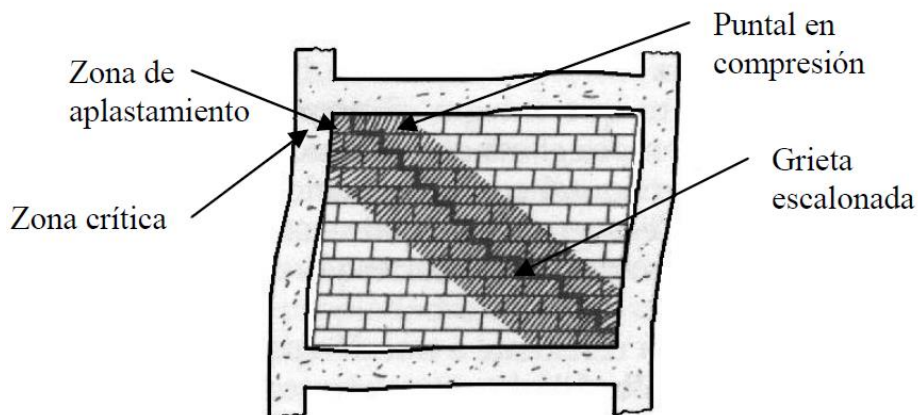


Figura 30. Agrietamiento diagonal. *Astroza & Schmidt (2004)*

### 2.2.5.6 Ejemplo de un análisis estático no lineal

A continuación, se presenta un ejemplo sencillo del proceso de estimación de la curva de capacidad de una columna. La columna se idealiza como un voladizo. Para realizar el AENL previamente se tiene que haber calculado el diagrama momento curvatura de la sección transversal en análisis.

En la Figura 31 se muestra su respectiva sección de 30 cm x 30 cm con sus detalles de su armadura de ocho varillas de acero grado 60, distribuidos de  $4\phi 3/4''$  en las esquinas y  $4\phi 5/8''$  en sus lados. La columna tiene una altura de 3.7 metros.

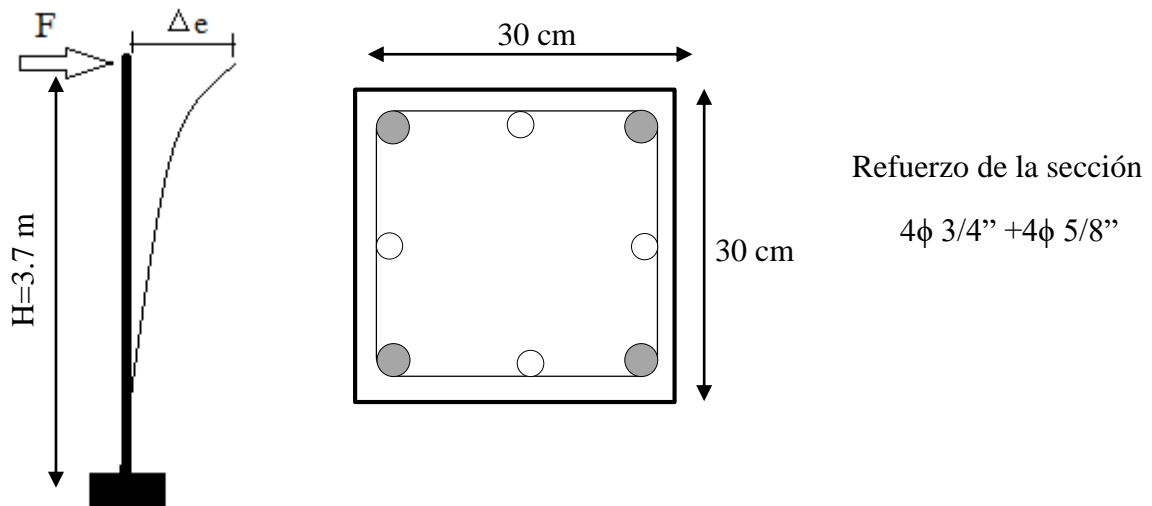


Figura 31. Ejemplo de aplicación del AENL. Fuente: propia

También se presentan propiedades de la sección, como el módulo de elasticidad del concreto proveniente de la resistencia de compresión del concreto.

Los datos de la sección permitirán determinar la curva de capacidad de la estructura. En este caso de una columna sometido a fuerzas laterales.

Resistencia del concreto ( $f_c$ )	210 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad ( $E_c$ )	217370.7 kg/cm <sup>2</sup>
Inercia (I)	67500 cm <sup>4</sup>
EI	1467.251896 tn.m <sup>2</sup>

El primer paso es la generación de diagrama momento curvatura de cada elemento estructural que conforma la estructura como las columnas y las vigas. Esta curva muestra el comportamiento de la sección transversal, es decir la historia de sus curvaturas y los momentos.

Se presenta el diagrama momento curvatura (Figura 32). La generación de dicho diagrama se puede realizar mediante la ayuda de un software o de forma manual con las ecuaciones de equilibrio y también las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones.

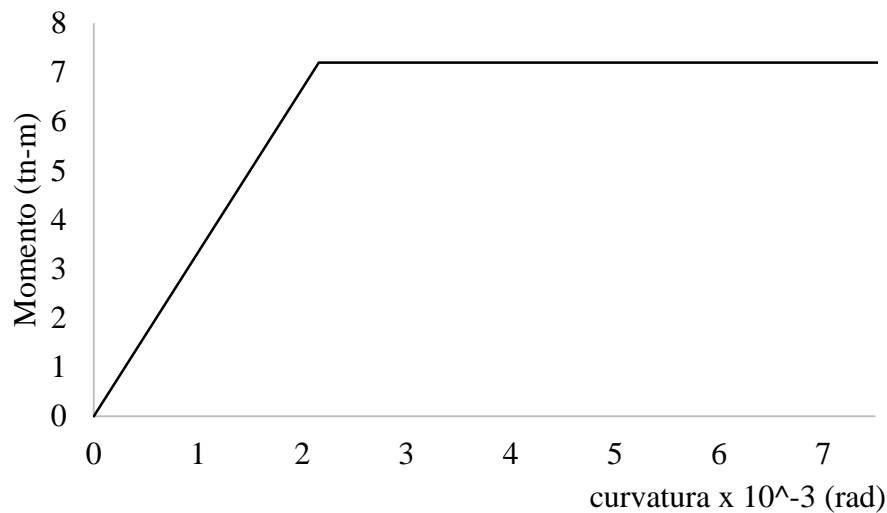


Figura 32. Diagrama momento curvatura. Fuente: Propia

En segundo lugar, es la determinación de las fuerzas cortantes en la base y los respectivos desplazamientos de entrepiso. Los cálculos se realizan tanto en zona no lineal, así como en la zona inelástica.

#### a) Momento curvatura en la etapa elástica

En la zona lineal la estructura se comporta satisfactoriamente. El desplazamiento de techo se calcula con la ecuación siguiente. Esta ecuación ( 6) se determina mediante la resistencia de materiales.

$$\Delta_i = \frac{F \cdot h^3}{3EI} \quad (6)$$

Donde:

F= Fuerza lateral

h= Altura de la columna.

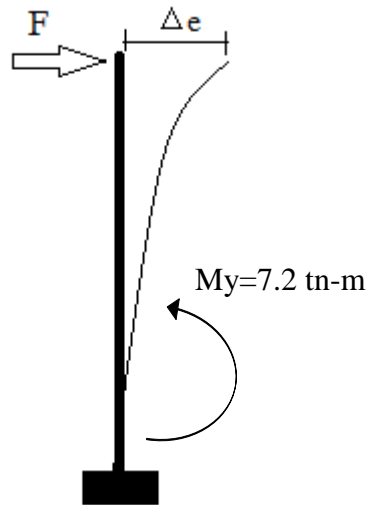
$\Delta$ = desplazamiento en el techo

$\Delta e$ = desplazamiento elástico en el techo

$\Delta in$ = desplazamiento inelástico en el techo

Fy= 1.95 tn

$\Delta e$ = 2.24 cm

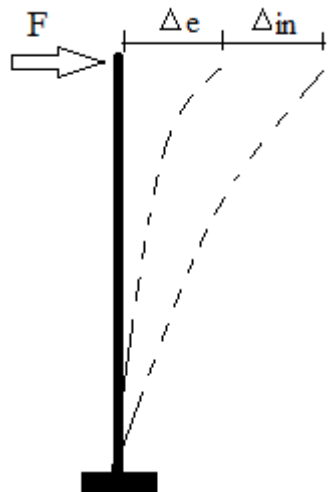


El momento de fluencia se encuentra en la curva de capacidad y por medio de las ecuaciones de equilibrio se obtiene la fuerza ( $F=My/h$ ) y el desplazamiento en la etapa elástica se determina con la ecuación anterior. Sin embargo la ecuación ( 7) para la etapa inelástica ya no corresponde y la relación para la etapa mencionada se estiman mediante las ecuaciones de la geometría propia del ejemplo.

### b) Momento curvatura en la etapa inelástica

El momento en la etapa elástica se realiza de la misma manera con la diferencia de la incursión en el rango no lineal de su giro. Los datos y cálculos se presentan a continuación.

$\theta_{rot}$	$8.07 \times 10^{-3}$	Rad
$\theta_y$	$2.16 \times 10^{-3}$	Rad
$\theta_{in} = \theta_{rot} - \theta_y$	$5.91 \times 10^{-3}$	Rad
$\Delta_{in} = \theta_{in} \times h$	2.19	cm



Donde:

$\theta_{rot}$  = Curvatura de rotura

$\theta_y$  = Curvatura de fluencia

$\theta_{in}$  = Curvatura inelástica.

En la Figura 33 se visualiza los resultados del ejemplo de la columna empotrado en su base. La fuerza de 1.95 toneladas se mantiene hasta la zona inelástica. Pero el desplazamiento de techo aumenta en la zona inelástica, así incursionando esta zona la estructura sufre daños significativos. De esta manera el objetivo de un AENL es la obtención de la curva de capacidad de la estructura.

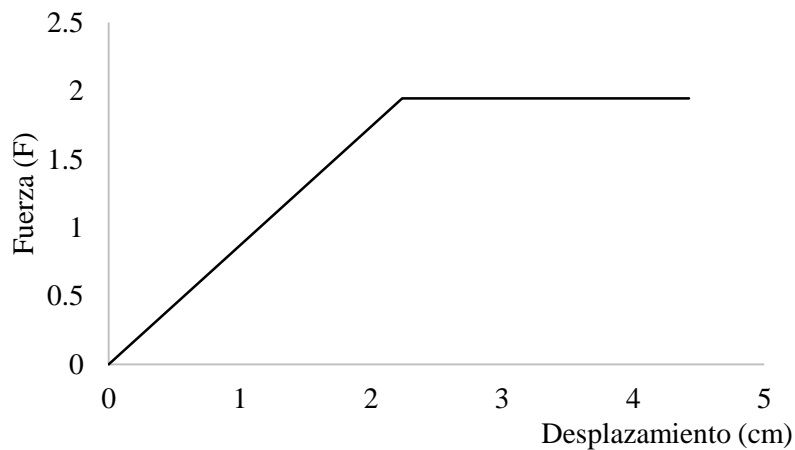


Figura 33. Curva de capacidad de la columna. Fuente: Propia

Es necesario recalcar sobre la diferencia entre el diagrama momento curvatura y la curva de capacidad. El diagrama momento curvatura es de la sección individual, mientras la curva de capacidad es la resultante de los diagramas de momentos curvaturas de cada una de las secciones que conforman una estructura.

## 2.2.6 Determinación del rendimiento de la estructura

Para determinar el punto de rendimiento existe el método espectro de capacidad y espectro de demanda. Se da por la intersección de ambos espectros para luego determinar el punto de rendimiento mediante las iteraciones que se realiza hasta llegar al equilibrio.

### 2.2.6.1 Espectro de capacidad

La curva de capacidad se lleva a un formato de espectro de respuesta aceleración y desplazamiento (ADRS). La relación cortante basal y desplazamiento en el techo se lleva a la relación aceleración espectral ( $S_a$ ) y desplazamiento espectral ( $S_d$ ).

La conversión se da mediante las propiedades modales relacionadas al modo fundamental de vibración. Según (Guevara et al., 2006) para cada par ordenado de la curva de capacidad ( $\Delta_i; V_{bi}$ ) se lleva al par ordenado ( $S_{di}; S_{ai}$ ) mediante las ecuaciones (7) y (8).

$$S_{di} = \frac{\Delta n_i}{(\beta_1 * \varphi_{1,n})} \quad (7)$$

$$S_{ai} = \frac{V_i}{\alpha_1} \quad (8)$$

Donde:

$\alpha_1$  : Masa modal respecto al primer modo de vibración de la estructura.

$\beta_1$  : Factor de participación según el modo fundamental de la estructura.

$\varphi_{1,n}$  : Amplitud en el nivel 'n', de la forma de vibración del modo fundamental.

$S_{di}$  : Desplazamiento espectral.

$S_{ai}$  : Aceleración espectral.

$\Delta_{ni}$  : Desplazamiento en el nivel i.

$V_{bi}$  : Fuerza cortante en el nivel i.

La Figura 34 muestra un ejemplo de la conversión de la curva de capacidad al formato de espectro aceleración desplazamiento (ADRS).

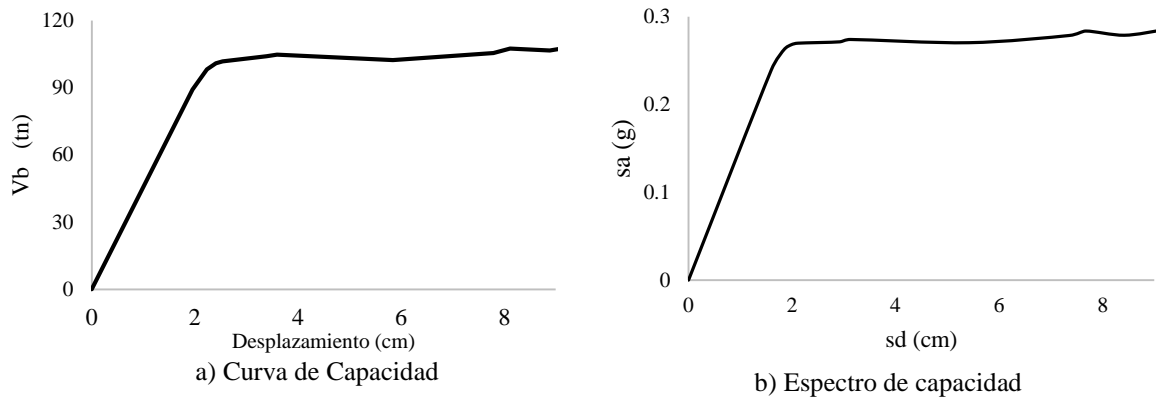


Figura 34. Conversión de la curva de capacidad al formato ADRS. Fuente: Propia.

### 2.2.6.2 Espectro de demanda

De manera similar que la transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad se da con el espectro de demanda.

En la Figura 35 se visualiza la conversión del espectro de respuesta al espectro de capacidad. La demanda sísmica inicialmente está influenciada por el amortiguamiento constante de 5%. La transformación consiste en que cada par ordenado del espectro de respuesta ( $S_a$ ,  $T$ ) es llevado al espectro de demanda con pares ordenados ( $S_a$ ;  $S_d$ ) con la finalidad de realizar la comparación con el espectro de capacidad y de esta manera determinar el rendimiento de la estructura.

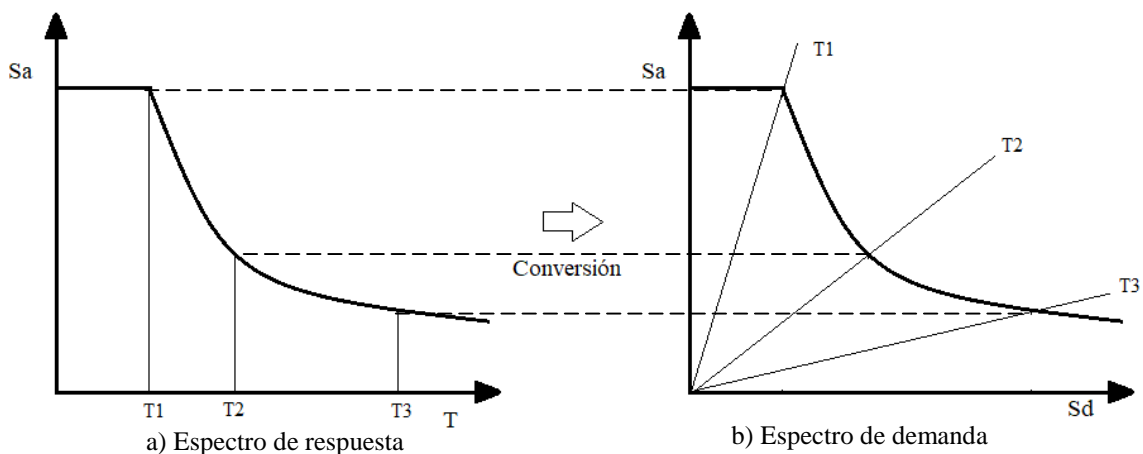


Figura 35. Conversión del espectro de respuesta al formato ADRS. Fuente: Propia.

El espectro de demanda en un formato ADRS, muestra los periodos en forma radiales. Es decir que estas pertenecen a la prolongación horizontal de los periodos del espectro de aceleraciones, inicialmente definido.

La ecuación para convertir la demanda en un par de espectro de respuesta desplazamiento y aceleración es la siguiente ecuación ( 9).

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g \quad (9)$$

Donde:

$S_{di}$  : Desplazamiento espectral.

$S_{ai}$  : Aceleración espectral.

$g$  : Aceleración de la gravedad.

$T_i$  : Periodo estructural .

Una vez definido los espectros, seguidamente se realiza la intersección o superposición de ambos. La respuesta estructural de esta acción puede ser elástica o inelástica.

#### a) Respuesta en la zona elástica

En la etapa elástica la convergencia entre la capacidad y demanda es directa (Figura 36). Entonces el punto de rendimiento se encuentra en P(Dd, aD) con una rigidez K lineal y que la estructura no sufre daños.

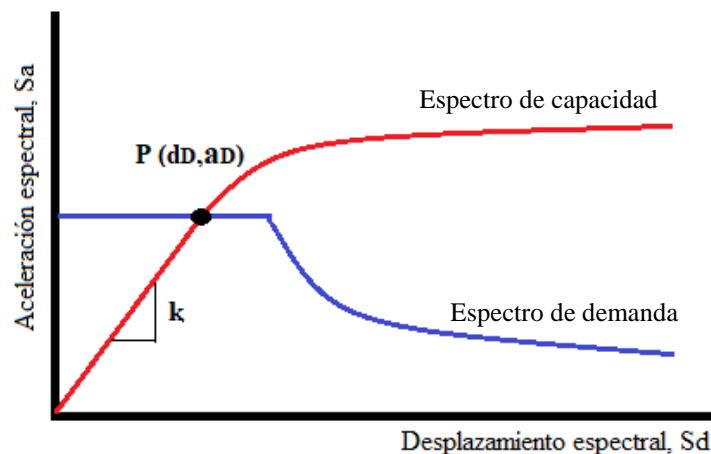


Figura 36. Respuesta elástica. Fuente: Propia

## b) Respuesta en la zona inelástica

Cuando la edificación tiene una respuesta inelástica el punto de rendimiento o desempeño ya no se da mediante la intersección de espectro de demanda proveniente del espectro elástico lineal. Para lograr obtener el punto de demanda se modifica para incluir un régimen no lineal de la respuesta (Borda & Pastor, 2007).

Cuando la respuesta es inelástica la estructura pierde rigidez y también se disipa energía. Esta respuesta puede representarse mediante un espectro elástico con mayor amortiguamiento, que se denomina amortiguamiento efectivo (ATC 40, 1996).

Ahora la estructura con 5% de amortiguamiento, la respuesta elástica equivalente tendrá un mayor amortiguamiento efectivo que se presenta en la ecuación (10).

$$\beta_{ef} = 0.05 + k\beta_0 \quad (10)$$

Donde:

$\beta_0$ : Amortiguamiento efectivo

k: Factor de duración del sismo.

$\beta_0$ : Factor específico de amortiguamiento, este factor se representa mediante la siguiente ecuación (11) (Chopra, 2014).

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_S} \quad (11)$$

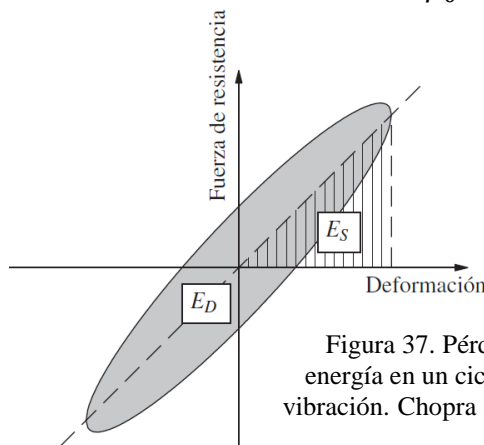


Figura 37. Pérdida de energía en un ciclo de vibración. Chopra (2014).

Donde:

$E_D$ : Energía disipada inelástica

$E_S$ : Energía disipada elástica

La Figura 37 muestra la pérdida de la energía de la estructura al rango inelástico. Como se puede ver en un ciclo la energía disipada inelástica formará cuatro ciclos, es decir en los cuatro cuadrantes. Sin embargo, la energía disipada elástica se mantendrá en un lado.

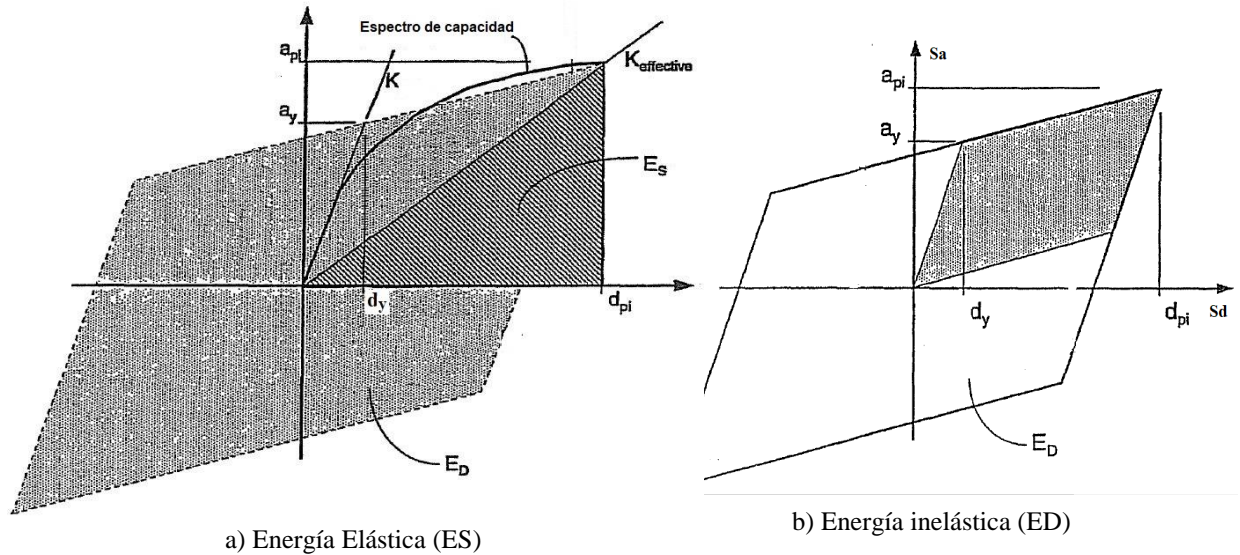


Figura 38. Derivación de las pérdidas de energía. Fuente: ATC 40 (1996)

Las áreas correspondientes para cada energía disipada en un ciclo de vibración se muestran en las ecuaciones ( 12) y ( 13). La energía disipada elástica (ES) su área es un triángulo, mientras que para la energía disipada inelástica (ED) su área es un paralelogramo así como se indica en la parte b) de la Figura 38.

$$E_S = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \quad (12)$$

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (13)$$

Una vez teniendo el amortiguamiento efectivo se puede reducir los valores de los espectros iniciales con 5% de amortiguamiento mediante las expresiones en cada zona del espectro (SRA, SRV). En la Figura 39 se muestra el proceso de reducción del espectro elástico lineal a un espectro elástico reducido para un amortiguamiento constante.

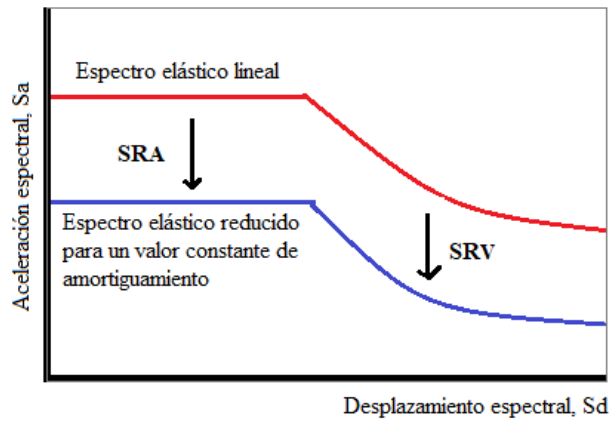


Figura 39. Reducción del espectro. Fuente: Propia

Donde los coeficientes SRA y SRV se definen en las ecuaciones (14) y (15) y están en función del amortiguamiento efectivo.

$$SRA = \frac{1}{B_S} \cong \frac{3.21 - \ln(B_{ef})}{2.12} \quad (14)$$

$$SRV = \frac{1}{B_L} \cong \frac{2.31 - 0.41 \ln(B_{ef})}{1.65} \quad (15)$$

Para poder finalmente determinar el punto de demanda se realiza varias iteraciones consistentes en lo siguiente: Para cada punto de la curva de capacidad se halla un amortiguamiento efectivo y así un correspondiente valor del espectro reducido. Seguidamente uniendo todas las ordenadas espectrales se obtiene una curva conocida como “Espectro de Amortiguamiento Variable” (EDAV). Finalmente, la intersección del EDAV con el espectro de capacidad se logra encontrar el punto de demanda (Figura 40)

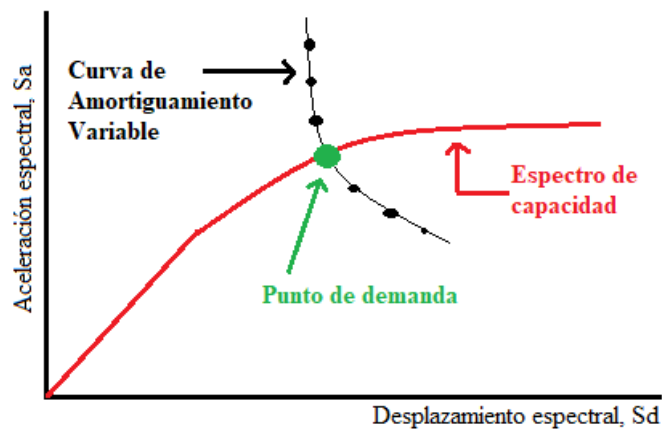


Figura 40. Respuesta inelástica. Fuente: Propia

### 2.2.7 Desempeño estructural

Las estructuras tienen diferentes desempeños luego de haber ocurrido una solicitación como es el sismo y está en función del daño que sufre el sistema estructural, las instalaciones y su contenido en general.

Según la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (Federal Emergency Management Agency P-58-1, 2012) se tiene los siguientes niveles de rendimiento sísmico: Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida, Prevención del Colapso. Como se muestra el esquema en la Figura 41 y se detalla en la Tabla 5.



Figura 41. Niveles de desempeño sísmico. Fuente: FEMA P-58-1 (2012).

El diseño basado en desempeño se basa en la probabilidad de experimentar diferentes tipos de pérdidas, teniendo en cuenta el rango de los terremotos potenciales que pueden afectar la estabilidad de la estructura. Consiste en las siguientes etapas: La selección de un nivel de rendimiento deseado por el diseñador del edificio. Seguidamente se selecciona una solicitación sísmica. Finalmente, se realiza la evaluación del desempeño que tiene por finalidad determinar si se cumple el nivel de desempeño seleccionado, o superado, en el nivel exposición. (D'Ayala et al., 2015).

Tabla 5  
Niveles de desempeño sísmico

Niveles de desempeño sísmico	
Operacional	Servicio continuo, no existe daño estructural o daño no estructural.
Ocupación inmediata	La mayoría de las operaciones y funciones se pueden poner en servicio inmediatamente después del sismo. Hay seguridad estructural para la ocupación del edificio. Las operaciones esenciales se encuentran protegidas, las operaciones no esenciales están paralizadas. Se requiere reparar la edificación para restaurar algunos servicios no esenciales. El daño es leve.
Seguridad de vida	El daño es moderado, pero la estructura se mantiene estable. Algunos sistemas, contenidos y equipos en la edificación deben ser protegidos del daño. La seguridad de la vida es generalmente protegida. Los edificios deben ser evacuados. La reparación es posible pero económicamente inviable
Prevención del colapso	Daño severo, pero el colapso estructural prevenido. Los elementos no estructurales posiblemente fallen. La reparación no es posible.

Fuente: SEAOC, 1999

Según el Comité de Sismología de la Asociación de ingenieros estructurales de California (Structural Engineers Association of California (SEAOC), 1999), para asegurar que la estructura tenga un buen comportamiento ante una determinado nivel de sismicidad es importante la selección de un criterio de diseño, elección de un sistema estructural, las proporcionalidades (planta y elevación) y el detallado final de sus elementos. De esta manera tener la certeza que la estructura tenga un buen rendimiento.

Los objetivos del rendimiento van desde los mínimos que son de la normativa de diseño sismorresistente, basados en la seguridad de vida en un nivel de sismo de ocurrencia rara hasta operativos en un sismo muy raro. Los objetivos de desempeño sísmico esperado para edificaciones se muestra en la Figura 42, en donde para cada nivel de sismo de diseño tendrá un nivel de comportamiento sísmico esperado.

En el objetivo de seguridad crítica están las estructuras críticas como las centrales nucleares, los depósitos radiactivos y otros. Estas estructuras deben estar totalmente operacionales para un sismo raro y como mínimo operacional para un sismo muy raro.

En el objetivo esencial están las estructuras como los hospitales, colegios y otros que sirven para el manejo de emergencias y servir de refugio después de un desastre. Para un sismo muy raro deben asegurar la vida, para un sismo raro deben estar operacionales, y para un sismo ocasional deben estar totalmente operacionales.

En el objetivo básico están las estructuras comunes. Para aquellos en un sismo muy raro no se acepta el colapso; en un sismo raro se debe asegurar la vida; en un sismo ocasional deben estar operacionales y en un sismo frecuente deben estar totalmente operacionales.

OBJETIVOS DE DESEMPEÑO		Niveles de comportamiento sísmico esperado			
		Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso
Niveles de sismo de diseño	Frecuente (43 años)	●	○	○	○
	Ocasional (72 años)	●	●	○	○
	Raro (475 años)	●	●	●	○
	Muy raro (970 años)	●	●	●	●

Comportamiento inaceptable

Objetivo básico

Objetivo de riesgo esencial

Objetivo de seguridad crítica

Figura 42. Niveles de comportamiento sísmico esperado. Fuente: SEOAC, 1999

También se indica el comportamiento inaceptable para las estructuras nuevas que se planean construir. Sin embargo, para las estructuras que fueron construidos con una norma antigua, es necesario evaluar en qué nivel de comportamiento se encuentra y verificar si cumple con los objetivos de rendimiento. En caso no cumpla con el objetivo básico es necesario realizar un reforzamiento estructural en caso sea factible. De esta manera asegurar la vida y la estructura. En esta investigación se propone un reforzamiento estructural.

### 2.2.7.1 Estados de daño

Las estructuras en el rango lineal no sufren daños, los daños son controlados para que la estructura se comporte elásticamente. Sin embargo, cuando la estructura incursiona en el rango inelástico sufren daños significativos.

D'Ayala et al. (2015) en un reporte técnico realizado para el Global Earthquake Model sugieren utilizar cinco estados para caracterizar el daño en edificios, como se muestra en la siguiente Figura 43.

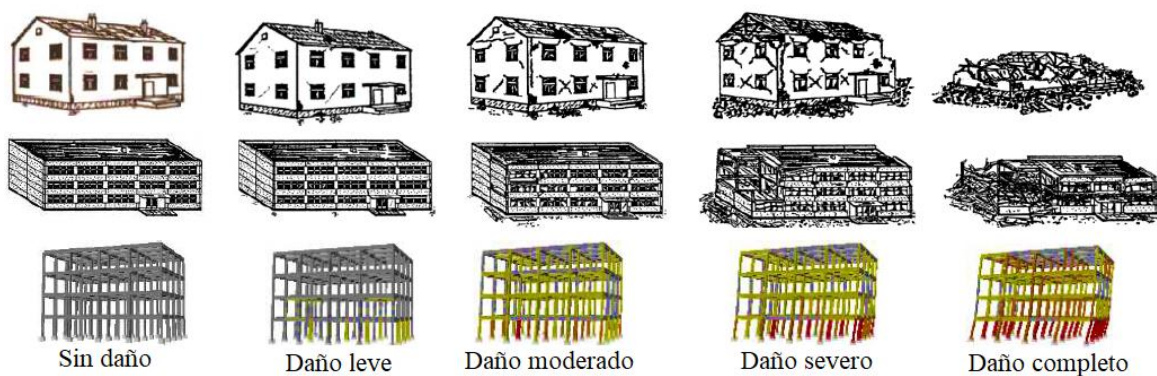


Figura 43. Definición de los estados de daño. Fuente: D' Ayala et. al (2015).

Una vez definido los estados de daño también se propone limitar estos cinco estados de daño mediante cuatro estados límite de daño:

- *El daño leve*, generalmente corresponde al límite del comportamiento elástico de los elementos. Algunos elementos han trabajado en el rango inelástico, pero sin mayor problema para la estabilidad de la estructura.
- *El daño moderado*, usualmente se ubica en la zona en la que la estructura pierde rigidez a deformación constante. La mayor parte de los elementos ha incurrido en comportamiento inelástico, de los cuales una pequeña parte se encuentra cerca del colapso.

- *El daño severo*, usualmente corresponde a la rigidez máxima para una deformación controlada, un importante número de elementos se encuentra cerca del colapso, pero la estructura es estable ante cargas de gravedad.
- *El daño completo*, corresponde al límite a partir del cual no se asegura la estabilidad de la estructura.

En la Figura 44 se presenta gráficamente los desplazamientos del edificio cuando es sometido a una sollicitación sísmica. El símbolo ( $f_i$ ) es la fuerza lateral que se impone a la estructura. Así los daños de la edificación por medio de criterios de desempeño están relacionados con la deriva del edificio. La deriva es adimensional y generalmente se representan en números decimales y en algunas ocasiones mediante porcentajes. A continuación, se definen las definiciones básicas relacionado con los desplazamientos y la deriva del edificio.

- Desplazamiento en el techo ( $\Delta_{techo}$ ): Pertenece al desplazamiento lateral en el último piso respecto a la base de la edificación.
- Deriva ( $\delta_i$ ): Es la relación entre el desplazamiento de entrepiso ( $\Delta_i$ ) y la altura del piso respectivo ( $h_i$ ). Se expresa mediante la ecuación: ( $\delta_i = \frac{\Delta_i}{h_i}$ )

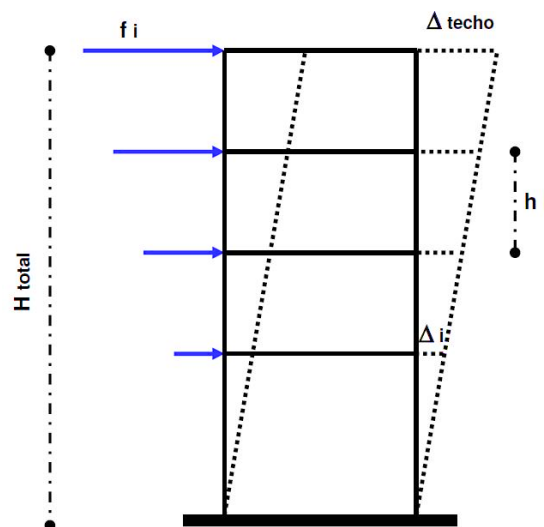


Figura 44. Desplazamientos. Fuente: Moreno et al. (2017)

Para cuantificar el daño ello necesario establecer límites de daño mediante la distorsión de entrepiso o llamada también deriva. En la Tabla 6 se muestra los límites de daño mediante la deriva de entrepiso.

Tabla 6  
*Límites de daño*

Nivel de desempeño	Deriva	Nivel de Daño	Descripción del daño
Operacional	$\delta < 0.002$	Sin daño	Sin daño
Ocupación inmediata	$0.002 < \delta > 0.005$	Daño leve	Grietas ligeras visibles
Seguridad de vida	$0.005 < \delta > 0.015$	Daño moderado	Grietas menores a 1 mm
Prevención del colapso	$0.015 < \delta > 0.025$	Daño severo	Grietas entre 1 y 2 mm
Colapso	$\delta > 0.025$	Daño completo	Grietas mayores a 2mm

*Fuente: SEAOC, 1999*

Para el mejor entendimiento debe tener en cuenta la diferencia entre una fisura y una grieta para caracterizar el daño en la estructura.

### ***Fisura***

Las fisuras son superficiales y están relacionados al límite elástico. Es decir, una grieta puede ser reparada.

### ***Grieta***

Las grietas afectan a todo el espesor de la sección. Son característica del comportamiento no lineal de cualquier material y por ende son más severos que las fisuras.

### 2.2.7.2 Sectorización de los niveles de rendimiento

Según el (SEAOC, 1999) la curva de capacidad o el espectro de capacidad se puede sectorizar en dos zonas conocidas: La zona lineal y la zona inelástica. La sectorización se muestra en la Figura 45.

La zona elástica que corresponde a nivel de desempeño operacional con ningún daño.

La zona inelástica a su vez se subdivide en cuatro desempeños de la estructura con sus respectivos niveles de daño: El desempeño de ocupación inmediata que corresponde al 30% del rango inelástico con un daño leve; el desempeño de seguridad de vida que también corresponde al 30% del rango inelástico con un daño moderado; el desempeño de prevención del colapso con 20% del rango inelástico con un daño severo y finalmente el desempeño de colapso estructural con un 20% del rango inelástico con un daño completo en todos los elementos estructurales.

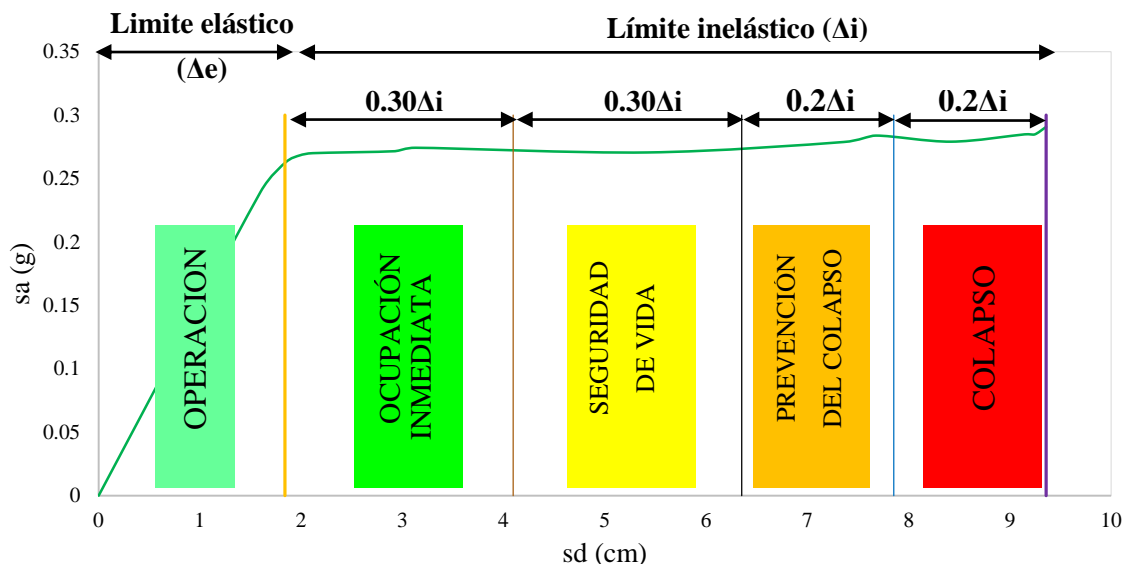


Figura 45. Sectorización del desempeño estructural. Fuente: Adaptación (SEAOC,1999).

### **2.2.8 Fragilidad estructural**

La fragilidad se puede interpretar también como la debilidad frente a una amenaza o una desventaja al no estar preparado para dicha amenaza. Por esa razón cuando hay mayor fragilidad habrá mayor vulnerabilidad y será mucho más fácil de ser dañado. La vulnerabilidad puede ser expresado directamente por la fragilidad de la estructura.

La fragilidad es inherente de cada objeto en estudio, por ejemplo, en las siguientes situaciones se puede decir que hay fragilidad. Formas de construcción inadecuadas, el no respetar las normas que están actualizados (vigentes) y uso de materiales en la construcción de baja calidad.

Las curvas de fragilidad representan intrínsecamente la incertidumbre de alcanzar un determinado estado límite de daño. Es necesario considerar la incertidumbre en la capacidad de la estructura de la Institución Educativa, así como en la demanda sísmica (Lovon, 2017).

Estas curvas sirven para estimar el riesgo sísmico de grupos de edificios con características estructurales similares de una estructura esencial (puente, planta nuclear, aeropuerto, líneas vitales). Las curvas de fragilidad se pueden generar mediante observaciones de campo, basándose en la opinión de expertos y utilizando métodos analíticos (Velásquez, 2006). Cuando no se dispone de suficiente información de campo, las curvas de fragilidad pueden generarse analíticamente mediante simulación.

La Figura 46 muestra un ejemplo de curvas de fragilidad para un tipo de estructura. La intensidad sísmica se ha definido por la aceleración máxima del suelo. Se observa que, para una aceleración de 0,30g (“g” es la aceleración de la gravedad), la probabilidad de que esta edificación presente un daño completo será de 37%. También se observa que el 35% de edificios de este tipo sufrirían daño severo, el 20 % daño moderado y solo el 8% daño leve, ante la misma intensidad sísmica de 0,30g.

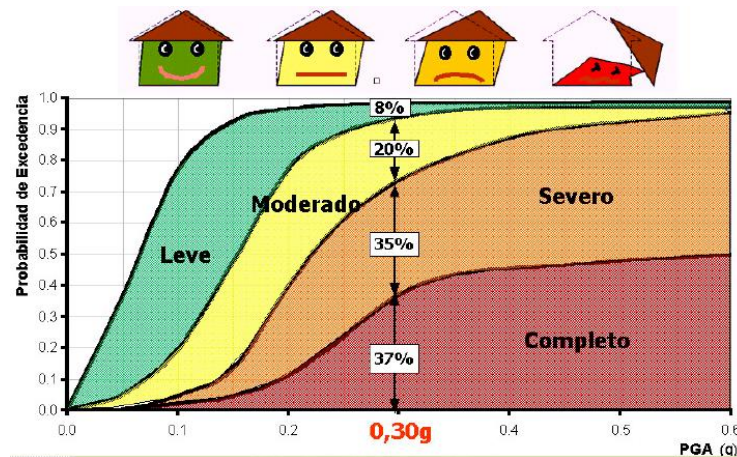


Figura 46. Curvas de fragilidad de 4 daños. Fuente: Velásquez (2006).

La definición de los estados de daño queda a criterio del diseñador. En la Figura 47 se la curvas de fragilidad de 5 estados de daño. En este caso se dispone de mayor información para tener una medición más precisa de la vulnerabilidad sísmica de la estructura.

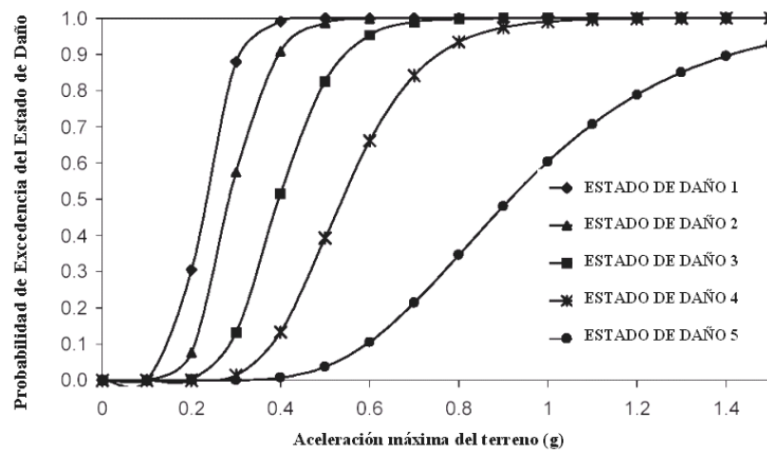


Figura 47. Curvas de fragilidad de 5 daños. Fuente: Velásquez (2006).

Como se muestra las curvas de fragilidad representan la probabilidad de estar en un determinado estado de daño en un determinado nivel de sismicidad (frecuentes, ocasionales, raros y muy raros). Para construir la curva de fragilidad se requiere la disponibilidad de datos en todos los estados. Es decir que una tipología de edificación presente los 5 estados de daños (sin daño, leve, moderado, severo y completo). Sin embargo, si no se cuentan con datos representativos es mejor realizar matrices de fragilidad.

### 2.2.9 Intervenciones estructurales

El reforzamiento se presenta por factores como el cambio de uso de la edificación, construir más pisos por la necesidad de ampliación y en edificaciones que fueron construidos con una norma antigua. Las edificaciones existentes antiguas comúnmente tienen comportamientos inaceptables.

Las intervenciones estructurales tienen como finalidad mejorar su comportamiento y así reducir la vulnerabilidad. En función del problema estructural las intervenciones pueden ser de distinta manera (Estrada, 2018). Se presentan los tipos de intervenciones.

**Reparación:** Es el proceso mediante el cual la estructura se repara de un daño existente. De esta manera reestablecer su comportamiento estructural, también recuperar sus condiciones iniciales de la edificación.

**Reforzamiento:** Es el proceso consistente en incrementar el comportamiento estructural, es decir mejorar su desempeño estructural superior al que fue diseñado. La existencia de daños previos no es necesaria.

**Restauración:** Es el proceso en conseguir que la estructura vuelva a ser operable y sea ocupable mediante el restablecimiento del aspecto, los materiales y la forma.

**Sustitución:** Intervención que consiste en demoler toda la estructura existente para la construcción de uno nuevo. La demolición se procede cuando el desempeño es inaceptable y el reforzamiento no es económica ni técnicamente factible.

#### 2.2.9.1 Reforzamiento estructural

En estructuras existentes las intervenciones estructurales son necesarias con la finalidad de reducir la vulnerabilidad ante acciones permanentes o temporales que se puede estimar

sobre ellas. En función al propósito que se busca, las intervenciones pueden ser dos tipos: Reforzamiento preventivo o reforzamiento correctivo.

El *reforzamiento preventivo* se da en elementos estructurales que no presentan daños, pero que cuentan con vulnerabilidad ante acciones que puedan incidir en la estructura. En algunos casos se aplica esta intervención debido a la actualización de las normas de diseño o ante la presencia de alguna deficiencia en el diseño original.

La Figura 48 muestra un ejemplo de intervención preventiva a una columna. En el ejemplo se muestra el reforzamiento de la columna. La prevención es importante una para mitigar el riesgo existente debida a la vulnerabilidad.

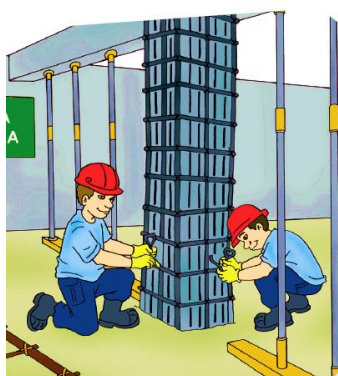


Figura 48. Intervención preventiva. Fuente: CENEPRED (2016)

El *reforzamiento correctivo* se aplica en elementos estructurales dañados. Estas pueden comprometer las condiciones de funcionalidad o seguridad de la estructura. Razón por la cual el objetivo es restaurar las características originales o mejorarlas para tener un mejor comportamiento ante las cargas de demanda.

### **2.2.9.2 Reforzamiento de columnas**

Las columnas son los elementos estructurales fundamentales en la capacidad sismorresistente. La finalidad del reforzamiento de una columna es mejorar su resistencia sísmica, de esta manera lograr con el criterio columna fuerte y viga débil. En el reforzamiento existen métodos tradicionales como también modernas.

## - Reforzamientos tradicionales de columnas

a) *Encamisado de concreto*. Consiste en el incremento de la sección de una columna existente. Con el aumento de sección se pueden añadir refuerzos longitudinales y transversales (estribos).

Es una de las técnicas más elaboradas y preferidas para el reforzamiento del concreto, debido a las ventajas que tiene a comparación de los demás técnicos. En la Tabla 7 se muestran las ventajas y desventajas, lo que se puede rescatar de esta técnica es la ventaja que tiene cuando se requiere reforzar columnas existentes. Lo más común en las columnas con un buen cierto tiempo, tienden a oxidarse por la humedad atmosférica y ello genera la oxidación de los aceros de refuerzo. Entonces es necesario realizar una limpieza de la oxidación antes de aumentar una sección.

Tabla 7  
*Ventajas y desventajas del encamisado de concreto*

Ventajas	Desventajas
Eliminación del óxido existente en los refuerzos longitudinales y transversales.	Resulta inconveniente cuando no hay mucho espacio.
Disponibilidad de mano de obra no calificada.	Para edificaciones de varios pisos, el peso se incrementa.
El costo es bajo debido a que los materiales se pueden encontrar en el mercado.	Cambia la estética de la edificación. La ejecución de los trabajos impide el servicio del edificio. El tiempo de ejecución.

*Fuente: Propia.*

b) *Encamisado metálico*. Consiste en el refuerzo de la columna mediante perfiles de metálicos fabricados para tal fin. Los perfiles son colocados en los cuatro bordes de las columnas. Tabla 8 muestra las ventajas y desventajas en el uso de la técnica de reforzamiento con perfiles metálicos.

Los encamisados de columnas con los perfiles metálicos son sencillos, sin embargo, requieren personal capacitado para su instalación.

Tabla 8  
*Ventajas y desventajas del encamisado metálico*

Ventajas	Desventajas
Rapidez de la instalación y la estructura reforzada puede entrar en servicio inmediatamente.	Afecta el aspecto arquitectónico de toda la edificación.
Los materiales pueden ser preparados de acuerdo a las dimensiones y estas se pueden encontrar en el mercado.	La columna debe estar en buenas condiciones Se requiere mano de obra calificada.

*Fuente: Propia.*

#### - **Reforzamientos modernos de columnas**

*Encamisado con fibras de carbono.* Es una técnica moderna empleada para mejorar la resistencia de un elemento estructural. Consiste en envolver a la columna mediante láminas de fibras de carbono y colocados de acuerdo a las especificaciones de cada uno de los materiales que lo componen. La Tabla 9 muestra las ventajas y desventajas.

Tabla 9  
*Ventajas y desventajas del encamisado con fibras de carbono*

Ventajas	Desventajas
La edificación mantiene sus dimensiones originales.	Los materiales que se utilizan tienen alto costo.
El tiempo de instalación es menor a los métodos tradicionales.	Para su aplicación el concreto existente debe estar en óptimas condiciones.
La estructura reforzada puede entrar en servicio inmediatamente, por tanto, no se interrumpe el servicio.	Para la ejecución se requiere mano de obra calificada.
Peso liviano y alta resistencia a la tracción.	Se necesitan equipos especiales para su instalación.

*Fuente: Propia.*

*Encamisado con malla electrosoldada.* Es un método similar al encamisado de concreto, variando únicamente en el uso del refuerzo, en este caso se usa mallas electrosoldadas.

Tabla 10  
Ventajas y desventajas del encamisado con malla electrosoldada

Ventajas	Desventajas
El costo es bajo debido a que los materiales se pueden encontrar en el mercado.	Resulta inconveniente cuando no hay mucho espacio. Cambia las dimensiones de la estructura.
No se requiere mano de obra calificada.	La ejecución de los trabajos impide el servicio del edificio.

Fuente: Propia.

### **2.2.9.3 Encamisado de columnas de concreto**

El encamisado de concreto permite incrementar la resistencia a esfuerzos cortante, flexión y esfuerzos axiales de elementos existentes. El encamisado consiste en agregar un refuerzo adicional tanto longitudinal y transversal alrededor de la sección de columna existente y luego realizar el vaciado con concreto premezclado o lanzado (Soto, 2008).

En incremento de la sección beneficia a la resistencia a la cortante por encima de la resistencia a flexión. Permitiendo así la ductilidad en los esfuerzos cortantes.

#### **Características principales del refuerzo**

El encamisado de columnas de concreto como técnica de reforzamiento en elementos estructurales presenta las siguientes características (Aguilar et al., 1996):

- Para un mejor comportamiento se recomienda el encamisado por todas las caras de la sección de la columna. Esta operación depende del acceso al refuerzo.
- Para aumentar la resistencia a flexión, axial y cortante el acero longitudinal debe continuar hasta la losa de cada piso.

- El concreto lanzado tiene ventajas con respecto al concreto vaciado convencional debido al tiempo de ejecución.
- El encamisado con refuerzo con malla electrosoldada aumenta principalmente los esfuerzos de cortante y axial de las columnas.

### **Consideraciones constructivas**

Cuando se utiliza esta técnica de reforzamiento se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos constructivos (Soto, 2008).

- Es recomendable encamisar por los cuatro lados de la columna.
- Los encamisados pueden analizarse como secciones compuestas, con la hipótesis de que el concreto nuevo y existente es monolítico.
- El espesor mínimo del encamisado debe ser de 10 cm para concreto premezclado y de 4 cm para concreto lanzado o autocompactante.
- La cuantía de refuerzo del encamisado con respecto al área encamisada debe estar limitado entre 0.015 y 0.04, y por lo menos, se deben utilizar barras del #5 en cada esquina de los cuatro lados del encamisado.
- La resistencia a compresión ( $f'_c$ ) del concreto nuevo debe ser mayor que del diseño y mínimo por 50 kg/cm<sup>2</sup>.
- El espesor del recubrimiento de concreto para las mallas electrosoldadas o estribos debe ser mayor que 6 cm.
- La superficie del elemento debe estar limpia y rugosa para garantizar una buena adherencia entre el concreto nuevo y el existente. Promoviendo con ello, un comportamiento monolítico.

Los encamisados en columnas de concreto pueden ser de distintos. Encamisado hasta el entrepiso, encamisado hasta la losa, encamisado en una cara de la columna.

El encamisado hasta el entrepiso Figura 49 se realiza con el fin de aumentar la resistencia de la estructura a cortante y axial. Sin embargo, la flexión no es afectado.

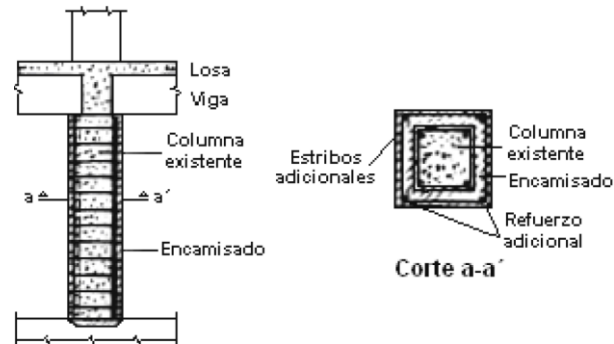


Figura 49. Encamisado hasta el entrepiso. Fuente: Soto (2008)

Para lograr el aporte de flexión en las columnas es necesario encamisar hasta la losa. Los aceros longitudinales se conectan hasta las losas. Ver en la Figura 50.

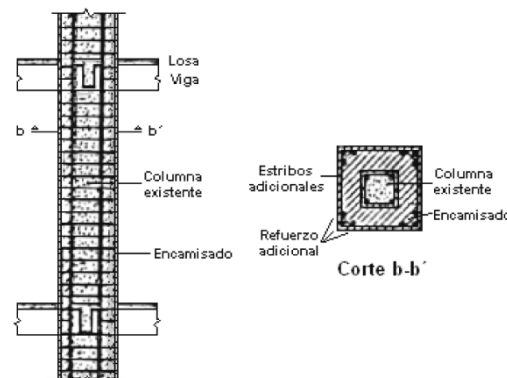


Figura 50. Encamisado hasta la losa. Fuente: Soto (2008)

El encamisado en una cara de la columna se realiza cuando no es posible el refuerzo en todos los lados de la columna. Para garantizar el monolitismo es necesario usar ganchos de refuerzo o estribos soldados. La representación del detalle se muestra en la Figura 163.

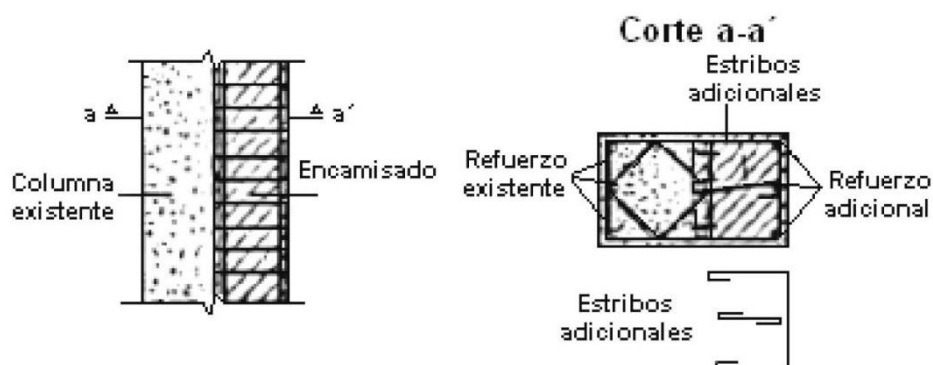


Figura 51. Encamisado en una cara de la columna. Fuente: Soto (2008)

### 2.3 Definición de términos

- **Análisis de Vulnerabilidad.** “Es el proceso mediante el cual se evalúa las condiciones existentes de los factores de vulnerabilidad: Exposición, fragilidad y resiliencia de la población y de sus medios” (Centro Nacional de Estimación Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres (CENEPRED), 2016).
- **Demanda sísmica.** Es la sollicitación ante un sismo y está definido según la normativa de cada país, en el caso de Perú está dado por la normativa vigente (E.030, 2018).
- **Desempeño Estructural.** Es la respuesta ante una sollicitación como es el caso de terremotos.
- **Intensidad sísmica.** Es la sensación de los efectos del sismo en una determinada localización.
- **Magnitud sísmica.** Es la cantidad de energía liberada durante la ruptura de una falla.
- **Peligro.** Es la probabilidad de ocurra un suceso desastroso durante un periodo de tiempo en un lugar determinado (Barbat & Pujades, 2004).
- **Pushover.** Es el análisis de estructuras en la zona inelástica en donde el patrón de cargas se va imponiendo a la estructura hasta llegar al colapso (Guevara et al., 2006).
- **Riesgo.** Es el grado de pérdidas esperadas debida a la ocurrencia de un suceso particular y es directamente proporcional al peligro y la vulnerabilidad.
- **Sismo.** Es un temblor o una sacudida de la tierra por causas internas. El término es sinónimo de terremoto, aunque en algunas regiones geográficas los conceptos de sismo se utilizan para hacer referencia a temblores de menor intensidad que un terremoto.
- **Vulnerabilidad.** Es la cualidad de vulnerable y que es susceptible de ser dañado ante un evento externo.

## CAPITULO III: Materiales y métodos

### 3.1 Descripción del lugar de ejecución

La investigación se realizó en la Institución Educativa N° 1199 “Mariscal Ramón Castilla”, UGEL N°6 ubicado en Chaclacayo, provincia y departamento de Lima. Se ubica en la AV. Unión S/N, carretera central KM 19. El plano de ubicación ver en el Anexo 4.

#### 3.1.1 Aspectos sismológicos y peligro sísmico

Según el monitoreo sísmico realizado en el distrito de Chaclacayo mediante acelerómetros instalados para tal fin, registraron eventos sísmicos de magnitudes entre 3.7 MI a 4.7 MI con aceleraciones de 13 cm/seg<sup>2</sup> (Tavera, 2012). Esto indica la gran probabilidad de que podría ocurrir un evento telúrico de gran magnitud ya que la energía se va acumulando cada vez más.

#### 3.1.2 Zonificación geotécnica

Según los estudios de refracción sísmica realizados por Tavera en el año 2012, Chaclacayo se encuentra en dos tipos de perfiles de suelos. En un suelo S1 que es un suelo rígido un y S2 que es un suelo semirrígido. La estructura de la institución educativa se encuentra emplazada en un suelo semirrígido como se muestra en la Figura 52.

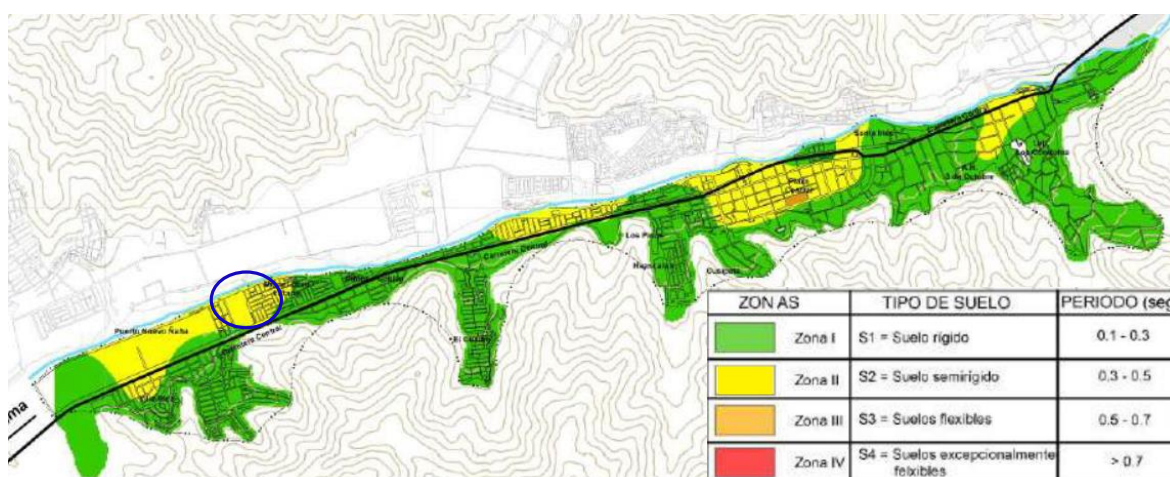


Figura 52. Zonificación sísmica. Fuente Tavera (2012).

### 3.2 Población y muestra

La población son las estructuras de los pabellones de la Institución Educativa N° 1199 Mariscal Ramón Castilla. La institución educativa comprende los niveles primaria y secundaria.

Las estructuras del nivel primario son los pabellones A, B, C, D, y E. Los pabellones B, C, D y E fueron autoconstruidos por la Asociación de Padres de Familia (APAFA) aproximadamente en el año 1980. El sistema estructural es principalmente de adobe. Estas construcciones no tienen un buen desempeño ante una sollicitación del sismo y por lo que el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI) recomendó su reemplazo según las declaraciones de la sub directora de dicha institución. La Figura 53 muestra todos pabellones de la institución.

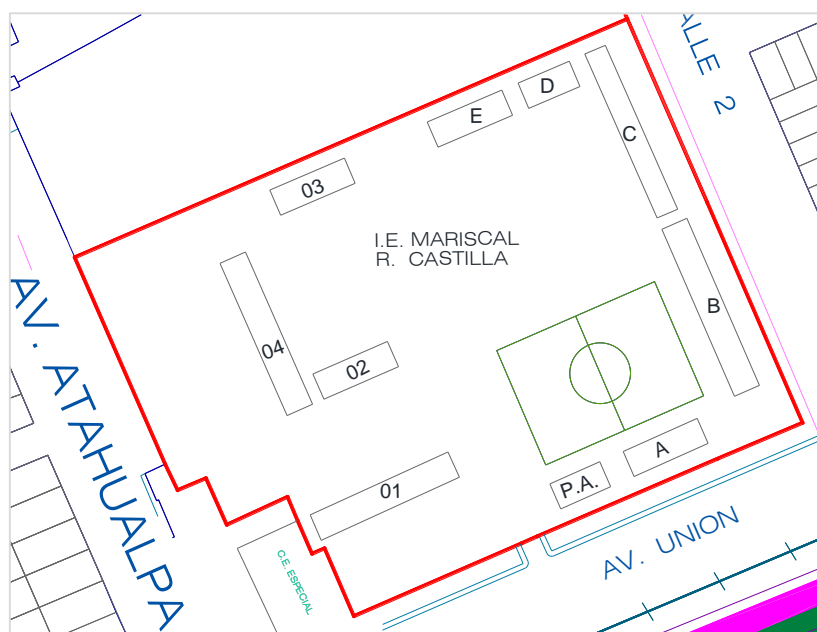


Figura 53. Campus de la I.E. Fuente: MDCH (2018)

Mientras, las estructuras del nivel secundario son los pabellones (pabellones 1 y 2) construidos en el año de 1993 y un pabellón (01) de un piso inhabitable. En la Figura 53 se aprecia los tres pabellones. La denominación que tienen estos pabellones son numerados: Pabellón 3 (parte superior de la Figura 53) y pabellón 2 (parte inferior de la Figura 53).

En la presente investigación se realizó un muestreo no probabilístico porque Hernández, Fernández, y Baptista (2014) afirman: “Los muestreos pueden ser probabilísticas o no probabilísticas. Los muestreos no probabilísticos son también llamados dirigidos, suponen un procedimiento orientado por las características de la investigación, más que por un criterio estadístico” (p.189). Razón por la cual la muestra correspondiente para la presente investigación corresponde a las estructuras del nivel secundario (pabellón 2 y 3).

### **3.3 Diseño de contrastación de la hipótesis**

El Diseño de investigación es no experimental debido a que no se manipuló deliberadamente las variables, porque se evaluó la estructura construida con una normativa de diseño sismorresistente antigua. También es un diseño transversal, es decir se midió las características estructurales en un momento y luego se llevó a cabo el análisis de acuerdo a los procedimientos dados en esta investigación.

Finalmente es un diseño correlacional causal pues se correlacionó los factores que afectan la vulnerabilidad sísmica de la edificación existente. De esta manera predecir el comportamiento sísmico en caso ocurra un terremoto.

### **3.4 Tipo de investigación**

La investigación que se realizó es una investigación aplicada, porque se usó los procedimientos del análisis estático no lineal. Consistente en la determinación de la capacidad estructural, contribuyendo en la gestión de riesgo de desastres ocasionados por terremoto.

El enfoque de investigación es cuantitativo ya que se realizó la recolección y análisis de los datos por medio de la estadística, con el cual se sometió a prueba la hipótesis. Y El nivel o alcance de la investigación es explicativa ya que se buscó evaluar y explicar la vulnerabilidad sísmica del centro de estudios.

### 3.5 Hipótesis

#### 3.5.1 Hipótesis general

La vulnerabilidad sísmica estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N°6 del distrito de Chaclacayo es alta.

#### 3.5.2 Hipótesis específicas

- La I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo no se encuentra en buenas condiciones estructurales.
- La I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo tiene una demanda considerable.
- EL desempeño estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo es de seguridad de vida y puede ser determinado mediante el análisis estático no lineal.
- La fragilidad estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo, muestra altas probabilidades de daño.

### 3.6 Definición y medición de variables

#### Hipótesis General

Variable dependiente: La vulnerabilidad sísmica estructural.

Variable independiente: Modelo estructural + demanda + desempeño + fragilidad.

#### Hipótesis específico 1

Variable dependiente: El modelo estructural y las propiedades mecánicas.

Variable independiente: Condiciones actuales.

#### Hipótesis específico 2

Variable dependiente: Demanda.

Variable independiente: Las condiciones sísmicas de la zona.

### Hipótesis específico 3

Variable dependiente: El desempeño estructural.

Variable independiente: Modelo estructural + propiedades mecánicas + demanda.

### Hipótesis específico 4

Variable dependiente: La fragilidad estructural.

Variable independiente: Desempeño estructural + demanda sísmica.

## 3.6.1 Operacionalización de variables

Tabla 11  
*Operacionalización de variables*

VARIABLE	DIMENSIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES
Condiciones Actuales	Características importantes que controlan la estabilidad de la estructura.	Características estructurales.	Dimensiones estructurales. Juntas sísmicas. Fisuras. Grietas.
Demanda	Riesgo local medido en un nivel de aceleración, debido al peligro sísmico de una determinada zona (Barrera, 2017).	Peligro sísmico.	Zona sísmica Probabilidad de ocurrencia Amortiguamiento Tipo de perfil de suelo.
Desempeño	Es el comportamiento o una estructura presenta, frente a un nivel determinado sismo, el cual es medido en niveles de daño y estados límites (Barrera, 2017).	Parámetros de resistencia.	Desplazamientos Cortante basal Momento curvatura Momento giro
Fragilidad	Se refiere a las condiciones de desventaja o debilidad relativa. (Reglamento de la ley SINAGERD, 2011).	Probabilidades de daño.	Estados límites de daño Probabilidad de excedencia de daño. Pseudo aceleración

*Fuente: propia.*

### 3.7 Características arquitectónicas

El pabellón en estudio está orientado al uso de aulas y también algunos espacios para laboratorios. En la Figura 54 se tiene la planta típica del colegio, en donde el eje A, el eje B y el eje C representan la dirección longitudinal (Eje en la dirección X-X). Asimismo, el eje 1, el eje 2, el eje 3, el eje 4, el eje 5, el eje 6 y el eje 7 representan los ejes transversales.

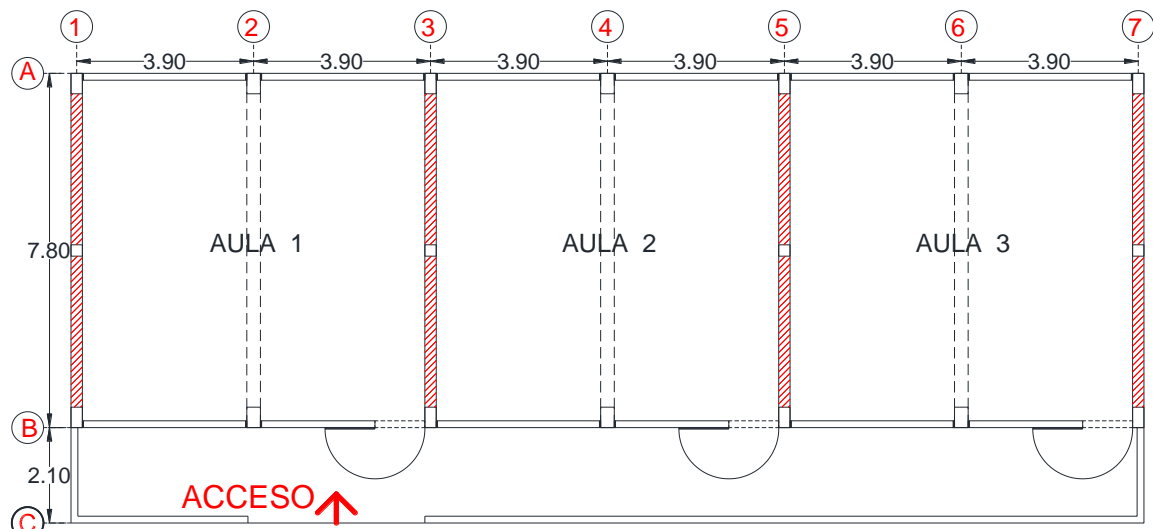


Figura 54. Planta típica del colegio. Fuente: Propia.

Para la iluminación natural se tiene ventanas bajas en la parte posterior (eje A), ya que por ese lado no hay interrupciones a las clases que dictan los profesores. Sin embargo, en la parte de los corredores están las ventanas altas para evitar las distracciones de los alumnos.

La Figura 55 muestra la elevación del pabellón 03 de la Institución Educativa. El acceso al segundo piso se da por medio de una escalera independiente a la estructura. En la imagen se visualiza la parte por donde es el acceso, en donde está libre de parapeto del pasadizo.

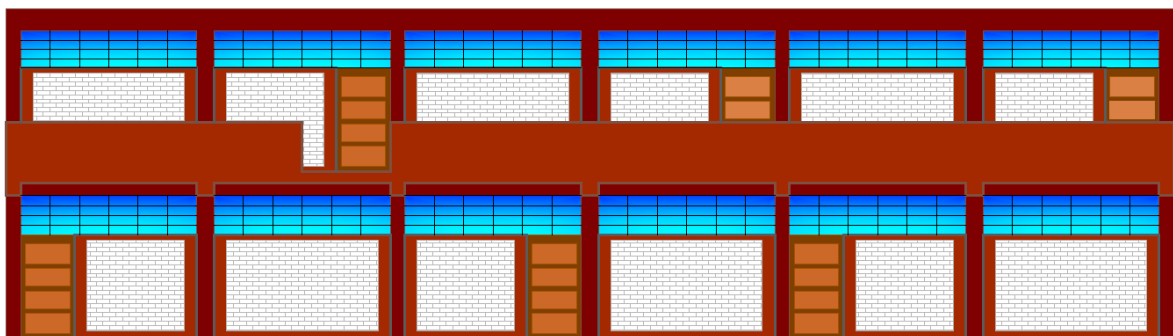


Figura 55. Elevación frontal del pabellón 3. Fuente: Propia.

La Figura 56 muestra la elevación frontal del pabellón 02 y se puede ver que tienen las mismas características. En este pabellón el acceso está por el lado derecho. Otra diferencia entre los dos pabellones es la ubicación de las puertas de ingreso a cada ambiente. Sin embargo, los 2 pabellones tienen las mismas configuraciones arquitectónicas.

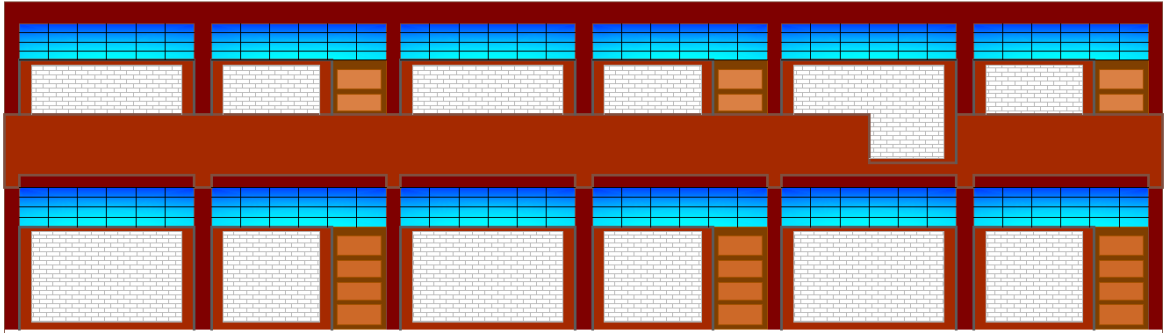


Figura 56. Elevación frontal del pabellón 2. Fuente: Propia

Una característica importante es el ancho del corredor que es de 2.10 metros, que permite la evacuación en caso de emergencias. Recordar que las puertas de estas instituciones se abren para afuera.

La Figura 57 muestra la elevación posterior típica para los dos pabellones en estudio. Tienen ventanas bajas con la finalidad de dar mejor iluminación a los ambientes. Todos los alfeizares se encuentran aislados mediante una junta sísmica, que impiden la interacción de las columnas de concreto armado y los tabiques. Y como arriostre de los tabiques se tienen columnetas y soleras.

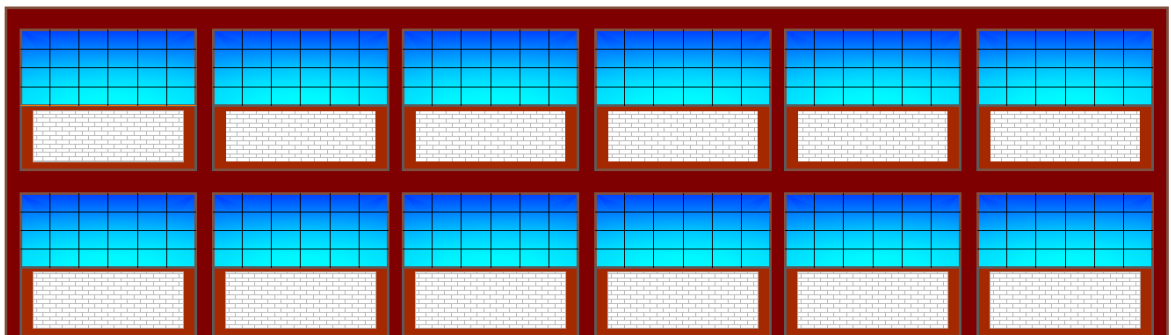


Figura 57. Elevación posterior típica. Fuente: Propia.

### 3.8 Características estructurales

La estructura en investigación es un sistema denominado 780 que se construyó con la normativa de diseño sismorresistente del año 1977. El número 780 hace referencia a la longitud transversal en centímetros, se denominó así ya que por lo general estas edificaciones fueron construidos con planos similares a nivel nacional.

El sistema 780 podría considerarse mixto, debido a la combinación de dos sistemas estructurales en la actual norma sismorresistente del año 2018: Pórticos de concreto armado y albañilería confinada. En la parte longitudinal están formados por pórticos de concreto armado que dan a lugar a las ventanas altas en los corredores y las ventanas bajas en la parte posterior. Mientras en la parte transversal está el sistema de albañilería confinada con unidades de albañilería de 25 centímetros de espesor (ejes 1, eje 3, eje 5 y eje 7), alternados con pórticos de concreto armado en el eje 2, eje 4 y eje 6.

Entre los años 1992 y 1996 se construyeron con el criterio de separar por bloques ya sean escaleras, servicios higiénicos y demás ambientes (Blanco, 2005). Por lo cual la escalera de acceso y la estructura principal tienen diferentes comportamientos estructurales porque están separados mediante una junta sísmica. La Figura 58 muestra la junta de separación de la escalera con la estructura principal, constatando así la independencia de comportamiento estructural.



Figura 58. Junta de separación de la escalera. Fuente: Propia.

Estructuralmente los dos pabellones tienen las mismas características. Tienen tres tipos de columnas (C1, C2 y C3) y también las vigas tienen las mismas dimensiones con sus respectivas áreas de acero.

En la Figura 59 se muestra los pórticos en la dirección transversal. La figura de la izquierda es un sistema de albañilería confinada y la figura de la parte izquierda es un pórtico de concreto armado, es decir, el sistema estructural es mixto en la dirección Y-Y. Para la mejor visualización de los planos ver en los anexos.

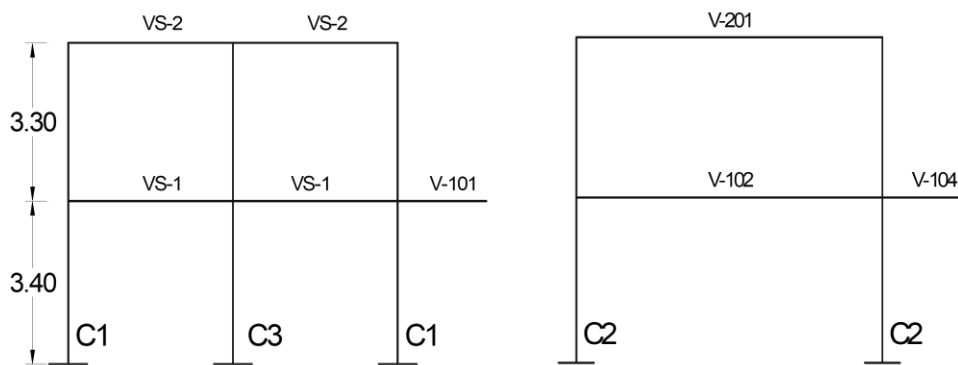


Figura 59. Pórticos en la dirección Y-Y. Fuente: Propia.

En la dirección longitudinal todos los ejes son de pórticos de concreto armado, por lo que en esta dirección no hay combinación de sistemas. La Figura 60 representa los pórticos en el eje A y el eje B, las vigas (VA) tienen las mismas secciones 45x25 cm<sup>2</sup> pero no en la cuantía de refuerzo. La viga del primer piso tiene una cuantía mayor que en el segundo piso.

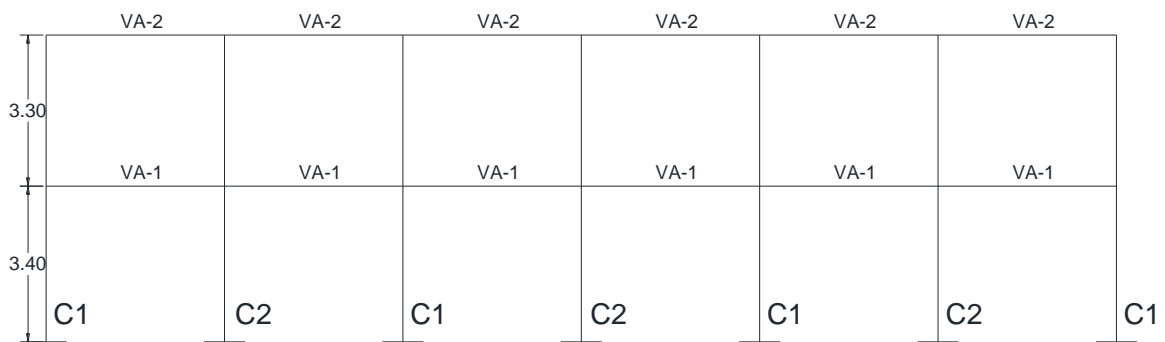



Figura 60. Pórticos en la dirección X-X. Fuente: Propia.

### 3.9 Recolección de datos

Para la recolección de los datos se emplearon diferentes técnicas. Se emplearon los formatos de observación, encuesta y formatos de ensayo de esclerometría elaborados.

	<b>UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN</b> <b>FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA</b>	
	<b>Escuela Profesional de Ingeniería Civil</b>	
	<b>FICHA DE OBSERVACIÓN / ENCUESTA</b>	
		Fecha: 17/08/18
Tesis: Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de la I.E. N°1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°6 del distrito de Chaclacayo		
<b>DATOS GENERALES</b>		
Institución Educativa:	I.E. N°1199 Mariscal Ramón Castilla	
UGEL:	06/ Ate Vitarte - Lima	
Ubicación:	AV. Unión S/N, Chaclacayo, carretera central KM 19	
Representante de la Institución Educativa		
Nombre:	Betty Luz Tapia Rojas	
Cargo:	Sub directora administrativa	
Población:	Estructuras del nivel primaria y secundaria	
Muestra:	Pabellones 2 y 3	
<b>DATOS TÉCNICOS</b>		
Entidad que construyó:	Instituto Nacional de Infraestructura y de Salud (INFES)	
Normativa de diseño:	Norma de diseño sismorresistente del año 1977	
Año de construcción:	Desconocido	
Término de construcción:	1993	
Número de pisos:	2 pisos	
Sistema Estructural:	Módulo 780/ Mixto	
Dirección Longitudinal:	Pórticos de concreto armado	
Dirección Transversal:	Pórticos de concreto armado y albañilería confinada	
Material predominante:	Concreto armado	
Usos:	Pabellones de aulas	
Existencia de planos:	Planos hechos a mano	
Obsevación:	Los planos se encuentran en un estado deteriorado	
Observaciones y comentarios:		
La institución educativa brinda los servicios educativos de manera continua, incluso los días domingos se realizan clases y también se realizan reuniones.		

Se realizó una visita al campus de la Institución Educativa Mariscal Ramón Castilla y se solicitó una autorización para la ejecución de la investigación (Anexo 10). Así se desarrolló la investigación de acuerdo a lo planificado.

### **3.9.1 Determinación de las dimensiones de los elementos estructurales**

Para la determinación de las dimensiones de las secciones de los principales elementos estructurales se procedió a solicitar el acceso a los planos en físico. Con los planos en mención se contrastaron con las dimensiones reales de las vigas, columnas y losas. Y se dió atención a las secciones donde se generan mayores deformaciones, que son las secciones críticas.

Además, el detallado del acero de refuerzo de los elementos estructurales se consideraron de los planos en físico. Y los planos en físico se pasaron a digitalizarlo para su mejor representación, debido a que los planos se encontraban deteriorados.

### **3.9.2 Determinación de la resistencia del concreto mediante el esclerómetro**

El esclerómetro es un instrumento de medición utilizado para determinar la resistencia del concreto de estructuras ya construidas a una edad considerable. Sin embargo, en algunos países se usa también para verificar la uniformidad y homogeneidad del concreto en sitio de las estructuras recientes.

La normativa del ensayo realizado se encuentra fundamentado en la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM C 805 Standard Test Method for rebound number of hardened concrete) y también su adaptación de este en el Manual de Ensayo de Materiales del Ministerio de Transportes y Comunicaciones- (MTC E 725 Método de ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido - Esclerometría) (MTC, 2016).

Para realizar el ensayo se tomaron cinco muestras de elementos estructurales por las condiciones de servicio continuo de la institución educativa (Anexo 10. Constancia de autorización de la I.E.) ya que se obtuvo la autorización con la finalidad de no interrumpir las clases y/o labores educativas de dicha casa de estudios.

La población es llamada también universo o colectivo y se refieren al conjunto de elementos que tienen una cierta característica. Y cada uno de los individuos que conforman parte del universo se denomina unidad estadística o individuo. Según Montero (2007) no siempre es posible estudiar todas las unidades estadísticas de la población debido a diferentes razones sino que se estudia una sola una parte de ella, el cual se conoce como muestra. La muestra es el subconjunto de la población.

El ensayo se realizó un día domingo ya que los otros días la institución educativa brinda clases de manera continua, incluso los días domingos se dan clases y algunas reuniones. Se eligió los elementos de la estructura. Para facilitar el ensayo se realizó la codificación (Figura 61); en el segundo piso se eligieron la columna en la intersección de los ejes B y 3 (C B-3), la columna en la intersección de los ejes B y 7 (C B-7), la viga en la mitad del eje 2 (V 2-2) y la viga en la mitad del eje 7 (V 7-7). En el primer piso la columna (C A-2).

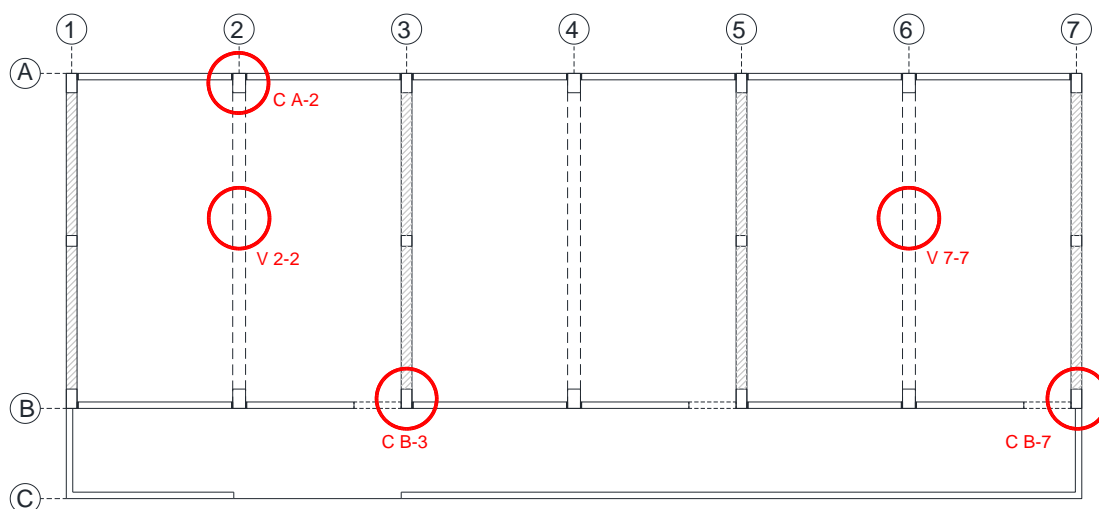


Figura 61. Elección de la viga y la columna para el ensayo. Fuente: Propia.

Para realizar el respectivo ensayo no destructivo se utilizó el equipo esclerométrico marca Forney de modelo LA-0352 con número de serie de 15011. El esclerómetro tiene su respectivo certificado de calibración (Anexo 3), que garantiza la trazabilidad a los patrones nacionales e internacionales, que realizan las unidades de medición de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades (SI). El equipo se muestra en la Figura 62 conjuntamente con la piedra abrasiva.



Figura 62. Esclerómetro usado para el ensayo. *Fuente: Propia.*

Para garantizar la seguridad en el cuidado personal y evitar accidentes se usaron los Equipos de Protección Personal (EPP). Los principales EPP's que se usaron para el ensayo en mención se muestran en la Figura 63. En la parte izquierda se presenta el lente de protección y en la derecha el casco; se usó fundamentalmente en el corte del espesor del tarrajeo, debido al peligro que podría ocurrir.



(a) Lentes de protección.

(b) Casco de seguridad.

Figura 63. Equipos de Protección Personal. *Fuente: Propia.*

### 3.9.2.1 Procedimientos para la ejecución del ensayo esclerométrico

Para mostrar los protocolos del ensayo, se muestra como ejemplo el ensayo sobre la columna tipo uno (C1-30x45) del segundo piso entre las intersecciones del eje B y el eje 7 (C-B7). Los detalles de los ejes ver en el plano estructural “E-2” mostrada en los anexos.

Se trazó un área mínima de 15 x 15 centímetros cuadrados según la normativa del Ministerio de Transportes y comunicaciones en el Manual de Ensayo de Materiales. El trazo se muestra en la Figura 64.

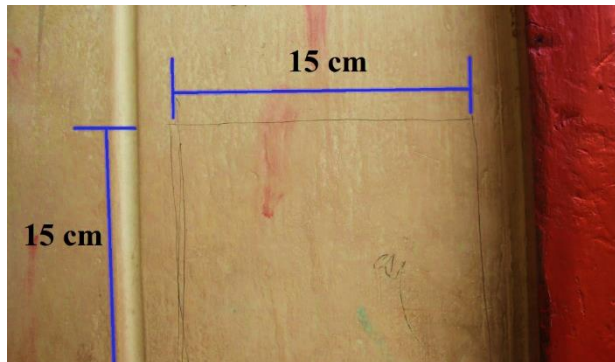


Figura 64. Trazo del área mínima para el ensayo. Fuente: Propia.

Seguidamente se procedió a quitar el tarrajeo en la columna mencionada debido a la naturaleza del ensayo. El ensayo mide el rebote sobre la superficie del concreto ya que la masa impulsada por el resorte tiene una cierta cantidad de energía, que al ser liberada rebota contra la superficie. Es por esta razón la importancia de retirar el espesor del tarrajeo. El procedimiento se realizó con la ayuda de un amolador y un disco de corte, se puede apreciar en la siguiente Figura 65.

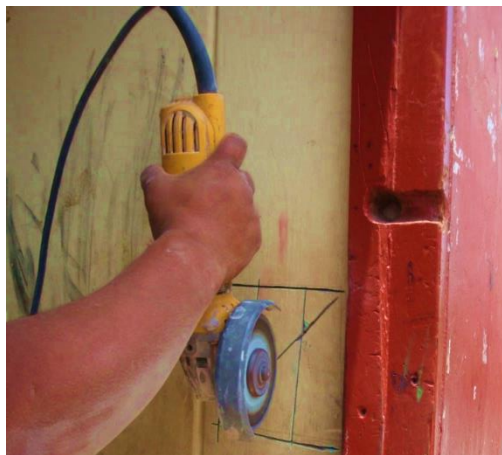


Figura 65. Retiro del espesor del tarrajeo. Fuente: Propia.

Seguidamente se procedió a pulir con la piedra abrasiva y también ubicar los 10 puntos de aplicación como lo indica la norma, espaciadas a 25 milímetros como mínimo, el caso aplicado se realizó espaciadas aproximadamente a 30 milímetros. Los puntos en el campus se marcaron con plumón y al momento de realizar el ensayo se identificó la columna ensayada como se puede ver en la Figura 66.



Figura 66. Ubicación de los puntos de aplicación. Fuente: Propia.

Finalmente se procedió a ensayar con el esclerómetro mencionado. Se procuró sostener de manera firme para que el émbolo sea perpendicular a la superficie pulida de concreto, así poder tomar diez lecturas en cada columna o viga respectivamente. La Figura 68 muestra iniciando el posicionamiento correcto para la respectiva ejecución y toma de datos.

Cabe resaltar que la altura de aplicación con respecto al piso fue de 1.50 metros aproximadamente en las columnas y en las vigas se realizó en el centro de la luz de la viga peraltada. También indicar que el ensayo en el segundo piso se realizó con la ayuda del disco de corte y el amolador, mientras en el primer piso se realizó con cincel y comba debido a la falta de fuente de energía eléctrica.



Figura 68. Posicionamiento para realizar el ensayo. Fuente: Propia.

De la misma manera se realizó para el caso de las vigas peraltadas en la mitad del vano de la viga como se visualiza en la Figura 69. La figura de la izquierda muestra el corte para retirar el tarrajeo de la viga y la figura de la derecha se muestra la ejecución del ensayo.

Los resultados se muestran en el capítulo IV y los certificados del ensayo en los anexos (Anexo 5), que contribuyen en la confiabilidad se encuentran en los anexos.



(a) Preparación de la superficie



(b) Ensayo a la viga peraltada.

Figura 69. Ensayo sobre la viga peraltada. Fuente: Propia.

### 3.10 Análisis Estructural

El análisis estructural se realizó por medio del análisis estático no lineal, llamado también análisis de empuje. A continuación, se describen los procedimientos realizados.

#### 3.10.1 Idealización Estructural

Se representa gráficamente los elementos estructurales para los pórticos principales, así como también para los pórticos secundarios.

En la Figura 70 se muestran los pórticos principales. Los pórticos 1-1, 7-7, 3-3 y 5-5 son de muros de albañilería confinados con pórticos de concreto armado, en el dibujo solo se muestran los pórticos mas no los muros de albañilería. Sin embargo, los pórticos 2-2, 4-4, 6-6, son de pórticos de concreto armado unidos mediante la viga peraltada (V102 y V201).

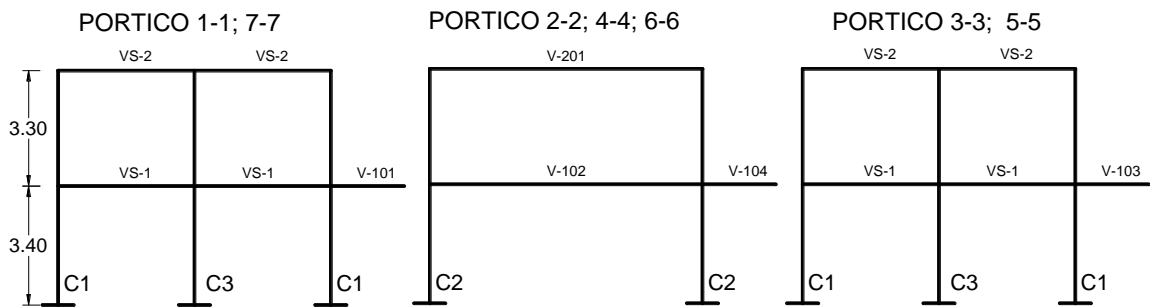


Figura 70. Pórticos principales. Fuente: Propia.

Los pórticos secundarios se muestran en la Figura 71 y en la Figura 72 que son básicamente todos pórticos de concreto armado.

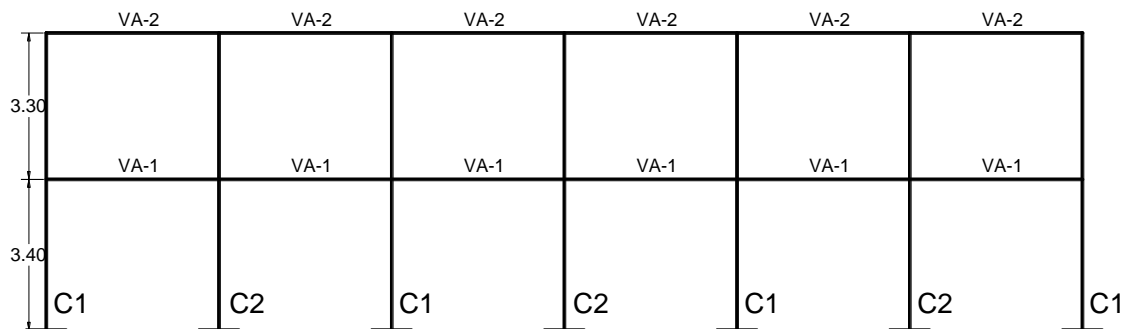


Figura 71. Pórtico secundario A-A. Fuente: Propia.

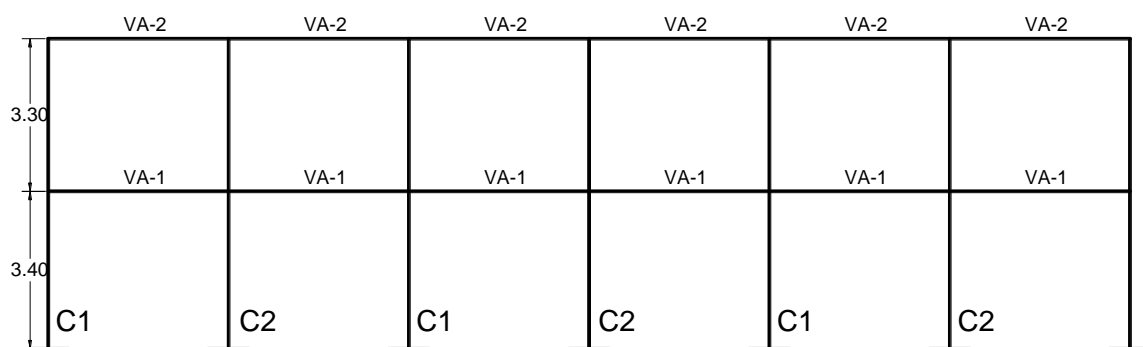


Figura 72. Pórtico secundario B-B. Fuente: Propia.

### 3.10.2 Cargas

Las cargas se fundamentan en la norma E.020. Las cargas provienen del peso propio de los elementos estructurales, muros portantes, acabados y tabiquerías denominados cargas muertas y el peso de los ocupantes que son móviles se denominan cargas vivas.

En la Tabla 12 se muestra el resumen de las cargas que soporta la edificación. El peso propio de los elementos estructurales como son las vigas y las columnas ya no se realizan su metrado de cargas ya que el software SAP2000 le añade automáticamente. Sin embargo, para la losa aligerada de 20 centímetros se coloca su peso propio según el espesor que tenga.

Tabla 12  
Carga muerta

	Tipo de carga muerta	Carga por metro cuadrado
Carga muerta (CM)	Peso propio de losa (20 cm)	300 kg/m <sup>2</sup>
	Piso terminado	100 kg/m <sup>2</sup>
	Techo terminado	50 kg/m <sup>2</sup>

Fuente: Propia.

En la Tabla 13 se muestra la carga viva. La carga viva en el pabellón 03 es básicamente para uso de aulas por lo tanto es de 250 kg/m<sup>2</sup>. En los corredores hay más sobrecarga y por lo tanto la norma indica que debería ser de 400 kg/m<sup>2</sup> y finalmente para los techos es de 100 kg/m<sup>2</sup> porque es un techo horizontal, es decir sin ningún ángulo de inclinación

Tabla 13  
Carga viva

	Tipo de carga muerta	Carga por metro cuadrado
Carga viva (CV)	s/c aulas	250 kg/m <sup>2</sup>
	s/c corredor	400 kg/m <sup>2</sup>
	s/c techo	100 kg/m <sup>2</sup>

Fuente: Propia.

### 3.10.3 Metrado de pórticos

Para los metrados en los pórticos principalmente se realizan con la finalidad de obtener las cargas que actúan de manera distribuida en las vigas. Estos provenientes de la tabiquería, así como también de los muros portantes en las longitudes transversales.

Para los pórticos principales las cargas provienen del muro portante de una altura aproximada de 2.85 metros y están ubicados en los lados transversales, específicamente en los pórticos 1-1, 3-3, 5-5 y 7-7.

Para los pórticos secundarios cargas provienen de la tabiquería. En el pórtico A-A las cargas se distribuyen a lo largo de todas las vigas, mientras en el pórtico B-B se deja libre la parte de las puertas, tal como se presenta en la Tabla 14.

Tabla 14  
Cargas lineales en los pórticos

Cargas lineales en los pórticos			
Pórticos principales		Pórticos secundarios	
Volados	270.00 kg/m	Pórtico A-A	351.00 kg/m
Tramo A-B	1282.50 kg/m	Pórtico B-B	567.00 kg/m

Fuente: Propia.

En caso se realizaría el metrado por áreas tributarias para las vigas se considera un ancho tributario de cuatro veces el espesor de la losa. Debido a que de alguna manera reciben las cargas de las losas esto debido a que se realiza el vaciado de las vigas y las losas simultáneamente y por ende existe monolitismo (San Bartolomé, 1998).

### 3.11 Análisis estático no lineal en SAP2000

El SAP2000 (CSI, 2018) es un software de elementos finitos para el modelado, análisis y dimensionamiento de cualquier estructura en general. Adicionalmente el software sirve para evaluar una estructura mediante parámetros en un rango inelástico.

La evaluación de un edificio puede ser realizada en edificaciones existentes, así como también para edificaciones nuevas. En el caso de edificaciones existentes se realiza con las dimensiones y propiedades reales; sin embargo, para las edificaciones nuevas resultan del análisis y diseño para luego evaluar el rendimiento de dicho edificio. A continuación, se muestra el procedimiento de modelado en el software para la investigación aplicada.

#### 3.11.1 Configuración de las líneas de referencia

Se inicia con la definición previa de las unidades de trabajo y las respectivas líneas de referencia en los tres planos como X, Y, Z; con el propósito de facilitar el dibujo de la estructura de la casa de estudios. La Figura 73 muestra los siete ejes de referencia en la dirección “X”, tres en la dirección “Y”, finalmente los tres en la dirección “Z”.

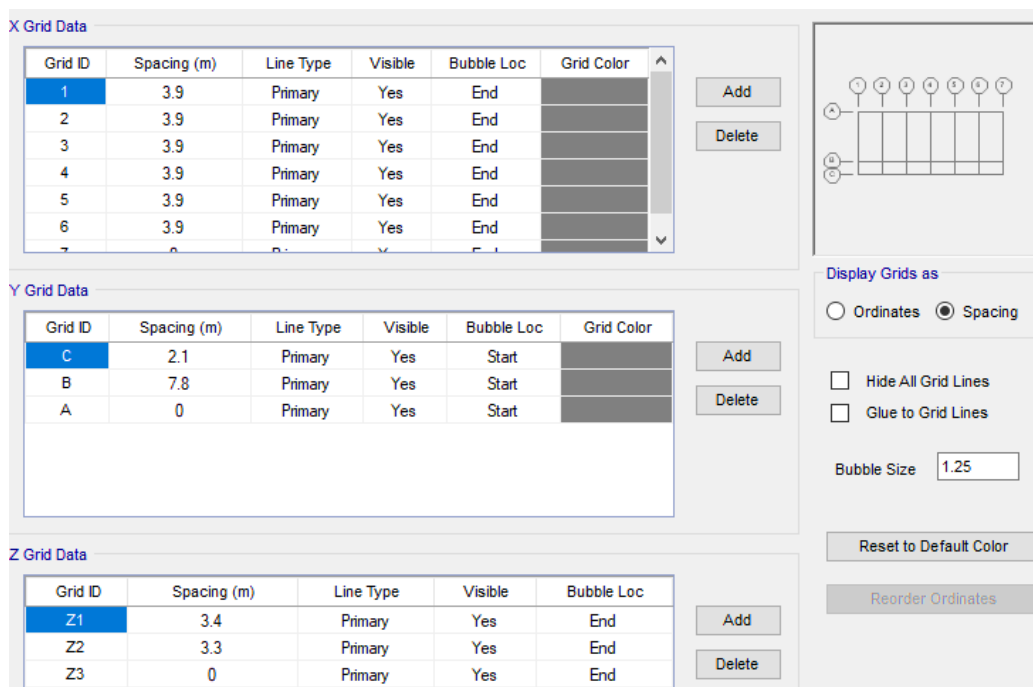


Figura 73. Definición de líneas de referencia. Fuente: Propia

### 3.11.2 Definición de materiales

La definición de los materiales más importantes son el acero de refuerzo y el concreto.

Para el concreto se mostrará como ejemplo del proceso solamente para la resistencia de diseño de acuerdo a los planos  $f'_c=175 \text{ kg/cm}^2$ , las demás resistencias se realizaron de manera similar. El módulo de elasticidad para el concreto se adopta mediante la presente ecuación (16), el peso específico del concreto es de  $2400 \text{ kg/m}^3$ . Finalmente, el módulo de Poisson se adopta,  $\nu=0.16$ .

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} = 15000\sqrt{175} = 198431.34 \text{ kg/cm}^2 \quad (16)$$

Todas las propiedades se asignaron y se muestra en la Figura 74.

The image shows a software interface for defining material properties for concrete. The interface is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is set to "CONCRETO fc=175 kg/cm2" with a green color swatch. Material Type is set to "Concrete". Material Notes has a "Modify/Show Notes..." button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is 2.400E-03. Mass per Unit Volume is 2.447E-06.
- Units:** The unit system is set to "Kgf, cm, C".
- Isotropic Property Data:** Modulus Of Elasticity, E is 198431.3483. Poisson, U is 0.16. Coefficient Of Thermal Expansion, A is 9.900E-06. Shear Modulus, G is 85530.75.
- Other Properties For Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength,  $f_c$  is 175. Expected Concrete Compressive Strength is 175.

Figura 74. Propiedades del concreto. Fuente: Propia.

Para el acero de refuerzo se asignó el límite de su fluencia ( $F_y$ ) de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ , la resistencia a la tracción ( $F_u$ ) de  $6300 \text{ kg/cm}^2$ , el módulo de elasticidad ( $E_s$ ) el valor de  $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ , el módulo de Poisson ( $\nu$ ) por defecto de 0.3 y su respectivo peso específico de  $7850 \text{ kg/m}^3$ . Ver en la Figura 75.

General Data	
Material Name and Display Color	ACERO FY=4200 kg/cm2 <span style="color: cyan;">■</span>
Material Type	Rebar
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	7.850E-06
Mass per Unit Volume	8.005E-10
Units: Kgf, mm, C	
Uniaxial Property Data	
Modulus Of Elasticity, E	20000.
Poisson, U	0.3
Coefficient Of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	
Other Properties For Rebar Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	42.
Minimum Tensile Stress, Fu	63
Expected Yield Stress, Fye	46.2
Expected Tensile Stress, Fue	69.3

Figura 75. Propiedades del refuerzo. Fuente: Propia.

### 3.11.3 Definición de secciones

Se asignan las respectivas secciones para cada elemento estructural, así como también su respectivo acero de refuerzo. Para mostrar el procedimiento de la asignación se muestra como el ejemplo el de la columna 1 (C1-25X45).

Section Name	C1-25X45	Display Color	<span style="color: red;">■</span>
Section Notes	Modify/Show Notes...		
Dimensions		Section	
Depth (t3)	0.25		
Width (t2)	0.45		
Material		Properties	
+	Concreto fc=175 kg/cm2	Section Properties...	
Property Modifiers		Time Dependent Properties...	
Set Modifiers...			
Concrete Reinforcement...			
OK		Cancel	

Figura 76. Asignación de la columna 1. Fuente: Propia.

La Figura 76 muestra la asignación de la columna 1 con sus respectiva dimensión de 0.25m x 0.45m y también se asigna el material de tipo concreto de 175 kg/cm<sup>2</sup>. Seguidamente se asigna su respectivo reforzamiento de seis varillas de acero de 3/4 en pulgadas, con un recubrimiento de 3 centímetros.

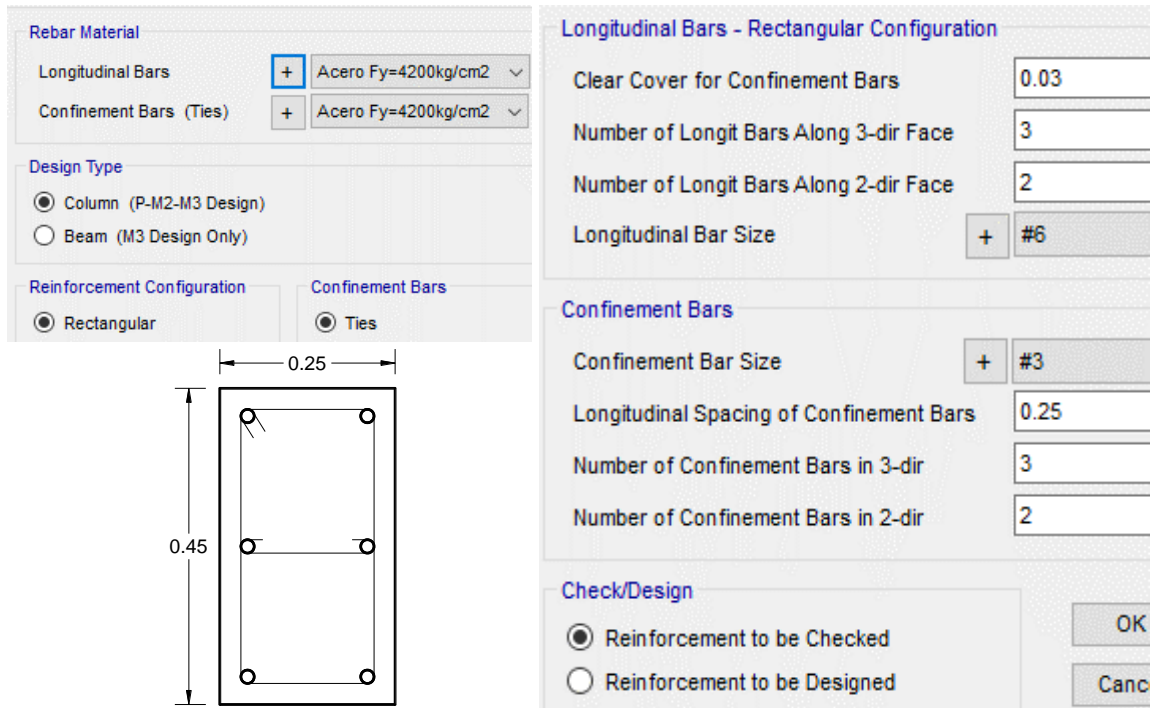


Figura 77. Configuración del refuerzo de la columna. Fuente: Propia.

Lo más importante es indicarle al software que el refuerzo asignado sea para su verificación respectiva, así como se presenta en la Figura 77. De la misma manera se asignaron para cada una de las secciones transversales de las columnas (Figura 78).

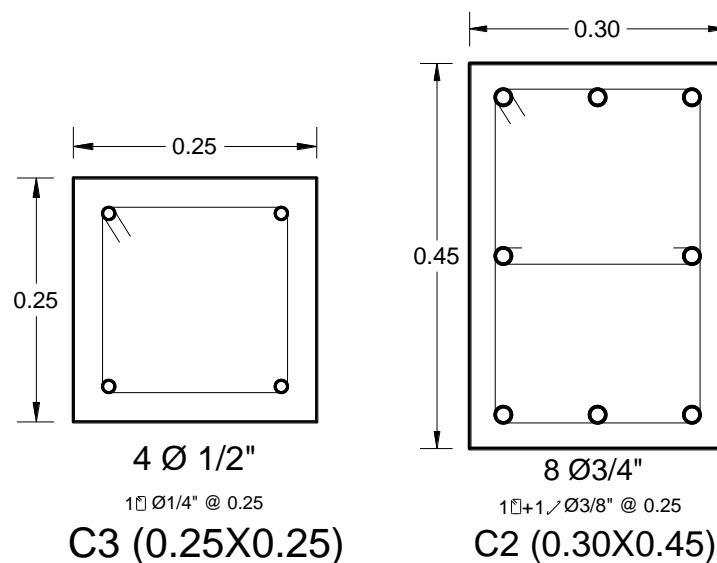


Figura 78. Secciones de las columnas. Fuente: Propia.

Para el caso de las vigas es el procedimiento es similar, con la única diferencia en la asignación de los refuerzos. Se realiza para la viga de amarre del primer piso (VA-1).

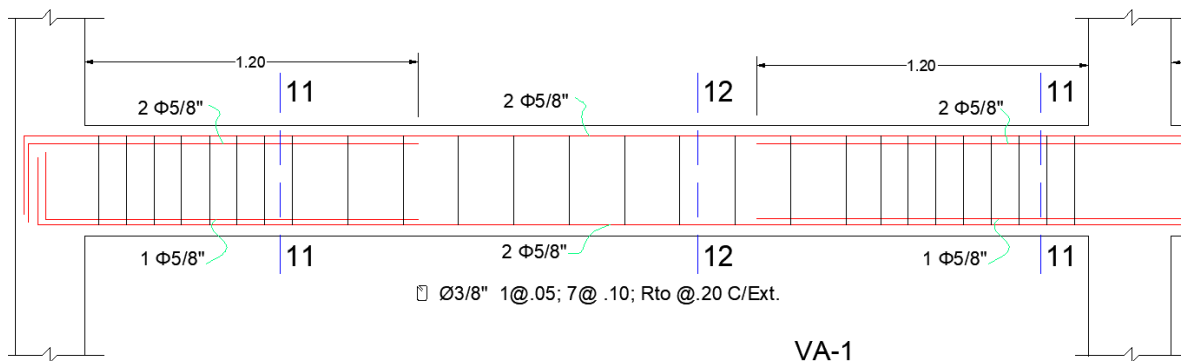


Figura 79. Cortes de la viga (VA-1). Fuente: Propia.

La Figura 79 muestra los cortes realizados a la viga para su mejor ilustración. La convención para asignar los refuerzos del acero en el SAP2000 es la orientación izquierda a derecha y del superior al inferior de las zonas más rígidas.

En este caso según Figura 79 se puede ver que tienen los mismos cortes (corte 11-11), y lo único que varía es el área de refuerzo de la sección superior e inferior. Es así que se asignaron sus áreas de refuerzo correspondiente de 8 cm<sup>2</sup> en la izquierda y derecha superior y también los 6 cm<sup>2</sup> en la izquierda y derecha inferior como se puede ver en la siguiente Figura 80.

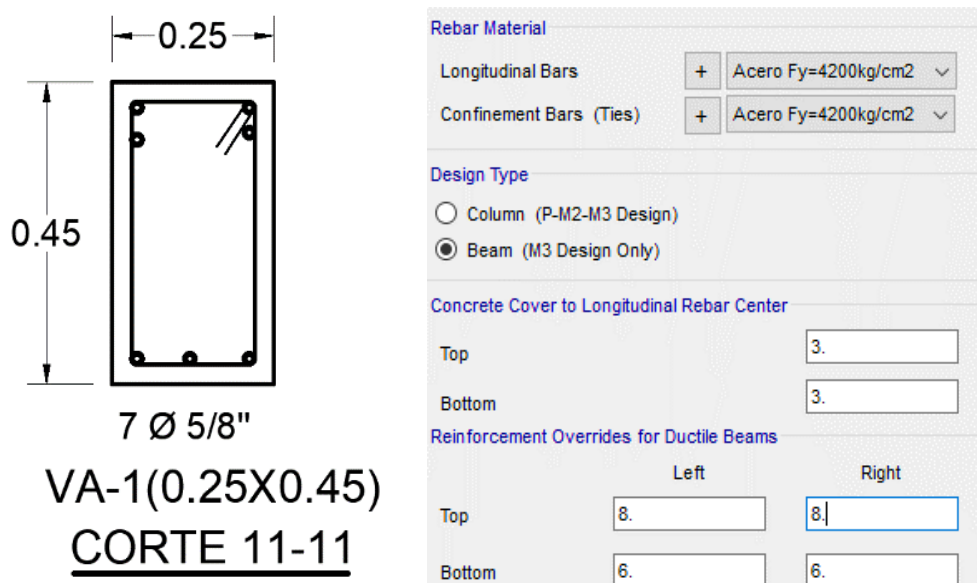


Figura 80. Detalles de refuerzo de la viga (VA-1). Fuente: Propia.

La Figura 81 muestra todas las áreas asignadas a cada una de las vigas de la estructura educativa. Para ver los detalles de todas las secciones ver los planos estructurales “E-3” en el Anexo 7.

VA-1 (25X45)	Izquierda	Derecha	VA-2	Izquierda	Derecha
Parte superior	8	8	Parte superior	3.87	5.16
Parte inferior	6	6	Parte inferior	3.87	3.87
VS-1 (25X45)	Izquierda	Derecha	VS-2	Izquierda	Derecha
Parte superior	2.58	9.16	Parte superior	1.42	1.42
Parte inferior	2.58	2.58	Parte inferior	1.42	1.42
V-102 (30X70)	Izquierda	Derecha	V201	Izquierda	Derecha
Parte superior	12	9.68	Parte superior	8	8
Parte inferior	4	4	Parte inferior	4	4
V-101 (25X45)	Izquierda	Derecha	V-103 (25X45)	Izquierda	Derecha
Parte superior	6.58	6.58	Parte superior	12.58	12.58
Parte inferior	2.58	2.58	Parte inferior	2.58	2.58
V-104 (30X45)	Izquierda	Derecha	V-1(25X20)	Izquierda	Derecha
Parte superior	12	12	Parte superior	2.13	2.13
Parte inferior	4	4	Parte inferior	2.13	2.13

Figura 81. Áreas de refuerzo en cm<sup>2</sup> de cada una de las vigas. Fuente: Propia.

Es importante recordar que el análisis estático no lineal requiere de la asignación de sus respectivos aceros de refuerzo, ya que tienen una influencia significativa en la capacidad de incursionar más allá del rango convencional que es el elástico.

### 3.11.4 Definición de los muros de albañilería

En la dirección transversal el sistema estructural es mixto, ya que están conformados por muros de albañilería y pórticos en forma alternada. El comportamiento no lineal de los pórticos se representa mediante la asignación de rotulas plásticas, mientras para los muros de albañilería en el software SAP2000 no tiene modelos directos por lo cual es necesario suministrarlo modelos que representen el comportamiento más allá del rango elástico.

Para representar el comportamiento inelástico de los muros de albañilería se elige un modelo analítico que represente el comportamiento propio de los muros de albañilería. El comportamiento no lineal de muros de albañilería confinada está gobernado por el agrietamiento diagonal. Es decir, el mecanismo de falla es por corte antes que por flexión.

En el país de Tokio los investigadores Mostafaei & Kabeyasawa (2004) de la universidad de Tokio realizaron una investigación titulado “Effect of Infill Masonry Walls on the Seismic Response of Reinforced Concrete Buildings Subjected to the 2003 Bam Earthquake Strong Motion: A Case Study of Bam Telephone Center”, en donde observaron la resistencia de los muros de albañilería cuando es sujeta a cargas laterales. Y como parte de su aporte compararon el modelo del puntal equivalente con resortes horizontales, así como se muestra en la Figura 82, en la izquierda corresponde al modelo del puntal equivalente y en la derecha el modelo de resorte horizontal.

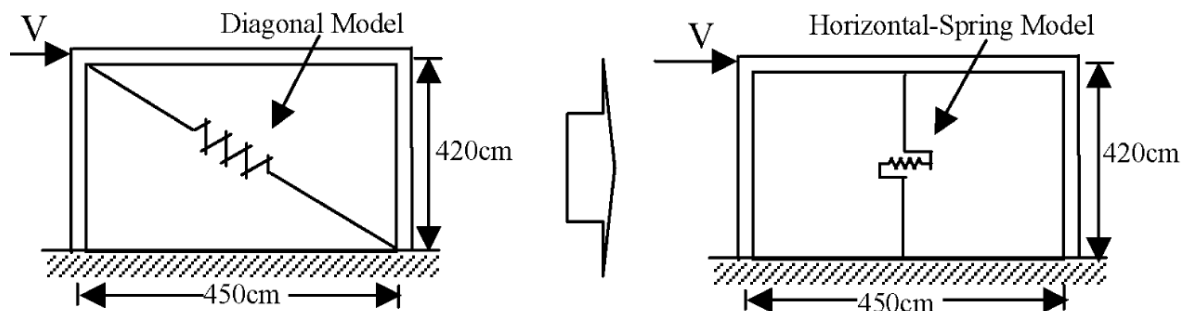


Figura 82. Modelos analíticos. *Mostafaei & Kabeyasawa (2004)*

Los resultados del análisis estático no lineal que realizaron de los dos modelos se muestra en la Figura 83 en donde la respuesta a la fuerza horizontal es muy similar de los dos modelos que representan el comportamiento de los muros de albañilería confinada.

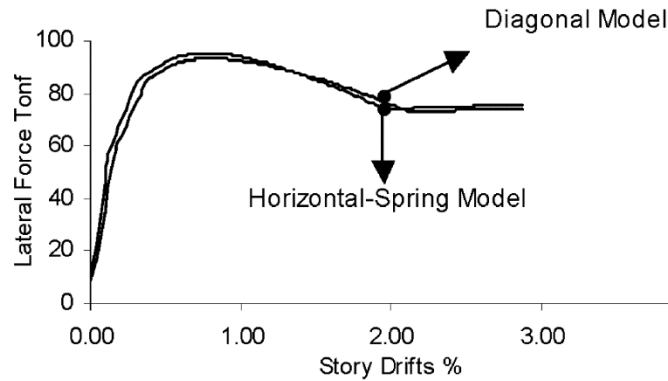


Figura 83. Comparación de resultados. *Mostafaei & Kabeyasawa (2004)*

Por lo cual en esta investigación se usará del modelo de resorte horizontal. Esta elección se sustenta debido a que la norma de albañilería E.070 indica que se puede usar otros modelos analíticos, siempre y cuando los comportamientos reflejen la interacción del tabique con el pórtico de la estructura.

#### **3.11.4.1 *Metrado de la carga gravitacional ( $P_g$ )***

Se realizó el metrado de carga gravitacional en servicio, con la sobrecarga reducida de acuerdo a la norma E.030. Básicamente consiste en estimar el peso en función a la categoría del edificio. La categoría de la institución educativa es esencial y por lo cual se asume el 50% de la carga viva.

Para estimar el peso se realizan los metrados de carga, consistente en la cuantificación de las cargas que pueden ser de distintos tipos: Carga lineal, cargas de área, cargas volumétricas y finalmente cargas puntuales. Las cargas puntuales representarán las cargas axiales en cada muro en análisis, en otras palabras, son las cargas gravitacionales de servicio ( $P_g$ ) y estas se estiman sumando el total de las cargas muertas (CM) y las cargas vivas (CV) reducidas al 50%.

En la Tabla 15 se presenta las dimensiones de los elementos de confinamiento del muro de albañilería. El espesor del ladrillo es de 0.24 metros, quiere decir que el asentado de ladrillo fue de cabeza. También se presenta la dimensión de la viga de base (25 cm) y peralte de (45 cm) correspondiente a la dirección transversal. Y las alturas de los muros en cada piso son 2.85 metros y 2.95 metros en el segundo y primer piso correspondiente.

Tabla 15  
*Dimensiones de confinamiento*

Dimensiones de los elementos de confinamiento		
Espesor de ladrillo	0.24	metros
Peralte de la viga solera	0.45	metros
Base viga	0.25	metros
Altura del muro en el piso 2	2.85	metros
Altura del muro en el piso 1	2.95	metros

*Fuente: Propia*

Las cargas volumétricas son fundamentalmente los pesos específicos de los materiales. Consiste en la relación entre un peso por una unidad de volumen. Para el estudio los pesos específicos son de los materiales como el concreto, la albañilería y el tarrajeo (Tabla 16).

Tabla 16  
*Cargas volumétricas*

Cargas volumétricas		
Peso específico del concreto ( $\gamma_c$ )	2.4	tn/m <sup>3</sup>
Peso específico de la albañilería ( $\gamma_m$ )	1.8	tn/m <sup>3</sup>
Peso específico del tarrajeo ( $\gamma_t$ )	2	tn/m <sup>3</sup>

*Fuente: Propia*

Las cargas de área relacionan el peso por un metro cuadrado. Los que influyen para la estimación de la carga de servicio son la carga muerta y viva dados en la norma E.020. La carga viva para aulas es de 250 kg/m<sup>2</sup> o su equivalente de 0.25 tn/m<sup>2</sup> y la carga viva de techo es de 100 kg/cm<sup>2</sup>. El peso propio de la losa de espesor de 20 cm es de 300 kg/m<sup>2</sup>.

Para los acabados se asume 0.10 tn/m<sup>2</sup>. Y la albañilería con un centímetro de espesor de tarrajeo resulta 0.472 tn/m<sup>2</sup>. Lo descrito se presenta en la Tabla 17.

Tabla 17  
*Cargas de área*

Cargas de área		
Peso propio de losa	0.3	tn/m <sup>2</sup>
Carga viva	0.25	tn/m <sup>2</sup>
Carga viva techo	0.1	tn/m <sup>2</sup>
Acabados	0.1	tn/m <sup>2</sup>
Albañilería con 1 cm de tarrajeo	0.472	tn/m <sup>2</sup>

*Fuente: Propia*

En la Tabla 18 se presenta los resultados de la estimación de las cargas lineales que relacionan un peso por una unidad de longitud. La determinación consiste fundamentalmente en multiplicar la sección transversal por su peso específico. Los resultados se presenta en la Tabla 18.

Tabla 18  
*Cargas lineales*

Cargas lineales (toneladas/metro)		
Zonas	Piso 2	Piso 1
Vigas	0.27	0.27
Muros de albañilería	1.3452	1.3924

*Fuente: Propia*

### **Peso propio del muro de albañilería**

Una vez estimado las cargas volumétricas, cargas de área y cargas lineales se procede a relacionar las longitudes de influencia y de esta manera obtener la carga gravitacional de servicio (Pg). Para lo cual es necesario codificar los muros de albañilería ubicados en la dirección transversal o llamado también dirección “Y”. Entonces los muros serán codificados con la letra Y.

En la Figura 84 se presenta los muros identificados con la letra “Y” pertenecientes a la dirección transversal: Muro Y1, Muro Y2, Muro Y3, Muro Y4. También se presentan las áreas tributarias para cada muro.

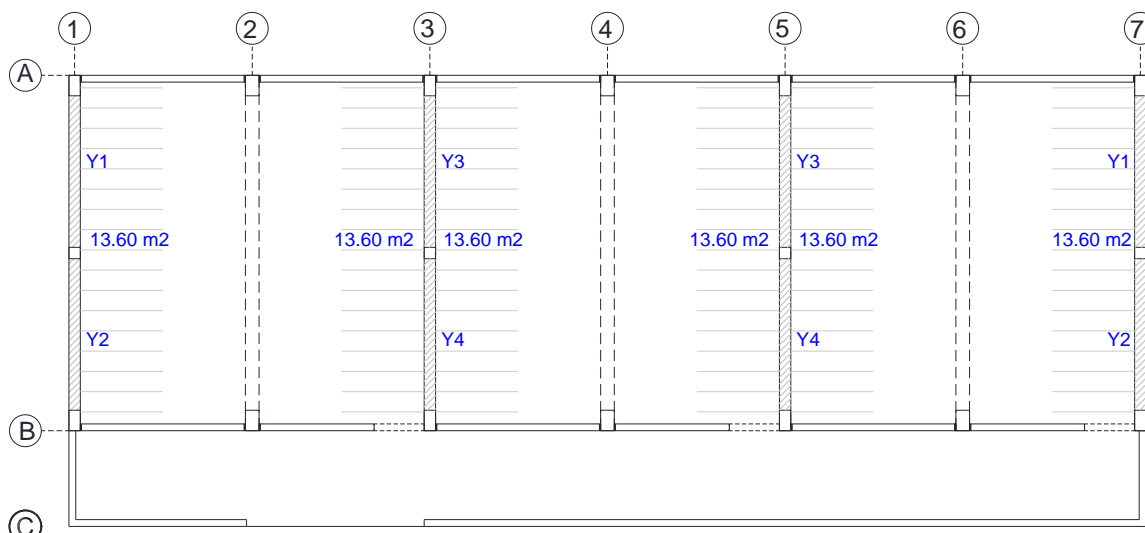


Figura 84. Codificación y áreas tributarias. Fuente: propia.

Seguidamente se determina en peso propio del muro de albañilería que es fundamentalmente la carga muerta (CM). Las longitudes de influencia para todos los muros son iguales de 3.90 metros. El procedimiento consiste llevar la carga lineal a una carga puntual, es decir el peso propio en unidades de toneladas. Los resultados de la estimación de los pesos propios en el piso uno y dos en toneladas, se muestran en las tablas siguientes (Tabla 19 y Tabla 20).

Tabla 19  
Peso propio del muro en el piso 2

Muro en el piso 2	Cargas (tn/m)		Peso propio (pp)
	Muro	viga	
	1.35	0.27	
	Longitudes de influencia (m)		CM( Tn)
Y1	3.9	3.9	6.30
Y2	3.9	3.9	6.30
Y3	3.9	3.9	6.30
Y4	3.9	3.9	6.30

Fuente: Propia

Tabla 20  
Peso propio del muro en el piso 1

Muro en el piso 1	Cargas (tn/m)		Peso propio (pp)
	Muro	viga	
	1.39	0.27	
	Longitudes de influencia (m)		CM( Tn)
Y1	3.9	3.9	6.48
Y2	3.9	3.9	6.48
Y3	3.9	3.9	6.48
Y4	3.9	3.9	6.48

Fuente: Propia

Las cargas vivas (CV) y muertas (CM) provenientes de la losa se estimaron con la reducción del 50% a la carga viva. Así las cargas muertas por unidad de área de las losas con acabados son de 0.40 ton/m<sup>2</sup> para ambos pisos. Es decir, se adicionó la carga de área de los acabados. Y las cargas vivas se estiman de la siguiente manera:

Para el piso uno: 50% (CV)= 0.50 (250 kg/m<sup>2</sup>)=125 kg/m<sup>2</sup>≅0.125 tn/m<sup>2</sup>

Para el piso dos: 50% (CV)= 0.50 (100 kg/m<sup>2</sup>)=50 kg/m<sup>2</sup>≅0.05 tn/m<sup>2</sup>

Los resultados de las cargas muertas y vivas provenientes de las losas armadas en una dirección se muestran en la Tabla 21. Con las áreas tributarias de cada muro se multiplican por las cargas de área, ya sea muerta o viva.

Tabla 21  
Cargas sobre la losa

Muro	AT(m <sup>2</sup> )	Piso 1		AT(m <sup>2</sup> )	Piso 2	
		PD (tn)	PL(tn)		PD (tn)	PL(tn)
Y1	13.6	5.44	1.70	13.6	5.44	0.68
Y2	13.6	5.44	1.70	13.6	5.44	0.68
Y3	27.2	10.88	3.40	27.2	10.88	1.36
Y4	27.2	10.88	3.40	27.2	10.88	1.36

Fuente: Propia

Finalmente se obtiene las cargas gravitacionales (Pg) de servicio y se presenta en la Tabla

22. Las cargas son mayores en el primer piso debido a la incidencia de la sobrecarga.

Tabla 22  
Cargas finales

Mur o	CM (Tn)		CV (Tn)		Pg (Tn)	
	Piso 1	Piso 2	Piso 1	Piso 2	Piso 1	Piso 2
Y1	11.92	11.74	1.70	0.68	13.62	12.42
Y2	11.92	11.74	1.70	0.68	13.62	12.42
Y3	17.36	17.18	3.40	1.36	20.76	18.54
Y4	17.36	17.18	3.40	1.36	20.76	18.54

Fuente: Propia

### 3.11.4.2 Estimación de la resistencia al corte

Se estima la resistencia al corte por agrietamiento diagonal del muro de albañilería. Se determina por medio de la ecuación (18) y con las propiedades y características de la albañilería de acuerdo a los planos.

$$V'_m = 5.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 24 \text{ cm}$$

$$L = 339 \text{ cm}$$

$$V_m = 0.5V'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23P_g \quad (17)$$

Analizar el factor de la esbeltez es imprescindible, debido a que si es muy esbelto reduce su capacidad de resistir fuerzas cortantes. En esta investigación se deduce la fórmula de tal forma que pueda ser aplicado en la fórmula directa.

Considérese un muro de albañilería confinada sujeta a fuerzas laterales tal como se muestra la Figura 85. La cortante “Ve” será igual a la fuerza “F” por el equilibrio estático y el momento “Me” será la relación Fxh, por lo tanto se simplifica en la ecuación (18).

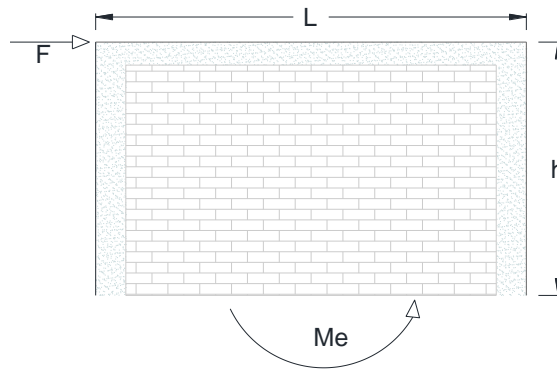


Figura 85. Dedución de la esbeltez. Fuente: Propia.

$$\alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} = \frac{F \cdot L}{F \cdot h} = \frac{L}{h} \quad (18)$$

Al reemplazar en la ecuación resultante se obtiene el valor de 1.18 y como el valor del factor oscila entre 1/3 hasta 1 se toma 1. Es decir, no tendrá reducción por el factor de esbeltez.

$$\alpha_1 = \frac{L}{h} = \frac{4.03}{3.40} = 1.18 \cong 1$$

$$\alpha_2 = \frac{L}{h} = \frac{4.03}{3.30} = 1.22 \cong 1$$

Una vez determinado la carga gravitacional de servicio ( $P_g$ ) y el factor de reducción de la esbeltez se puede reemplazar directamente en la ecuación anterior. El cortante  $V_{m1}$  pertenece al segundo piso y es típico para todos los muros debido a que la carga de servicio es nulo. El cortante  $V_{m2}$  pertenece al primer piso en los extremos de la estructura y el cortante  $V_{m3}$  pertenece al primer piso en los interiores de la estructura. El mayor valor resulta en los interiores debido a la carga tributaria mayor.

$$V_{m1} = 0.5 * 5.10 * 1 * 24 * 339 + 0.23 * 0 = 23\ 868\ kg \cong 23.87\ tn$$

$$V_{m2} = 0.5 * 5.10 * 1 * 24 * 339 + 0.23 * 12420 = 26\ 724\ kg \cong 26.72\ tn$$

$$V_{m3} = 0.5 * 5.10 * 1 * 24 * 339 + 0.23 * 18520 = 28\ 127\ kg \cong 28.13\ tn$$

Una vez estimada la cortante relacionada al agrietamiento diagonal el siguiente paso es relacionar esta fuerza cortante como un modelo simplificado del comportamiento no lineal de muros de albañilería. También relacionar con las derivas de piso que tienen estos muros.

Para definir la curva de capacidad de los muros se usaron los resultados de los ensayos cíclicos realizados por los investigadores Lovon, Tarque, Silva, & Yepes (2018). Ellos realizaron ensayos para muros de albañilería formales y obtuvieron derivas promedios sin carga axial y con carga axial respectivamente como se observa en la Tabla 23.

Tabla 23  
Derivas promedio de muros de albañilería

Punto control	Deriva con carga axial (NAL %)	Deriva con carga axial (WA %)
1	0.12	0.12
2	0.57	0.43
3	1.15	0.83

Fuente: Lovon et al. (2018)

Con la deriva o distorsión angular con carga axial definimos la curva de capacidad simplificada con los puntos uno y dos.

$$h = 330 \text{ cm}$$

$$\delta_1 = 0.12 \% \Rightarrow P_1 = h \cdot \delta_1 = 330 * 0.12\% = 0.396 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0.43 \% \Rightarrow P_2 = h \cdot \delta_2 = 330 * 0.43\% = 1.419 \text{ cm}$$

Con las derivas de la Tabla 23 y con la condición con acción de la carga axial se construye su respectivo curva de capacidad (Figura 86) para el muros de albañilería típico en el segundo piso. De esta manera se determina la curva de capacidad para la albañilería, debido a que en el software no tiene la condición para asignar la respuesta inelástica de los muros de albañilería.

El comportamiento que se le asigna al muro de albañilería es un modelo elasto plástico perfecto. Es decir, el comportamiento elástico se dará hasta un desplazamiento de 0.396 centímetros con una fuerza de 23 toneladas. El límite plástico es constante hasta un desplazamiento máximo de 1.4 centímetros.

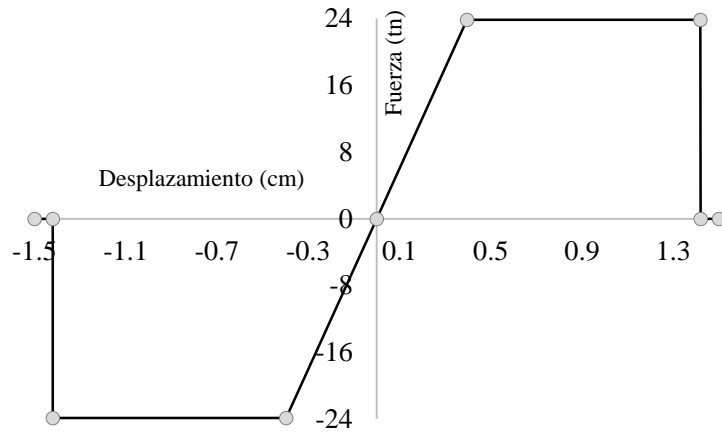


Figura 86. Capacidad típica de la albañilería. Fuente: Propia.

En la Figura 87 se presenta el comportamiento del muro de albañilería en los extremos del primer piso. El comportamiento elástico se dará hasta un desplazamiento de 0.408 centímetros con una fuerza de 26 toneladas. El límite plástico es constante hasta un desplazamiento máximo de 1.46 centímetros.

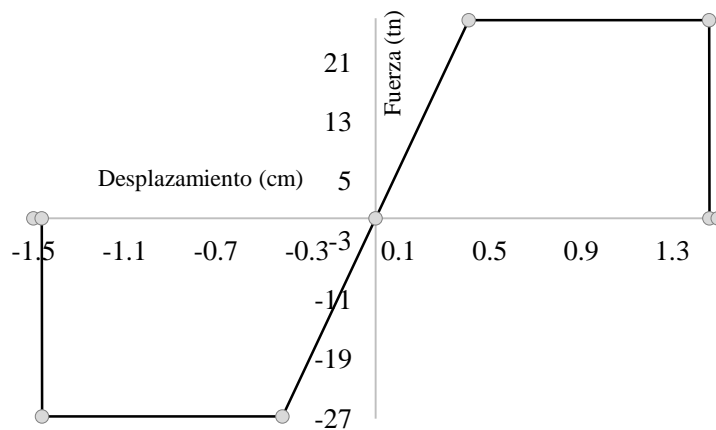


Figura 87. Capacidad en los extremos estructura. Fuente: Propia.

En la Figura 88 se presenta el comportamiento del muro de albañilería en los interiores. El comportamiento elástico se dará hasta un desplazamiento de 0.408 cm con una fuerza de 28 ton. El límite plástico es constante hasta un desplazamiento máximo de 1.46 centímetros.

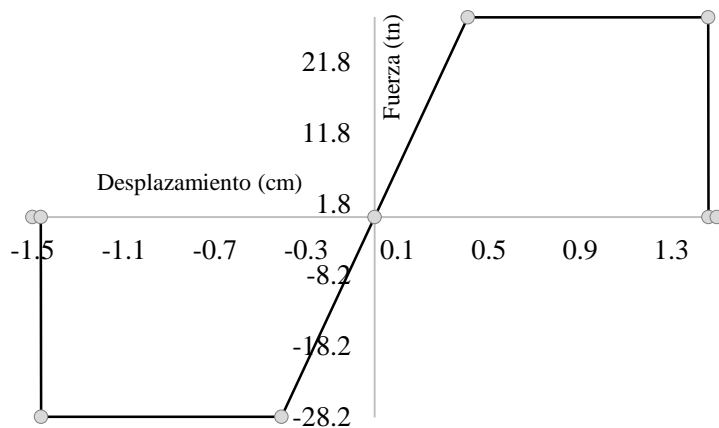


Figura 88. Capacidad en los extremos estructura. Fuente: Propia

Para definir en el software se configuran las propiedades más importantes (Figura 89) como son: El tipo de análisis que corresponde a un comportamiento inelástico (MultiLinear Plastic). También indicarle la dirección de acuerdo a sus ejes locales y lo más importante se eligió la no linealidad.

Link/Support Type: MultiLinear Plastic

Property Name: MURO TIPICO

Property Notes: Modify/Show...

Total Mass and Weight

Mass	0.	Rotational Inertia 1	0.
Weight	0.	Rotational Inertia 2	0.
		Rotational Inertia 3	0.

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1.

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.

Directional Properties

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

P-Delta Parameters: Advanced...

OK, Cancel

Figura 89. Propiedades del Link. Fuente: Propia.

Seguidamente se configura el comportamiento no lineal de los muros de albañilería mediante el modelo de histéresis de Takeda, que fue desarrollado por Takeda por medio de ensayos experimentales con simuladores sísmicos. Este modelo de histéresis es el más sofisticado y refinado debido a que puede representar las cargas cíclicas que producen deformaciones en el rango inelástico (Guevara et al., 2006). Se ingresa la relación carga deformación definido anteriormente para cada muro, tal como se muestra en la Figura 90.

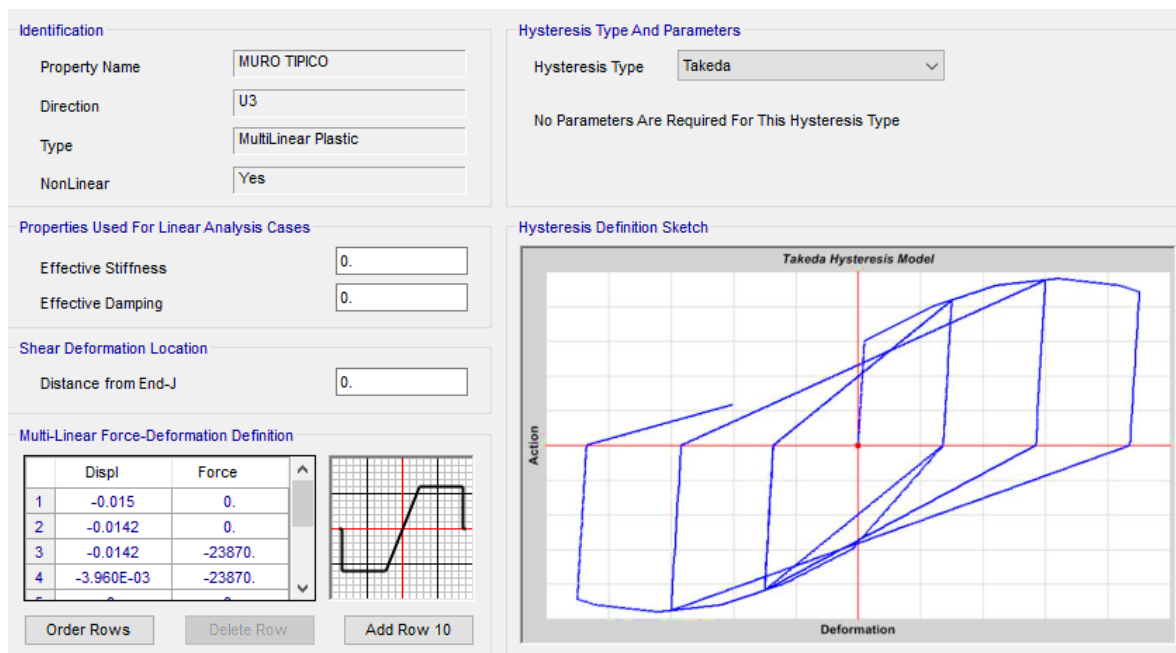


Figura 90. Modelo de histéresis. Fuente: Propia.

### 3.11.5 Estabilidad de muros no portantes

Verificar la estabilidad en muros no portantes es fundamental, especialmente al volteo. Las cargas ortogonales al plano son los más críticos. Los tabiques que no están arriostrados podrían sufrir volteo dependiendo de su estabilidad. Mientras los tabiques que están arriostrados no sufrirán volteo porque los arriostres le dan estabilidad y resistencia.

Las tabiquerías están arriostradas y por lo tanto no sufrirán volteo ante una carga ortogonal. Y para estar seguros se puede tomar el criterio dado por el autor San Bartolomé (1994) que indica: Cuando un muro tiene sus columnas separadas a una distancia “L” menor

a dos veces la altura ( $h$ ) y a la vez cumpla el espesor efectivo “ $t$ ” mayor que  $h/20$  se deduce que el muro analizado no tendrá problemas por cargas ortogonales en su plano. Entonces el criterio para verificar las tabiquerías son las siguientes condiciones en (19).

$$L < 2h \quad \text{y} \quad t > \frac{h}{20} \quad (19)$$

En la Figura 91 se presenta los tabiques para la respectiva verificación de los problemas que pudiera tener ante una carga ortogonal. Los muros son críticos por la altura de 2.10 metros. El espesor efectivo cumple ( $0.13 \text{ m} > \frac{2.10}{20} = 0.105 \text{ m}$ ) para los dos muros así como también la condición ( $3.58 < 2(2.10) = 4.20 \text{ m}$  y  $2.48 < 2(2.10) = 4.20 \text{ m}$ ) del muros de la izquierda y derecha respectivamente. Por tanto, no sufrirán problemas ante cargas ortogonales al plano.

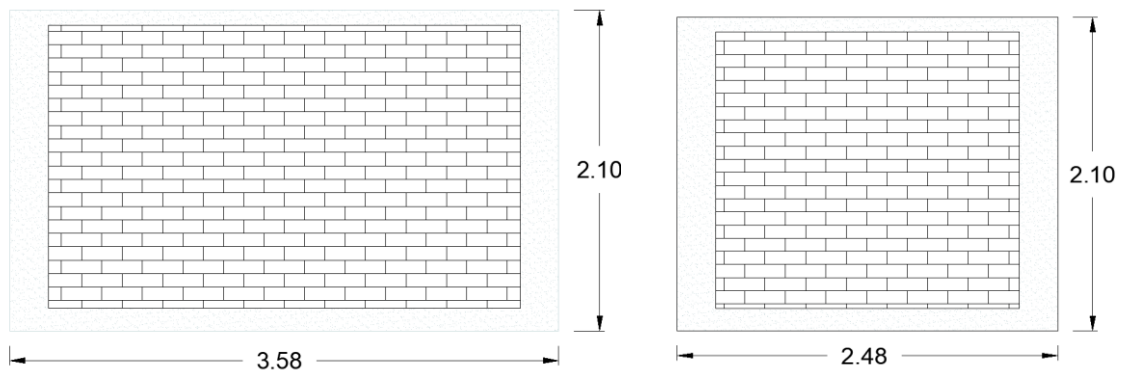


Figura 91. Verificación de la estabilidad. Fuente: Propia

### 3.11.6 Definición de patrones de carga

Los patrones de carga son fundamentalmente la carga muerta (CM) y la carga viva (CV). El factor de la carga viva es 1, ello indica que cuantifica las cargas de manera automática dependiendo de sus dimensiones y de su peso específico. La asignación respectiva se muestra en la Figura 92.

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
CM	Dead	1	
CM	Dead	1	
CV	Live	0	

Figura 92. Patrones de carga. Fuente: Propia.

### 3.11.7 Asignación de cargas distribuidas

Luego de haber definido los patrones de carga, a continuación, se procede a asignar las cargas distribuidas en las respectivas vigas.

En la Figura 93 se puede apreciar la asignación de la carga distribuida lineal de 567 kg/m en el pórtico principal B-B, en el cual la parte de la puerta no se considera la cara ya que no actúa significativamente sobre él.

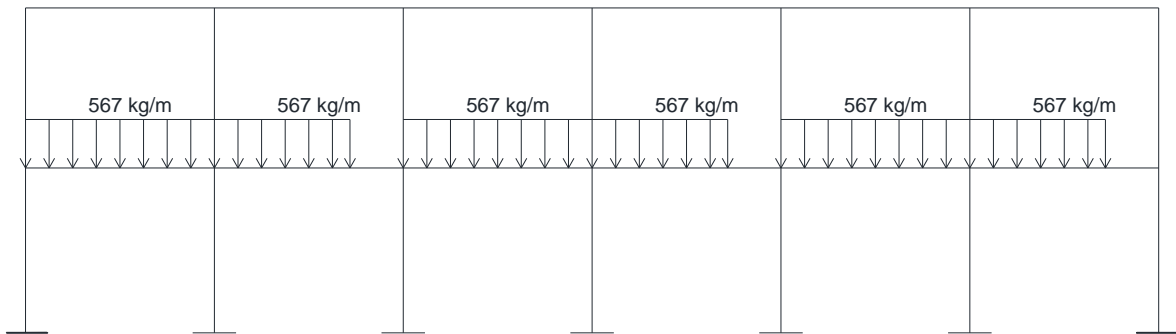


Figura 93. Cargas distribuidas en el pórtico B-B. Fuente: Propia.

En el pórtico A-A se asignó en toda la viga, ya que la tabiquería es continua con una carga lineal distribuida de 351 kg/m. Ver en Figura 94.

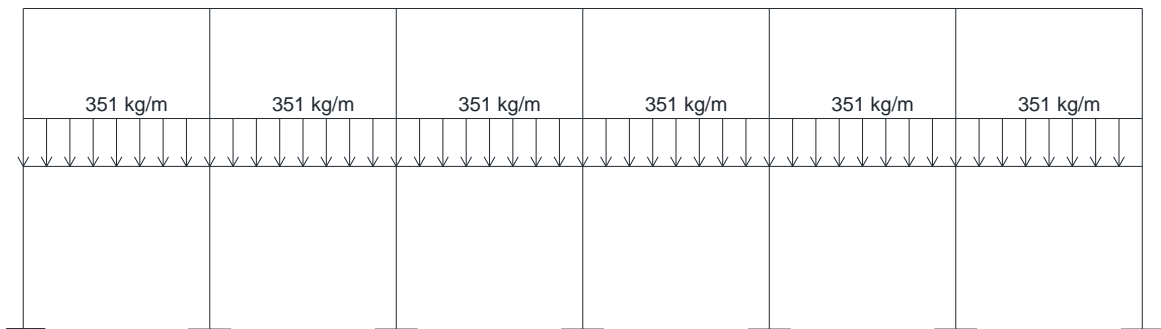


Figura 94. Cargas distribuidas en el pórtico A-A. Fuente: Propia

De la misma manera se asignó las cargas lineales distribuidas en los pórticos principales, las cargas provenientes de los muros de albañilería de 25 centímetros de espesor con un peso específico de 1800 kg/m<sup>3</sup>.

### 3.11.8 Definición de casos de carga

En los casos de carga se definieron los 3 principales: Carga Gravitacional No Lineal (CGNL) que contiene a la carga viva y muerta, Análisis Estático No Lineal en la dirección X (AENL-X) y Análisis Estático No Lineal en la dirección Y (AENL-Y).

The screenshot shows the 'Load Case Name' dialog box for a case named 'CGNL'. The 'Load Case Type' is set to 'Static'. Under 'Initial Conditions', 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State' is selected. The 'Modal Load Case' is set to 'MODAL'. The 'Loads Applied' table is as follows:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	CM	1.
Load Pattern	CV	1.

Other parameters include 'Load Application' set to 'Full Load', 'Results Saved' set to 'Final State Only', and 'Nonlinear Parameters' set to 'Default'. The 'Analysis Type' is 'Nonlinear' and 'Geometric Nonlinearity Parameters' are set to 'None'.

Figura 95. Caso de carga CGNL. Fuente: Propia.

La Figura 96 muestra la configuración del caso de carga AENL-X en donde las los patrones de carga provienen del modo fundamental de la estructura, en este caso el primer modo por ser una estructura simétrica en planta y elevación.

The screenshot shows the 'Load Case Name' dialog box for a case named 'AENL-X'. The 'Load Case Type' is set to 'Static'. Under 'Initial Conditions', 'Continue from State at End of Nonlinear Case' is selected, with 'CGNL' selected in the dropdown. The 'Modal Load Case' is set to 'MODAL'. The 'Loads Applied' table is as follows:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	-1.
Accel	UX	-1.

Other parameters include 'Load Application' set to 'Displ Control', 'Results Saved' set to 'Multiple States', and 'Nonlinear Parameters' set to 'Default'. The 'Analysis Type' is 'Nonlinear' and 'Geometric Nonlinearity Parameters' are set to 'None'.

Figura 96. Caso de carga AENL-X. Fuente: Propia.

Para realizar el análisis “paso a paso” se realizan las configuraciones respectivas que se indica en el programa que los resultados se guardan en múltiples pasos (Figura 97.a), así como también se controla el desplazamiento para cada fuerza y lo más importante se debe realizar el monitoreo en el nivel superior de la estructura (Figura 97.b).

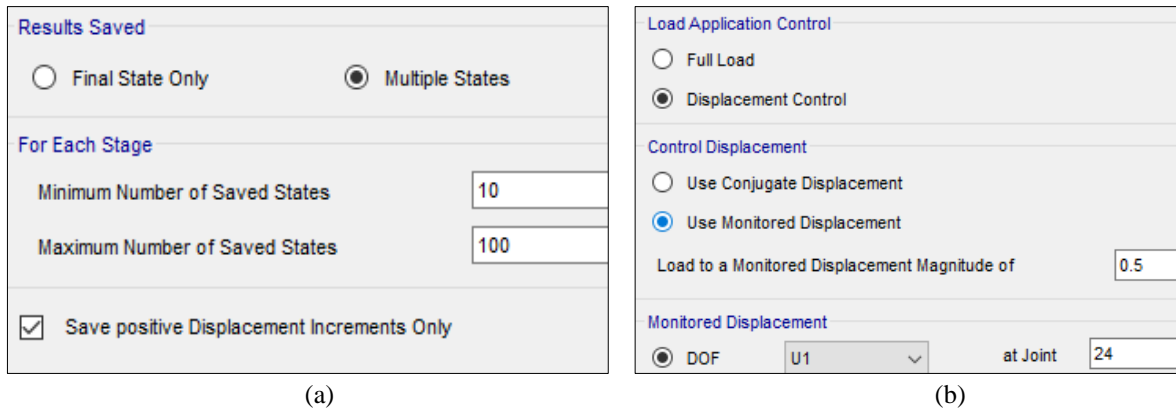


Figura 97. Configuraciones para el AENL-X. Fuente: Propia.

### 3.11.9 Asignación de diafragmas rígidos

Para que la estructura se comporte de manera monolítica y pueda transferir las cargas a las vigas. Las losas aligeradas de 20 centímetros serán las encargadas de transferir cargas.

### 3.11.10 Definición de la fuente de masa

Para la estimación del peso se adicionó a la carga muerta o permanente un 50% porcentaje de la sobrecarga debido a que la edificación es esencial según la norma E.030.

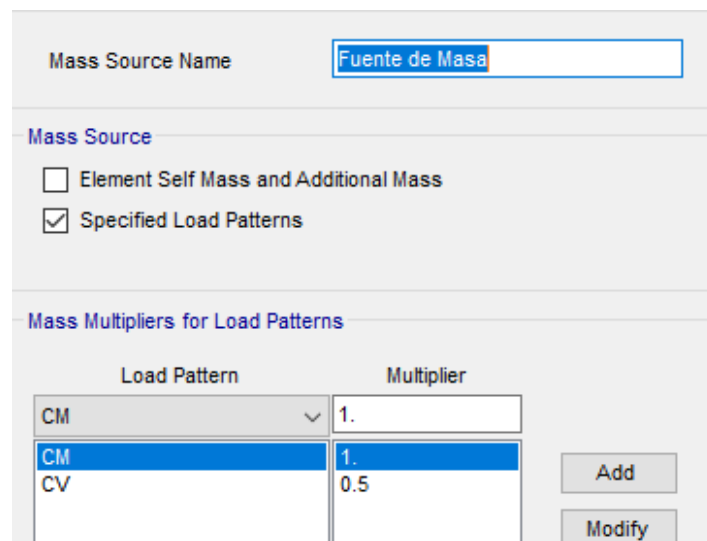


Figura 98. Fuente de masa. Fuente: Propia.

### 3.11.11 Definición de la demanda sísmica

La demanda sísmica para la evaluación corresponde al espectro peligro sísmico uniforme. El espectro de probabilidad uniforme fue generado a nivel nacional por el SENCICO.

Se estimó demanda o sollicitación para diferentes niveles de sismo, ya que debido a la incertidumbre pueden ocurrir cualquiera de ellos. Se tomó las recomendaciones dados por los ingenieros de california del “SEOAC” descritas en las bases teóricas, las cuales son sismo frecuente, ocasional, raro y muy raro con respectivos periodos de retorno de 43, 72, 475 y 970 años.

Se generaron las demandas con la ayuda del Web Aplicativo del SENCICO “Servicio Web de Consultas para la Determinación del Peligro Sísmico en el Territorio Nacional”. En la Figura 99 se puede apreciar la selección de las coordenadas en la institución educativa. Las gráficas y la comparación se presentan en el capítulo IV.

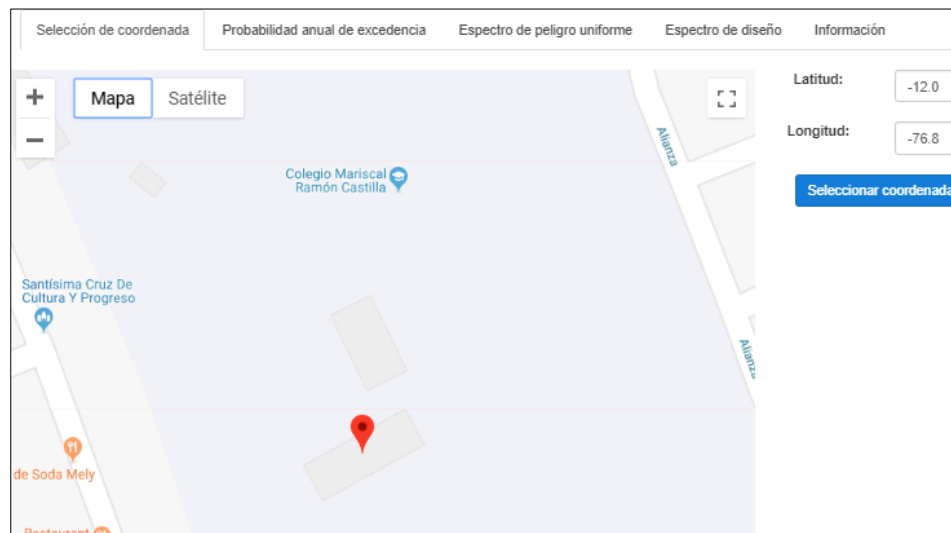


Figura 99. Web aplicativo para la demanda sísmica. Fuente: Propia.

Con la ubicación geográfica de la institución educativa es en latitud  $12^\circ$  y longitud  $76.8^\circ$  se genera los espectros de respuesta según los periodos de retorno.

### 3.11.12 Asignación de rótulas plásticas

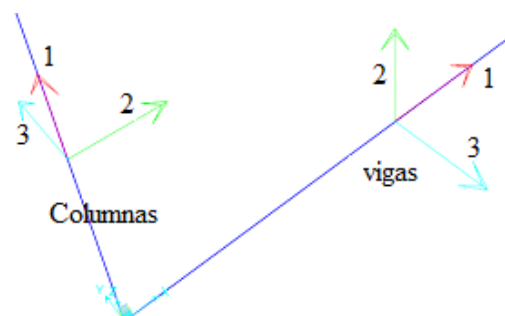
Se asignan las rótulas plásticas para considerar la degradación de la rigidez de la estructura y así poder evaluar su comportamiento en el rango no lineal. Para la fiabilidad del modelamiento sísmico se asignan en los extremos de las columnas y vigas a un 5% de sus longitudes libres (Celi & Arellano, 2014). Para realizar la asignación lo primero se seleccionan todas las vigas y se configura de la manera siguiente como se muestra en la Figura 100. Las rótulas se asignan de forma automática para el frame.



Figura 100. Rótulas plásticas. Fuente: Propia

De la misma manera se realizan para las columnas, con la diferencia que el análisis lo realiza en los grados de libertad (Degree of Freedom) con el P-M2-M3, es decir tomando los momentos en las dos direcciones “X” e “Y”

Nota: La convención de los ejes locales son los siguientes: Eje 1, eje 2 y eje 3. Como se muestra en el gráfico.



### 3.11.13 Fuentes de la inelasticidad

La inelasticidad es la relación no lineal entre relaciones, por lo cual no cumple con la ley de elasticidad. Las fuentes de inelasticidad son principalmente dos: La inelasticidad del material constitutivo y la inelasticidad geométrica (De la colina, 2016). El análisis en el rango no lineal permite cuantificar los daños que puedan presentarse en una estructura, ya que en el rango elástico las estructuras no tienen daños y las relaciones esfuerzo y deformación son constantes y cumplen la ley de Hooke.

#### 3.11.13.1 *Inelasticidad de los materiales*

La no linealidad de los materiales se debe principalmente cuando la relación esfuerzo deformación unitaria no guarda una relación lineal. La inelasticidad de los materiales está fundamentada según las leyes constitutivas de los materiales o llamados también modelos esfuerzo y deformación unitaria (Chang, 2015).

##### a) *Ley constitutiva del acero de refuerzo*

Se usa el modelo de Park y Paulay propuesto en el año de 1975. La Figura 101 muestra la curva esfuerzo vs deformación y se puede apreciar tres zonas notables: Zona elástica, Zona de fluencia y la zona de endurecimiento.

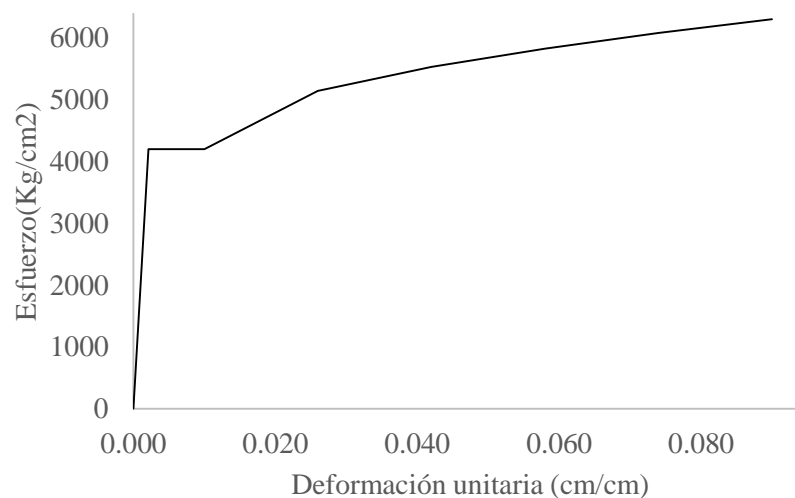


Figura 101. Curva esfuerzo deformación del refuerzo. Fuente: Propia.

En la zona elástica las tensiones son pequeñas, crecen proporcionalmente a los esfuerzos, así cumpliéndose la ley de Hooke. Para el acero de refuerzo en estudio, el límite de elasticidad es de 4200 kg/cm<sup>2</sup> con su respectiva deformación unitaria de 0.002.

La zona de fluencia según Chang (2015) se considera “flujo plástico perfecto” y en la investigación se da desde la deformación unitaria de 0.002 hasta 0.010. Finalmente, la zona de endurecimiento se da hasta llegar a la rotura del acero de refuerzo con una deformación unitaria de 0.09.

### ***b) Ley constitutiva del concreto***

Para el concreto se usó el modelo de Mander de concreto confinado por la facilidad del software que tiene incorporado. La resistencia a la compresión en un concreto confinado aumenta la capacidad de deformación y también incrementa a la resistencia a compresión misma. Todo esto gracias a la cuantía de refuerzo y los estribos de confinamiento.

La Figura 102 muestra la relación esfuerzo y deformación para el concreto de resistencia 175 kg/cm<sup>2</sup>. Se puede ver que la resistencia máxima se da en una deformación unitaria aproximada de 0.003, característico del concreto.

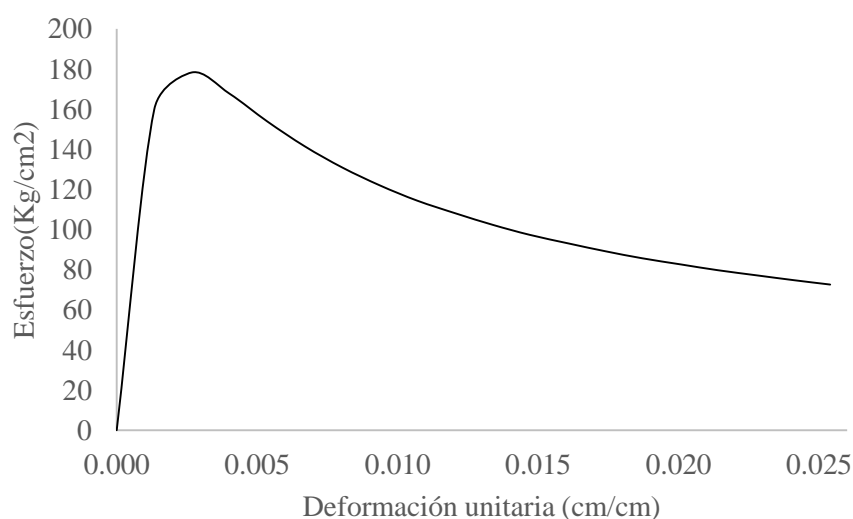


Figura 102. Esfuerzo-deformación del concreto  $f'_c=175$  kg/cm<sup>2</sup>. Fuente: Propia.

### 3.11.13.2 Inelasticidad geométrica

La inelasticidad geométrica es aquella donde las relaciones cargas y desplazamiento no guardan una relación lineal. También es aplicable a diferentes relaciones como la relación momento y curvatura y la relación momento y rotación. Es decir, se debe cuando la sollicitación excede su capacidad permisible en los elementos de una estructura.

La Figura 103 ilustra el diagrama de la relación momento y la curvatura de la columna 1 (C1-25x45), en donde la curvatura de fluencia ocurre en 0.0116 (1/m) con un momento de fluencia de 11.30 tn-m. Asimismo la curvatura ultima ocurre en 0.1939 (1/m) con un momento de ultimo de 14.79 tn-m.

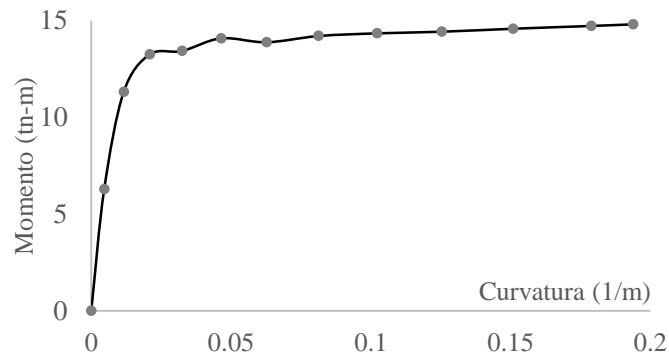


Figura 103. Momento curvatura-C1. Fuente: Propia.

Y en la Figura 104 se ilustra el diagrama de la relación momento y la curvatura de la columna 2 (C1-30x45). La curvatura de fluencia ocurre en 0.0116 (1/m) con un momento de fluencia de 15.69 tn-m y la curvatura ultima ocurre en 0.1509 (1/m) con un momento de ultimo de 20.69 tn-m. La capacidad de la columna dos es relativamente mayor en comparación con la columna uno debido a la mayor sección.

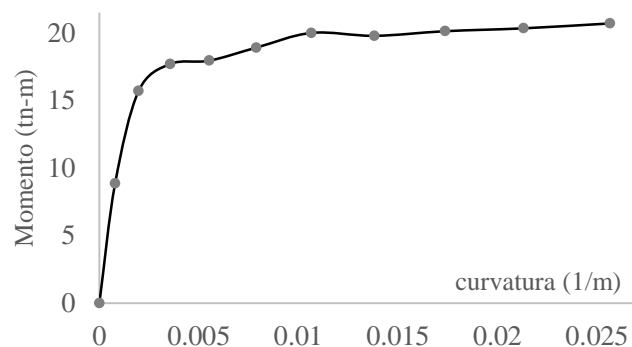


Figura 104. Momento curvatura-C2. Fuente: Propia.

### 3.11.14 Modelo para ser analizado mediante el AENL

En la Figura 105 se muestra el modelo finalizado y listo para ser realizado mediante el análisis estático no lineal o comúnmente llamado “pushover” y en la Figura 106 se muestra los casos a analizar como el análisis no lineal en ambas direcciones.

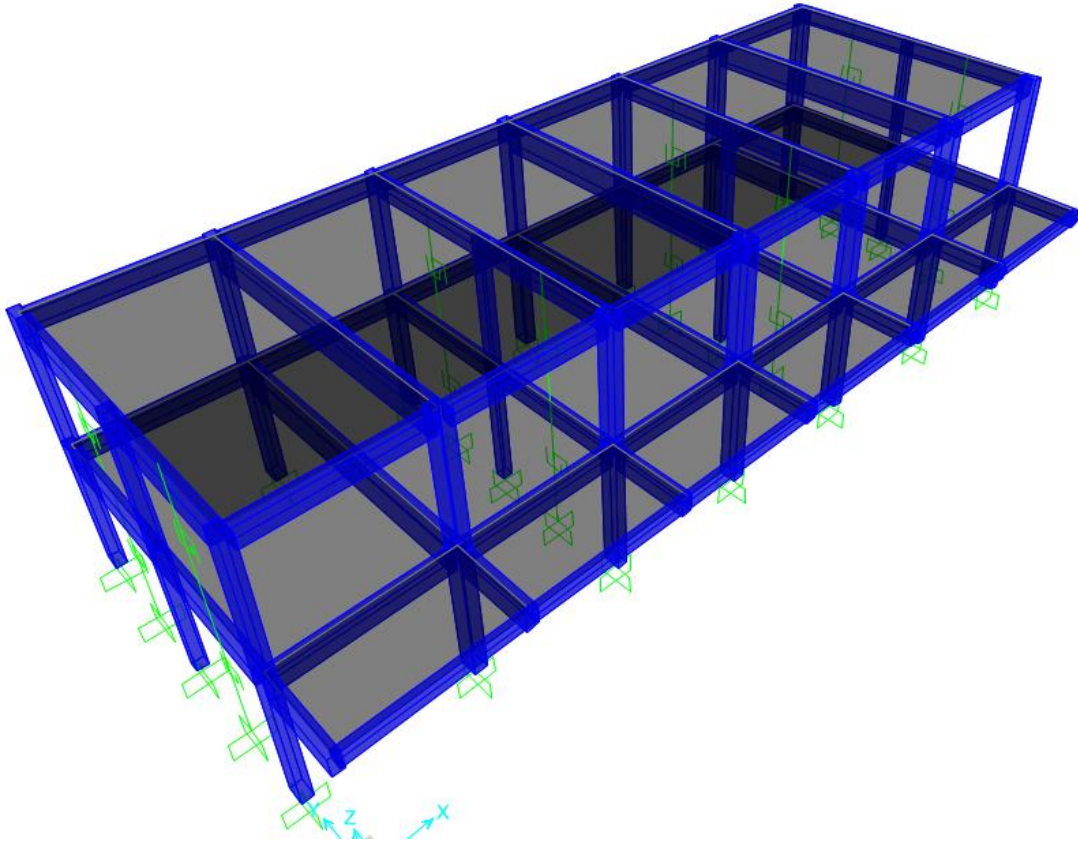


Figura 105. Modelo en 3D. Fuente: Propia

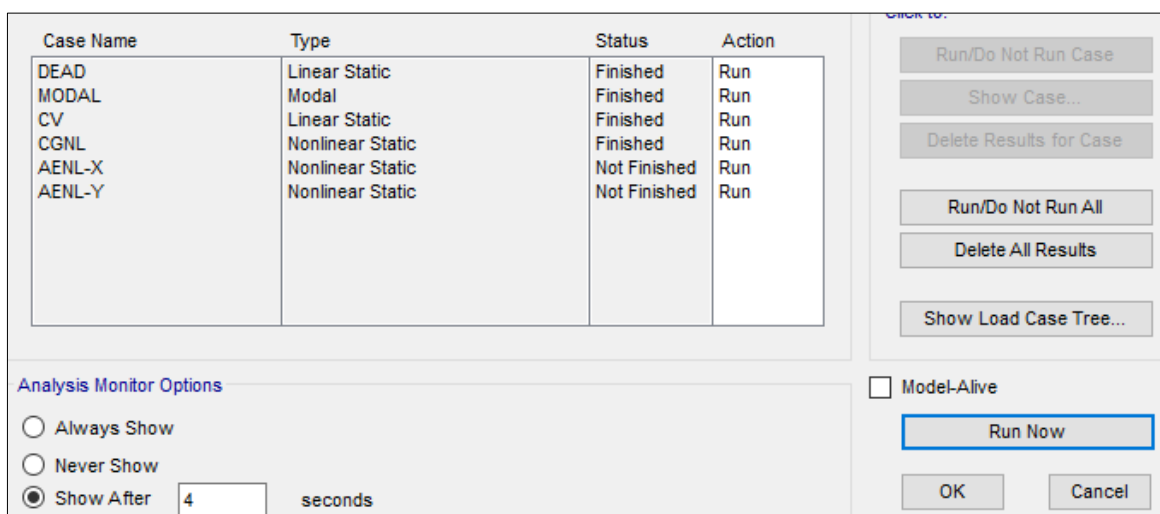


Figura 106. Casos para el análisis.

### 3.12 Evaluación de los estados de daño locales

La capacidad de una estructura se puede evaluar a nivel de elementos, a nivel de entrepiso y de manera global de la estructura. De manera local se realiza por medio de la evaluación de cada uno de sus elementos, es decir evaluar el daño en las columnas y vigas. De manera de entrepiso se puede evaluar mediante las derivas. Finalmente, de manera global de la estructura se evalúa por medio de su curva de capacidad de la estructura.

En esta investigación se evalúa a nivel global de la estructura y a nivel de elementos. En esta sección se verifica los índices de daños locales. Para tal fin se tienen los parámetros y límites de los índices de daño (ID) que se presentan en la Tabla 24.

Tabla 24  
Límites de daño

Estados de daño	Índice de Daño (ID)	Nivel de daño	Observación
Estado de daño (ED 1)	< 0.10	Sin daño	localizado
Estado de daño (ED 2)	0.10 - 0.24	Daño leve	agrietamientos pequeños
Estado de daño (ED 3)	0.25 - 0.40	Daño moderado	desprendimiento del recubrimiento
Estado de daño (ED 4)	0.40 - 1.00	Daño severo	refuerzo expuesto
Estado de daño (ED 5)	> 1.00	Muy severo	Colapso parcial o total

Fuente: Mihai (2013)

Por medio de la ecuación (20) se puede determinar el índice de daño para cada elemento estructural. La ecuación relaciona la capacidad de la sección ante sollicitaciones sísmicas.

$$ID = \frac{\theta_m - \theta_y}{\theta_u - \theta_y} \quad (20)$$

Donde:

ID=Índice de daño local

$\theta_m$  = Rotación máxima resultante del análisis estático inelástico.

$\theta_y$  = Rotación de fluencia

$\theta_u$  = Rotación última del elemento

La evaluación de los índices de daño a nivel local se logra por medio de los resultados de la conversión de diagrama de momento curvatura al diagrama momento rotación en términos de su capacidad seccional. Para luego comparar con los resultados del análisis no lineal del diagrama momento rotación en términos de sollicitación.

Como se describió en las bases teóricas que el diagrama momento curvatura puede ser convertido a la relación momento rotación se convirtió únicamente multiplicando la curvatura por la longitud de rótula plástica “Lp”. En esta investigación se usó como longitud equivalente del 5% de la longitud en los extremos de los elementos, validados en su investigación por Celi & Arellano (2014).

En la Figura 107 se presenta el diagrama momento rotación de la columna 1 (C1). Se multiplicó la curvatura por la longitud de rótula plástica de 0.17 metros. Entonces la rotación de fluencia ocurre en 0.001972 (rad) con un momento de fluencia de 11.30 tn-m. Asimismo la rotación última ocurre en 0.03296 (rad) con un momento de último de 14.79 tn-m.

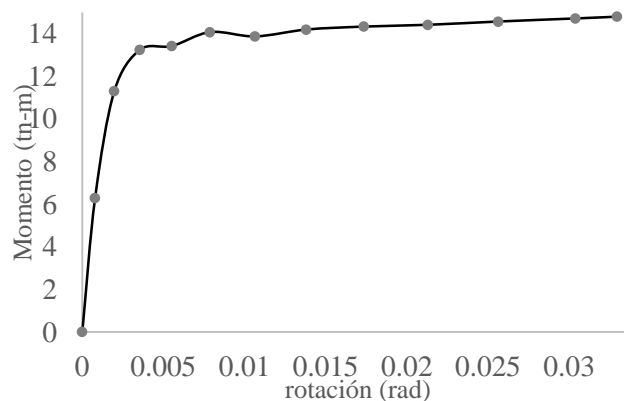


Figura 107. Momento rotación-C1. Fuente: Propia

De manera similar se convierte el diagrama momento rotación de la columna 2 (C2) tal como se presenta en la Figura 108. La rotación de fluencia ocurre en 0.001972 (rad) con un momento de fluencia de 15.69 tn-m y la rotación última ocurre en 0.02565 (rad) con un momento de ultimo de 20.69 tn-m.

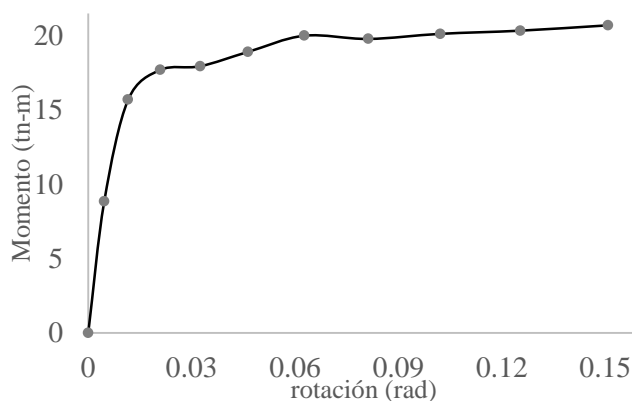


Figura 108. Momento rotación-C2. Fuente: Propia

### 3.12.1 Identificación del paso de desempeño

La identificación del desempeño resulta mediante la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda tal como se describe en las bases teóricas. La respuesta puede ser elástica o inelástica dependiendo del nivel de sismo: Sismo frecuente, ocasional, raro y muy raro. La intersección de una respuesta elástica se da directamente con el espectro de demanda, mientras cuando la respuesta de la estructura es inelástica la respuesta se da por medio de iteraciones.

Luego de que se realiza el análisis no lineal inelástico se determina las coordenadas del desempeño. En el SAP2000 se puede visualizar el llamado *Performance Point* y se presenta en diferentes relaciones como: Relación cortante basal (V), desplazamiento (D); aceleración espectral ( $s_a$ ), desplazamiento espectral ( $s_d$ ) y en la relación periodo efectivo ( $T_{eff}$ ), amortiguamiento efectivo ( $B_{eff}$ ) como se muestra en la Figura 109. Cualquiera de estas relaciones es válida para determinar las coordenadas del desempeño de una edificación y por lo tanto determinar el número de paso correspondiente a dicha coordenada.

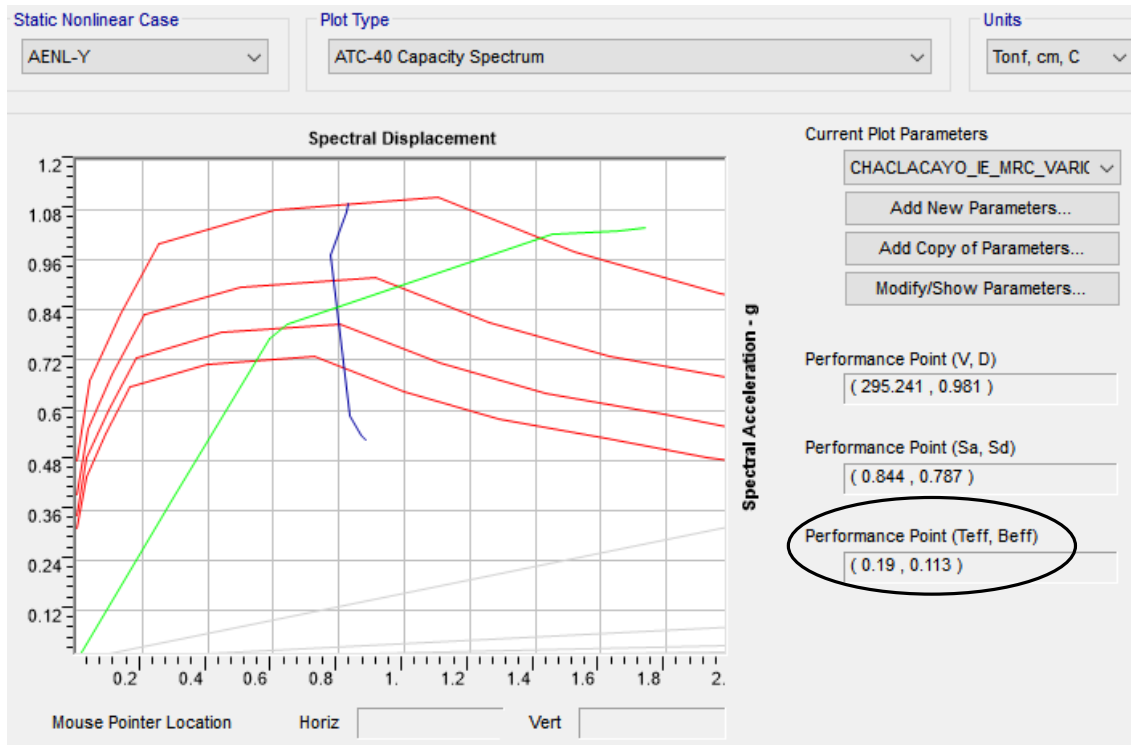


Figura 109. Coordenadas del rendimiento. Fuente: Propia

The figure shows the configuration settings for a pushover analysis. The 'Pushover Parameters Name' section has the name 'CHACLACAYO\_IE\_MRC\_VARIOS'. The 'Demand Spectrum Definition' section is configured with 'Function' selected, 'Chaclacayo-Sismo raro' as the function, and a scale factor 'SF' of 981. The 'Damping Parameters Definition' section shows 'Inherent + Additional Damping' set to 0.05 and 'Structural Behavior Type' set to 'A'. The 'Items Visible On Plot' section includes the following options:

- Show Capacity Curve (Color: Green)
- Show Family of Demand Spectra (Color: Red)
- Show Single Demand Spectrum (ADRS) (Variable Damping) (Color: Blue)
- Show Constant Period Lines at (Color: Grey)

Figura 110. Parámetros del desempeño. Fuente: Propia

Los parámetros de desempeño (Figura 110) que se definen son los siguientes: Las unidades según se desee, la gráfica en términos de aceleración espectral (sa) y desplazamiento espectral (sd), la demanda sísmica de acuerdo al nivel analizado, el amortiguamiento del 5%, el tipo de estructura, la visualización de la curva de capacidad convertido en espectro de capacidad, la visualización de las familias de demandas con los respectivos amortiguamientos (color rojo), la curva de amortiguamiento variable (color azul) y los periodos radiales.

Una vez identificado las coordenadas del rendimiento del edificio se ubica el paso correspondiente del desempeño, en otras palabras, el llamado *Step* en inglés. Para fines demostrativos se mostrará el procedimiento de obtención de las coordenadas del desempeño estructural para la resistencia de 175 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección longitudinal y para el sismo de nivel raro con una demanda pico de 0.48 g.

En la figura anterior (Figura 109) se mostró los resultados del análisis previamente. Tomando el punto de desempeño estructural en función al periodo efectivo (Teff) de 0.19 segundos se estima que el desempeño se encuentra en el paso tres, tal como se ilustra en la siguiente Figura 111.

LoadCase Text	Step Unitless	Teff Sec	Beff Unitless	SdCapacity cm	SaCapacity Unitless	SdDemand cm	SaDemand Unitless	Alpha Unitless	PFPphi Unitless
AENL-Y	0	0.174376	0.05	0	0	0.8271	1.095	1	1
AENL-Y	1	0.174376	0.05	0.2947	0.390214	0.8271	1.095	0.87728	1.317254
AENL-Y	2	0.175423	0.053833	0.59	0.771866	0.8222	1.075521	0.874147	1.319745
AENL-Y	3	0.179188	0.078743	0.6426	0.80565	0.7768	0.973996	0.879351	1.306874
AENL-Y	4	0.239122	0.267647	1.4521	1.022315	0.8355	0.588194	0.924515	1.240214
AENL-Y	5	0.254112	0.299109	1.6512	1.029409	0.8663	0.540054	0.941467	1.230843
AENL-Y	6	0.259259	0.305344	1.7352	1.03925	0.8839	0.529403	0.939296	1.22667
AENL-Y	7	0.259348	0.305559	1.7362	1.039117	0.8841	0.529136	0.939167	1.226663
AENL-Y	8	0.259385	0.305599	1.7368	1.039196	0.8842	0.529064	0.939177	1.227012
AENL-Y	9	0.259389	0.305606	1.7368	1.039194	0.8842	0.529055	0.939176	1.227029
AENL-Y	10	0.259392	0.30561	1.7369	1.0392	0.8842	0.529048	0.939177	1.227058

Figura 111. Paso de desempeño. Fuente: Propia.

De esa manera se realizó la determinación de las coordenadas de desempeño para cada nivel de sismo y por tanto el paso de desempeño. Los resultados de los pasos correspondientes se presenta en la Tabla 25.

Tabla 25  
*Ubicación del desempeño*

Sismos	Dirección X-X			Dirección Y-Y		
	Sa (g)	Sd (cm)	Paso	Sa (g)	Sd (cm)	Paso
Sismo frecuente	0.269	2.10	4	0.38	0.287	1
Sismo ocasional	0.27	2.50	5	0.501	0.381	2
Sismo raro	0.266	4.101	6	0.844	0.787	3
Sismo muy raro	0.267	5.801	7	0.912	1.038	4

*Fuente: Propia*

### **3.12.2 Estimación de los índices de daño**

La finalidad de la identificación del número de paso es para poder determinar la rotación máxima ( $\theta_m$ ) perteneciente a los resultados de las rotulas plásticas. Para mostrar el procedimiento de la estimación de los índices de daño se presenta el ejemplo para la columna ubicado entre los ejes B y 6, pertenecientes a la columna 2. Se tienen los datos de la relación momento rotación, anteriormente descritos.

- La rotación de fluencia ocurre en 0.001972 (rad)
- La rotación última ocurre en 0.02565 (rad)

La rotación máxima se determina de los resultados del análisis estático no lineal. Se presenta los resultados de las rotulas plásticas de la columna específica. La Figura 112 muestra los resultados luego de analizar la estructura. Para un nivel de severidad de sismo raro el desempeño correspondiente es el paso 6. El resultado de la columna es para la dirección longitudinal o dirección X. Entonces la rotación máxima ( $\theta_m$ ) del análisis resulta de 0.005215 en unidades de radianes.

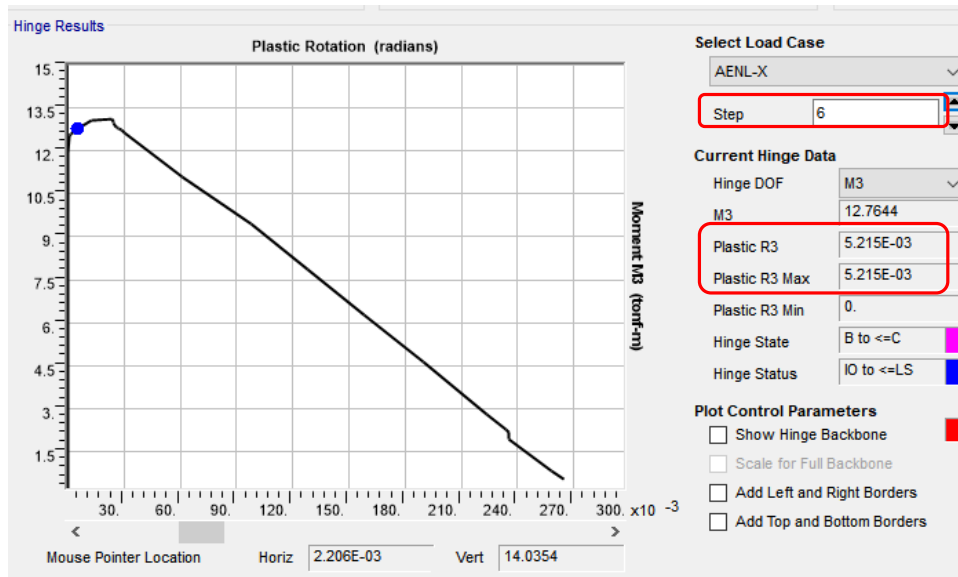


Figura 112. Resultados de las rotulas plásticas. Fuente: Propia

Reemplazando en la ecuación del índice de daño se tiene un ID=0.13. Entonces la columna para un sismo raro tendrá un daño leve con agrietamientos pequeños.

$$ID = \frac{\theta_m - \theta_y}{\theta_u - \theta_y} = \frac{0.005215 - 0.001972}{0.0265 - 0.001972} = 0.1322$$

De esa manera se realiza para todas las columnas y también para las vigas y los resultados se presentan en el capítulo IV. Sin embargo, las vigas no sufren daños por el hecho de tener peraltes con gran capacidad de absorción de esfuerzos. Por ejemplo, se presenta los resultados de la evaluación en la Tabla 26 de las vigas peraltadas 30 x 70 centímetros cuadrados. Tienen un índice de daño menores al 0.10 para ser considerados sin ningún daño.

Tabla 26  
Estados de daño para la viga peraltada

	Viga 2-2			Viga 4-4		
	$\theta_m$	ID	Daño	$\theta_m$	ID	Daño
Sismo frecuente	0	-0.05050306	ED 1	0	-0.05050306	ED 1
Sismo ocasional	0	-0.05050306	ED 1	0	-0.05050306	ED 1
Sismo raro	0	-0.05050306	ED 1	0	-0.05050306	ED 1
Sismo muy raro	0.00009584	-0.04704022	ED 1	0.00009226	-0.04716957	ED 1

Fuente: Propia.

## CAPITULO IV: Resultados y discusión

### 4.1 Resultados del ensayo de esclerometría

En la Tabla 27 se muestran los resultados del ensayo de esclerometría realizado en la estructura de la institución educativa ‘Mariscal Ramón Castilla’ para las cinco muestras en columnas y vigas. Los promedios de las diez lecturas no difieren por más de seis unidades en las cinco muestras. Po tanto el promedio se relaciona con el valor ‘R’ y según el ángulo de aplicación se determinó la resistencia a compresión.

Tabla 27  
Resultados del ensayo esclerométrico

Elemento estructural	Lectura de disparo										Promedio	f <sup>c</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	% resistencia
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
C A-1	28	26	28	30	28	28	27	26	28	26	28	<b>180</b>	102.86
C B-3	28	26	28	29	31	33	30	27	31	33	30	<b>210</b>	120.00
C B-7	30	38	30	32	36	33	30	30	31	35	33	<b>250</b>	142.86
V 2-2	40	38	38	38	41	38	40	42	43	43	40	<b>295</b>	168.57
V 6-6	42	40	43	38	45	41	41	39	39	42	41	<b>310</b>	177.14

Fuente: Propia

Según los resultados en la Tabla 27 se puede apreciar que las vigas peraltadas resultaron con mayor resistencia a la fuerza en compresión. La razón podría fundamentarse al ángulo de aplicación +90° ó en la posición (C) según el nomograma del esclerómetro usado (ver en la Figura 113).

La explicación está en el principio de liberación de energía del resorte ya que la posición de la aplicación del ensayo influye de manera considerable; por que la masa metálica al estar a favor de la gravedad resulta mayor el índice de rebote. Sin embargo, en las columnas se podría decir que están en equilibrio (ángulo de aplicación de 0°), es decir ni a favor ni en contra de la gravedad.

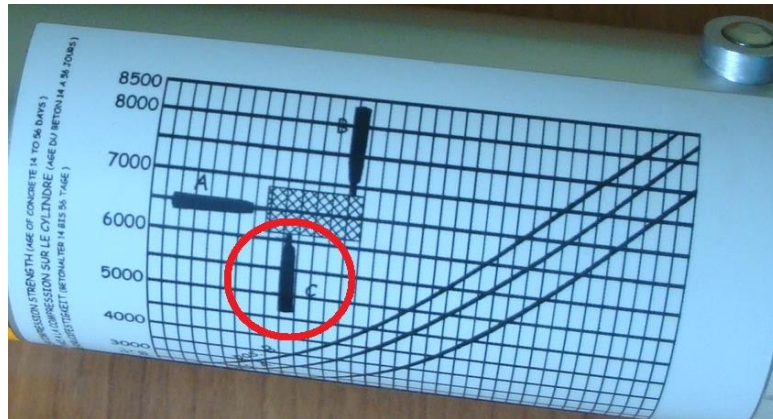


Figura 113. Nomograma del esclerómetro utilizado. Fuente: Propia

También los resultados del ensayo resultaron mayores debido a que en el diseño se especifica una resistencia de 175 kg/cm<sup>2</sup>. El mayor valor resulta un aumento en porcentaje de aproximadamente el 77%, es decir se adiciona su resistencia. Según Quiroz & Salamanca (2006) mencionan que la resistencia a compresión del concreto aumenta con la edad de manera significativa. La Tabla 28 indica el desarrollo de la resistencia en función a los 28 días, es decir en esta edad la resistencia se toma el 100%. Así para los tres días solo alcanza el 35% de su resistencia, para los siete días alcanza el 59% de su resistencia, para los tres meses aumenta en 35% de su resistencia con respecto a los 28 días y finalmente para un año aumenta en 61% de su resistencia con respecto a los 28 días.

Tabla 28  
Desarrollo de la resistencia en función a los 28 días

Resistencia	Envejecimiento del concreto				
Edad	3 días	7 días	28 días	3 meses	1 año
Porcentaje	35	59	100	135	161

Fuente: Quiroz & Salamanca (2006)

De esta manera se evidencia el aumento de la resistencia con el paso del tiempo. La edad del concreto es uno de los factores que afectan la resistencia, esto aunado con la calidad de los materiales empleados y el curado, generan la incertidumbre en la resistencia. Por lo cual los resultados se analizan estadísticamente para elegir resistencias y de esta manera analizar la influencia de la resistencia a compresión en estructuras ya construidas.

## 4.2 Análisis estadístico para los resultados de la muestra

La incertidumbre de la resistencia a la compresión del concreto de una estructura ya construida puede ser compensado con el análisis estadístico de los resultados de las muestras tomadas. De esta manera hacer inferencias y tomar las decisiones con un grado de confianza.

### 4.2.1.1 Medidas de tendencia central

Las medidas de tendencia central localizan el centro de la información y las más importantes son la mediana y la media. Así los resultados del ensayo de esclerometría se ordenan de menor a mayor y observar la concentración de datos.

210 kg/cm<sup>2</sup>      180 kg/cm<sup>2</sup>      250 kg/cm<sup>2</sup>      295 kg/cm<sup>2</sup>      310 kg/cm<sup>2</sup>

Mediana (Me)= 250 kg/cm<sup>2</sup>

Media ( $\bar{x}$ )=249 kg/cm<sup>2</sup>

### 4.2.1.2 Medidas de dispersión

Las medidas de dispersión ayudan a observar el grado de variación de los datos, así como también la homogeneidad. Lo más importante para esta investigación es la desviación estándar de la muestra.

**Recorrido o rango ( $R_e$ )**, representa la diferencia entre el máximo valor de la muestra y el mínimo valor de los datos de la muestra.

$$(R_e = X_{mín} - X_{máx})=180-310=130 \text{ kg/cm}^2$$

### **Desviación estándar**

La desviación estándar es uno de los parámetros más importantes y útiles de la estadística. Representa la variación de datos totales con referencia a su media. Al hacer el respectivo análisis de la desviación estándar se debe diferenciar entre la desviación estándar de una

población y una muestra, debido a que muchas veces las calculadoras están basadas en la desviación estándar de la población (Triolla, 2009).

La ecuación (21) es para la desviación estándar para la población, en donde el símbolo sigma ( $\sigma$ ) es característico para la población.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum(x - \mu)^2}{N}} \quad (21)$$

**Donde:**

N: Tamaño de la población

$\mu$ : Media de una población

$\sigma$ : Desviación estándar de una población

La ecuación (22) es para la desviación estándar para la muestra, donde difiere con la desviación estándar de la población en la división “N” y “n-1”. Por esta ecuación la desviación estándar de la muestra es mayor en comparación a la desviación de la población.

$$S = \sqrt{\frac{\sum(x - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad (22)$$

**Donde:**

n: Tamaño de la muestra

$\bar{x}$ : Media de una muestra

S: Desviación estándar de una muestra

En esta investigación se usa la desviación estándar correspondiente a la muestra. Teniendo los valores de cada uno de los variables se reemplaza en la ecuación (22), de esta manera obtener la desviación estándar muestral para la resistencia del concreto.

$$S = \sqrt{\frac{(249 - 180)^2 + (249 - 210)^2 + (249 - 250)^2 + (249 - 295)^2 + (249 - 310)^2}{5 - 1}} = 55.04$$

La desviación estándar de la muestra resulta de 55.04 kg/cm<sup>2</sup>. Este resultado indica una variación significativa de la resistencia del concreto.

### 4.2.1.3 Prueba de normalidad de distribución

La distribución normal es fundamental en la estadística debido a que los datos se concentran alrededor de la media. También porque tiene este tipo de distribución es representativa para hacer inducciones de una muestra a una población.

La prueba de normalidad se realizó mediante el software estadístico Minitab de versión 18. Este software tiene un interfaz sencillo y se encuentra disponibles en diferentes idiomas. Se realizó la prueba de normalidad de Anderson-Darling que tiene el software en su interfaz y de esta manera ver si los resultados de la muestra siguen una distribución normal. Los criterios que se deben cumplir para las hipótesis sobre si cumple o no con el criterio de distribución normal son los siguientes:

$p \geq 0.05 \Rightarrow$  Los datos de la muestra siguen una distribución normal de frecuencias.

$p \leq 0.05 \Rightarrow$  Los datos de la muestra no siguen una distribución normal de frecuencias

En la Figura 114 se presenta los resultados de la prueba consistente en relacionar la probabilidad acumulada con los valores de la muestra. Se muestra los resultados de la media y la desviación estándar y el parámetro para determinar la normalidad de la distribución con un valor de probabilidad (p) de 0.69.

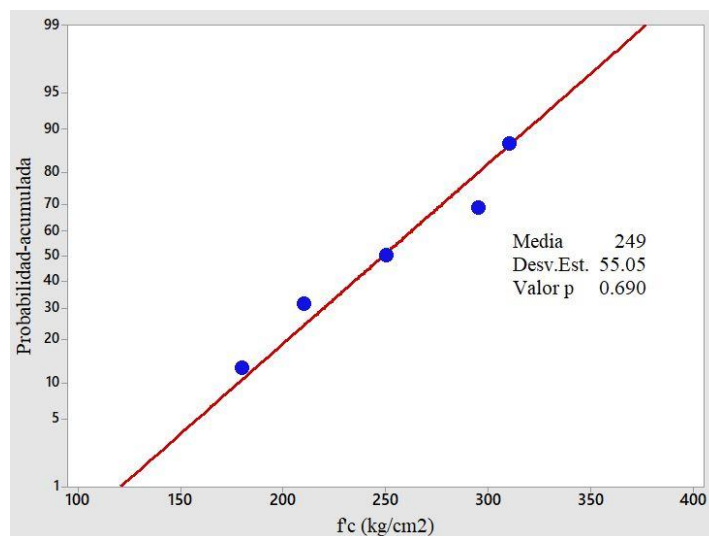


Figura 114. Prueba de normalidad. Fuente: Propia.

Los resultados indican que  $p \geq 0.05$ , por lo cual se concluye que los datos de la muestra proceden de una distribución normal. Esta se puede corroborar al graficar la curva de distribución normal mostrado en la Figura 115, donde también se corrobora la desviación estándar de la muestra y su respectivo promedio aritmético.

La ecuación que caracteriza cada uno de los puntos de la distribución normal estándar es la siguiente ecuación (23). Esta ecuación está en función de dos parámetros imprescindibles: La media y su desviación estándar. La condición es que deber tener una forma de campana, por lo que los valores se acercan a la media de dicha muestra.

$$y = \frac{e^{-0.5 * \left(\frac{x - \bar{x}}{s}\right)^2}}{s * \sqrt{2\pi}} \quad (23)$$

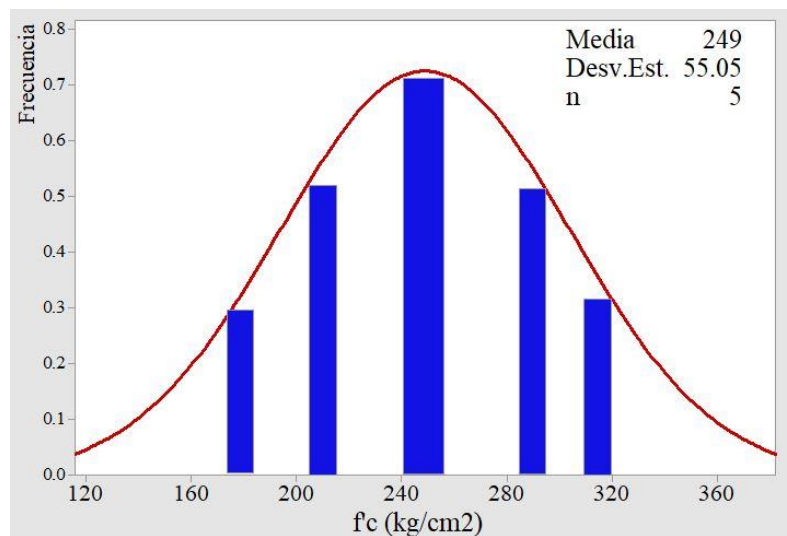


Figura 115. Curva de distribución normal de la muestra. Fuente: Propia.

La ventaja de que los resultados de la muestra sigan una distribución normal es que se puede determinar los “valores muestrales” mínimos y máximos dentro de dos desviaciones estándar de la media en un nivel de confianza al 95% (Triolla, 2009). Entonces el valor mínimo maestral es 138.9 kg/cm<sup>2</sup> y el valor máximo maestral es 359.10 kg/cm<sup>2</sup>. Por lo cual se elige 10 resistencias a intervalos de 20 kg/cm<sup>2</sup>: 175 kg/cm<sup>2</sup>, 190 kg/cm<sup>2</sup>, 210 kg/cm<sup>2</sup>, 230 kg/cm<sup>2</sup>, 250 kg/cm<sup>2</sup>, 270 kg/cm<sup>2</sup>, 290 kg/cm<sup>2</sup>, 310 kg/cm<sup>2</sup>, 330 kg/cm<sup>2</sup> y 350 kg/cm<sup>2</sup>.

### 4.3 Demanda sísmica

Se estimó el nivel de demanda sísmica para realizar el análisis de vulnerabilidad de la institución educativa. Y con la finalidad de realizar el análisis de fragilidad se usaron los espectros de peligro uniforme de acuerdo a la ubicación geográfica del área de estudio. Los espectros se calcularon por medio del aplicativo web del SENCICO, “Servicio Web de Consultas para la Determinación del Peligro Sísmico en el Territorio Nacional” en las coordenadas longitud 12 y latitud 76.8.

En la Figura 116 se muestra las funciones de los espectros de respuesta para realizar el análisis de la vulnerabilidad sísmica y así estimar su rendimiento ante estas demandas sísmicas. Se representan los sismos para los periodos de retorno de 43 años (sismo frecuente), 72 años (sismo ocasional), 475 años (sismo raro) y 970 años (sismo muy raro), con aceleraciones máximas de 0.17 g, 0.23 g, 0.48 g y 0.58 g respectivamente.

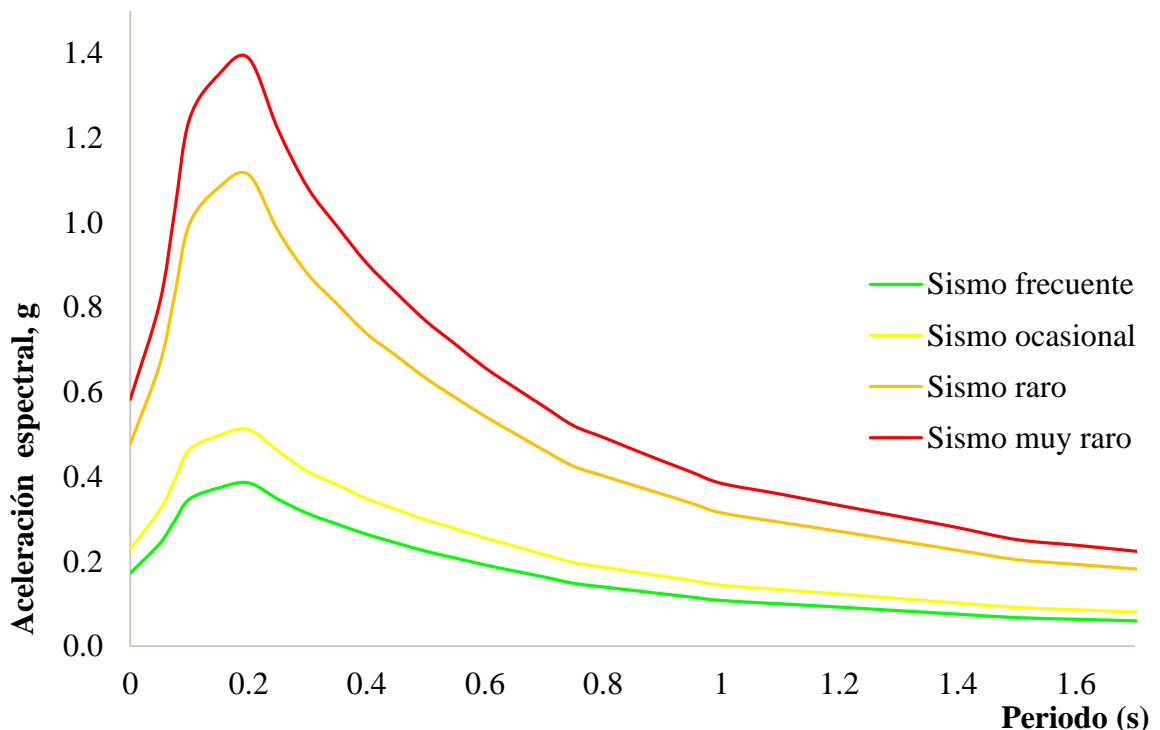


Figura 116. Espectro de aceleraciones para la localización. Fuente: Propia

Las demandas obtenidas por medio del aplicativo web del SENCICO difieren con los valores máximos que se estuvieron evaluando edificaciones. La Tabla 29 muestra la comparación de los valores estimados por investigadores y que se usan para la evaluación de edificaciones por medio de criterios de desempeño. La comparación de los valores de la Tabla 29 se lleva a un gráfico ilustrativo para ver la magnitud de la diferencia entre los coeficientes máximos del suelo.

Tabla 29  
Comparación de la demanda

Nivel de sismo	Muñoz et al., 2015 (g)	Web aplicativo (g)	% Variación
Frecuente	0.2	0.17	-15.81%
Ocasional	0.25	0.23	-9.22%
Raro	0.4	0.48	16.27%
Muy raro	0.5	0.58	14.21%

Fuente: Propia

Los coeficientes sísmicos que se obtuvieron por medio del Web aplicativo con respecto a los coeficientes hallados anteriormente son menores en un 16% y 9% para los sismos frecuentes y ocasionales respectivamente. Y para los sismos raro y muy raro son mayores en un 16 % y 14% respectivamente (Figura 117). La razón puede ser que actualmente hay más estaciones sísmicas que monitorean los sismos y de esta base de datos se determina los coeficientes máximos en un movimiento del suelo por medio de la ciencia de la sismología.

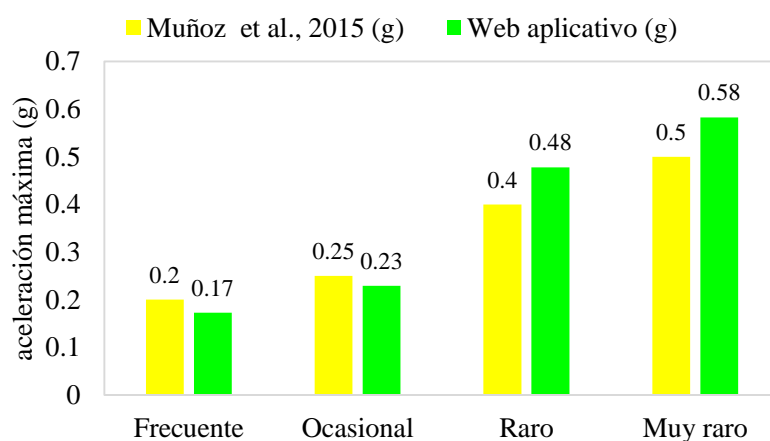


Figura 117. Comparación de las demandas. Fuente: Propia

#### 4.4 Niveles de desempeño para cada resistencia a compresión del concreto

##### 4.4.1 Para una resistencia de 175 kg/cm<sup>2</sup>

En la Figura 118 se muestra la capacidad de la estructura de resistencia de 175 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “X”. El limite elástico corresponde hasta un desplazamiento de dos centímetros con el respectivo cortante basal aproximado de 100 toneladas. Se inicia la pérdida de capacidad en aproximadamente 10.13 centímetros con 108.14 toneladas.

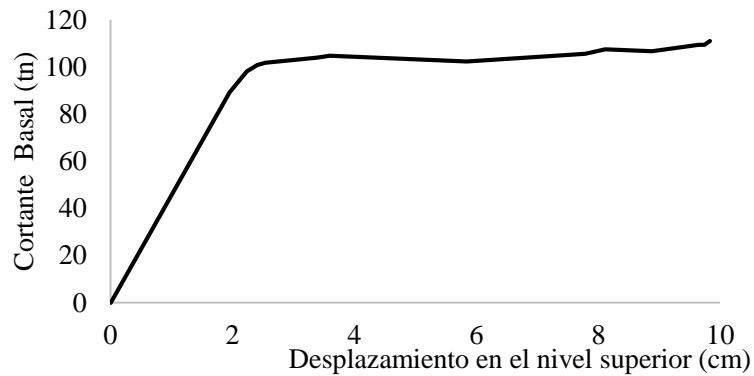


Figura 118. Curva de capacidad,  $f_c=175$  kg/cm<sup>2</sup>, dir X. Fuente: Propia

La estructura de la institución educativa en la dirección “X” (Figura 119) presenta un comportamiento aceptable para el sismo frecuente y ocasional debido que las actividades se pueden continuar inmediatamente después del terremoto. Para los sismos raro y muy raro tiene un desempeño de Seguridad de Vida, es decir la estructura se mantendría estable y la reparación de la estructura es posible pero no económicamente viable.

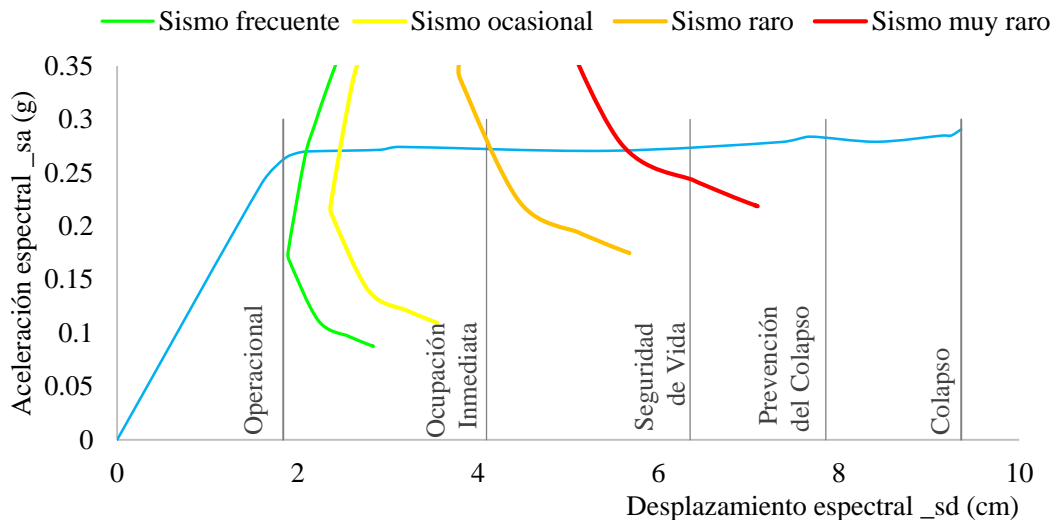


Figura 119. Desempeño para 175 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “X”. Fuente: Propia

En la dirección “Y” para la resistencia de 175 kg/cm<sup>2</sup> se presentan los resultados y el análisis respectivo. Es así que la Figura 120 se aprecia la capacidad de la estructura, en esta dirección tiene una resistencia hasta los 341 toneladas a pesar de ello tiene un limitado desplazamiento en el techo de 1.87 centímetros.

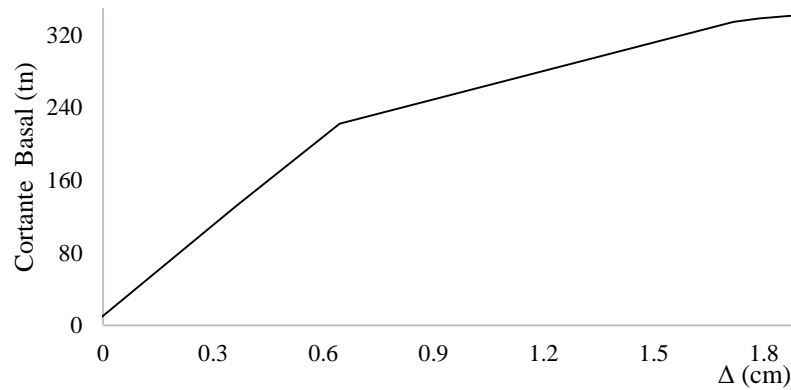


Figura 120. Curva de capacidad,  $f_c=175$  kg/cm<sup>2</sup>, dir Y. Fuente: Propia

La razón de la capacidad considerable de 341 toneladas es la contribución de los muros de albañilería que se encuentran alternados con los pórticos.

En la Figura 121 se muestra los resultados obtenidos luego del análisis. Los resultados indican que la estructura tiene un nivel de rendimiento de Operacional hasta los sismos frecuentes y ocasional. Sin embargo, a partir de un nivel de sismo raro la estructura tiene un comportamiento de Seguridad de vida. Para el sismo muy raro tiene un comportamiento de prevención del colapso.

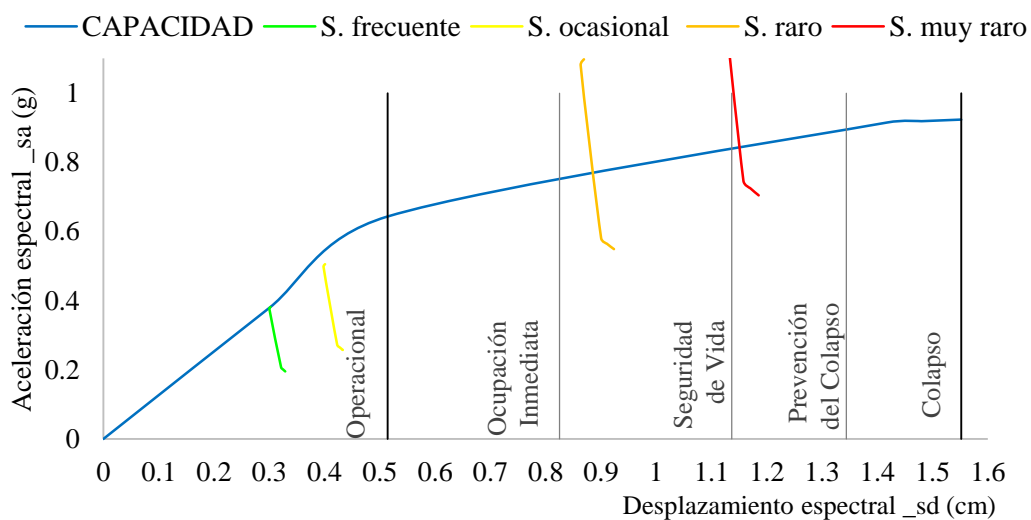


Figura 121. Desempeño para 175 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “Y”. Fuente: Propia

#### 4.4.2 Para una resistencia de 190 kg/cm<sup>2</sup>

En la Figura 122 se muestra la capacidad que podría tener la estructura de una resistencia de 190 kg/cm<sup>2</sup>. El límite elástico se encuentra hasta un aproximado de dos centímetros con una cortante de 100 toneladas. El límite inelástico se inicia después la finalización del rango elástico y llega a su máxima capacidad en 111.79 toneladas y con un desplazamiento de 9.99 centímetros en el nivel superior.

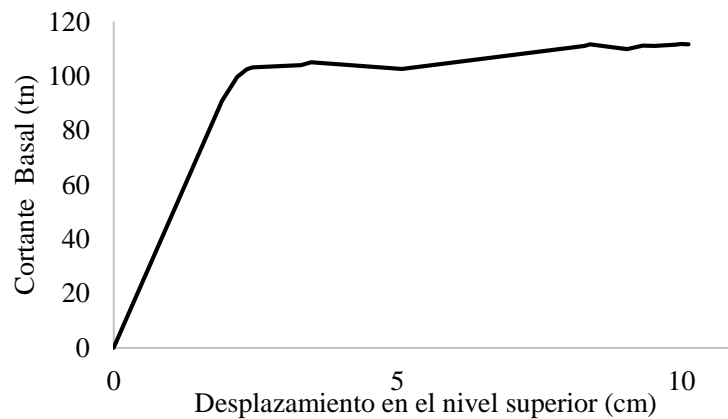


Figura 122. Curva de capacidad-f'c=190 kg/cm<sup>2</sup>-dir X. Fuente: Propia

La estructura en la dirección “X” para una resistencia de 190 kg/cm<sup>2</sup> (Figura 123) presenta un desempeño solamente para estructuras básicas en los sismos frecuente y ocasional, mas no para una edificación esencial. Pero para el nivel de sismo raro cumple con los objetivos de desempeño de una esencial.

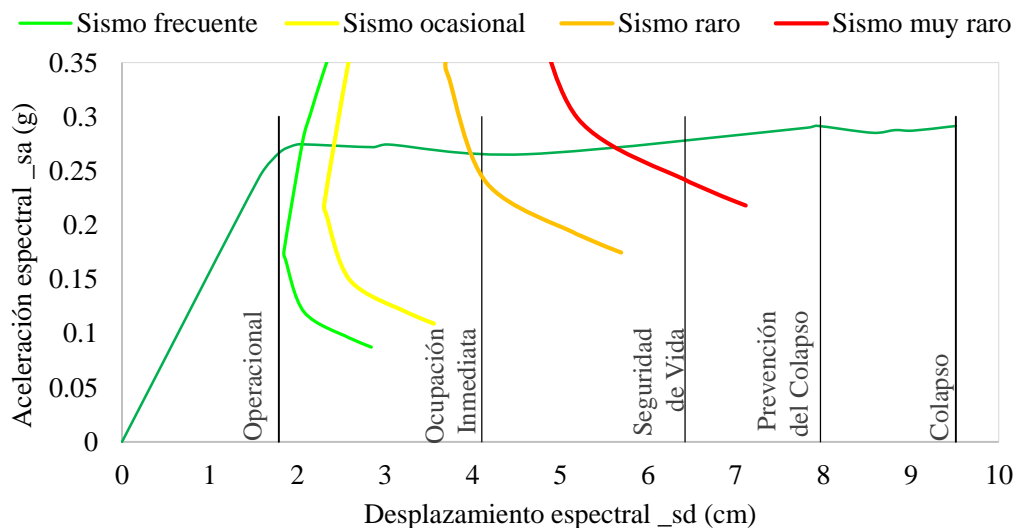


Figura 123. Desempeño para 190 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “X”. Fuente: Propia

Para la resistencia analizada en la dirección “Y” para la resistencia de 190 kg/cm<sup>2</sup>, se muestra la capacidad de la estructura hasta un desplazamiento de 1.85 centímetros con 344 toneladas, así incrementándose la capacidad. Ver en la Figura 124.

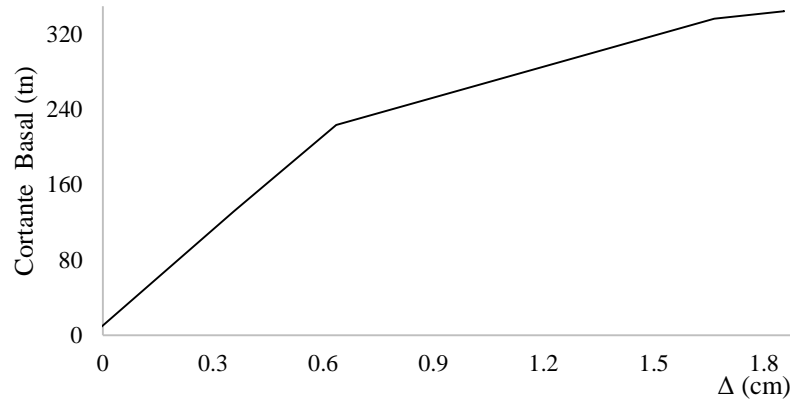


Figura 124. Curva de capacidad,  $f'_c=190$  kg/cm<sup>2</sup>, dir Y. Fuente: Propia

Para la dirección transversal o eje “Y” se puede mostrar los resultados en la Figura 125. Con la resistencia de 190 kg/cm<sup>2</sup> se va incrementando gradualmente su capacidad. Sin embargo, la capacidad de desplazamiento se ve afectado por la misma rigidez.

Los desempeños esperados para la dirección analizada y la resistencia de 190 kg/cm<sup>2</sup> son de Operacional para los sismos frecuentes y ocasionales. Con esta resistencia del concreto, mejora considerablemente su desempeño por lo que para el sismo raro y muy raro está en el desempeño de Seguridad de vida, así se cumple la filosofía de las normas.

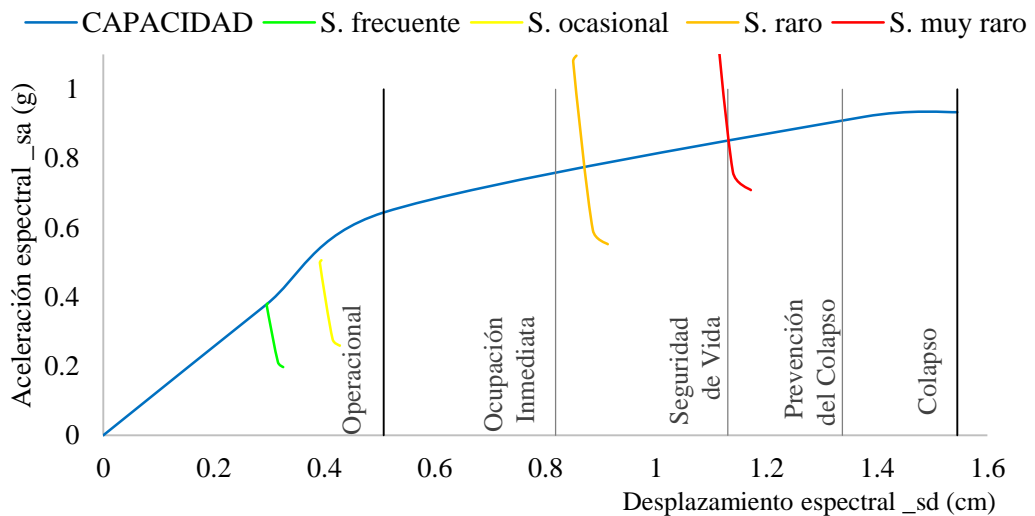


Figura 125. Desempeño para 190 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “Y”. Fuente: Propia

### 4.4.3 Para una resistencia de 210 kg/cm<sup>2</sup>

Para la resistencia que más se utiliza en las construcciones de 210 kg/cm<sup>2</sup>, la Figura 126 muestra la capacidad de la estructura en la dirección longitudinal. La capacidad elástica hasta un desplazamiento aproximado de dos centímetros en el límite elástico y se inicia la degradación de su rigidez en 9.96 centímetros correspondiente a aproximadamente 114 toneladas.

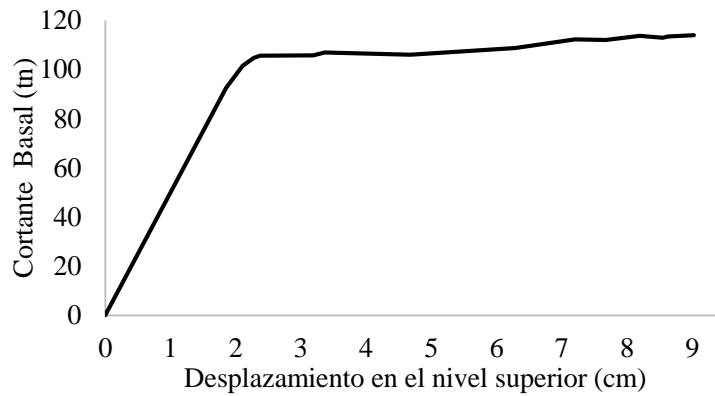


Figura 126. Curva de capacidad- $f'c=210$  kg/cm<sup>2</sup>-dir X. Fuente: Propia

Para el rendimiento en la dirección longitudinal se puede observar que el nivel de desempeño va mejorando, proporcional al aumento de la resistencia del concreto. Ahora se el nivel de sismo raro se acerca al estado de Ocupación Inmediata con nivel de daño leve. El sismo muy raro se encuentra en la Seguridad de Vida.

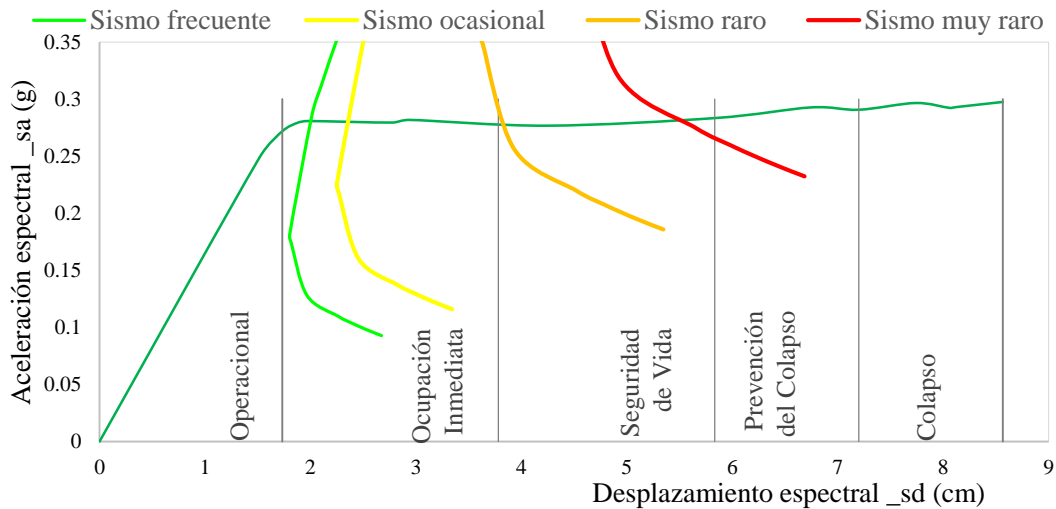


Figura 127. Desempeño para 210 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección "X". Fuente: Propia

En la dirección transversal para la respectiva resistencia de 210 kg/cm<sup>2</sup> se puede notar que la curva de capacidad se va incrementando de manera gradual aproximadamente en tres toneladas con respecto a la estructura analizado de 190 kg/cm<sup>2</sup>, pero la capacidad de desplazamiento se ve afectado y reduce gradualmente a 1.84 centímetros. Se puede mostrar en la siguiente Figura 128.

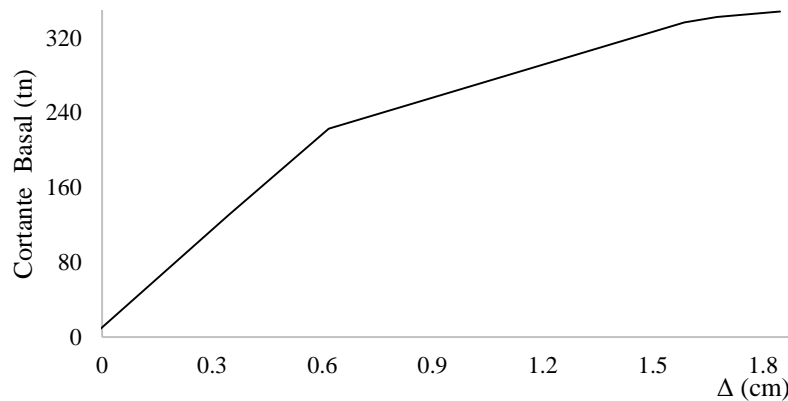


Figura 128. Curva de capacidad,  $f'_c=210$  kg/cm<sup>2</sup>-dir Y. Fuente: Propia

La dirección transversal (Y) se puede mostrar los resultados en la Figura 129. Con la resistencia de 210 kg/cm<sup>2</sup> se va incrementando gradualmente su capacidad, sin embargo la capacidad de desplazamiento se ve afectado por la misma rigidez. Los sismos frecuente y ocasional se encuentran en la zona elástica, mientras el sismo raro sigue en la seguridad de vida y el sismo muy raro incursiona en la seguridad de vida con daños moderados en la estructura.

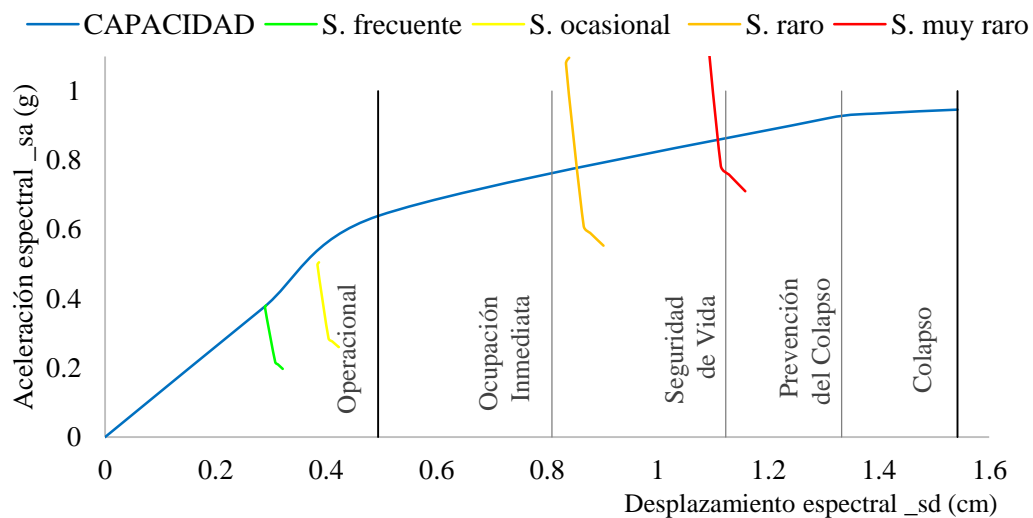


Figura 129. Desempeño para 210 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección "Y". Fuente: Propia

#### 4.4.4 Para una resistencia de 230 kg/cm<sup>2</sup>

Para la resistencia de 230 kg/cm<sup>2</sup> y en la dirección “X” se puede apreciar en la Figura 130 la curva de capacidad. Esta curva describe su comportamiento durante toda la sollicitación hasta llegar a la inestabilidad. El límite elástico corresponde hasta un aproximado desplazamiento de dos centímetros y la zona inelástica alcanza hasta un desplazamiento de 9.56 centímetros con una fuerza de 115.79 toneladas.

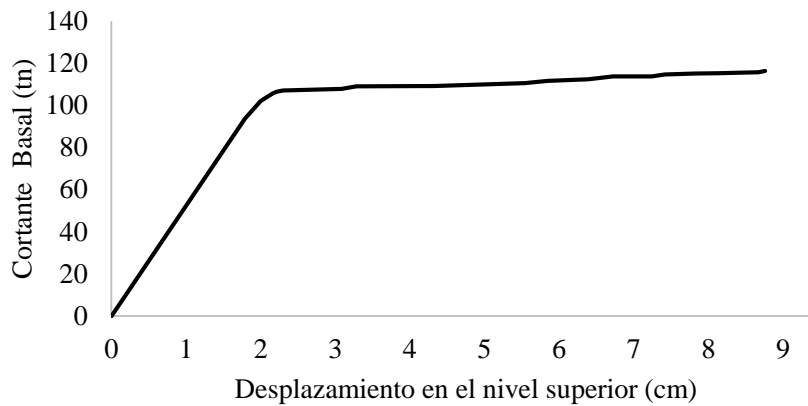


Figura 130. Curva de capacidad,  $f_c=230$  kg/cm<sup>2</sup>-dir X. Fuente: Propia

En la Figura 131 se muestra los correspondientes desempeños. Apreciar como la estructura se comporta es importante. Para la resistencia de 230 kg/cm<sup>2</sup> el comportamiento mejora frente a la sollicitación. Los sismos raros, ocasional y frecuente ahora se encuentran con buen desempeño, mientras el sismo raro sigue crítico.

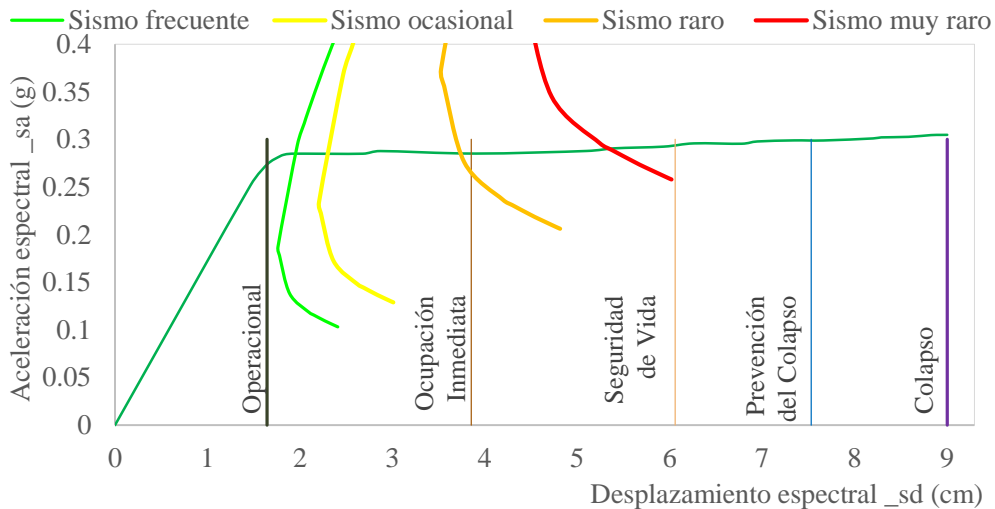


Figura 131. Desempeño para 230 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “X”. Fuente: Propia

Para el edificio con resistencia de 230 kg/cm<sup>2</sup> y en la dirección “Y” o llamado también transversal se puede apreciar en la Figura 132 la curva de capacidad correspondiente. Esta curva describe el monitoreo de su fuerza lateral y su desplazamiento, durante toda la imposición sísmica y finalmente llegar a la inestabilidad. El límite elástico corresponde hasta un aproximado desplazamiento de medio centímetro y la zona inelástica alcanza hasta un desplazamiento de 1.84 centímetros con una cortante basal de 352 toneladas.

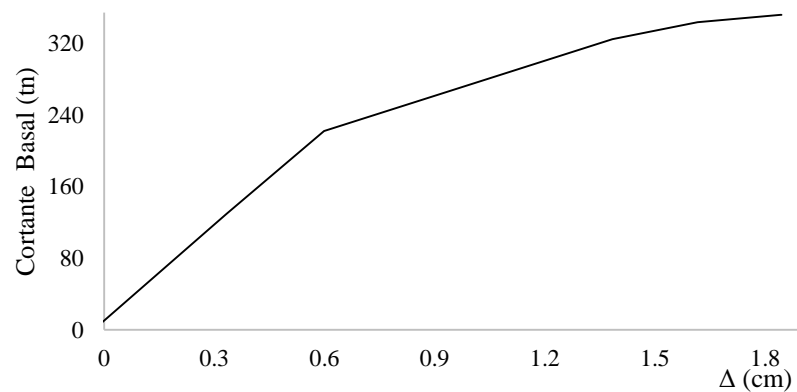


Figura 132. Curva de capacidad,  $f_c=230$  kg/cm<sup>2</sup>-dir Y. Fuente: Propia

Los desempeños para la resistencia de 230 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “Y” (Figura 133), tienen desempeños que pueden considerarse aceptables para objetivos básicos. Los sismos frecuente y ocasional se encuentran en el desempeño de Operacional. El sismo raro se acerca a la Ocupación inmediata y el sismo muy raro se mantiene en la zona de daño moderado.

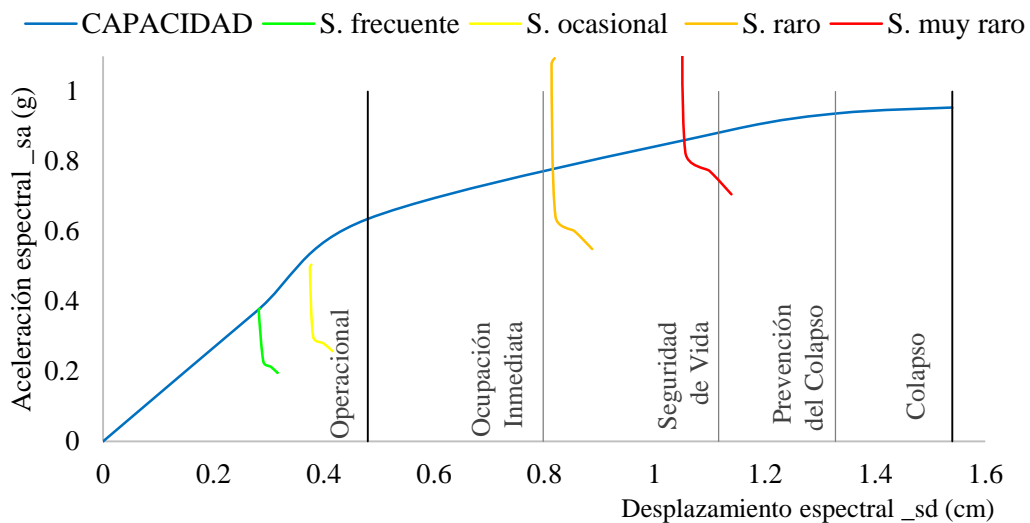


Figura 133. Desempeño para 230 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “Y”. Fuente: Propia

#### 4.4.5 Para una resistencia de 250 kg/cm<sup>2</sup>

Para la resistencia de 250 kg/cm<sup>2</sup> y en la dirección “X” se puede apreciar en la Figura 134 la curva de capacidad. Esta curva describe su comportamiento durante toda la sollicitación hasta llegar a la inestabilidad. El límite elástico corresponde hasta un aproximado desplazamiento de dos centímetros y la zona inelástica alcanza hasta un desplazamiento de 9.46 centímetros con una fuerza de 116.81 toneladas.

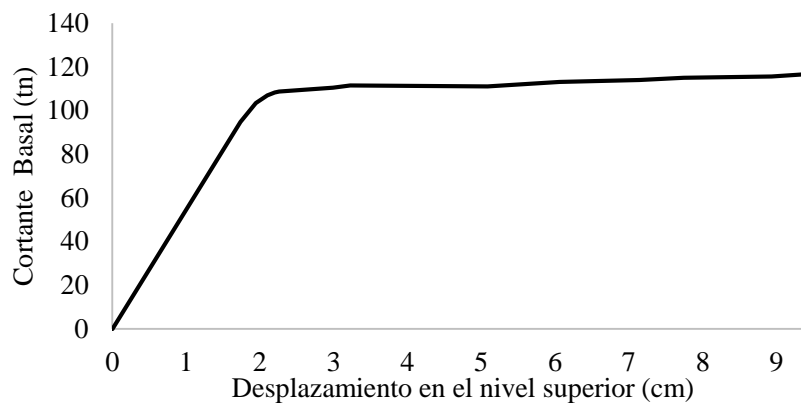


Figura 134. Curva de capacidad,  $f_c=250$  kg/cm<sup>2</sup>-dir X. Fuente: Propia

En la Figura 135 se muestra los correspondientes desempeños. Apreciar como la estructura se comporta es importante. Para la resistencia de 250 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “X” el comportamiento mejora frente a la sollicitación. Los sismos raros, ocasional y frecuente ahora se encuentran con buen desempeño, mientras el sismo raro tiene un desempeño de seguridad de vida.

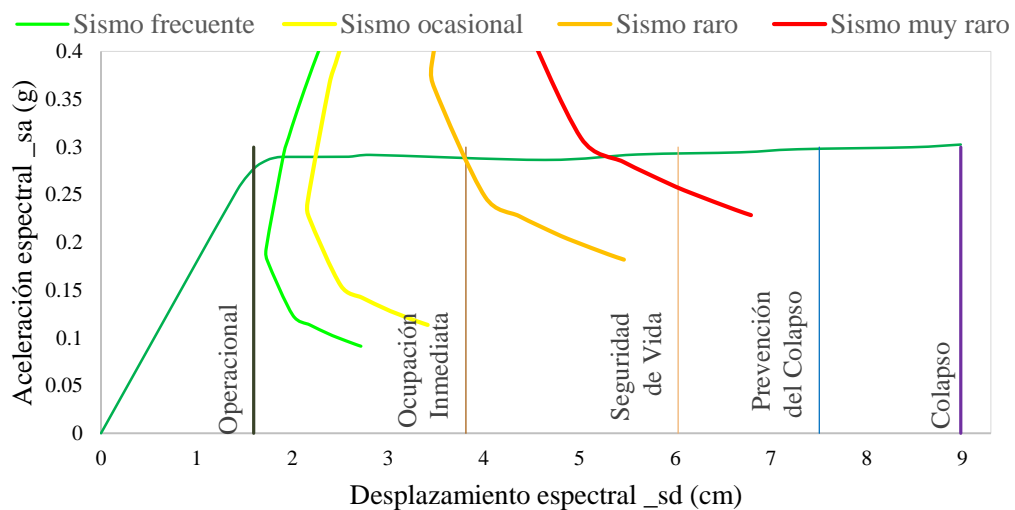


Figura 135. Desempeño para 250 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “X”. Fuente: Propia

Para el edificio con resistencia de 250 kg/cm<sup>2</sup> y en la dirección “Y” o llamado también transversal se puede apreciar en la Figura 136 la curva de capacidad correspondiente. Esta curva describe el monitoreo de su fuerza lateral y su desplazamiento. Así el límite elástico corresponde hasta un aproximado desplazamiento de medio centímetro y la zona inelástica alcanza hasta un desplazamiento de 1.84 centímetros con una cortante de 355 toneladas.

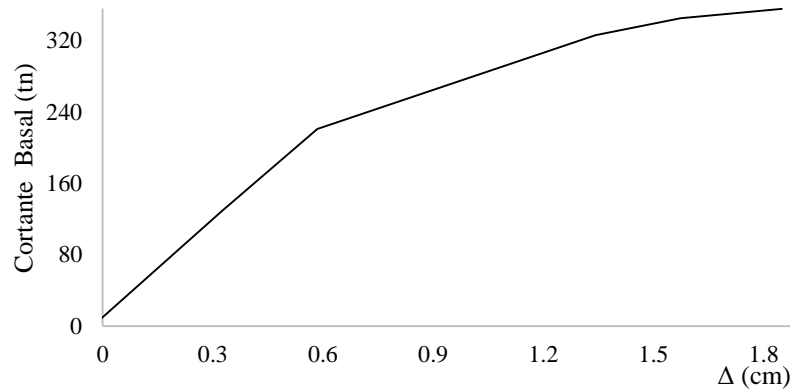


Figura 136. Curva de capacidad,  $f_c=250$  kg/cm<sup>2</sup>-dir Y. Fuente: Propia

Los desempeños para la resistencia de 250 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “Y” (Figura 137) tienen los desempeños: Los sismos frecuente y ocasional se encuentran en el desempeño de Operacional sin ningún daño. El sismo raro y muy raro se encuentra desfavorables debido a que tienen daños moderados, sin embargo protegen la vida. En otras palabras no hay víctimas por la estructura a causa de un terremoto.

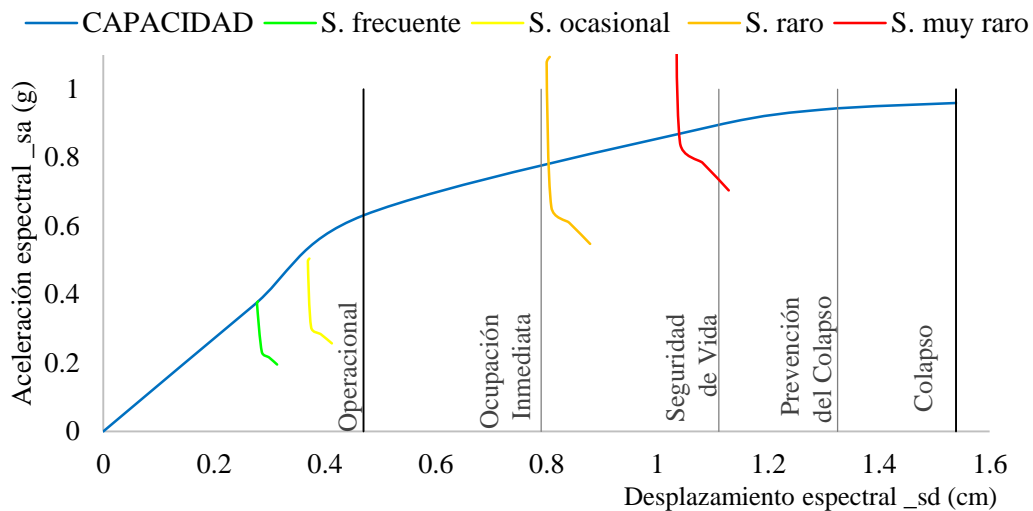


Figura 137. Desempeño para 250 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “Y”. Fuente: Propia

#### 4.4.6 Para una resistencia de 270 kg/cm<sup>2</sup>

Para la resistencia de 270 kg/cm<sup>2</sup> y en la dirección “X” se puede apreciar en la Figura 138 la curva de capacidad. Esta curva describe su comportamiento durante toda la sollicitación hasta llegar a la inestabilidad. El límite elástico corresponde hasta un aproximado desplazamiento de dos centímetros y la zona inelástica alcanza hasta un desplazamiento de 9.41 centímetros con una fuerza de 118.21 toneladas.

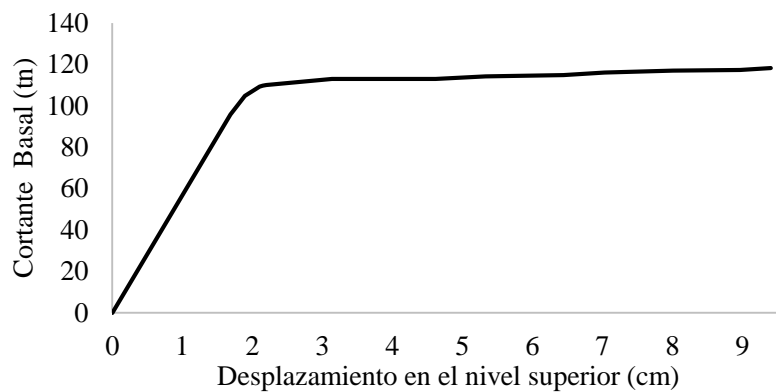


Figura 138. Curva de capacidad,  $f_c=270$  kg/cm<sup>2</sup>-dir X. Fuente: Propia

En la Figura 139 se muestra los correspondientes desempeños. Para la resistencia de 270 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “X” el comportamiento mejora frente a la sollicitación. Los sismos raros, ocasional y frecuente ahora se encuentran con buen desempeño de Ocupación Inmediata, mientras el sismo raro tiene un desempeño de seguridad de vida.

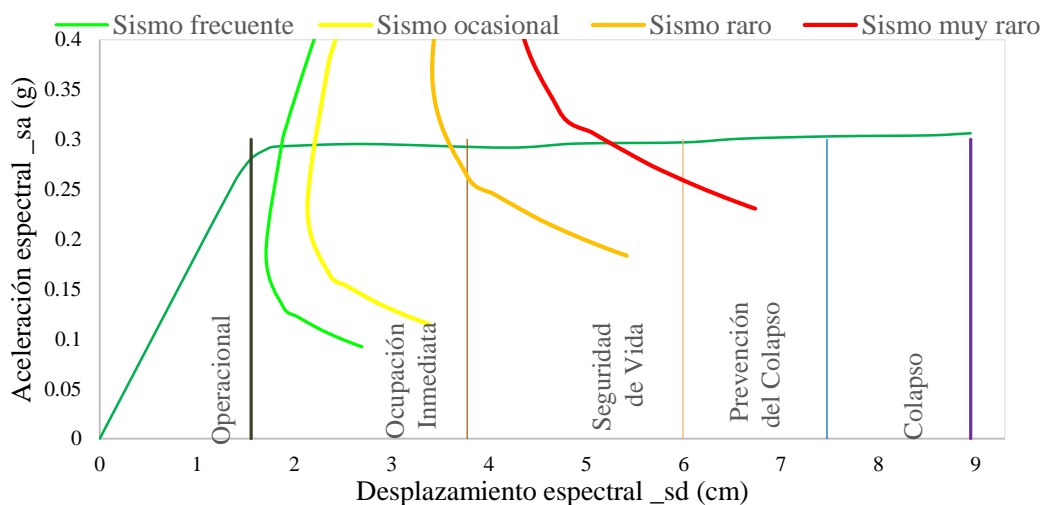


Figura 139. Desempeño para 270 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “X”. Fuente: Propia

Para el edificio con resistencia de 270 kg/cm<sup>2</sup> y en la dirección “Y” o llamado también transversal se puede apreciar en la Figura 140 la curva de capacidad correspondiente. Esta curva describe el monitoreo de su fuerza lateral y su desplazamiento. El límite elástico corresponde hasta un aproximado desplazamiento de medio centímetro con 320 toneladas y la zona inelástica alcanza hasta un desplazamiento de 1.83 centímetros con una cortante de 357 toneladas.

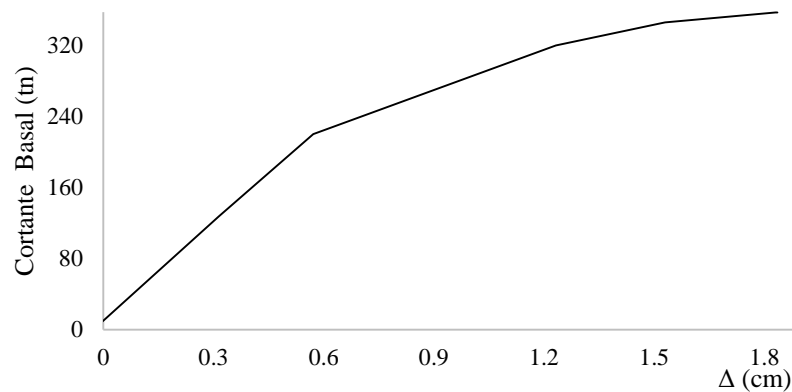


Figura 140. Curva de capacidad,  $f'c=270$  kg/cm<sup>2</sup>-dir Y. Fuente: Propia

Los desempeños para la resistencia de 270 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “Y” (Figura 141), tienen desempeños mejoran de manera progresiva. Los sismos frecuente y ocasional se encuentran en el desempeño de Operacional. El sismo raro trata de estar en el desempeño de Ocupación inmediata, mientras el sismo muy raro se encuentra en el desempeño en una Seguridad de vida.

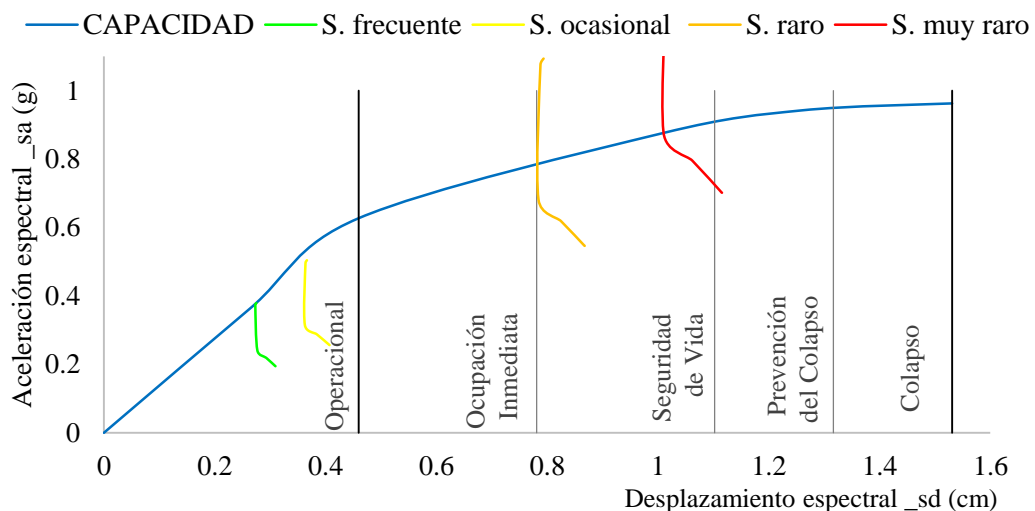


Figura 141. Desempeño para 270 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “Y”. Fuente: Propia

#### 4.4.7 Para una resistencia de 290 kg/cm<sup>2</sup>

Para la resistencia de 290 kg/cm<sup>2</sup> y en la dirección “X” se puede apreciar en la Figura 142 la curva de capacidad. Esta curva describe su comportamiento durante toda la sollicitación hasta llegar a la inestabilidad. El límite elástico corresponde hasta un aproximado desplazamiento de dos centímetros y la zona inelástica alcanza hasta un desplazamiento de 9.33 centímetros con una fuerza de 119.33 toneladas.



Figura 142. Curva de capacidad,  $f_c=290$  kg/cm<sup>2</sup>-dir X. Fuente: Propia

En la Figura 143 se muestra los correspondientes desempeños. Para la resistencia de 290 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “X” el comportamiento mejora frente a la sollicitación. Los sismos raros, ocasional y frecuente ahora se encuentran con buen desempeño de Ocupación Inmediata, el sismo sigue en la misma condición con desempeño de seguridad de vida.

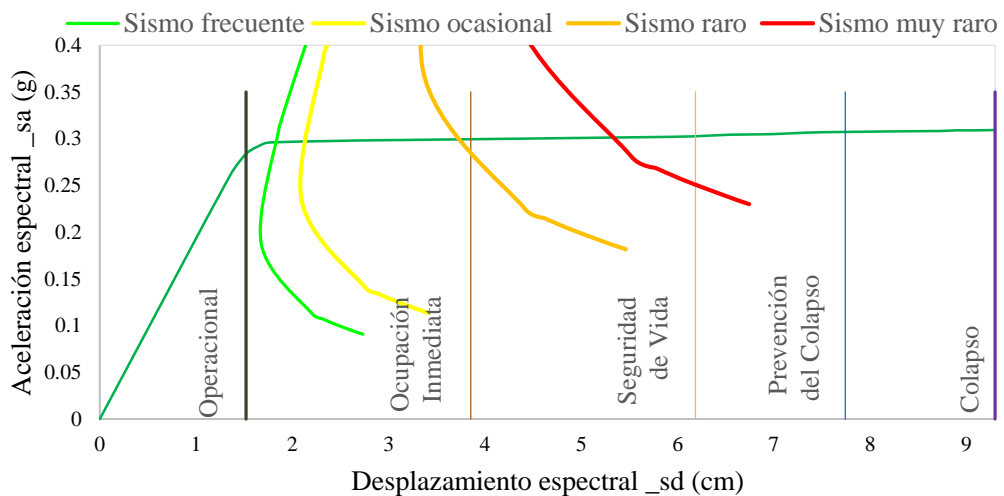


Figura 143. Desempeño para 290 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “X”. Fuente: Propia

Para el edificio con resistencia de 290 kg/cm<sup>2</sup> y en la dirección “Y” o llamado también transversal se puede apreciar en la Figura 144 la curva de capacidad correspondiente. Esta curva describe el monitoreo de su fuerza lateral y su desplazamiento, durante toda la imposición sísmica y finalmente llegar a la inestabilidad. El límite elástico corresponde hasta un aproximado desplazamiento de medio centímetro y la zona inelástica alcanza hasta un desplazamiento de 1.83 centímetros con una cortante basal de 360 toneladas.

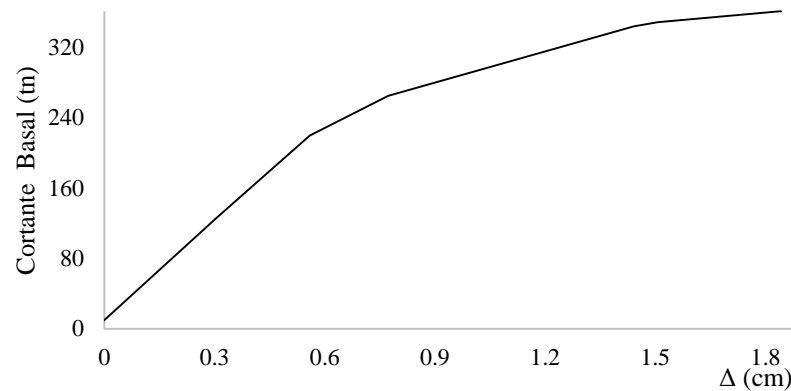


Figura 144. Curva de capacidad,  $f_c=290 \text{ kg/cm}^2$ -dir Y. Fuente: Propia

Los desempeños para la resistencia de 290 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “Y” (Figura 145) tienen desempeños que pueden considerarse aceptables parcialmente. Los sismos frecuente y ocasional se encuentran en el desempeño de Operacional. El sismo raro en esta resistencia de concreto mejora y esta en el desempeño de Ocupación inmediata y el sismo raro tiene un rendimiento de Seguridad de vida.

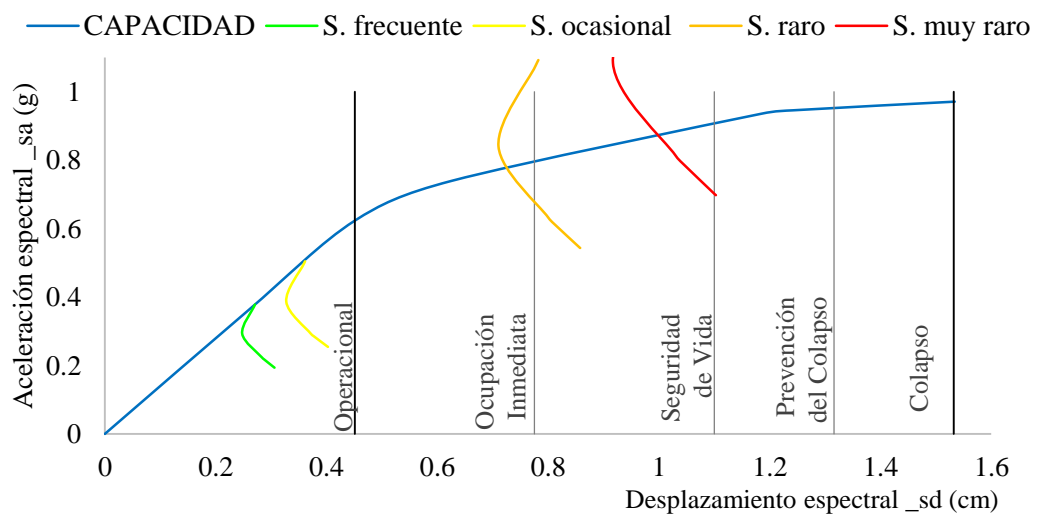


Figura 145. Desempeño para 290 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “Y”. Fuente: Propia

#### 4.4.8 Para una resistencia de 310 kg/cm<sup>2</sup>

Para la resistencia de 310 kg/cm<sup>2</sup> y en la dirección “X” se puede apreciar en la Figura 146 la curva de capacidad. Esta curva describe su comportamiento durante toda la sollicitación hasta llegar a la inestabilidad. El límite elástico corresponde hasta un aproximado desplazamiento de dos centímetros y la zona inelástica alcanza hasta un desplazamiento de 9.30 centímetros con una fuerza de 121.09 toneladas.



Figura 146. Curva de capacidad,  $f_c=310$  kg/cm<sup>2</sup>, dir X. Fuente: Propia

En la Figura 147 se muestra los correspondientes desempeños. Para la resistencia de 310 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “X” el comportamiento mejora frente a la sollicitación. Los sismos raros, ocasional y frecuente siguen con buen desempeño de Ocupación Inmediata, el sismo se mantiene en la misma condición con desempeño de seguridad de vida.

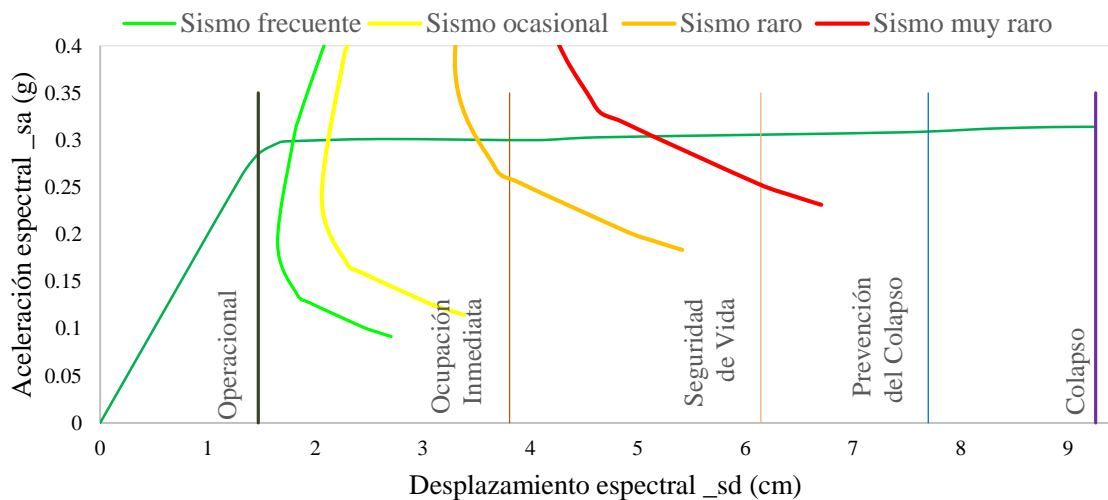


Figura 147. Desempeño para 310 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “X”. Fuente: Propia

Para el edificio con resistencia de 310 kg/cm<sup>2</sup> y en la dirección “Y” o llamado también transversal se puede apreciar en la Figura 148 la curva de capacidad correspondiente. Esta curva describe el monitoreo de su fuerza lateral y su desplazamiento. El límite elástico corresponde hasta un aproximado desplazamiento de medio centímetro y la zona inelástica alcanza hasta un desplazamiento de 1.81 centímetros con una cortante basal de 362 toneladas.

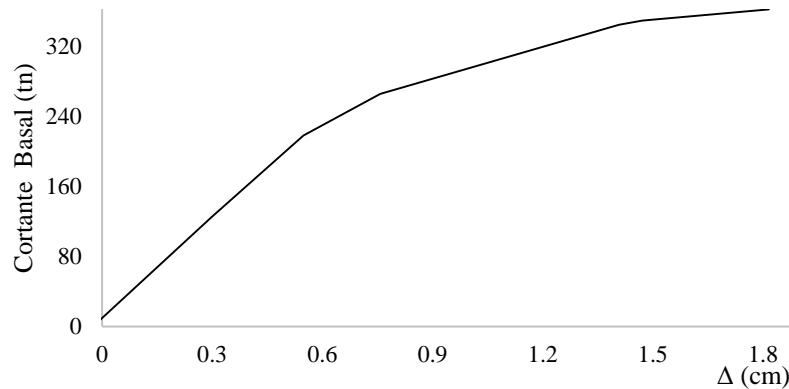


Figura 148. Curva de capacidad,  $f'_c=310$  kg/cm<sup>2</sup>, dir Y. Fuente: Propia

Los desempeños para la resistencia de 310 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “Y” (Figura 149), tienen desempeños que pueden considerarse inaceptables, debido a que solo cumplen los objetivos básicos y no en condición esencial. Los sismos frecuente y ocasional se encuentran en el desempeño de Operacional. Para esta condición el sismo raro para esta resistencia mejora su comportamiento y se encuentra en un nivel de ocupación inmediata y el sismo muy raro en la Seguridad de vida.

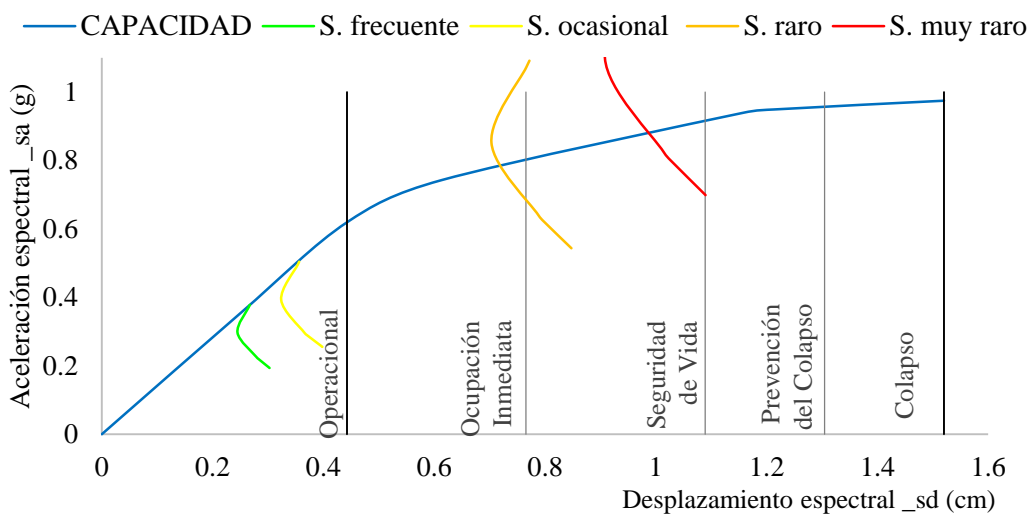


Figura 149. Desempeño para 310 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “Y”. Fuente: Propia

#### 4.4.9 Para una resistencia de 330 kg/cm<sup>2</sup>

Para la resistencia de 330 kg/cm<sup>2</sup> y en la dirección “X” se puede apreciar en la Figura 150 la curva de capacidad. Esta curva describe su comportamiento durante toda la sollicitación hasta llegar a la inestabilidad. El límite elástico corresponde hasta un aproximado desplazamiento de dos centímetros y la zona inelástica alcanza hasta un desplazamiento de 9.17 centímetros con una fuerza de 122.14 toneladas.



Figura 150. Curva de capacidad,  $f_c=330$  kg/cm<sup>2</sup>, dir X. Fuente: Propia

En la Figura 151 se muestra los correspondientes desempeños. Para la resistencia de 310 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “X” el comportamiento mejora frente a la sollicitación. Los sismos raros, ocasional y frecuente siguen con buen desempeño de Ocupación Inmediata, el sismo se mantiene en la misma condición con desempeño de seguridad de vida.

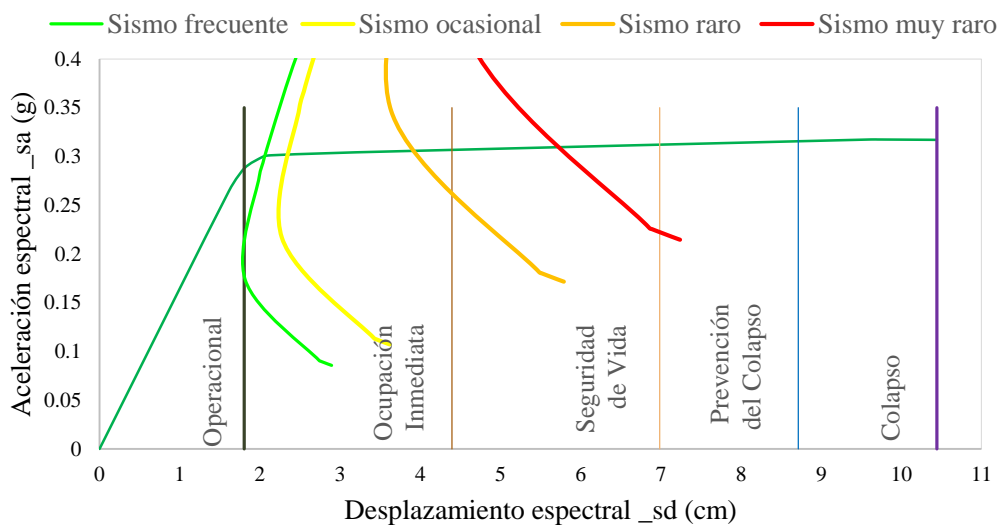


Figura 151. Desempeño para 330 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “X”. Fuente: Propia

Para el edificio con resistencia de 330 kg/cm<sup>2</sup> y en la dirección “Y” o llamado también transversal se puede apreciar en la Figura 152 la curva de capacidad correspondiente. Esta curva describe el monitoreo de su fuerza lateral y su desplazamiento, durante toda la imposición sísmica y finalmente llegar a la inestabilidad. El límite elástico corresponde hasta un aproximado desplazamiento de medio centímetro y la zona inelástica alcanza hasta un desplazamiento de 1.81 centímetros con una cortante basal de 364 toneladas.

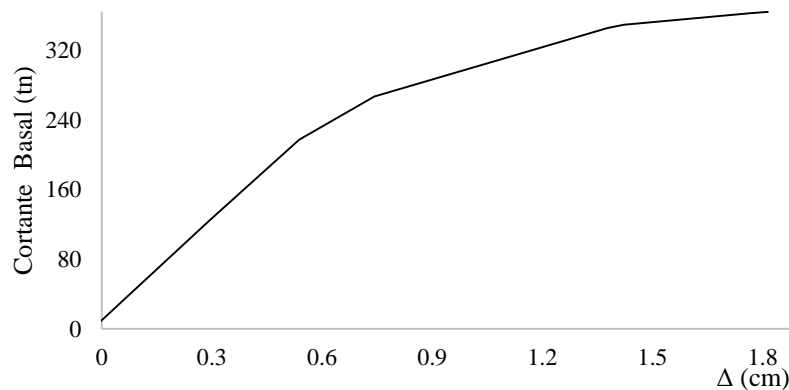


Figura 152. Curva de capacidad,  $f'c=330$  kg/cm<sup>2</sup>, dir Y. Fuente: Propia

Los desempeños para la resistencia de 330 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “Y” (Figura 153) no tienen una variación significativa. Siguen manteniéndose en el mismo rendimiento. Los sismos frecuente y ocasional se encuentran en el desempeño de Operaciona. Para esta condición el sismo raro tendría un daño leve, mientras el sismo raro sigue teniendo un daño moderado.

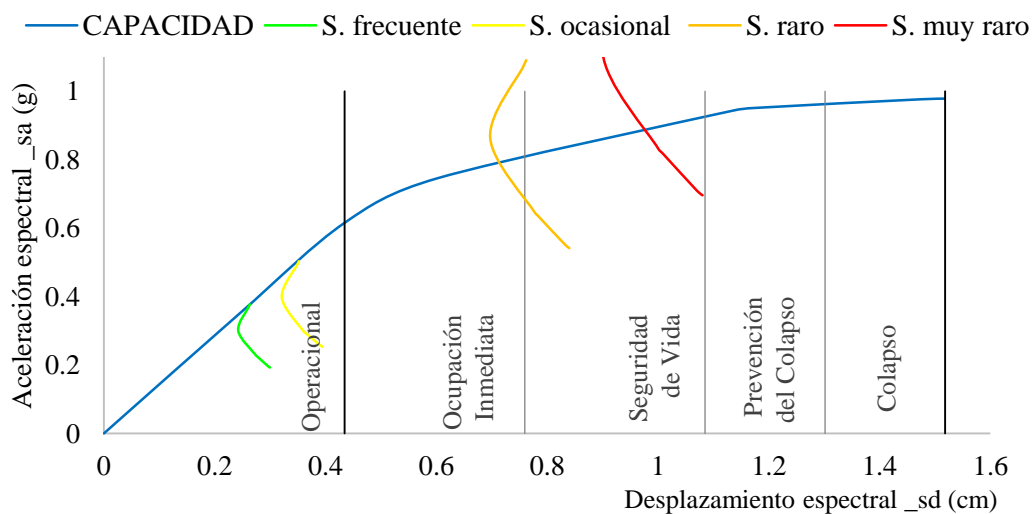


Figura 153. Desempeño para 330 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “Y”. Fuente: Propia

#### 4.4.10 Para una resistencia de 350 kg/cm<sup>2</sup>

Para la resistencia de 350 kg/cm<sup>2</sup> y en la dirección “X” se puede apreciar en la Figura 154 la curva de capacidad. Esta curva describe su comportamiento durante toda la sollicitación hasta llegar a la inestabilidad. El límite elástico corresponde hasta un aproximado desplazamiento de dos centímetros y la zona inelástica alcanza hasta un desplazamiento de 8.74 centímetros con una fuerza de 123.50 toneladas.



Figura 154. Curva de capacidad,  $f_c=350$  kg/cm<sup>2</sup>, dir X. Fuente: Propia

En la Figura 155 se muestra los correspondientes desempeños. Para la resistencia de 310 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “X” el comportamiento mejora frente a la sollicitación. Los sismos raros, ocasional y frecuente siguen con buen desempeño de Ocupación Inmediata, el sismo se mantiene en la misma condición con desempeño de seguridad de vida.

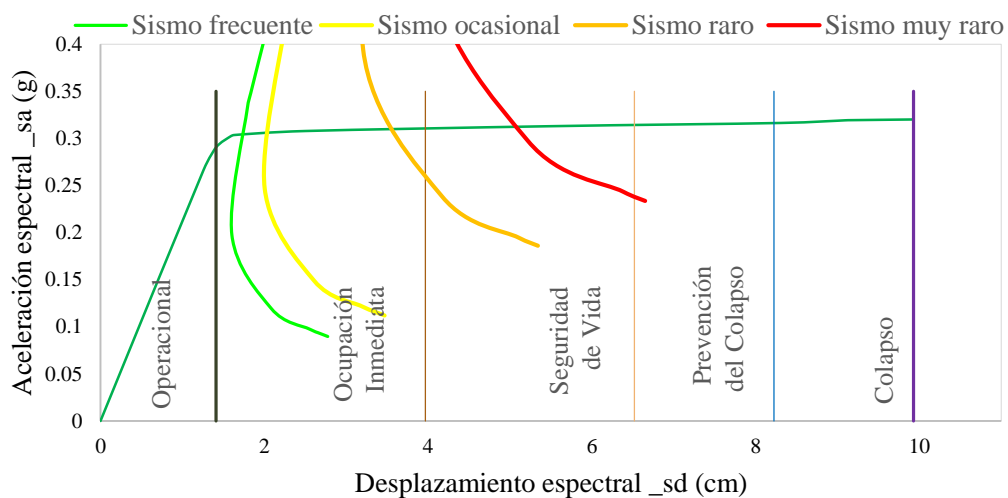


Figura 155. Desempeño para 350 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “X”. Fuente: Propia

Para el edificio con resistencia de 350 kg/cm<sup>2</sup> y en la dirección “Y” o llamado también transversal se puede apreciar en la Figura 156 la curva de capacidad correspondiente. Esta curva describe el monitoreo de su fuerza lateral y su desplazamiento, durante toda la imposición sísmica y finalmente llegar a la inestabilidad. El límite elástico corresponde hasta un aproximado desplazamiento de medio centímetro y la zona inelástica alcanza hasta un desplazamiento de 1.80 centímetros con una cortante basal de 365 toneladas.

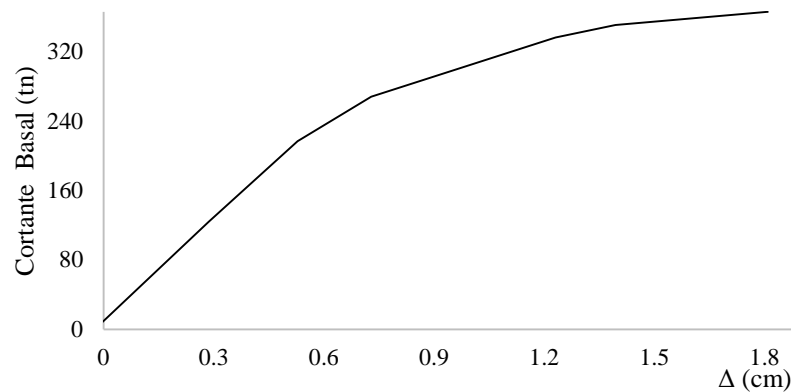


Figura 156. Curva de capacidad,  $f_c=350$  kg/cm<sup>2</sup>, dir Y. Fuente: Propia

Los desempeños para la resistencia de 330 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “Y” (Figura 157) no tienen una variación significativa. Siguen manteniéndose en el mismo rendimiento. Los sismos frecuente y ocasional se encuentran en el desempeño de Operaciona. Para esta condición el sismo raro tendría un daño leve, mientras el sismo raro sigue teniendo un daño moderado en el rendimiento de seguridad de vida.

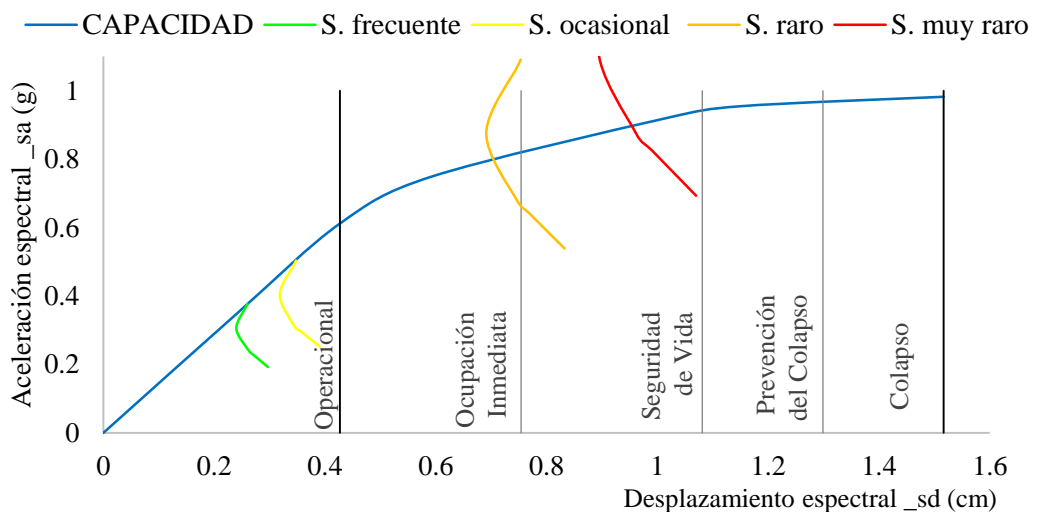


Figura 157. Desempeño para 350 kg/cm<sup>2</sup> en la dirección “Y”. Fuente: Propia

## 4.5 Análisis de la influencia de la resistencia a compresión en la capacidad

La estructura debe soportar solicitaciones del sismo y no colapsar. En esta investigación se analiza la influencia de la resistencia de compresión del concreto, en la capacidad de la estructura en soportar mayores cortantes basales y también su capacidad de desplazamiento con cada resistencia del concreto analizado. Se analiza en ambas direcciones de la estructura.

### 4.5.1 Dirección longitudinal

Las capacidades en la dirección “X” tienen una tendencia lineal (Figura 158), ya que a medida que aumenta la resistencia también aumenta la cortante en la base. La variación de las fuerzas es de un promedio de una tonelada en cada incremento de 20 kg/cm<sup>2</sup>. El porcentaje de variación entre la cortante basal de 175 kg/cm<sup>2</sup> y 350 kg/cm<sup>2</sup> es de 14.2%.

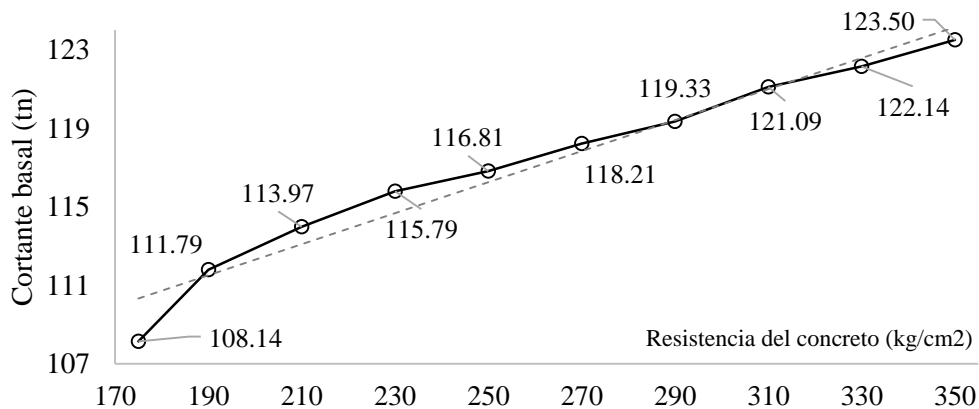


Figura 158. Capacidades máximas, dirección X. Fuente: Propia

La Figura 159 muestra los desplazamientos máximos en el nivel superior de la estructura. Cuando aumenta la resistencia los desplazamientos se reducen, debido a la rigidez que le proporciona el concreto. El porcentaje de variación entre el desplazamiento de 175 kg/cm<sup>2</sup> y 350 kg/cm<sup>2</sup> es de 15.90%. Se infiere que las resistencias bajas de concreto son dúctiles.

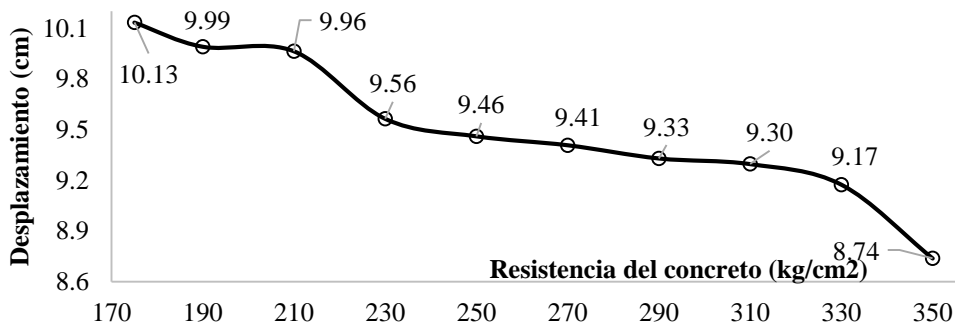


Figura 159. Desplazamientos máximos, dirección X. Fuente: Propia

## 4.5.2 Dirección transversal

En la dirección transversal donde se encuentran los pórticos de concreto armado, alternados con los muros de albañilería que se comportan de manera rígida. Es decir, la gran capacidad de absorber las fuerzas cortantes a comparación con los pórticos de concreto armado en la dirección longitudinal.

En la Figura 160 se muestra las capacidades máximas. Tienen una tendencia lineal, las fuerzas se incremental cuando mayor sea la resistencia del concreto. El porcentaje de variación entre la cortante basal de 175 kg/cm<sup>2</sup> y 350 kg/cm<sup>2</sup> es de 7.18%.

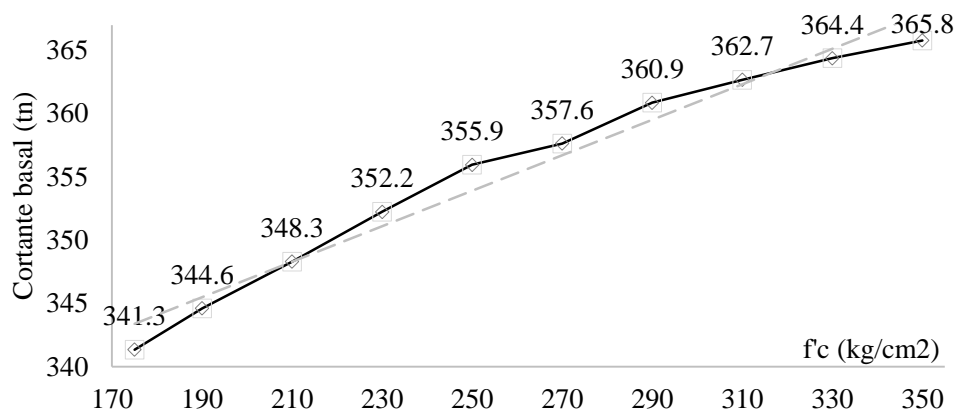


Figura 160. Capacidades máximas, dirección Y. Fuente: Propia

La capacidad es limitada por el desplazamiento, por lo que se encuentra construido por muros de albañilería. Los muros de albañilería no tienen suficiente desplazamiento lateral, razón por la cual ante un sismo muy severo fallarían primero los muros. En la Figura 161 se presenta los desplazamientos máximos en la dirección “Y”. El porcentaje de variación entre el desplazamiento de 175 kg/cm<sup>2</sup> y 350 kg/cm<sup>2</sup> es de 3.32%.

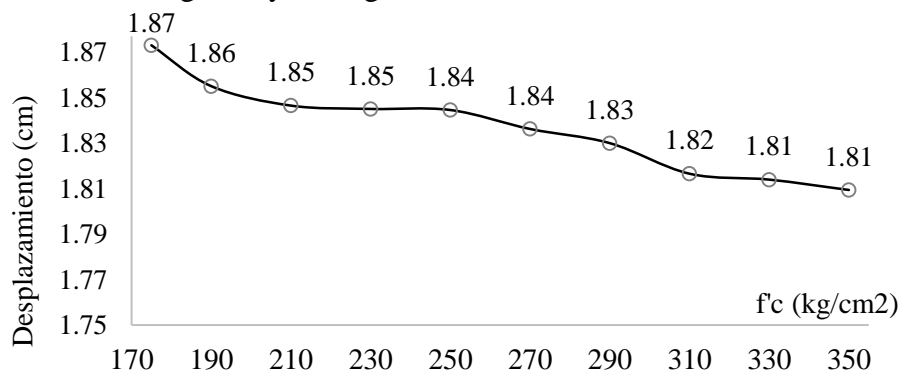


Figura 161. Desplazamientos máximos, dirección Y. Fuente: Propia

## 4.6 Fragilidad estructural

Se realiza la evaluación de la fragilidad estructural para las direcciones longitudinales y transversales. Estas fragilidades representan la probabilidad de exceder un estado límite de daño (sin daño, daño leve, daño moderado, daño severo o colapso completo) en un determinado nivel de demanda sísmica (sismo frecuente, ocasional, raro o muy raro) dependiendo del análisis de la muestra.

La muestra para realizar el análisis de fragilidad son las capacidades de cada resistencia de concreto analizado (175 kg/cm<sup>2</sup>, 190 kg/cm<sup>2</sup>, 210 kg/cm<sup>2</sup>, 230 kg/cm<sup>2</sup>, 250 kg/cm<sup>2</sup>, 270 kg/cm<sup>2</sup>, 290 kg/cm<sup>2</sup>, 310 kg/cm<sup>2</sup>, 330 kg/cm<sup>2</sup> y 350 kg/cm<sup>2</sup>) respectivamente. Se presenta la matriz de fragilidad estructural. Se realizó contabilizando los estados de daño para cada nivel de sismo y en cada resistencia analizado.

### 4.6.1 Dirección longitudinal

En la Tabla 30 se muestran los resultados luego contabilizar las diez muestras de análisis de las resistencias de concreto.

Tabla 30  
Matriz de fragilidad estructural-dir X

Denominación	TR (años)	PGA (g)	Dirección X-X					Total
			ED1	ED2	ED3	ED4	ED5	
Frecuente	43	0.17		100%				100%
Ocasional	72	0.23		100%				100%
Raro	475	0.48		80%	20%			100%
Muy raro	970	0.58			100%			100%

Fuente: Elaboración propia.

Según la interpretación de la matriz de fragilidad presentada se espera que el 100% de las resistencias analizadas para el edificio se encuentran con un estado de daño leve para un nivel de sismo frecuente y ocasional. Por lo tanto, la estructura tendrá un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, es decir los servicios o la habitabilidad es inmediato.

Para un nivel de sismo raro la estructura tiene la probabilidad de un 80% de estar en el nivel de Ocupación inmediata y en un 20% la estructura incurra en un nivel de daño moderado con desempeño de Seguridad de vida, así cumpliéndose los principios de diseño sismorresistente.

Para un sismo muy raro se espera una probabilidad de 100% de tener un daño moderado, donde la mayor parte de los elementos estructurales habrían incurrido en la no linealidad, pero se estaría cumpliendo con los objetivos de desempeño esenciales.

#### 4.6.2 Dirección transversal

En la dirección trasversal (dirección Y) se presenta a continuación la siguiente Tabla 31, donde se puede observar las probabilidades de estar en determinado nivel de desempeño.

Tabla 31  
Matriz de fragilidad estructural-dir Y

Dirección Y-Y								
Denominación	TR (años)	PGA (g)	ED1	ED2	ED3	ED4	ED5	Total
Frecuente	43	0.17	100%					100%
Ocasional	72	0.23	100%					100%
Raro	475	0.48		40%	60%			100%
Muy raro	970	0.58			90%	10%		100%

Fuente: Elaboración propia.

La probabilidad para el nivel de sismo frecuente y sismo ocasional, se espera que el 100% de las estructuras analizadas no sufran daños. Para un sismo raro se espera en un 40% la probabilidad de sufrir un daño leve caracterizado por tener grietas visibles y en un 60% que tenga un daño moderado con grietas menores a un milímetro. Asimismo, para el sismo de ocurrencia muy raro se espera la probabilidad del 90% de sufrir un daño moderado y en 10% que pueda sufrir un daño severo caracterizado por poseer grietas entre uno a dos milímetros y que la estructura se encuentra estable ante cargas gravitatoria, mas no soportar una réplica de un movimiento sísmico.

#### 4.7 Análisis de la vulnerabilidad de la estructura

El análisis de la vulnerabilidad es representado mediante las probabilidades de la susceptibilidad de la estructura a ser dañado y está relacionado directamente con los desempeños que puede tener la estructura. La Figura 162 representa la relación de los niveles de vulnerabilidad con los desempeños probables y los estados de daño.

Niveles de vulnerabilidad	Muy baja	Baja	Media	Alta	Muy alta
Desempeños	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso	Colapso
Estados de daño	ED 1	ED 2	ED 3	ED 4	ED 5
	Sin daño	Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Daño completo

Figura 162. Niveles de vulnerabilidad. Fuente: Propia.

- El nivel de vulnerabilidad muy baja de la estructura indica que puede no presentar daño y también estar Operacional.
- Un nivel de vulnerabilidad baja indicaría que la estructura tenga una un daño leve y tener un desempeño de Ocupación inmediata.
- Un nivel de vulnerabilidad media indicaría que la estructura tenga una un daño moderado y tener un desempeño de Seguridad de vida.
- Un nivel de vulnerabilidad alta indicaría que la estructura tenga una un daño severo y tener un desempeño de Prevención del colapso.
- Finalmente, un nivel de vulnerabilidad muy alta indicaría que la estructura tenga una un daño completo y probablemente colapsa.

Para realizar la estimación del nivel de vulnerabilidad se asignó valores a los estados de daño del uno al cinco de acuerdo al nivel de estado. En la Tabla 32 se realiza la asignación de los valores respectivos con la finalidad de realizar la ponderación de la probabilidad que la estructura tendría.

Tabla 32  
*Valoración de los Estados.*

Valoración de los Estados de Daño			
Sin daño	Estado de daño 1	ED 1	1
Daño leve	Estado de daño 2	ED 2	2
Daño moderado	Estado de daño 3	ED 3	3
Daño severo	Estado de daño 4	ED 4	4
Daño completo	Estado de daño 5	ED 5	5

*Fuente: Elaboración propia.*

Para representar la probabilidad de que la estructura este en uno de los desempeños, se realiza mediante el promedio de los valores. Por ejemplo, se realiza para el sismo raro de la siguiente manera:

$$promedio = \frac{SismoX + SismoY}{2}$$

$$promedio = \frac{[0.8(ED2) + 0.2(ED3)] + [0.4(ED2) + 0.6(ED3)]}{2} = 2.4$$

Entonces el promedio de 2.4 pertenece al ED 2 (Estado de daño 2) y por tanto existe la probabilidad de sufrir un daño leve hasta un 40%. La Tabla 33 muestra los resultados de la ponderación realizada para cada nivel de sismo.

Tabla 33  
*Ponderación de las probabilidades*

Nivel de sismo	SX		SY			Ponderado	
	ED2	ED3	ED1	ED2	ED3		ED4
Sismo frecuente	1		1			1.50	
Sismo ocasional	1		1			1.50	
sismo raro	0.8	0.2		0.4	0.6	2.40	
Sismo muy raro		1			0.9	0.1	3.05

*Fuente: Elaboración propia.*

Para la mejor representatividad de los resultados de las ponderaciones de las probabilidades de tener un cierto nivel de daño se lleva a un diagrama. Esta representa de forma visual de los niveles de daño, los desempeños y por tanto el nivel de vulnerabilidad.

La Figura 163 muestra los desempeños que pueden tener la estructura de uso como colegio de la institución educativa Mariscal Ramón Castilla por cada nivel de sismo (Frecuente, ocasional, raro y muy raro).

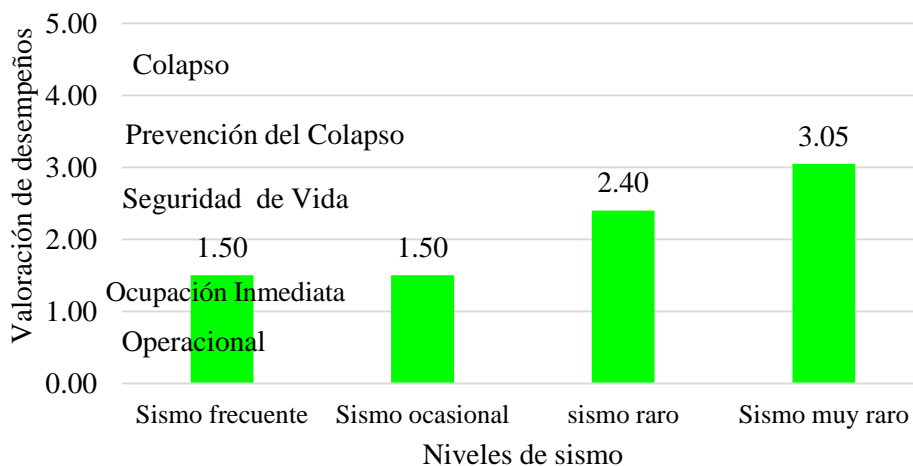


Figura 163. Desempeños globales. Fuente: Propia.

Los resultados indican que para un sismo frecuente y ocasional la estructura analizada pueda sufrir un daño leve hasta un 50% y el desempeño estructural sería de Ocupación inmediata. Entonces la vulnerabilidad para estos niveles de sismo es baja.

Para el sismo raro la estructura analizada puede sufrir un daño moderado hasta un 40% y el desempeño de la estructura sería de Seguridad de vida. Por tanto, la vulnerabilidad para este nivel de sismo es media.

Finalmente, para el sismo muy raro la estructura analizada puede sufrir un daño severo hasta un 5% y el desempeño de la estructura sería de Prevención del colapso. Por tanto, la vulnerabilidad para este nivel de sismo es alta.

## 4.8 Propuesta de reforzamiento estructural

En la investigación se realizó una propuesta de reforzamiento preventivo. Es decir, conociendo su comportamiento estructural se propone una técnica para reforzar. De esta manera prevenir los riesgos futuros. Como el nivel de vulnerabilidad de la estructura es alta ante un sismo muy raro, entonces se propone el reforzamiento estructural y de esta manera mejorar el desempeño del colegio y prevenir el peligro del terremoto.

Para tomar las decisiones respecto al reforzamiento se hace uso del método demanda por capacidad. Esta metodología permite identificar los elementos más críticos o las más débiles. Además, permite ver la secuencia de pérdida de resistencia y rigidez de un elemento estructural por medio de las deformadas estructurales. Por lo cual una vez identificado las secciones desfavorables se evalúa los daños a nivel local, mediante el indicador del índice de daño local (ID).

### 4.8.1 Estados de daños locales

#### 4.8.1.1 Estado de daño para el sismo de nivel frecuente

La Figura 164 representa la deformada del portico A-A de la estructura para un sismo frecuente. El paso correspondiente de la deformada es el paso 4. Todas las columnas y vigas en este paso no se encuentran esforzadas, es decir trabajan en la zona elástica, sin ningún problema para la estabilidad de la estructura.

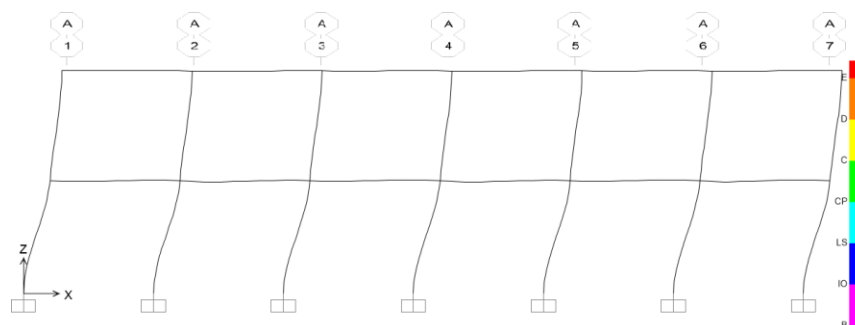


Figura 164. Deformada del pórtico A (frecuente). Fuente: Propia.

La Figura 165 representa la deformada del portico B-B de la estructura para un sismo frecuente. El paso correspondiente de la deformada es el paso 4. También todas las columnas y vigas en este paso no se encuentran esforzadas, pero ya se aprecia el inicio de la formación de las rotaciones plásticas en las columnas en los ejes B4 y B6.

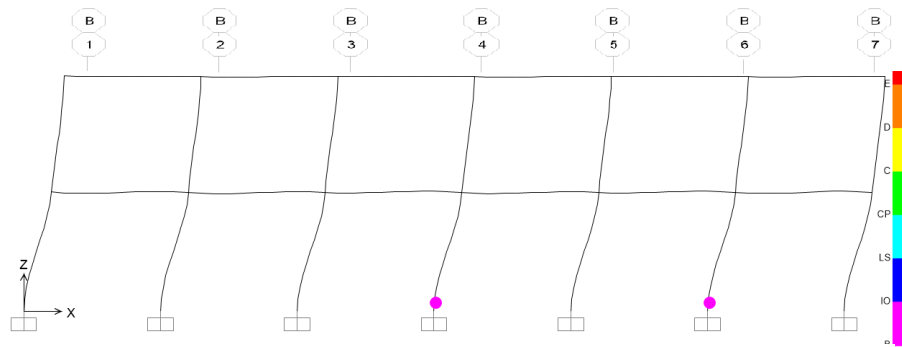


Figura 165. Deformada del pórtico B (frecuente). Fuente: Propia.

La Tabla 34 confirma los estados de daños locales para las columnas. Todos se encuentran en un estado de daño 1 (ED 1), tanto la columna 1 y la columna 2.

Tabla 34  
Índices de daños para el sismo frecuente

Frecuente		Dirección X			Dirección Y		
Columna	$\theta_m$ (rad)	ID	Daño	$\theta_m$ (rad)	ID	Daño	
Columna 1	A-1	0.001859	-0.00364622	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
	B-1	0.00159	-0.01232616	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
	A-3	0.001465	-0.01635959	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
	B-3	0.001193	-0.02513633	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
	A-5	0.001466	-0.01632732	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
	B-5	0.00115	-0.02652383	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
	A-7	0.00139	-0.01877965	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
B-7	0.001182	-0.02549127	ED 1	0	-0.063631377	ED 1	
Columna 2	A-2	0.00163	-0.01444196	ED 1	0	-0.08327351	ED 1
	B-2	0.001829	-0.0060386	ED 1	0	-0.08327351	ED 1
	A-4	0.001711	-0.01102149	ED 1	0	-0.08327351	ED 1
	B-4	0.001817	-0.00654533	ED 1	0	-0.08327351	ED 1
	A-6	0.001717	-0.01076813	ED 1	0	-0.08327351	ED 1
	B-6	0.001814	-0.00667202	ED 1	0	-0.08327351	ED 1

#### 4.8.1.2 Estado de daño para el sismo de nivel ocasional

En la Tabla 35 se presenta los resultados de los estados de daños locales. Se puede comprobar que en la dirección transversal los daños son nulos, pues en esta dirección el sistema que resiste son muros de albañilería, por lo cual se demuestra que primero fallarían los muros antes que las columnas y vigas. En este nivel de sismo en la dirección longitudinal las columnas tipo 2 del eje B tienen daños leves (ED 2) y todos los demás sin daño (ED 1)

Tabla 35  
Índices de daños para el sismo ocasional

Ocasional		Dirección X			Dirección Y		
Columna	$\theta_m$ (rad)	ID	Daño	$\theta_m$ (rad)	ID	Daño	
Columna 1	A-1	0.004556	0.08337905	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
	B-1	0.00429	0.07479591	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
	A-3	0.004158	0.07053661	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
	B-3	0.003883	0.06166306	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
	A-5	0.00416	0.07060114	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
	B-5	0.00384	0.06027556	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
	B-7	0.004082	0.06808428	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
Columna 2	A-2	0.00407	0.08859423	ED 1	0	-0.08327351	ED 1
	B-2	0.004793	0.11912504	ED 2	0	-0.08327351	ED 1
	A-4	0.004268	0.09695537	ED 1	0	-0.08327351	ED 1
	B-4	0.004622	0.11190406	ED 2	0	-0.08327351	ED 1
	A-6	0.004158	0.09231029	ED 1	0	-0.08327351	ED 1
	B-6	0.004619	0.11177737	ED 2	0	-0.08327351	ED 1

Fuente: Propia.

El paso correspondiente para la deformada en este nivel es el paso 5. Es así que en la Figura 166 se muestra la deformada y los estados de daños locales para el pórtico en el eje A-A. En este paso se puede apreciar que todas las columnas se encuentran sin ningún daño (ED 1) y en el caso de las vigas no se tiene problemas para la estabilidad del edificio analizado.

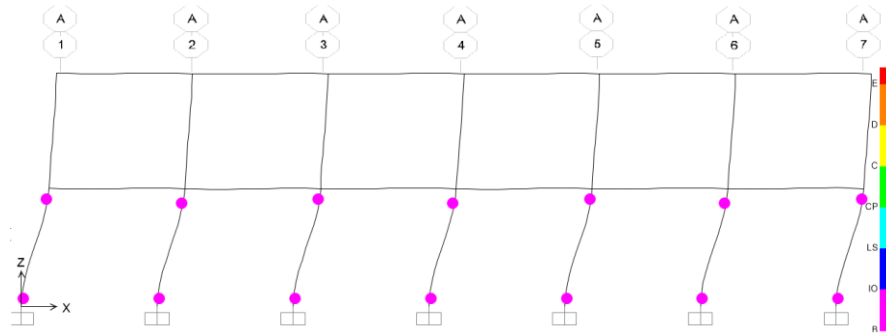


Figura 166. Deformada del pórtico A (ocasional). Fuente: Propia.

Para el pórtico B-B (Figura 167) se pudo comprobar los daños locales que pudieran tener en caso de un sismo ocasional. Las columnas de los pórticos en el centro de las aulas son los que se esfuerzan más (columnas de tipo 2 en el eje B2, B4 y B6), se debe por el hecho de soportar las losas aligeradas y transmitirlos a las columnas. Mientras las columnas de los ejes restantes tienen muros de albañilería y ayudan a distribuir mejor las cargas.

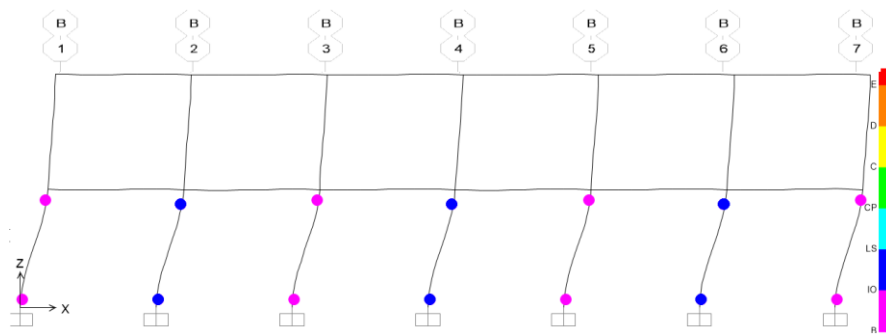


Figura 167. Deformada del pórtico B (ocasional). Fuente: Propia.

#### 4.8.1.3 Estado de daño para el sismo de nivel raro

El paso correspondiente para este nivel de sismo es el paso 6 y en la Tabla 36 se presentan los resultados de la evaluación de los estados de daños locales. Para el tipo de columna 1, la columna ubicada en el eje A1 se encuentra en un estado de daño 2 (ED 2) y todos los demás en un estado de daño (ED 1). Mientras para las columnas de tipo 2, todos se encuentran en un estado de daño 2 (ED 2), demostrando así que las columnas más desfavorables son las columnas en el centro de las aulas.

Tabla 36  
Índices de daños para el sismo raro

	Raro		Dirección X		Dirección Y		
	Columna	$\theta_m$ (rad)	ID	Daño	$\theta_m$ (rad)	ID	Daño
Columna 1	A-1	0.005131	0.10193282	ED 2	0	-0.063631377	ED 1
	B-1	0.00486	0.09318835	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
	A-3	0.004732	0.08905811	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
	B-3	0.004454	0.08008777	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
	A-5	0.00475	0.08963893	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
	B-5	0.004411	0.07870027	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
	A-7	0.004676	0.08725114	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
Columna 2	B-7	0.004444	0.07976509	ED 1	0	-0.063631377	ED 1
	A-2	0.004603	0.11110173	ED 2	0	-0.08327351	ED 1
	B-2	0.005301	0.14057683	ED 2	0	-0.08327351	ED 1
	A-4	0.004821	0.12030742	ED 2	0	-0.08327351	ED 1
	B-4	0.005217	0.13702969	ED 2	0	-0.08327351	ED 1
	A-6	0.004694	0.11494447	ED 2	0	-0.08327351	ED 1
	B-6	0.005214	0.136903	ED 2	0	-0.08327351	ED 1

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 168 se presenta la deformada del pórtico A-A para el nivel de sismo raro. Se puede observar que todas las columnas centrales están en un color azul que indica el nivel de daño que sufre (ED 2) y también la columna en el eje A1, caracterizados por tener un daño leve y con agrietamientos pequeños. Mientras que las columnas en los ejes impares restantes aún no sufren daños debido a que se comportan elásticamente.

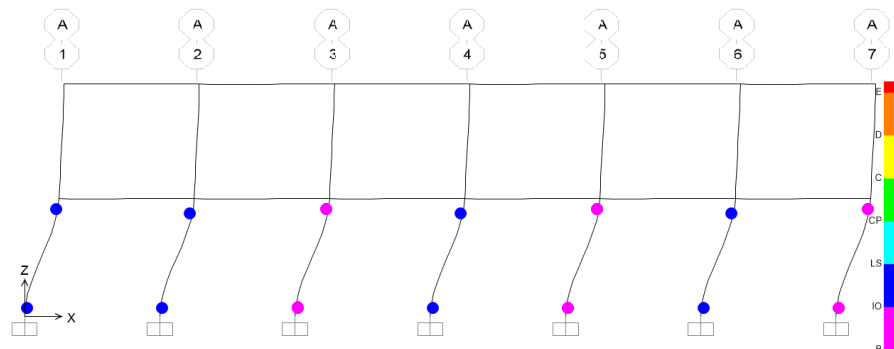


Figura 168. Deformada del pórtico A (raro). Fuente: Propia.

Para el pórtico B-B la deformada se presenta en la Figura 169 para el nivel de sismo raro. Se puede ver que todas las columnas centrales están en un color azul que indica el nivel de daño que sufre (ED 2), caracterizados por tener un daño leve y con agrietamientos pequeños. Mientras que las columnas en los ejes impares restantes aún no sufren daños debido a que se comportan elásticamente.

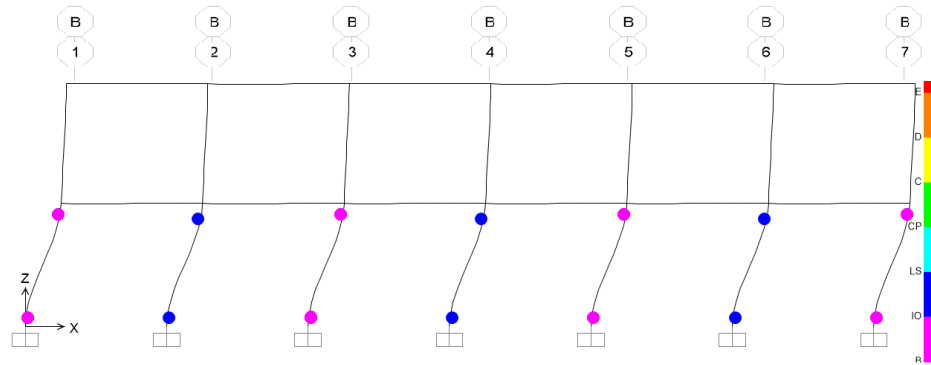


Figura 169. Deformada del pórtico B (raro). Fuente: Propia.

#### 4.8.1.4 Estado de daño para el sismo de nivel muy raro

Para el sismo muy raro con un periodo de retorno de 970 años, con una aceleración máxima del suelo de 0.58g. Se presentan los resultados de los estados de daños en la Tabla 37, que pudieran tener en caso ocurra un desastre como es el terremoto. El paso correspondiente del desempeño es el paso 7.

Las columnas tipo 1 de dimensiones 25x45 centímetros cuadrados se encuentran en estado de daño 3 (ED 3). Son caracterizados por tener un daño moderado y el desprendimiento del recubrimiento, con excepción de la columna del eje A1 que se encuentra con un daño leve.

Mientras que en las columnas tipo 2 de dimensiones 30x45 centímetros cuadrados se encuentran en estado de daño 3 (ED 3) y estado de daño 4 (ED 4). Las columnas en el centro del aula son las más críticas porque se encuentran en un estado de daño severo, es decir lo más probable es que cuando ocurra un sismo de este nivel, los refuerzos queden expuestos.

Tabla 37  
Índices de daños para el sismo muy raro

	Muy raro	Dirección X			Dirección Y		
	Columna	$\theta_m$ (rad)	ID	Daño	$\theta_m$ (rad)	ID	Daño
Columna 1	A-1	0.0068478	0.15732955	ED 2	0.00098	-0.032009293	ED 1
	B-1	0.0119	0.32035107	ED 3	0.00072	-0.040398825	ED 1
	A-3	0.0118	0.31712433	ED 3	0.00065	-0.042767255	ED 1
	B-3	0.0115	0.3074441	ED 3	0.00049	-0.047759027	ED 1
	A-5	0.0118	0.31712433	ED 3	0.00057	-0.045113097	ED 1
	B-5	0.0114	0.30421735	ED 3	0.00048	-0.048059114	ED 1
	A-7	0.0117	0.31389758	ED 3	0.00057	-0.045113097	ED 1
Columna 2	B-7	0.0114	0.30421735	ED 3	0.0007	-0.041015133	ED 1
	A-2	0.0112	0.38967949	ED 3	0.00055	-0.059917233	ED 1
	B-2	0.013	0.46568979	ED 4	0.00055	-0.060166378	ED 1
	A-4	0.0113	0.39390228	ED 3	0.00054	-0.060651999	ED 1
	B-4	0.0125	0.44457582	ED 4	0.00054	-0.060651999	ED 1
	A-6	0.0113	0.39390228	ED 3	0.00044	-0.064857903	ED 1
	B-6	0.0125	0.44457582	ED 4	0.00046	-0.06391622	ED 1

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 170 se muestra la deformada para este nivel de sismo y puede observarse gráficamente los estados de daños locales en el pórtico A. Todas las columnas se encuentran con el color de rótula plástica celeste, indicando así tener un daño moderado y poder tener el desprendido del recubrimiento, a excepción de la columna del eje A1 que se encuentra con un daño leve.

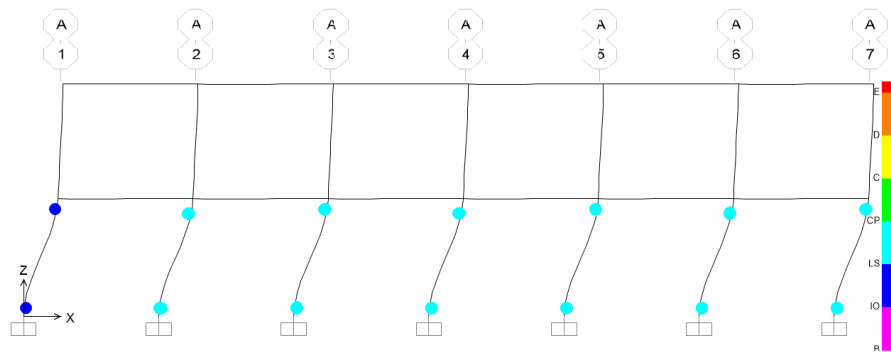


Figura 170. Deformada del pórtico A (muy raro). Fuente: Propia.

La Figura 171 presenta la deformada del pórtico B-B con los estados de daños correspondientes. Las columnas centrales se encuentran con un color verde, quiere decir que el daño es severo y caracterizado con la exposición de refuerzo. Mientras las columnas de los ejes impares se encuentran en un daño moderado.

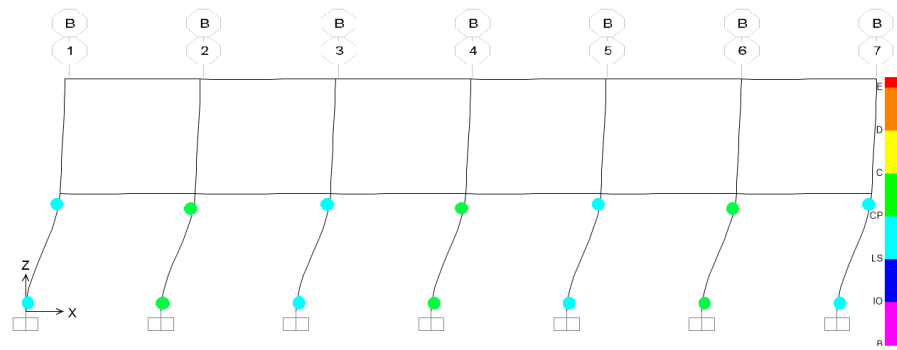


Figura 171. Deformada del pórtico B (muy raro). Fuente: Propia.

El grado de daño se mostró mediante los colores que identifica los daños: El color magenta representado por “B” que es el estado de daño 1. El color azul que representa la ocupación inmediata (IO/ Immediate Occupation) es decir está relacionado con el estado de daño 2 (ED 2) con un daño leve. El color celeste que es la seguridad de vida (LS/Life Safety) es decir está relacionado con el estado de daño 3 (ED 3) con un daño moderado. El color verde que es la prevención del colapso (CP/ Collapse Prevention) es decir está relacionado con el estado de daño 4 (ED 4) con un daño severo. El color amarillo que es el colapso (C) es decir está relacionado con el estado de daño (ED 5) con un daño muy severo.

Entonces según las evaluaciones realizadas para cada nivel de sismo se observó que los más desfavorables son las columnas centrales tipo C2 de dimensiones 30 x 45 cm<sup>2</sup> ubicados en el eje 2, eje 4 y eje 6. Estas columnas forman los pórticos de concreto armado en la dirección transversal. Mientras que las columnas tipo C1 de dimensiones 25 x 45 cm<sup>2</sup> de los ejes 1, 3, 5 y 7 forman parte de los muros de albañilería confinada.

Después de ver el nivel de daño de la estructura, se concluye que las columnas centrales tipo C2 de 30 cm x 45 cm son los más críticos. Según las bases teóricas se elige un reforzamiento con una técnica convencional consistente en el aumento de sección de las columnas. Se elige esta técnica debido a que es un método eficiente, de bajo costo y no se necesita personal especializado para la ejecución de los trabajos.

#### **4.8.2 Encamisado de la columna de concreto existente.**

El tipo de encamisado de columna que se propone es el encamisado hasta las vigas o losas para que se garantice el aporte de los esfuerzos de flexión. Y para mejorar la capacidad en cortante y axial se busca que las secciones se comporten monolíticamente.

Siguiendo las recomendaciones de Soto (2008) con respecto al reforzamiento mediante el encamisado de columnas de concreto se diseña con las condiciones mínimas:

- El espesor mínimo para un concreto premezclado es de diez centímetros.
- La cuantía de refuerzo del encamisado con respecto al área encamisada debe estar limitado entre 0.015 y 0.04.

#### **4.8.3 Reforzamiento de la columna 2**

El espesor de encamisado se asume de diez centímetros, entonces el área de encamisado es de 1397 cm<sup>2</sup>. Con la distribución de aceros longitudinales se trata que las separaciones de los aceros longitudinales no sean mayores a 15 centímetros.

Se propone reforzar adicionando acero longitudinal con diámetros de  $4\phi 3/4'' + 6\phi 5/8''$  y acero transversal correspondiente a los estribos de diámetro de  $\phi 3/8''$ . La cuantía con varillas de  $4 \phi 3/4'' + 6 \phi 5/8'' = 0.0167$ , entonces cumple con el intervalo dado por las recomendaciones dados por Soto (2008). El recubrimiento para columnas será de cuatro centímetros de acuerdo con la norma E.060.

Las columnas a intervenir son del tipo C2 de dimensiones 45 cm x 30 cm (Figura 172). Se elige reforzar las columnas centrales debido a que se demostró que tienen un comportamiento inaceptable en sismos muy severos.

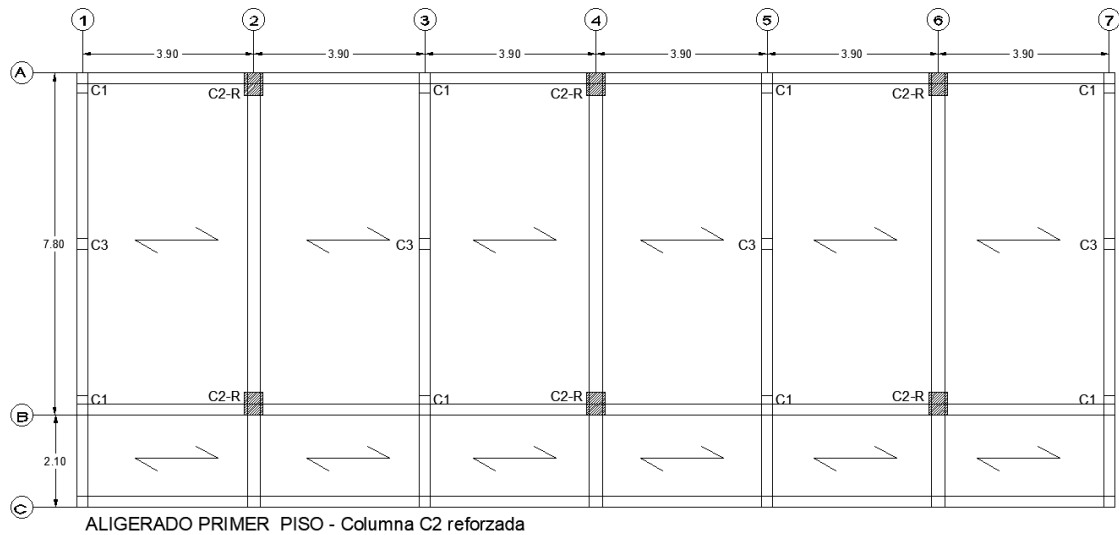


Figura 172. Columnas centrales reforzadas. Fuente: Propia.

#### 4.8.3.1 Detalles del refuerzo de la columna.

La columna reforzada se presenta en la siguiente Figura 173. La zona achurada es la columna existente y la no achurada es el aumento de la sección. Para el reforzamiento es necesario quitar el recubrimiento de la columna existente, debido al recubrimiento insuficiente de 3 cm y los óxidos que pueda tener.

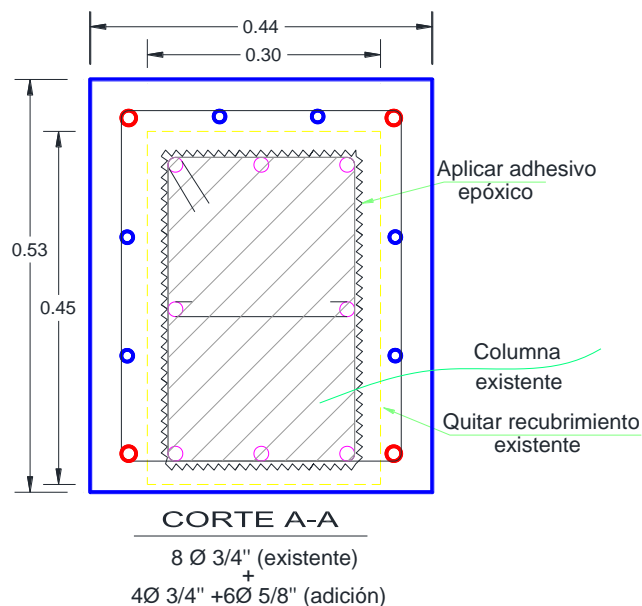
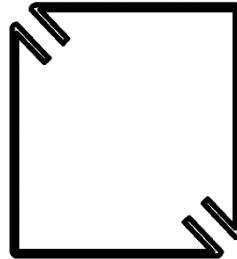


Figura 173. Columna reforzada. Fuente: Propia.

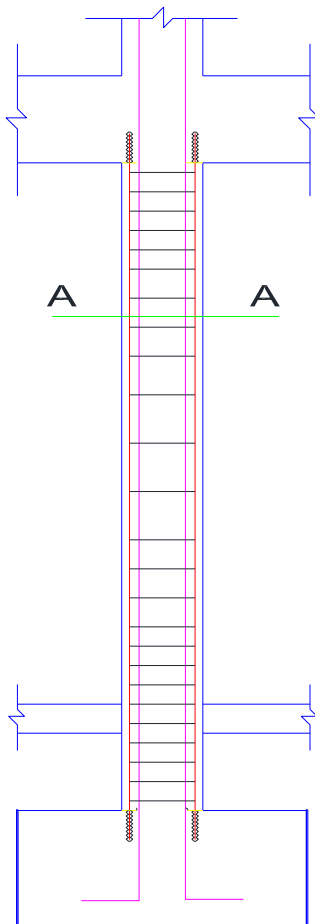
El refuerzo de los estribos es indispensable para formar monolitismo entre el concreto existente y el concreto fresco. Los estribos abiertos son los que mejor se adaptan a la nueva configuración ya que si fuera cerrada el tamaño considerable generaría esfuerzos en el estribo. Sin embargo, si son abiertos distribuyen los esfuerzos de corte (Figura 174).



DETALLE DE ESTRIBO

Figura 174. Detalle del estribo de refuerzo. Fuente: propia

Los detalles se muestran en la elevación de la columna reforzada. Con varillas de acero longitudinal de 3/4" y de 5/8". Para realizar el proceso constructivo de la columna reforzada se propone seguir el procedimiento mostrado y que consisten en las partidas para el presupuesto.



- |           |   |
|-----------|---|
| <b>01</b> | <b>Estructuras</b>                                |
| 01.01     | <i>Obras preliminares</i>                         |
| 01.01.01  | Apuntalamiento metálico                           |
| 01.01.02  | Demolición de columneta                           |
| 01.01.03  | Eliminación de demoliciones                       |
| 01.01.04  | Excavación manual                                 |
| 01.02     | <i>Reforzamiento de columna</i>                   |
| 01.02.01  | Eliminación del recubrimiento                     |
| 01.02.02  | Limpieza y tratamiento superficial                |
| 01.02.03  | Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$      |
| 01.02.04  | Anclaje químico                                   |
| 01.02.05  | Encofrado y desencofrado metálico                 |
| 01.02.06  | Concreto en columnas $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$   |
| 01.02.07  | Relleno con material propio                       |
| 01.03     | <i>Reposición de columneta</i>                    |
| 01.03.01  | Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$      |
| 01.03.02  | Anclaje químico                                   |
| 01.03.03  | Encofrado y desencofrado metálico                 |
| 01.03.04  | Concreto en columnetas $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ |
| <b>02</b> | <b>Arquitectura</b>                               |
| 02.01     | Tarrajeo de superficie cemento-arena              |
| 02.02     | Pintura   |

#### 4.8.3.2 *Análisis no lineal de la estructura reforzada*

La columna reforzada se analiza con la hipótesis de que el concreto nuevo y el viejo tengan monolitismo. La hipótesis se logra mediante el uso de un adhesivo epóxico. La Figura 175 se presenta la sección reforzada con los aceros de adición de diámetro de 3/4" en las esquinas y 5/8" en las partes intermedias. La parte confinada y la no confinada de la sección de concreto armado se considera el modelo de Mander descrito en las bases teóricas.

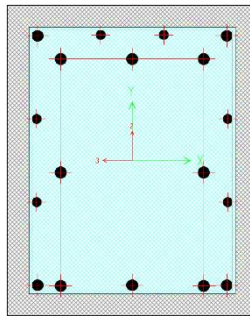


Figura 175. Modelo de refuerzo. Fuente: propia.

La elección de las columnas a reforzar se debió a la deficiencia en el comportamiento de las columnas centrales y también por la facilidad constructiva que provee la estructura existente. Además, con esto se logra la simetría en planta de la configuración estructural.

En la Figura 176 se muestra la estructura de la estructura de la institución educativa. Las columnas de color roja son las columnas centrales que se propone reforzar y de esta manera mejorar su desempeño. El análisis en un límite inelástico se realiza cambiando la sección de las columnas centrales.

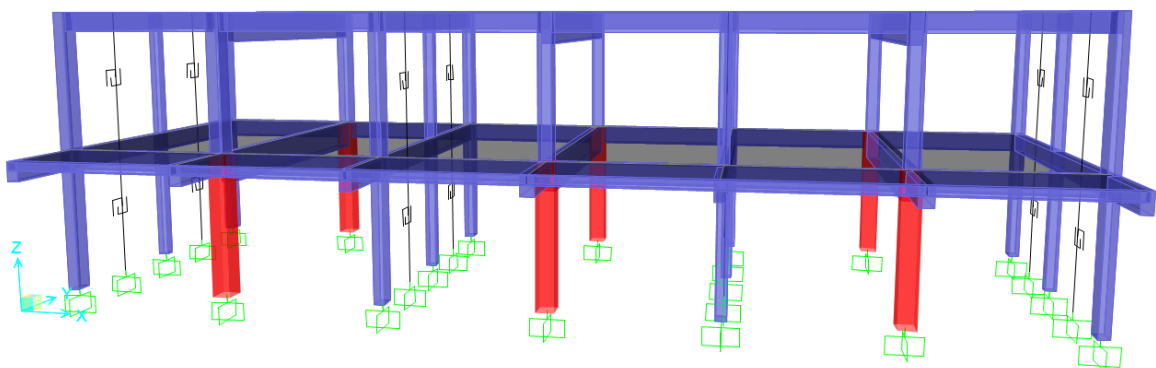


Figura 176. Estructura reforzada. Fuente: Propia

#### 4.8.4 Desempeño de la estructura reforzada

Los desempeños mejoran cuando se refuerza todas las columnas centrales tipo C2 de dimensiones existentes 25 x 45 centímetros cuadrados a un aumento de sección de 44 x 53 centímetros cuadrados con un ancho de encamisado de diez centímetros.

En la Figura 177 se muestra la comparación de las curvas de capacidad de una estructura sin reforzar y reforzada para la dirección “X”. La capacidad elástica de la estructura no reforzada se da en aproximadamente en 2.23 en una fuerza cortante basal de 100 toneladas. Mientras la capacidad elástica de la estructura reforzada mejora en un desplazamiento de 2.96 centímetros con una fuerza cortante de 166 toneladas.

La capacidad inelástica de la estructura reforzada aumenta considerablemente gracias al encamisado de concreto y adición de acero de refuerzo vertical como transversal. La mayor incidencia está en la cuantía de refuerzo que se agregó, debido a que los aceros refuerzo son dúctiles y ello ayuda a la estructura en tener un comportamiento óptimo. Por tanto, en la estructura que se reforzó aumento su capacidad de incursión inelástica de 108 toneladas a 185 toneladas aproximadamente en un 41%. Sin embargo, los desplazamientos máximos solo difieren en tres centímetros.

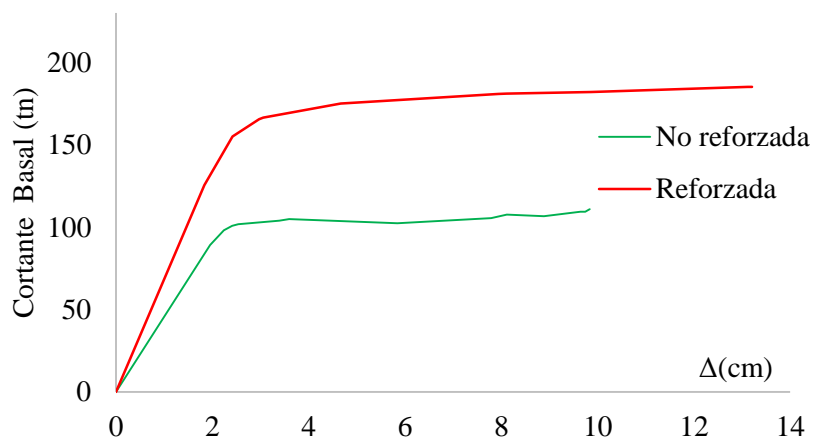


Figura 177. Curvas de capacidad no reforzada y reforzada-Dir X

Los desempeños en la dirección X mejoran debido a la mayor capacidad gracias al refuerzo. Para el sismo frecuente su comportamiento es operacional. Para los sismos ocasional, raro y muy raro se encuentran en ocupación inmediata con un daño leve.

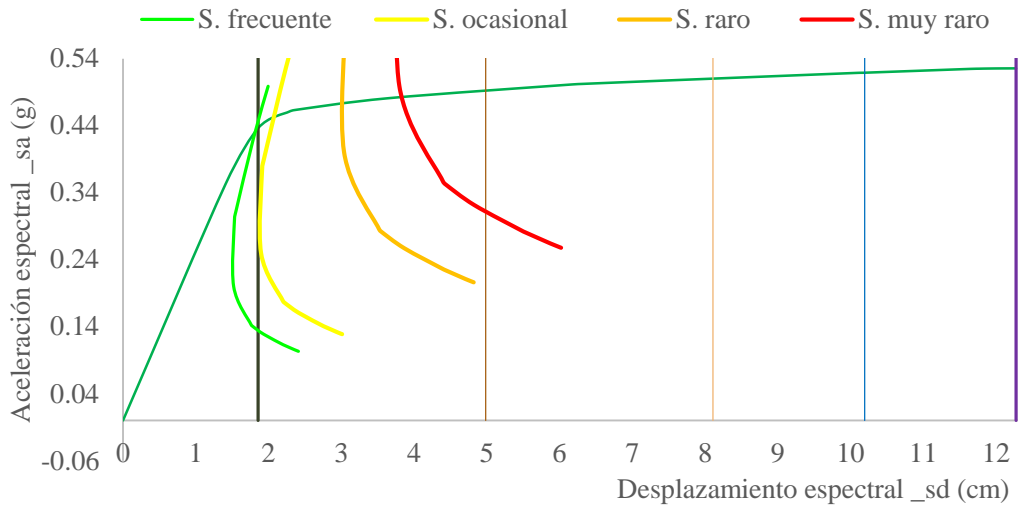


Figura 178. Desempeño reforzado dir X. Fuente: Propia.

La curva de capacidad en la dirección “Y” se muestra en la Figura 179 en donde la capacidad elástica de la estructura no reforzada es hasta un desplazamiento de 0.64 centímetros y una fuerza de aproximadamente 222 toneladas. Mientras que la estructura reforzada alcanza un desplazamiento de 0.82 centímetros con una fuerza cortante basal de 270 toneladas representando un aumento de 17%.

La zona no lineal de la estructura reforzada representa en aumento en un 14% en comparación de la fuerza cortante basal, en comparación de 341 toneladas a 394 toneladas.

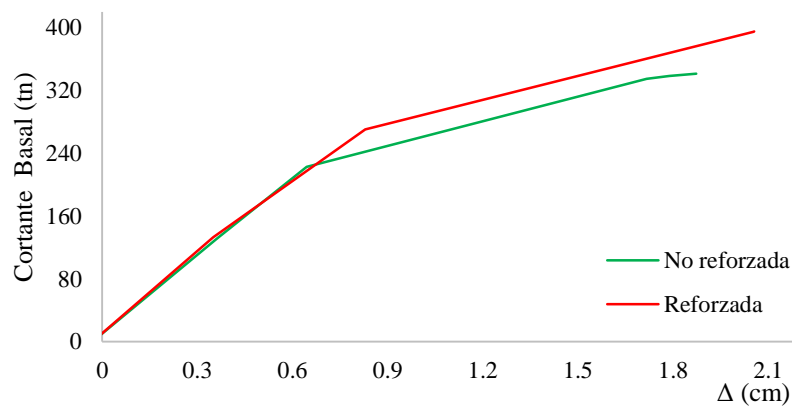


Figura 179. . Curvas de capacidad no reforzada y reforzada-Dir Y

En la dirección Y también mejoran considerablemente. Para el sismo frecuente y ocasional su comportamiento es operacional. Sin embargo, para los sismos raro y muy raro se encuentran en la ocupación inmediata.

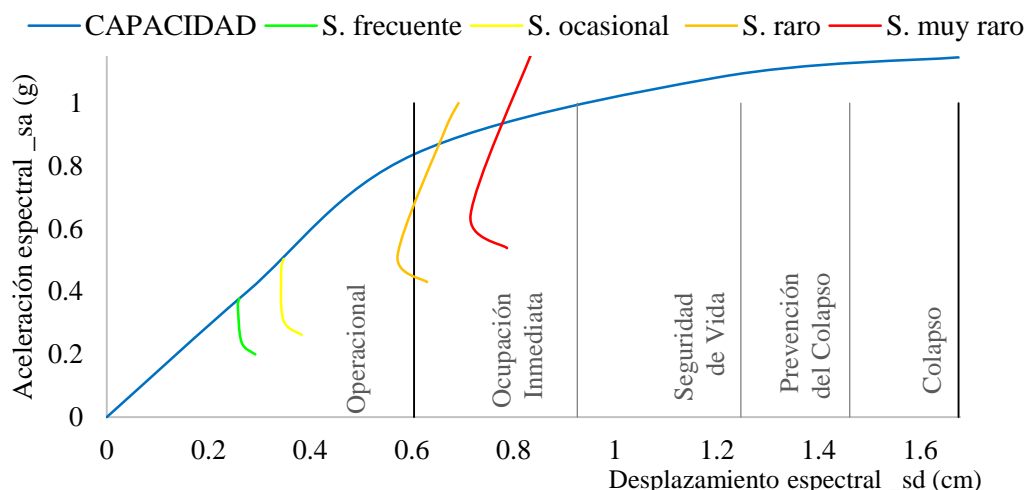


Figura 180. Desempeño reforzado dir Y. Fuente: Propia.

#### 4.8.5 Nivel de vulnerabilidad de la estructura reforzada

Se realiza el análisis del nivel de la vulnerabilidad con la estructura reforzada. Las fragilidades son una buena forma de representar la vulnerabilidad que pueda tener. En la Tabla 38 se presentan las probabilidades de su comportamiento estructural.

Tabla 38  
Nivel de vulnerabilidad de reforzamiento

Nivel de sismo	SX		SY		Ponderado	
	ED 1	ED 2	ED 1	ED 2		
Sismo frecuente		1		1	1.00	
Sismo ocasional			1	1	1.50	
sismo raro			1		1	2.00
Sismo muy raro			1		1	2.00

Fuente: Propia.

Por medio de la ponderación de la matriz de fragilidad se obtiene las probabilidades de su desempeño para cada nivel de demanda sísmica. Los niveles de vulnerabilidad están directamente relacionados con los desempeños estructurales y las fragilidades (expresadas en porcentajes de estar en un estado de daño).

Los resultados indican que para un sismo frecuente la estructura reforzada no tendrá daños al 100% en la estructura, con desempeño de Operacional, entonces la vulnerabilidad es muy baja. Para un sismo ocasional la estructura reforzada pueda sufrir un daño leve hasta un 50% con el desempeño estructural de Ocupación inmediata, entonces la vulnerabilidad para este nivel de sismo es baja. Y para el sismo raro y muy raro la estructura reforzada puede sufrir un daño leve hasta el 100% con un desempeño de Ocupación inmediata, entonces su vulnerabilidad es baja. Se ilustran en la siguiente Figura 181.

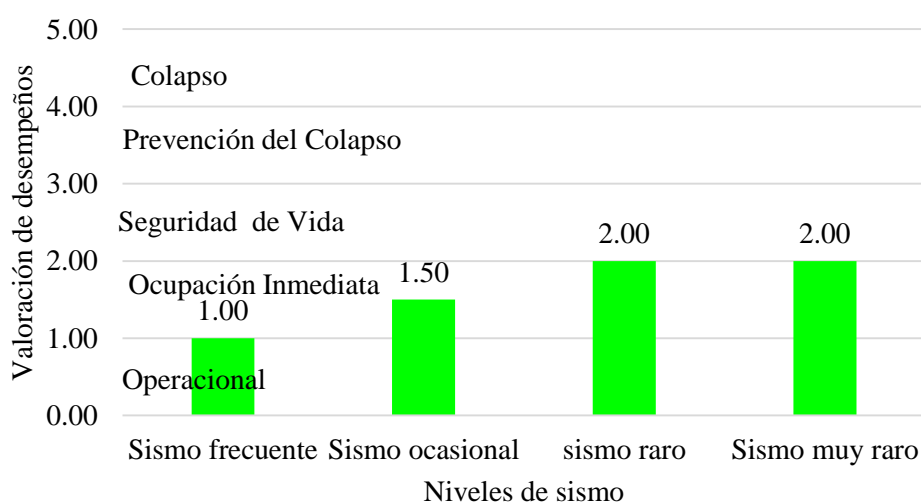


Figura 181. Desempeños de reforzamiento. Fuente: Propia.

#### 4.8.6 Estado de daño local para la columna reforzada

Cuando la estructura se refuerza mediante un encamisado consistente en el aumento de su sección transversal de 25x45 centímetros a 44x53 centímetros cuadrados, los desempeños a nivel global mejoran. Y para identificar la incidencia del reforzamiento a nivel local se procedió a la verificación de los estados de daño locales. Se realizó la verificación para los sismos de nivel frecuente, ocasional, raro y muy raro. Para los sismos frecuente, ocasional y raro los estados de daño fueron nulos (ED 1), mientras para el sismo muy raro los daños son leves (ED 2), para las columnas reforzadas, tal como se presenta en la Tabla 39.

Tabla 39  
Estados de daño local para la columna reforzada

	Muy raro	Dirección X			Dirección Y		
	Columna	$\theta_m$ (rad)	ID	Daño	$\theta_m$ (rad)	ID	Daño
Columna 1	A-1	0.004629	0.08573457	ED 1	0.00098	-0.032009293	ED 1
	B-1	0.004603	0.08489561	ED 1	0.00072	-0.040398825	ED 1
	A-3	0.004496	0.081443	ED 1	0.00065	-0.042767255	ED 1
	B-3	0.004258	0.07376335	ED 1	0.00049	-0.047759027	ED 1
	A-5	0.00458	0.08415346	ED 1	0.00057	-0.045113097	ED 1
	B-5	0.004251	0.07353748	ED 1	0.00048	-0.048059114	ED 1
	A-7	0.003817	0.05953341	ED 1	0.00057	-0.045113097	ED 1
	B-7	0.003735	0.05688748	ED 1	0.0007	-0.041015133	ED 1
C-2 reforzada	A-2	0.005261	0.16894999	ED 2	9.9E-05	-0.078319601	ED 1
	B-2	0.000543	-0.05705116	ED 1	5.7E-05	-0.080331481	ED 1
	A-4	0.005324	0.17196781	ED 2	0.00054	-0.057400843	ED 1
	B-4	0.005521	0.18140448	ED 2	0	-0.083061889	ED 1
	A-6	0.005266	0.1691895	ED 2	1.9E-05	-0.082137383	ED 1
	B-6	0.005469	0.17891358	ED 2	0.00046	-0.06110366	ED 1

Fuente: Propia.

#### 4.8.7 Presupuesto para una columna

Como parte complementaria se realizó una estimación en el presupuesto de la columna a intervenir. Se realiza la estimación para una unidad de columna, debido a que las columnas centrales son típicas. Y de acuerdo a las actividades que se establecieron líneas arriba se seguirá con el mismo orden de ejecución de trabajos.

El presupuesto para reforzar una columna central consistente en el encamisado de concreto es de aproximadamente de cinco mil doscientos dieciocho y 18/100 nuevos soles (S/. 5 219.99). El presupuesto comprende el costo directo, los gastos generales, los tributos y la utilidad. Los insumos son los siguientes: Mano de obra (S/. 1944.43), Materiales (S/. 1008.79), Equipo (S/. 700.91).

El detallado de los metrados consistente en la cuantificación de los materiales a usar y del presupuesto se presenta en los anexos. Se presenta el presupuesto general, los análisis de precios unitario y los materiales e insumos.

## **CAPITULO V: Conclusiones y recomendaciones**

### **5.1 Conclusiones**

#### **Del objetivo específico 1. Condiciones estructurales**

La estructura de los dos pabellones 2 y 3 de la Institución Educativa Mariscal Ramón Castilla ubicado en el distrito de Chaclacayo se encuentra en buenas condiciones debido a que no se presentan daños estructurales y no estructurales. Entonces la hipótesis no se acepta para este objetivo específico.

La influencia de la resistencia a la compresión ( $f_c$ ) en la estructura existente no es determinante para sollicitaciones sísmicas debido a que la variación resultó insignificante en cada incremento de resistencia. Además, se concluye que cuanto mayor es la resistencia a la compresión del concreto menor es el desplazamiento y cuanto menor es la resistencia del concreto mayor es el desplazamiento. Por lo tanto, se infiere que las resistencias menores a la compresión son más dúctiles en comparación con las mayores resistencias.

#### **Del objetivo específico 2. Demanda sísmica**

Con respecto a la demanda se comprobó la hipótesis de la investigación al sostener que la demanda sísmica es considerable. Así las demandas para cada nivel de sismo son:

- Para un sismo frecuente tiene una demanda sísmica en una aceleración máxima de 0.17g y son menores en 16% a los por coeficientes estimados anteriormente.
- Para un sismo ocasional con una aceleración máxima de 0.23g, también es menor en un 9% a los por coeficientes estimados anteriormente.
- Para un sismo raro tiene una aceleración máxima de 0.48g y son mayores relativamente en un 16% a los por coeficientes estimados anteriormente.
- Y para un sismo muy raro tiene una demanda de 0.58g y son mayores también en un 14% a los por coeficientes estimados anteriormente.

### **Del objetivo específico 3. Desempeño estructural**

El método del análisis estático no lineal es un método eficiente para estimar el desempeño de una edificación construida. También permite identificar las secciones críticas y tomar medidas al respecto. A continuación, se presentan las conclusiones de los desempeños.

*Para la estructura con condiciones actuales presentan los siguientes desempeños:*

- Para un sismo frecuente y ocasional la estructura tendrá un desempeño de Ocupación inmediata.
- Para un sismo raro la estructura tendrá un desempeño de Seguridad de vida.
- Para un sismo muy raro la estructura tendrá un desempeño de Prevención del colapso.

*Para la estructura con reforzada con las columnas centrales presentan los siguientes desempeños:*

- Para un sismo frecuente tendrá el desempeño de Operacional, caracterizado por tener un daño leve.
- Para un sismo ocasional, raro y muy raro tendrá el desempeño de Ocupación Inmediata, es decir la estructura puede seguir brindando servicios después que ocurra un sismo.

### **Del objetivo específico 4. Fragilidad Estructural**

*Para la estructura con condiciones actuales presentan los siguientes desempeños:*

- Para un sismo frecuente y ocasional se espera la probabilidad hasta un 50% de que la estructura sufra un daño leve.
- Para un sismo raro se espera la probabilidad al 40% de que la estructura tenga daños moderados cuando ocurra un evento sísmico.

- Para un sismo muy raro se espera la probabilidad al 5% de que la estructura tenga daños severos cuando ocurra un evento sísmico.

*Para la estructura con reforzada con las columnas centrales presentan las siguientes fragilidades:*

- Para un sismo frecuente se espera la probabilidad de que no sufra ningún daño.
- Para un sismo ocasional se espera la probabilidad al 50% de que la estructura tenga daños leves cuando ocurra un evento sísmico.
- Para un sismo raro y muy raro se espera la probabilidad al 100% de tener un daño leve.

### **Del objetivo general. Nivel de la vulnerabilidad**

Para las estructuras con condiciones actuales los niveles de la vulnerabilidad se concluyen por cada nivel de severidad del movimiento del suelo.

- Para un sismo frecuente y ocasional la estructura tiene una vulnerabilidad baja.
- Para un sismo raro la estructura tiene una vulnerabilidad media.
- Para un sismo muy raro la estructura tiene una vulnerabilidad alta.

Para la estructura con reforzada con las columnas centrales, las estructuras tienen desempeños diferentes de acuerdo a la intensidad del movimiento del suelo.

- Para un sismo frecuente la estructura tiene una vulnerabilidad muy baja.
- Para un sismo ocasional la estructura tiene una vulnerabilidad baja.
- Para un sismo raro y muy raro la estructura tiene una vulnerabilidad baja.

Finalmente, se concluye que la intervención estructural consistente en el encamisado de las columnas centrales de la estructura, permite que se cumplen con el criterio de una edificación esencial. Es decir que la estructura pueda seguir funcionando después que ocurre un evento sísmico. De esta manera que la estructura sirva para el manejo de emergencias; por ejemplo, el abastecimiento de ayuda humanitaria y el refugio después de un desastre.

## 5.2 Recomendaciones

Al realizar el ensayo de esclerometría se recomienda mantener fijamente hacia la superficie en posición perpendicular a la superficie de aplicación, con la finalidad de obtener resultados más confiables. También se recomienda tener cuidado en aplicar sobre el acero de refuerzo o por encima de los agregados ya que estos pueden generar resultados mayores. Así generando aún más, la incertidumbre propia del ensayo.

Para realizar la evaluación de estructuras que fueron construidos antiguamente, se recomienda usar la demanda sísmica que brinda el SENCICO ya que esto garantiza la ubicación más localizada del sismo.

Para determinar el desempeño de la estructura se recomienda tener cuidado con la asignación del acero de refuerzo, debido a que tiene una gran influencia en los resultados de la capacidad estructural.

En el análisis de fragilidad se recomienda realizar matrices de fragilidad siempre y cuando los datos son similares, caso contrario realizar curvas de fragilidad que explican de la mejor manera.

Como parte del aporte práctico, en caso de que ocurra un sismo; se recomienda la evacuación ordenada de la estructura educativa debido a que la estructura garantiza la seguridad de vida.

Como parte del aporte metodológico de esta investigación se propone la metodología para evaluar estructuras que fueron construidos con códigos sísmicos antiguos, por medio del siguiente diagrama de flujo. El diagrama de flujo describe el proceso desde el inicio hasta finalizar de la evaluación de estructuras. Se muestra en la Figura 182.

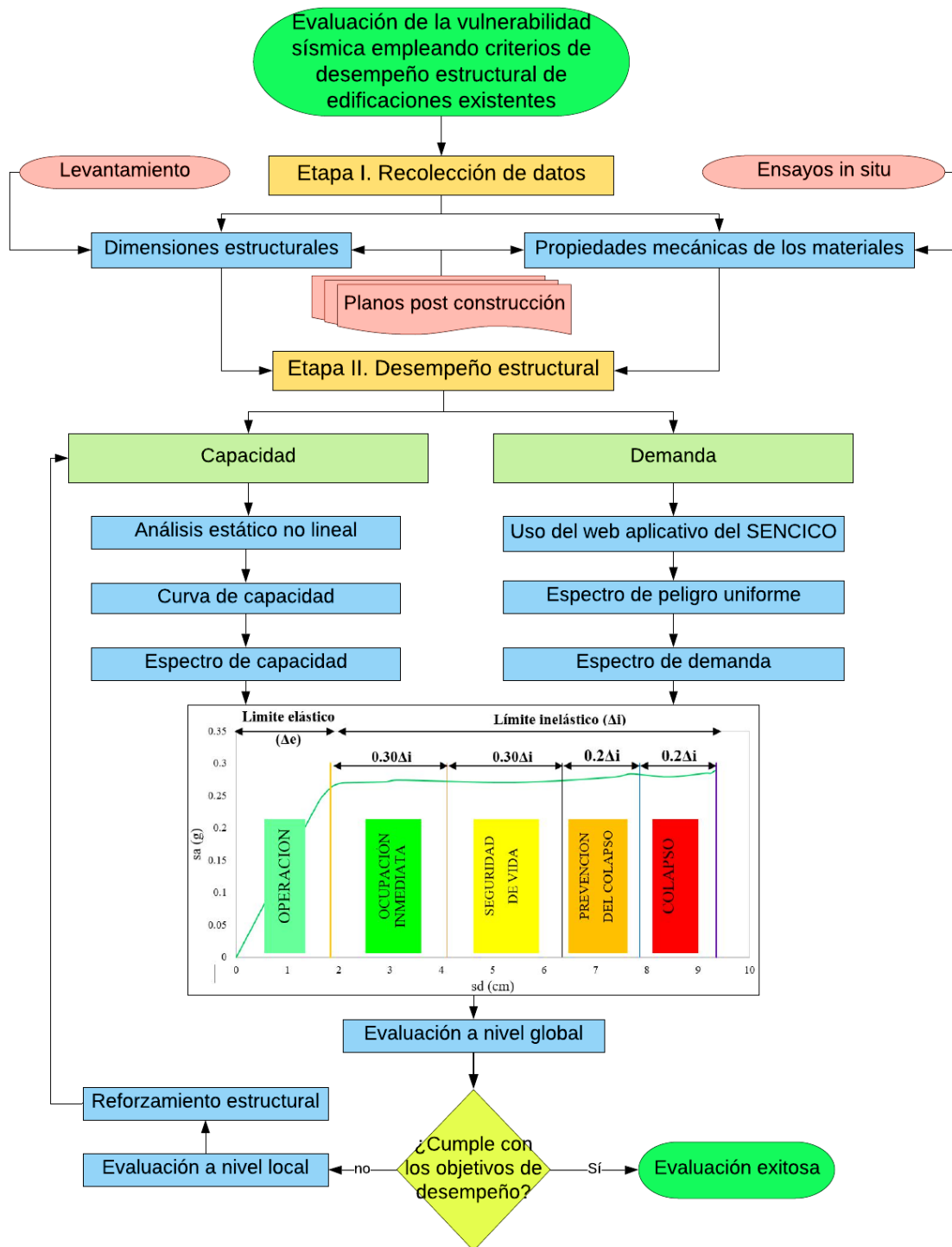


Figura 182. Propuesta para la evaluación de edificaciones existentes

## REFERENCIAS

- Abanto, S., & Cardenas, D. (2015). *Determinación de la vulnerabilidad sísmica aplicando el método de Benedetti – Petrini en las instituciones educativas del centro histórico de Trujillo, provincia de Trujillo, región la Libertad*. (Tesis de pregrado). Universidad Privada Antenor Orrego, La Libertad, Perú.
- Aldama, A., Gómez, C., & Guillén, B. (2008). Elaboración de una metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica. *Revista de Matemática: Teoría y Aplicaciones*, 15(1), 41–48. Retrieved from <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=45326937005>
- Astorga, M., & Aguilar, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas*. (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Astroza, M., & Schmidt, A. (2004). Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 1(70), 59–75.
- ATC 40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. California.
- Aullaca, L. (2006). “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco niveles diseñado con las normas peruanas de edificaciones.” (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Barbat, A. H., & Pujades, L. (2004). Evaluación de la Vulnerabilidad y del riesgo sísmico en zonas urbanas. Aplicación a Barcelona. *Sísmica 2004 - 6º Congreso Nacional de Sismología e Ingeniería Sísmica*, (1977), 229–252.
- Barrera, P. (2017). *Evaluación del punto de desempeño sísmico de una edificación escolar, diseñado con la norma E.030, usando criterios de Visión 2000*. (Tesis de pregrado).

Universidad Cesar Vallejo, Lima, Perú.

Basurto, R. (2007). *Vulnerabilidad Sísmica y mitigación de desastres en el distrito de San Luis*. (Tesis de pregrado). Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú.

Blanco, A. (2005). *Las estructuras de los Centros Educativos en el siglo XX en el Perú, diversos proyectos de reforzamiento y ejemplos de estructuración de edificaciones de la Universidad Católica del Perú*. (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

Blanco, A. (2010). *Evolución de las normas sísmicas en el Perú*. Lima, Perú: American Concrete Institute.

Bolaños, A., & Monroy, O. (2004). *Espectros de peligro uniforme*. (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

Borda, L., & Pastor, A. (2007). *"Desempeño sísmico de un edificio aporricado peruano de seis pisos"*. (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

Borzi, B., Pinho, R., & Crowley, H. (2008). Simplified pushover-based vulnerability analysis for large-scale assessment of RC buildings. *ScienceDirect*, 30, 804–820. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.05.021>

Carrillo, J. (2008). Evaluation of the seismic vulnerability of structures using a performance design. *Dyna*, 75(155), 91–102. Retrieved from <http://www.revistas.unal.edu.co/index.php/dyna/article/view/1743/11583>

Castro, E. D. (2015). *Vulnerabilidad sísmica del centro histórico de la ciudad de Jauja-Junín*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

Celi, C., & Arellano, B. (2014). "Fiabilidad del Modelamiento Sísmico, en el Rango No Lineal, en Función de la Longitud de las Zonas Plásticas Asumidas Para Vigas."

- Centro Nacional de Estimación Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres (CENEPRED). (2016). *Glosario de términos*. Lima, Perú.
- Chang, D. (2015). *Estudio de relaciones momento-curvatura en secciones de concreto armado y concreto preesforzado sometidas a flexión*. (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de estructuras*. (Pearson Educacional, Ed.) (Cuarta ed.). México: Pearson.
- Congreso de la República. (2011). Decreto Supremo que aprueba el Reglamento de la Ley N° 29664, que crea el Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres (SINAGERD). Lima: Diario Oficial el Peruano. Retrieved from <https://busquedas.elperuano.pe/normaslegales/ley-que-crea-el-sistema-nacional-de-gestion-del-riesgo-de-de-ley-n-29664-605077-1/>
- Crisafulli, F., & Villafañe, E. (2002). *Espectro de respuesta y de diseño*. (Universidad Nacional de Cuyo, Ed.). Universidad Nacional de Cuyo.
- CSI. (2018). SAP2000 (V. 20) [Windows]. Berkeley-USA: © 2018 Computers and Structures, Inc. Retrieved from <https://www.csiamerica.com/>
- D'Ayala, D., Meslem, A., Vamvatsikos, D., Porter, K., Rossetto, T., Crowley, H., & Silva, V. (2015). *Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment - Low/Mid-Rise*. GEM Technical Report (Vol. 1.0.0). Pavia, Italy. <https://doi.org/10.13117/GEM.VULN-MOD.TR2014.12>
- De la colina, J. (2016). *Dinámica de estructuras*. (G. N. Editores, Ed.) (primera ed.). México: Editorial Limusa.

- Delgadillo, E. (2005). *Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E.030*. (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- E.030. (2018). Norma Técnica E.030 "Diseño sismorresistente". Diario Oficial el Peruano (Lima, Perú, 07 de diciembre de 2018).
- E.070. (2006). Norma E.070 Albañilería. Lima, Perú: Diario Oficial el Peruano (Lima, Perú, 23 de mayo de 2006).
- Estrada, F. (2018). *Estudio comparativo de dos alternativas para la ampliación de un nivel de un módulo de aulas existente*. (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Federal Emergency Management Agency P-58-1. (2012). *Seismic Performance Assessment of Buildings* (Primera Ed). (ATC, Ed.), *FEMA P-58-1* (Vol. 1). Washington, United States.: FEMA. Retrieved from [https://www.fema.gov/media-library-data/1396495019848-0c9252aac91dd1854dc378feb9e69216/FEMAP-58\\_Volume1\\_508.pdf](https://www.fema.gov/media-library-data/1396495019848-0c9252aac91dd1854dc378feb9e69216/FEMAP-58_Volume1_508.pdf)
- Freire, N. (2017). *Cálculo del diagrama momento curvatura por el método de fibras para secciones de hormigon armado y perfiles de acero empleando un software de programación especializado*. (Tesis de pregrado). Universidad Técnica de Ambato, Ambato , Ecuador.
- Gonzáles, F. (2012). Anillo de Fuego del Pacífico. Retrieved June 9, 2018, from <http://bibliotecaduocvalparaiso.blogspot.com/2012/04/anillo-de-fuego-del-pacifico.html>
- Guevara, N., Osorio, S., & Arturo, E. (2006). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, utilizando análisis estático*

- no lineal (Pushover)*. (Tesis de pregrado). Universidad de El Salvador, San Salvador.
- Hernández, S., Fernández, C., & Baptista, M. (2014). *Metodología de la investigación*. (McGraw-Hill, Ed.) (Sexta edic). México.
- Instituto Geofísico del Perú (IGP). (2018). Sismos reportados. Retrieved August 9, 2018, from <http://intranet.igp.gob.pe/bdsismos/ultimosSismosSentidos.php>
- Lovon, H. (2017). *Estimación de la vulnerabilidad sísmica de viviendas de albañilería confinada de Lima*. (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Lovon, H., Tarque, N., Silva, V., & Yepes, C. (2018). Development of Fragility Curves for Confined Masonry Buildings in Lima, Peru. *Earthquake Spectra*, 34(3), 1339–1361. <https://doi.org/https://doi.org/10.1193/090517EQS174M>
- Mihai, M. (2013). A theoretical review of the damage indices used to model the dynamic nonlinear behavior of reinforced concrete structures. *Universitatea Tehnică „Gheorghe Asachi” Din Iași Tomul LIX (LXIII), 1(1)*, 109–119.
- Minitab Inc. (2018). Minitab 18. State College, Pennsylvania, EE.UU.: © 2019 Minitab, LLC. Retrieved from <http://www.minitab.com/es-mx/company/>
- Montero, J. (2007). *Estadística descriptiva*. (Thomson Editores Spain, Ed.) (Primera Ed). Madrid, España: Thomson.
- Mostafaei, H., & Kabeyasawa, T. (2004). Effect of Infill Masonry Walls on the Seismic Response of Reinforced Concrete Buildings Subjected to the 2003 Bam Earthquake Strong Motion : A Case Study of Bam Telephone Center. *Bull. Earthq. Rese. Inst.*, 79(2004), 133–156.
- MTC. (2016). *Manual de Ensayo de Materiales*. Lima, Perú: Ministerio de Transportes y

[http://transparencia.mtc.gob.pe/idm\\_docs/normas\\_legales/1\\_0\\_3729.pdf](http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/normas_legales/1_0_3729.pdf)

Muñoz, A., Tinman, M., & Quiun, D. (2015). Riesgo sísmico de edificios peruanos. *ResearchGate*, 1(1), 12.

Navarro, C., & Fernández, J. (2006). “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis pisos con las normas peruanas de edificaciones.” (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

Organización Panamericana de la Salud. (1999). *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. (OPS, Ed.) (Segunda Ed, Vol. 2004). Washington, DC.

Paz, E. (2012). *Procedimiento de cálculo para la elaboración de espectros sísmicos para el diseño sismorresistente de estructuras*. (Tesis de pregrado). Universidad San Carlos de Guatemala, Guatemala.

Peralta, M. (2012). *Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del hospital de Vielha*. (Tesis de maestría). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

PNUD. (2016). Ciudades y comunidades sostenibles. Retrieved August 27, 2018, from <https://www.undp.org/content/undp/es/home/sustainable-development-goals.html>

Quiroz, E. (2017). *Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica módulo 780 Pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales*. (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

Quiroz, V., & Salamanca, L. (2006). *Apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje en La asignatura de “tecnología del hormigón.”* (Trabajo por adscripción). Universidad Mayor de San Simón, Cochabamba, Bolivia.

- Ramos, E. (2017). *"Análisis y evaluación de la distribución espacial de la sismicidad presente en el borde occidental de sudamérica "*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional San Agustín de Arequipa, Arequipa , Perú.
- Rochel, R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. (Editorial Universidad EAFIT, Ed.) (Segunda). Medellín, Colombia: EAFIT.
- Roncal, M. (2017). *Determinación del peligro sísmico en el territorio nacional y la elaboración del aplicativo web*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima , Perú.
- Ruiz, J., & Miranda, E. (2003). Evaluación de los factores de reducción de resistencia por ductilidad para estructuras de mampostería cimentadas en terreno firme Redalyc Sistema de Información Científica Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica Distrito Federal , México. *Redalyc*, 1(69), 1–23. <https://doi.org/10.18867/ris.69.216>
- San Bartolomé, Á. (1994). *Construcciones de albañilería*. (Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú, Ed.) (Primera ed). Perú: PUCP.
- San Bartolomé, Á. (1998). *Análisis de edificios*. (Fondo Editorial PUCP, Ed.) (Primera ed). PUCP.
- SENCICO. (2016). *Actualización del programa de cómputo orientado a la determinación del peligro sísmico en el país*. Lima, Perú.
- Soto, E. (2008). *Rehabilitación de estructuras de concreto*. (Tesis de maestría). Universidad Autónoma de México, México.
- Structural Engineers Association of California (SEAOC). (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*. (Shea & Gail Hynes, Eds.) (seventh ed). Washington, D.C.: SEAOC.

- Susaca, J. (2016). *Nivel de desempeño de una estructura aporticada de cinco niveles aplicado a la evaluación y reforzamiento*. (Tesis de pregrado). Universidad Andina Néstor Cáceres Velázquez, Juliaca, Perú.
- Tavera, H. (2008). La sismicidad en el mundo. *Revista Del Capítulo de Ingeniería Geológica*, 5(1), 25–27. Retrieved from <http://repositorio.igp.gob.pe/handle/IGP/896>
- Triolla, M. (2009). *Estadística*. (Pearson Educación, Ed.) (Décima edi). México: Pearson.
- Villanueva, M. (2018). “*Desempeño sísmico del edificio dual de la facultad de Ingeniería Civil de la UNASAM, Huaraz-2014.*” (Tesis de maestría). Universidad Nacional “Santiago Antunez de Mayolo”, Huaraz , Perú.

## ANEXOS

### Anexo 1. Estructura de la I.E. Mariscal Ramón Castilla.



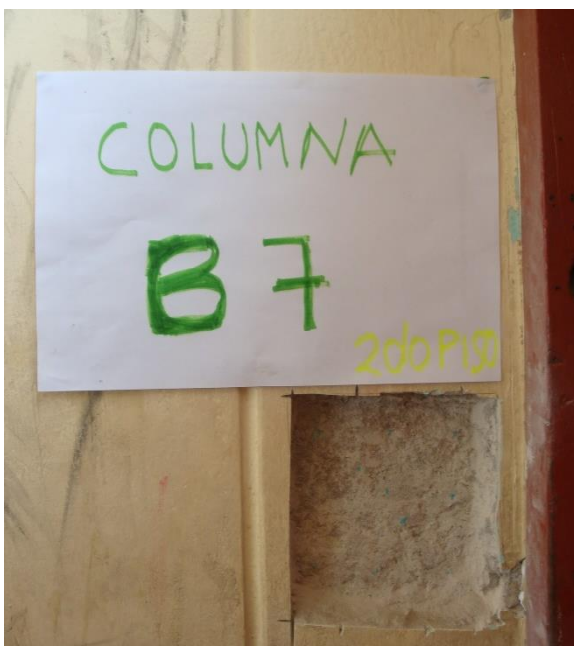
### Anexo 2. Panel Fotográfico



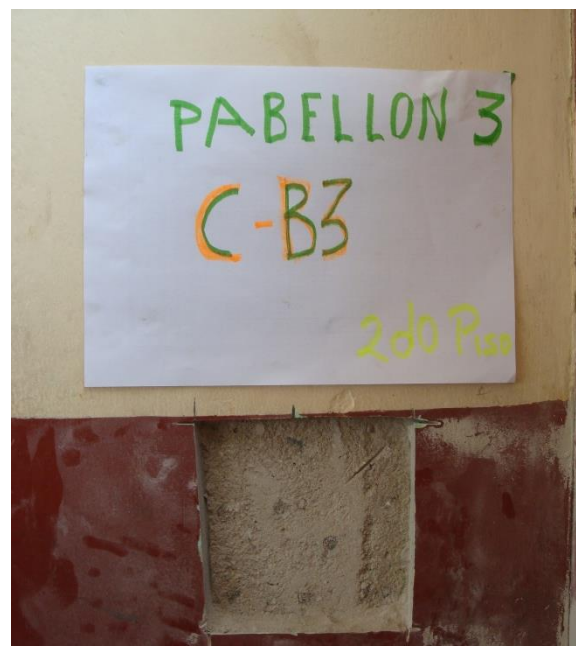
Preparación de la columna B-3 del Segundo piso



Ensayo de la columna B-3 del Segundo piso



Identificación de la columna B-7 del Segundo piso



Identificación de la columna B-3 del Segundo piso



Preparación de la viga peraltada del segundo piso



Lectura de rebote de la viga peraltada del segundo piso

Anexo 3. Certificado de calibración del esclerómetro usado.

		<b>METROLOGÍA &amp; TÉCNICAS S.A.C.</b> <small>Servicios de Calibración y Mantenimiento de Equipos e Instrumentos de Medición Industriales y de Laboratorio</small>
<b>Área de Metrología</b> <i>Laboratorio de Dureza</i>		<b>CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN</b> <b>MT - LD - 032 - 2018</b>
		Página 1 de 3
<b>1. Expediente</b>	<b>18168</b>	Este certificado de calibración documenta la trazabilidad a los patrones nacionales o internacionales, que realizan las unidades de la medición de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades (SI).
<b>2. Solicitante</b>	<b>UNIVERSIDAD PERUANA UNION</b>	
<b>3. Dirección</b>	Car. Central km. 19 Villa Union - Ñaña, Lurigancho - Lima - LIMA.	Los resultados son validos en el momento de la calibración. Al solicitante le corresponde disponer en su momento la ejecución de una recalibración, la cual está en función del uso, conservación y mantenimiento del instrumento de medición o a reglamento vigente.
<b>4. Instrumento de medición</b>	<b>MARTILLO PARA PRUEBA DE CONCRETO ESCLERÓMETRO</b>	
<b>Marca</b>	<b>FORNEY</b>	
<b>Modelo</b>	<b>LA-0352</b>	
<b>Número de Serle</b>	<b>15011</b>	METROLOGÍA & TÉCNICAS S.A.C. no se responsabiliza de los perjuicios que pueda ocasionar el uso inadecuado de este instrumento, ni de una incorrecta interpretación de los resultados de la calibración aquí declarados.
<b>Alcance de Indicación</b>	<b>100 Número de Rebote</b>	
<b>Div. Escala / Resolución</b>	<b>2 Número de Rebote</b>	
<b>Identificación</b>	<b>NO INDICA</b>	
<b>Tipo</b>	<b>ANALOGICO</b>	Este certificado de calibración no podrá ser reproducido parcialmente sin la aprobación por escrito del laboratorio que lo emite.
<b>5. Fecha de Calibración</b>	<b>2018-07-25</b>	El certificado de calibración sin firma y sello carece de validez.
<b>Fecha de Emisión</b>	<b>Jefe de Laboratorio de Metrología</b>	<b>Sello</b>
<b>2018-07-31</b>	 <b>JUAN C. QUISPE MORALES</b>	
Metrología & Técnicas S.A.C. Av. San Diego de Alcalá Mz F1 Lote 24 Urb. San Diego - LIMA - PERÚ Telf.: (511) 540-0642 Cel.: (511) 971 439 272 / 942 635 342 / 971 439 282 RPM: # 971439272 / #942635342 / #971439282 RPC: 940037490		
		email: <a href="mailto:metrologia@metrologiatecnicas.com">metrologia@metrologiatecnicas.com</a> <a href="mailto:ventas@metrologiatecnicas.com">ventas@metrologiatecnicas.com</a> WEB: <a href="http://www.metrologiatecnicas.com">www.metrologiatecnicas.com</a>

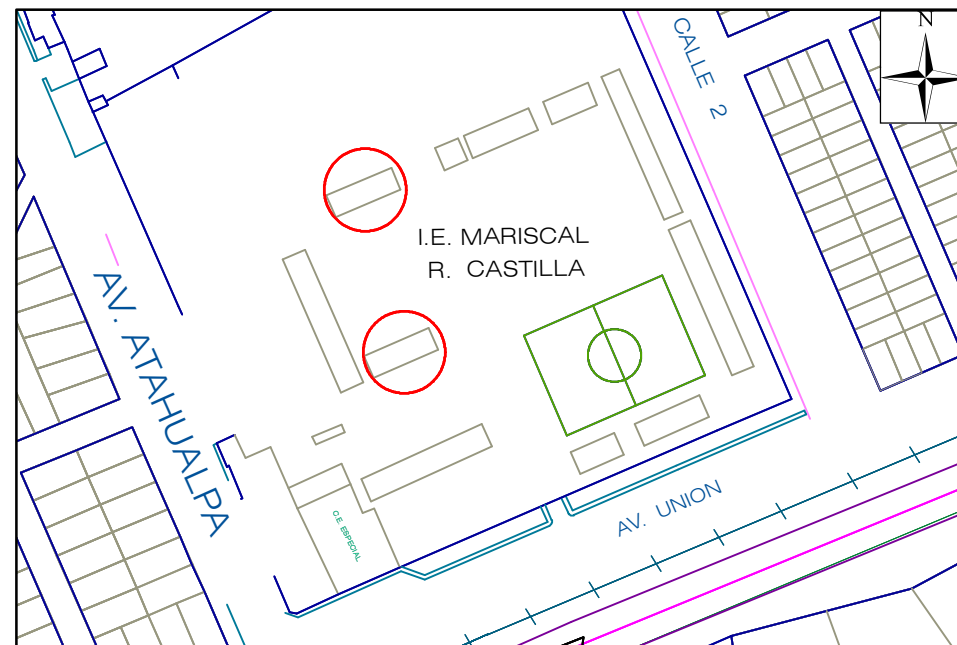
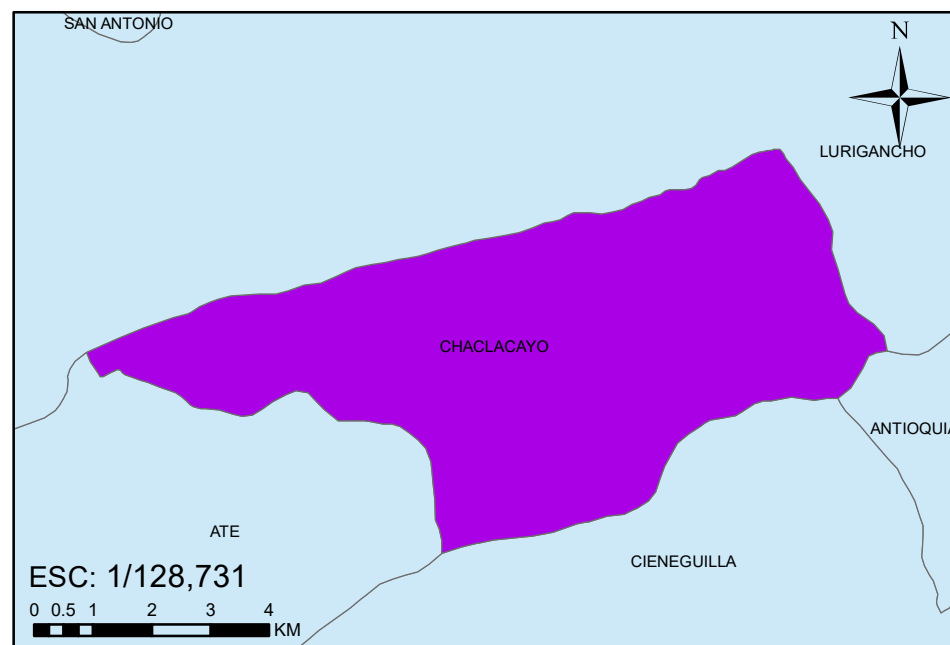
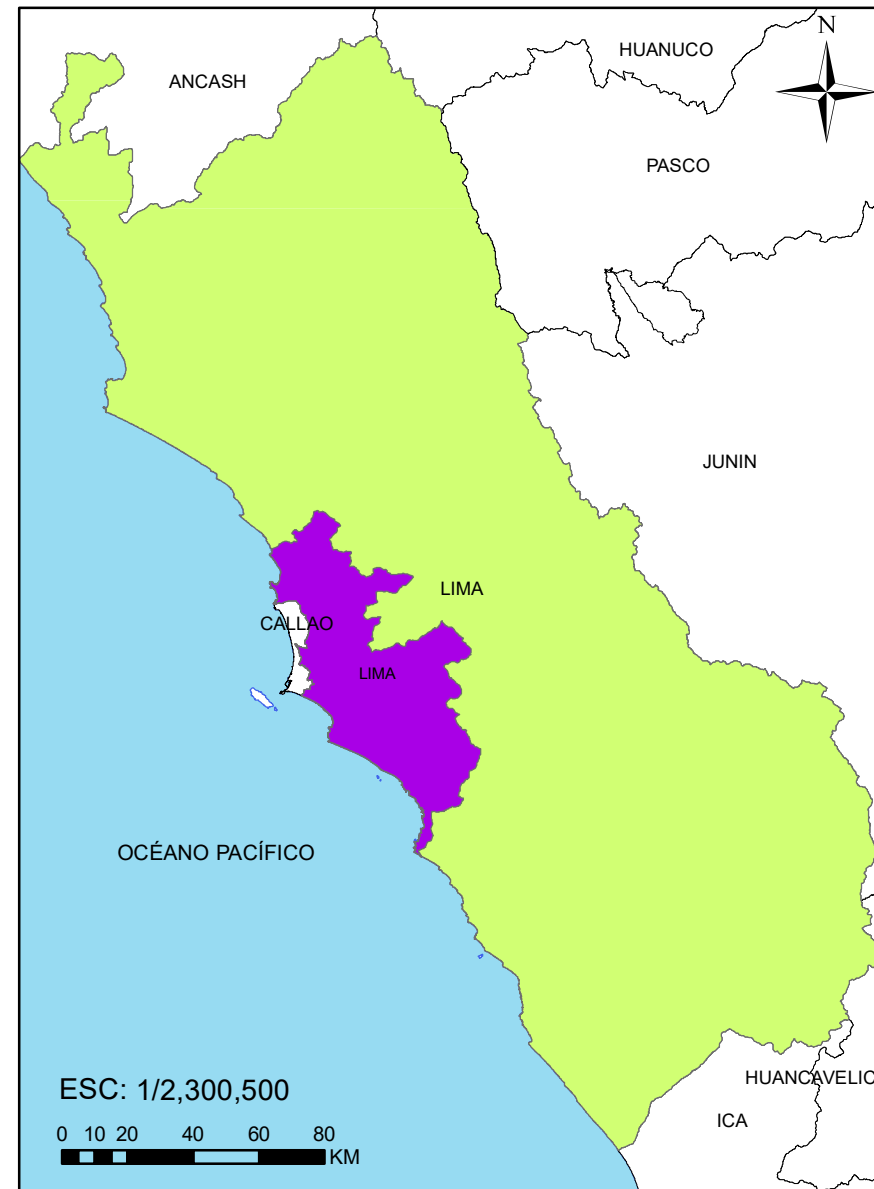
Tabla 40  
Matriz de consistencia de la investigación

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	METODOLOGÍA	POBLACIÓN
<b><u>Pregunta General</u></b> ¿Cuál es el nivel de vulnerabilidad sísmica estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N°6 del distrito de Chaclacayo?	<b><u>Objetivo General</u></b> Evaluar la vulnerabilidad sísmica estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N°6 del distrito de Chaclacayo.	<b><u>Hipótesis General</u></b> La vulnerabilidad sísmica estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N°6 del distrito de Chaclacayo es alta.	<b><u>Hipótesis General</u></b> VD: La vulnerabilidad sísmica estructural. VI: Modelo estructural + demanda + desempeño + fragilidad.	<b>-Tipo de investigación:</b> Aplicada. <b>-Enfoque de Investigación:</b> Cuantitativa. <b>-Alcance de la Investigación:</b> Explicativa. <b>-Diseño de contrastación de la Hipótesis:</b> Investigación no experimental de carácter Transversal-Causal.	La población total son todos los pabellones de la Institución Educativa Mariscal Ramón Castilla. El objeto de estudio es la muestra correspondiente a los dos pabellones del nivel secundario: Pabellón 2 y 3.
<b><u>Preguntas Específicas</u></b> - ¿En qué condiciones se encuentra la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo? - ¿Cuál es la demanda sísmica de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo? - ¿Cuál es el desempeño estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo? - ¿Cuál es la fragilidad estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo?	<b><u>Objetivos Específicos</u></b> - Describir en qué condiciones se encuentra la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo. -Determinar la demanda sísmica de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo. -Estimar el desempeño estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo. -Analizar la fragilidad estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo.	<b><u>Hipótesis Específicos</u></b> -La I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo no se encuentra en buenas condiciones estructurales. -La I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo tiene una demanda considerable. -EL desempeño estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito es de seguridad de vida y puede ser determinado mediante el análisis estático no lineal. -La fragilidad estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo, muestra altas probabilidades de daño.	<b><u>Hipótesis específicas</u></b> <b><u>Hipótesis específica 1</u></b> -VD: El modelo estructural y las propiedades mecánicas. -VI: Condiciones actuales. <b><u>Hipótesis específica 2</u></b> -VD: Demanda. -VI: Las condiciones sísmicas de la zona. <b><u>Hipótesis específica 3</u></b> -VD: El desempeño estructural. -VI: Modelo estructural + propiedades mecánicas + demanda. <b><u>Hipótesis específica 4</u></b> -VD: La vulnerabilidad sísmica. -VI: Desempeño estructural + demanda sísmica.	<b>Instrumentos de Recolección de Datos:</b> -Aplicativo web del SENCICO. -Planos de la institución educativa. <b>Técnicas de recolección de datos:</b> -Visitas de campo. -Ensayos de Esclerometría. <b>Plan de procesamiento de datos:</b> - Análisis estático no lineal con el uso de software SAP2000 V 20.1.0. -Análisis estadístico para las curvas de fragilidad con Microsoft Excel.	

Anexo 4. Plano de localización y ubicación.

# PLANO DE LOCALIZACIÓN Y UBICACIÓN

# UBICACIÓN DE LA I.E. MARISCAL RAMÓN CASTILLA



<b>UNIVERSIDAD PERUANA UNION</b>			
AUTOR: <i>ARONE QUISPE JUAN</i>		LAMINA: <b>PU</b>	
PROYECTO: <i>EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA I.E. MARISCAL RAMÓN CASTILLA</i>			
PLANO: <i>UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN</i>			
ASESOR: <i>MG. HOLGER LOVON</i>	ESCALA: <i>INDICADA</i>	DISTRITO: <i>CHACLACAYO</i>	FECHA: <i>OCTUBRE 2018</i>

**CERTIFICADO DE ENSAYO DE  
ESCLEROMETRÍA VIGAS Y  
COLUMNAS**





**UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**  
**LABORATORIO DE CONCRETO Y ENSAYO DE MATERIALES**



**ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE IN SITU- NO DESTRUCTIVO**

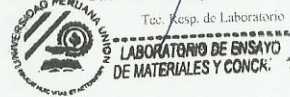
PROYECTO		: Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°6 del Distrito de Chacacayo													Serie de esclerómetro:		15011								
DESCRIPCIÓN		: Columnas del pabellon 03/ Secundaria; altura promedio de disparo=1.20 m.													Fecha:		18/11/2018								
UBICACIÓN		: Chacacayo-Carretera Central Km 19													Ángulo de aplicación										
Elemento Estructural	Ángulo de disparo	Piso	Lectura de disparo										Cálculo	Edad de la estructura	f'c (kg/cm2)	f'c de diseño (kg/cm2)	% de resistencia	OK	R	Ángulo de aplicación					
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10								-90	-45	0	45	90	
Columna: A-1	0	1º	28	26	28	30	28	28	27	26	28	26	28	> 28 días	180	175	102.86	OK	20	126	115				
Columna: B-3	0	2º	28	26	28	29	31	33	30	27	31	33	30	> 28 días	210	175	120	OK	21	135	125				
Columna: B-7	0	2º	30	38	30	32	36	33	30	30	31	35	33	> 28 días	250	175	142.86	OK	22	145	135	110			
																			23	160	145	120			
																				24	170	160	130		
																				25	180	170	140	100	
																				26	198	185	158	115	
																				27	210	200	165	130	105
																				28	220	210	180	140	120
																				29	238	220	190	150	138
																				30	250	238	210	170	145
																				31	260	250	220	180	160
																				32	280	265	238	190	170
																				33	290	280	250	210	180
																				34	310	290	260	220	200
																				35	320	310	280	238	218
																				36	340	320	290	250	230
																				37	350	340	310	265	245
																				38	370	350	320	280	260
																				39	380	370	340	300	280
																				40	400	380	350	310	295
																				41	410	400	370	330	310
																				42	425	415	380	345	325
																				43	440	430	400	360	340
																				44	460	450	420	380	360
																				45	470	460	430	395	375
																				46	490	480	450	410	390
																				47	500	495	465	430	410
																				48	520	510	480	445	430
																				49	540	525	500	460	445
																				50	550	540	515	480	460

EQUIPO	ESCLERÓMETRO
PROTOCOLO DEL ENSAYO DE CONTROL	Se ubican los puntos que corresponden a lo largo o alto de la estructura según sea el caso. Se limpian los restos de concreto suelto o cualquier otro material que impida el contacto directo del aparato. Se calcula el promedio de los valores de rebote que registra el aparato. Se descartan los valores elevados y menores al rango normal estadístico.

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN  
 Laboratorio de Ensayo de Materiales y Prep. De Muestras

Bach. Erwin Dayan López Huamán

Téc. Resp. de Laboratorio



UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN  
 Laboratorio de Ensayo de Materiales y Prep. De Muestras

Ing. Fiorella Maria Zapata

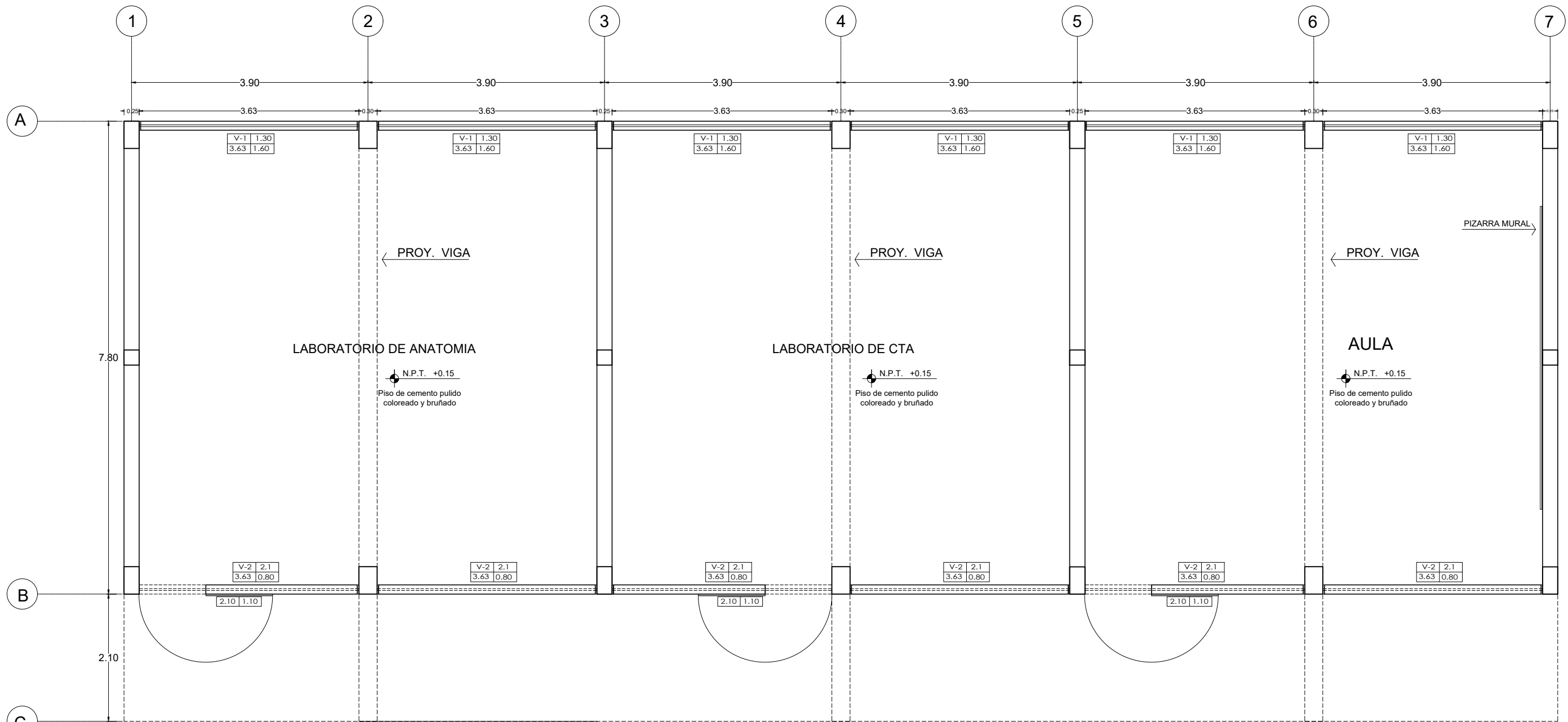
CIP: 191793

JEFE DE LABORATORIO

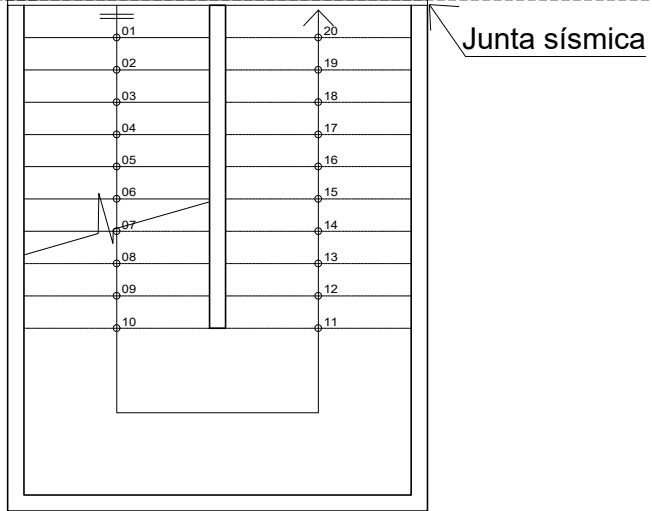


Anexo 6. Planos arquitectónicos.

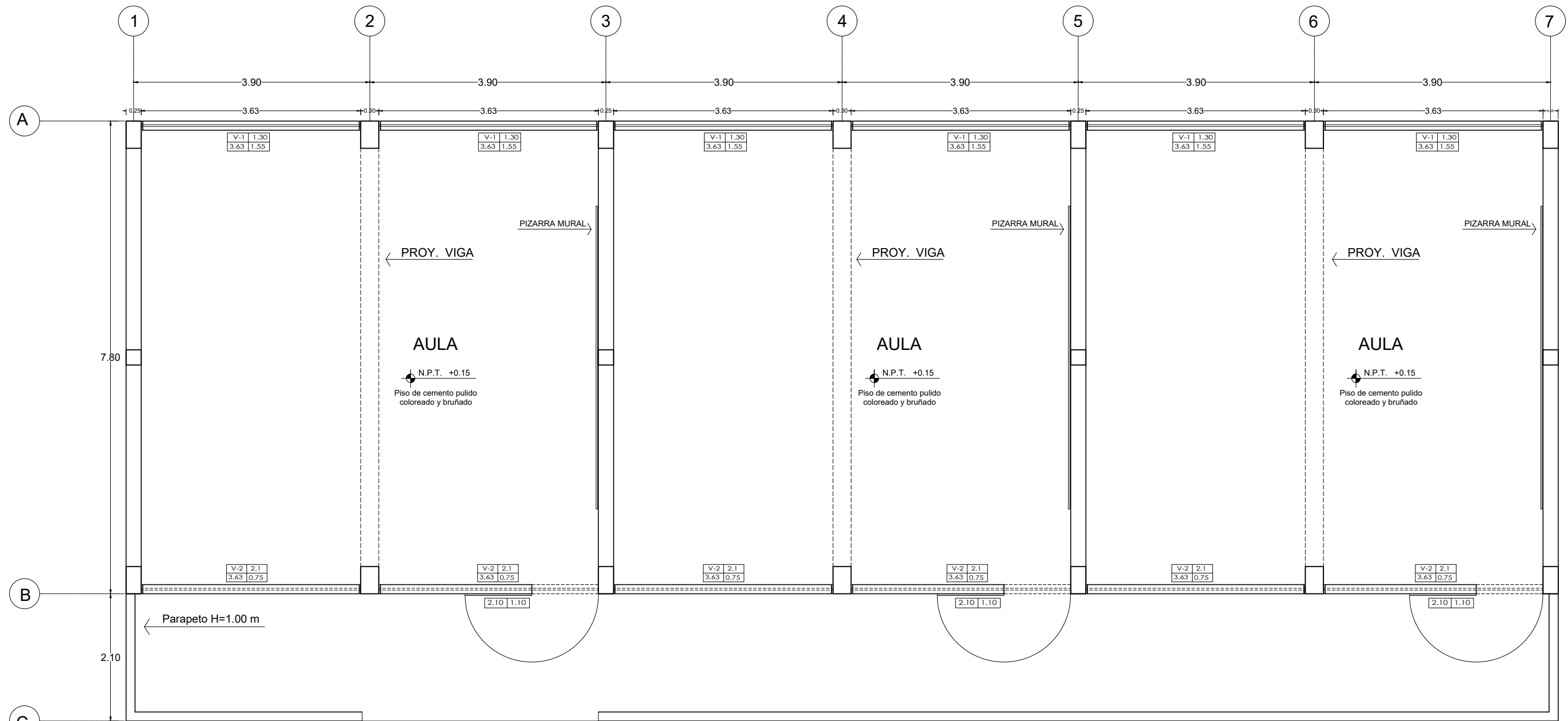
# PLANOS ARQUITECTÓNICOS



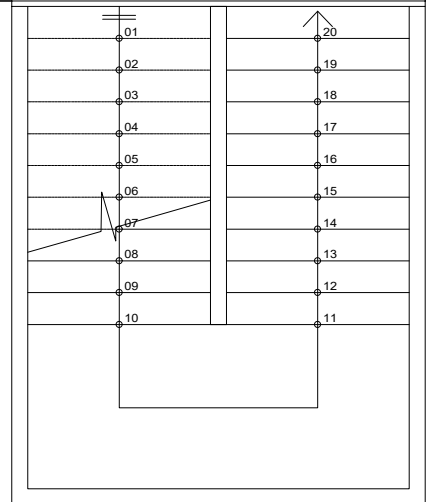
PLANTA : PRIMER PISO




 <b>UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN</b> FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
<b>TESIS:</b> Evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°06 del distrito de Chaclacayo		LAMINA: <h1>A-1</h1>	
<b>PLANO:</b> ARQUITECTURA Pabellón 03 Planta primer piso		<b>UBICACIÓN:</b> Lima-Chaclacayo Carretera central KM 19	
<b>NOMBRE:</b> Juan Arone Quispe		<b>Asesor:</b> Ing. David Diaz Garamendi Co-asesor: Mg. Holger Mario Lovon	
		<b>ESCALA:</b> 1/75	
		<b>FECHA:</b> ABRIL 2019	

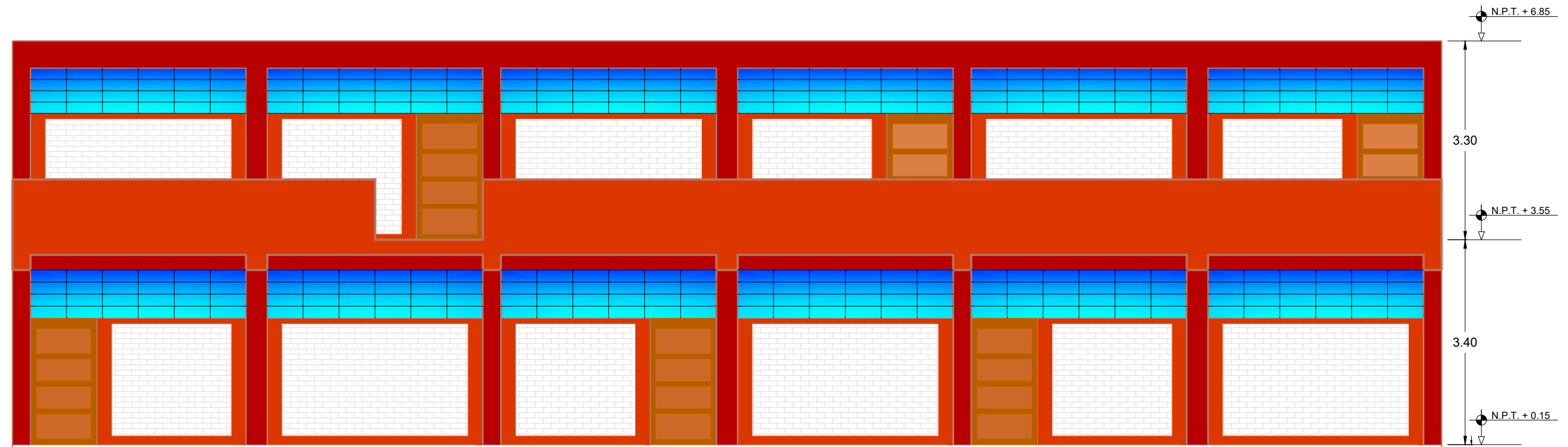


PLANTA : SEGUNDO PISO

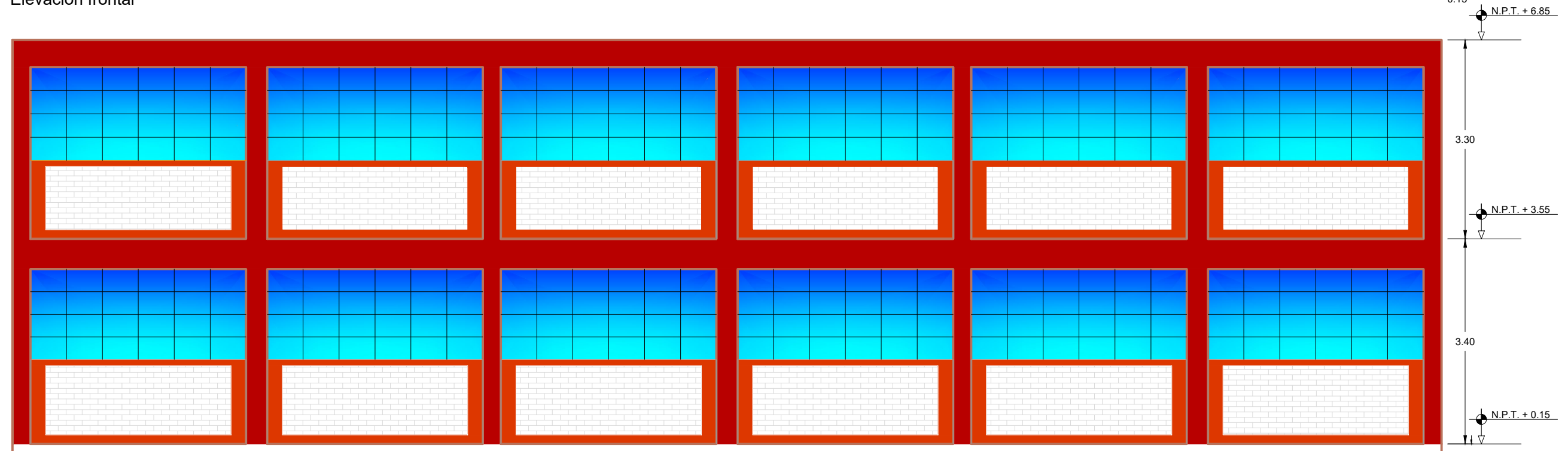


Junta sísmica



 <b>UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN</b> FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
<b>TESIS:</b> Evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°06 del distrito de Chaclacayo		<b>LAMINA:</b> <h1>A-2</h1>
<b>PLANO:</b> ARQUITECTURA Pabellón 03 Planta segundo piso	<b>UBICACIÓN:</b> Lima-Chaclacayo Carretera central KM 19	
<b>NOMBRE:</b> Juan Arone Quispe	<b>Asesor:</b> Ing. David Diaz Garamendi Co-asesor: Mg. Holger Mario Lovon	<b>ESCALA:</b> 1/75
		<b>FECHA:</b> ABRIL 2019





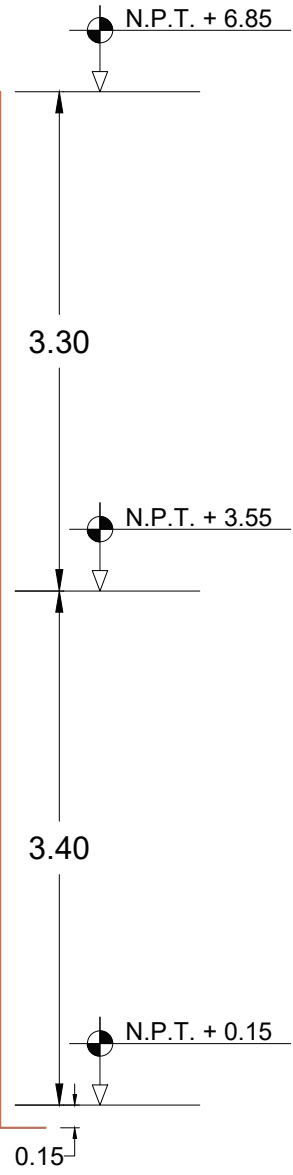
Elevación frontal



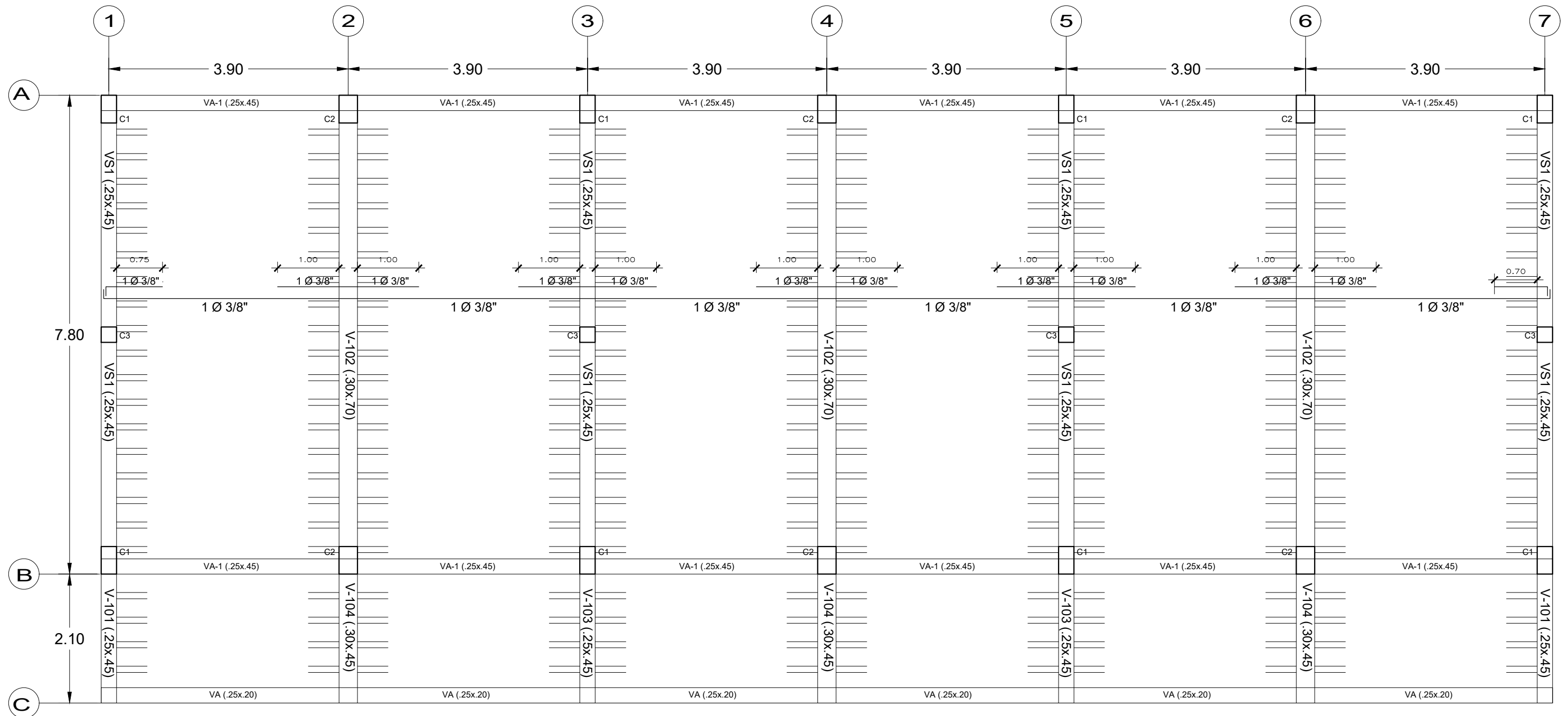
Elevación posterior

 <b>UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN</b> FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
<b>TESIS:</b> Evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°06 del distrito de Chaclacayo		<b>LAMINA:</b> <h1>A-3</h1>
<b>PLANO:</b> ARQUITECTURA Pabellón 03 Elevación frontal y posterior	<b>UBICACIÓN:</b> Lima-Chaclacayo Carretera central KM 19	
<b>NOMBRE:</b> Juan Arone Quispe	<b>Asesor:</b> Ing. David Diaz Garamendi <b>Co-asesor:</b> Mg. Holger Mario Lovon	<b>ESCALA:</b> 1/75
		<b>FECHA:</b> ABRIL 2019

 <b>UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN</b> FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
<b>TESIS:</b> Evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°06 del distrito de Chaclacayo		<b>LÁMINA:</b> <b>A-4</b>
<b>PLANO:</b> ARQUITECTURA Pabellón 03 Elevación transversal	<b>UBICACIÓN:</b> Lima-Chaclacayo Carretera central KM 19	
<b>NOMBRE:</b> Juan Arone Quispe	<b>Asesor:</b> Ing. David Diaz Garamendi Co-asesor: Mg. Holger Mario Lovon	<b>ESCALA:</b> 1/50 <b>FECHA:</b> ABRIL 2019





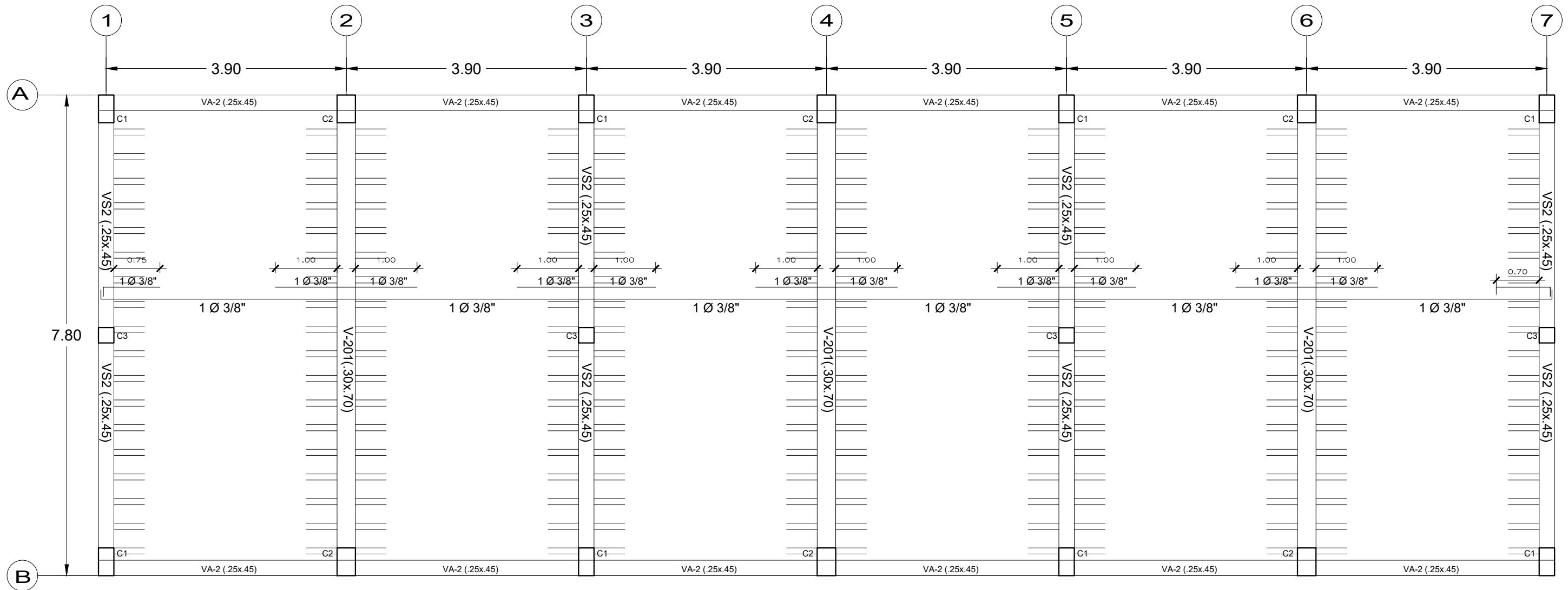
# PLANOS ESTRUCTURALES DE REFORZAMIENTO



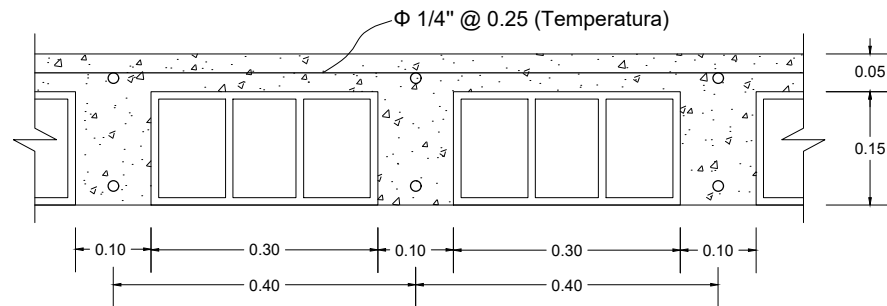
# ALIGERADO PRIMER PISO

S/C aulas=250 kg/m<sup>2</sup>  
 S/C corredor=400 kg/m<sup>2</sup>



	<b>UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN</b> FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
	TESIS: Evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°06 del distrito de Chacabayo		
PLANO: ESTRUCTURAS Aligerado primer piso	UBICACIÓN: Lima-Chacabayo Carretera central KM 19		ESCALA: 1/75
NOMBRE: Juan Arone Quispe	Asesor: Ing. David Diaz Garamendi Co-asesor: Mg. Holger Mario Lovon	FECHA: ABRIL 2019	

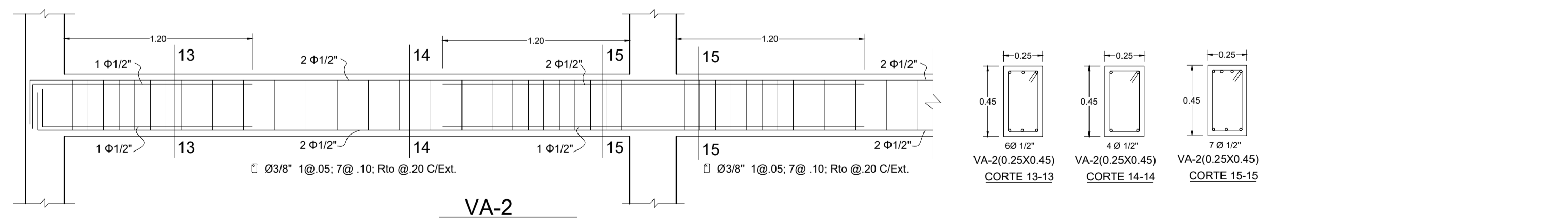
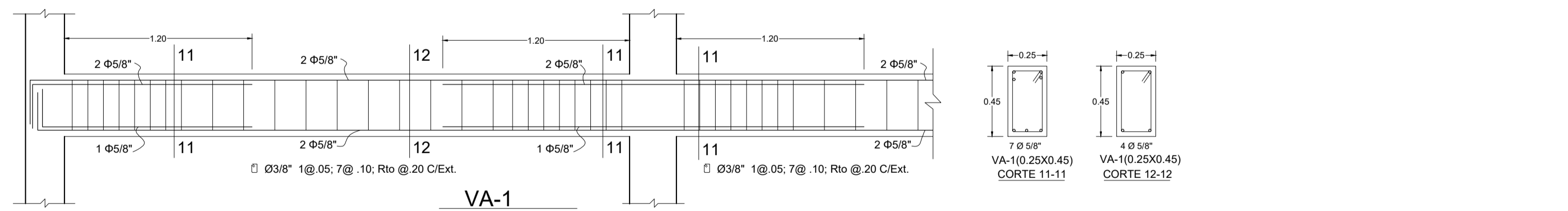
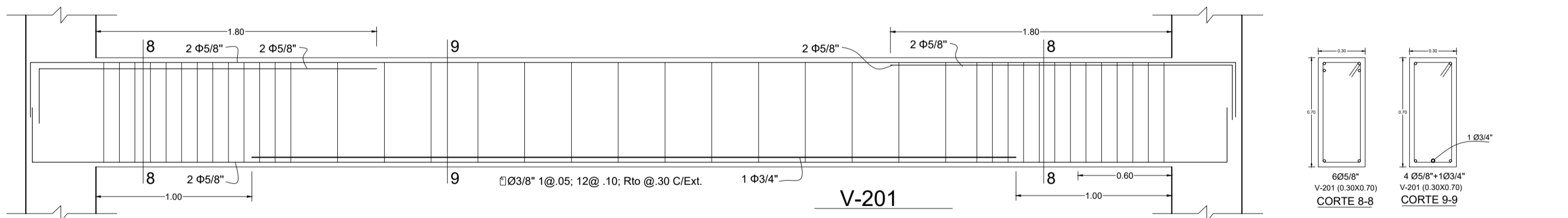
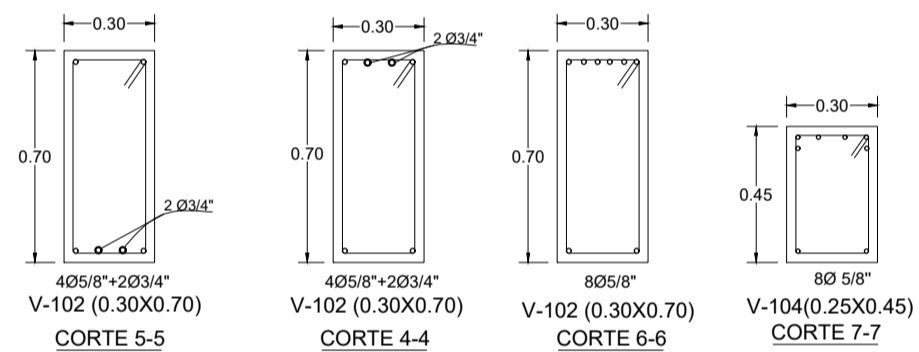
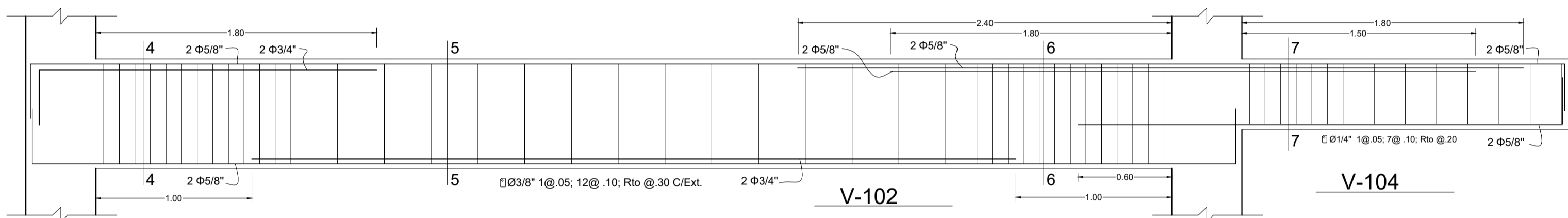
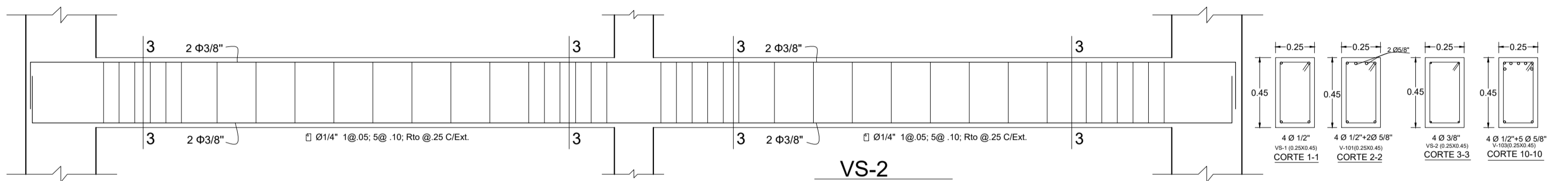
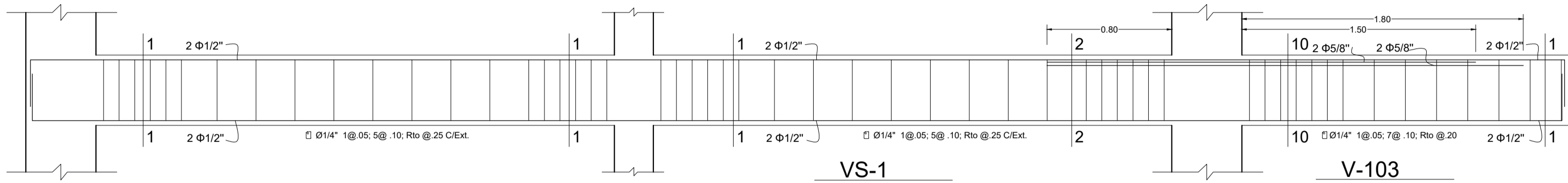
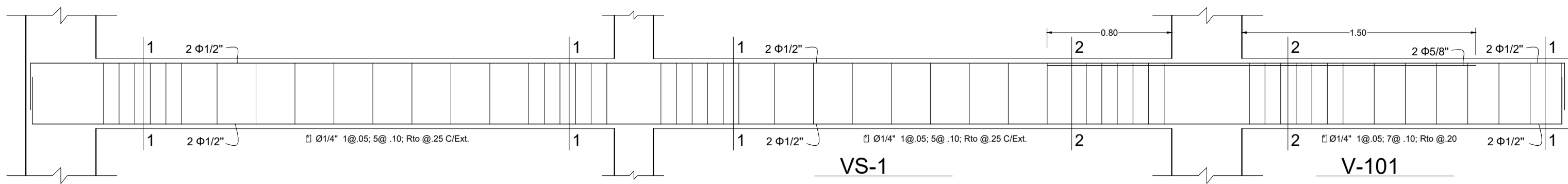


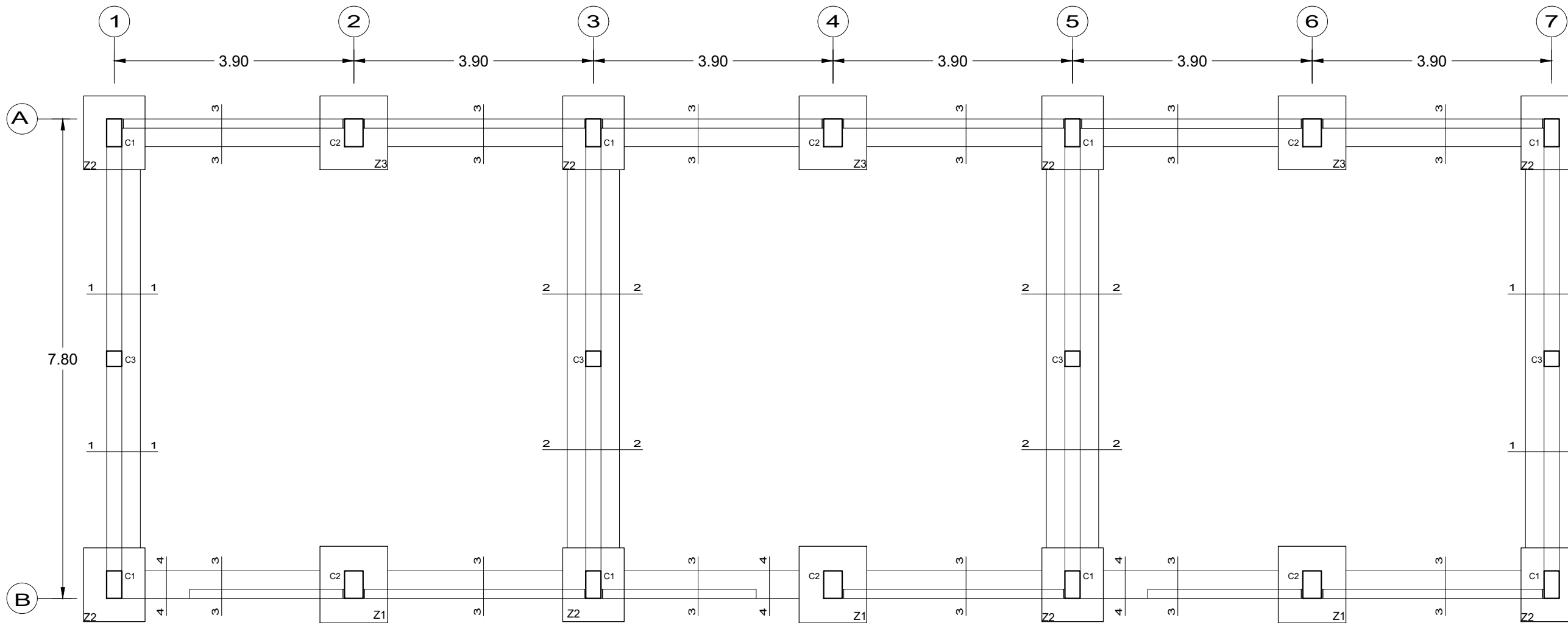
**ALIGERADO SEGUNDO PISO**  
 S/C techo=100 kg/m<sup>2</sup>  
 ESC: 1/75



**DETALLE TIPICO DE ALIGERADO**  
 ESC: 1/10

 <b>UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN</b> FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
<b>TESIS:</b> Evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°06 del distrito de Chaclacayo		<b>LAMINA:</b> <h1>E-2</h1>
<b>PLANO:</b> ESTRUCTURAS Aligerado segundo piso	<b>UBICACIÓN:</b> Lima-Chaclacayo Carretera central KM 19	
<b>NOMBRE:</b> Juan Arone Quispe	<b>Asesor:</b> Ing. David Diaz Garamendi <b>Co-asesor:</b> Mg. Holger Mario Lovon	<b>ESCALA:</b> INDICADA
		<b>FECHA:</b> ABRIL 2019

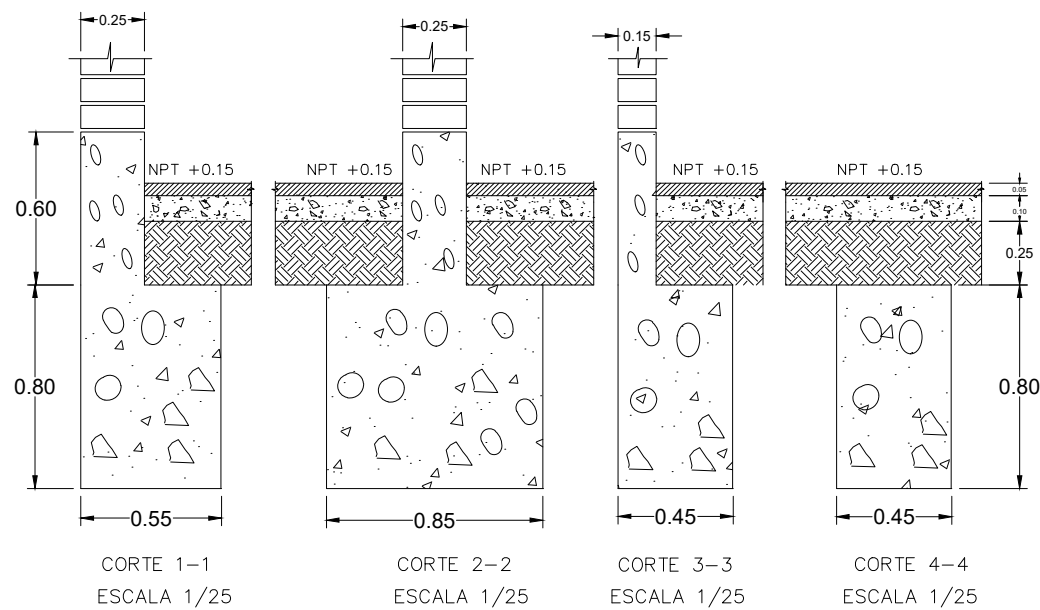




DETALLE DE ZAPATAS

CUADRO DE ZAPATAS		
TIPO	a	b
Z-1	1.10	1.25
Z-2	1.00	1.20
Z-3	1.10	1.20

PLANTA



CUADRO DE COLUMNAS				
TIPO	b x t	Ø	ESTRIBOS	SECCION ESC. 1/25
C-1	0.25 x 0.45	6 Ø 3/4"	Ø 3/8", 1@ 0.05, 5 @ 0.10, 3 @ 0.15, resto @ 0.25 m. de ambos extremos	
C-2	0.30 x 0.45	8 Ø 3/4"	Ø 3/8", 1@ 0.05, 5 @ 0.10, 3 @ 0.15, resto @ 0.25 m. de ambos extremos	
C-3	0.25 x 0.25	4 Ø 1/2"	Ø 1/4", 1@ 0.05, 5 @ 0.10, 3 @ 0.15, resto @ 0.25 m. de ambos extremos	

ESPECIFICACIONES GENERALES

CONCRETO  $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$

ACERO  $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$

SOBRECARGAS  $\text{Se indican en encofrados}$

RECUBRIMIENTOS LIBRES

Zapatas 7.5 cm

Columnas 3.0 cm

Vigas 3.0 cm

Losas aligeradas 3.0 cm

ALBAÑILERIA  $f'm=40 \text{ kg/cm}^2$

Todas las unidades de albañilería serán hechas a máquina pueden tener alveolos que no excedan el 25% de su volumen

MORTERO Cemento-cal-arena 1:1:5

SOBRECIMIENTO CEMENTO: Cemento:Hormigón 1:3 + 25% Piedra Mediana

CIMIENTO: Cemento:Hormigón 1:10 + 30% Piedra Grande

DETALLE DE CORTE CIMENTACIÓN

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: Evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°06 del distrito de Chaclacayo

PLANO: ESTRUCTURAS Cimentación

UBICACIÓN: Lima-Chaclacayo Carretera central KM 19

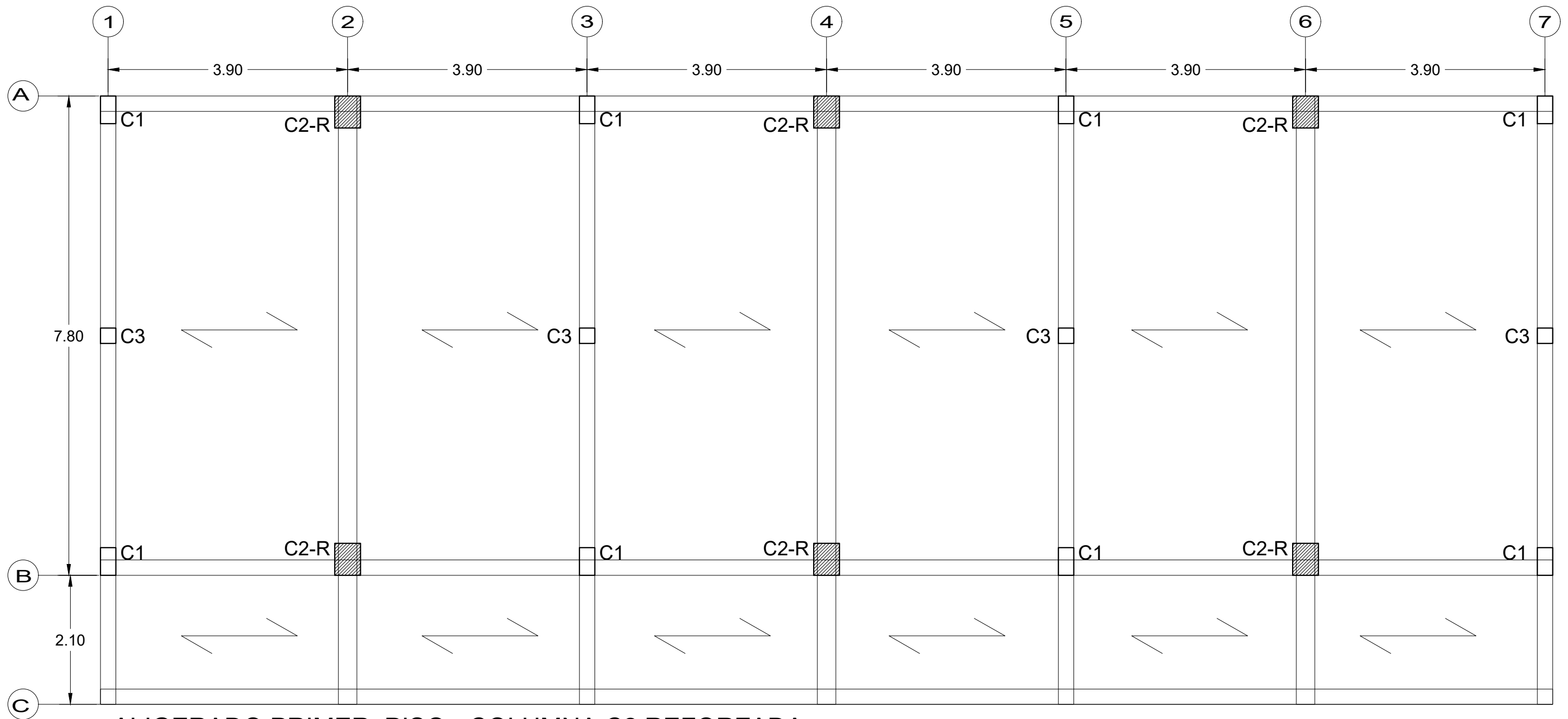
NOMBRE: Juan Arone Quispe

Asesor: Ing. David Díaz Garamendi  
Co-asesor: Mg. Holger Mario Lovon

ESCALA: 1/75




FECHA: ABRIL 2019

LAMINA: E-4

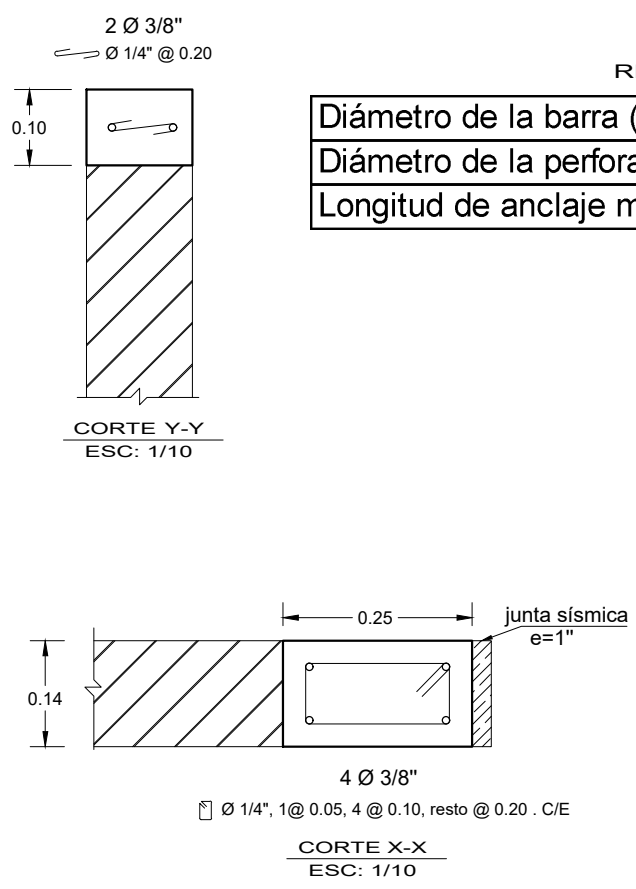
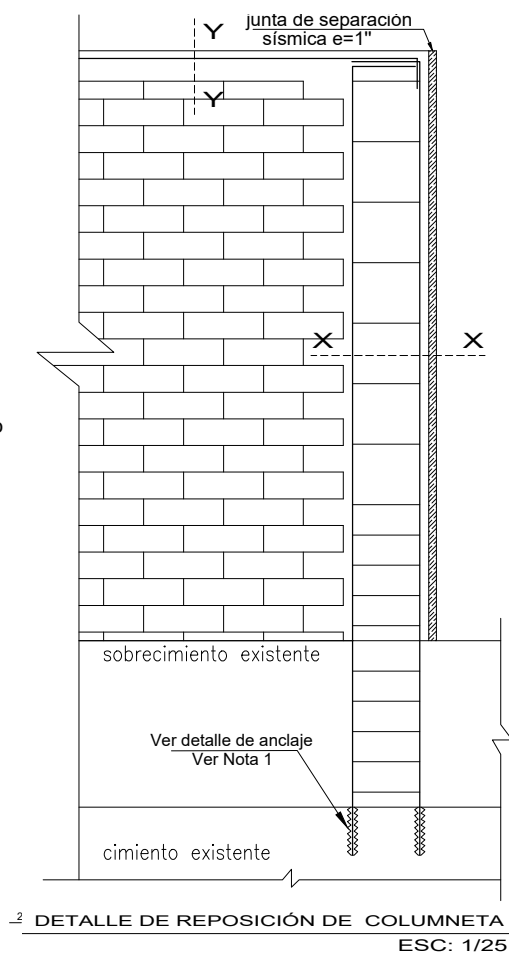
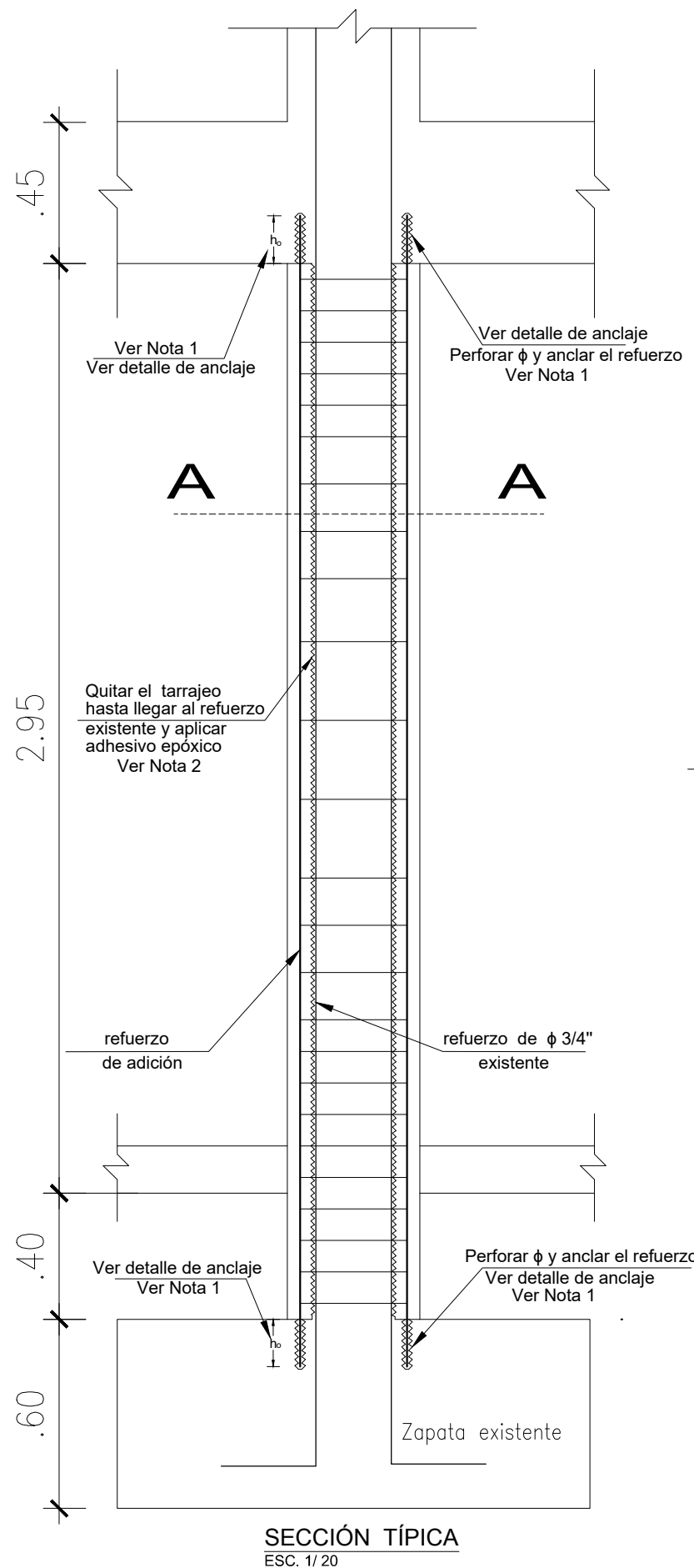


**ALIGERADO PRIMER PISO - COLUMNA C2 REFORZADA**

ESC: 1/75

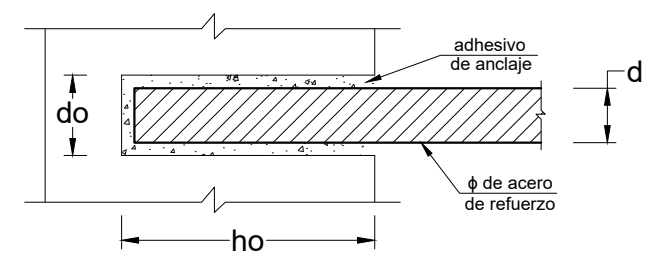
LEYENDA	
	COLUMNA EXISTENTE
	COLUMNA REFORZADA
	DIRECCIÓN DE LA LOSA

	<b>UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN</b> FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
	TESIS: Evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°06 del distrito de Chaclacayo		
PLANO: ESTRUCTURAS Reforzamiento Columnas	UBICACIÓN: Lima-Chaclacayo Carretera central KM 19		ESCALA: INDICADA
NOMBRE: Juan Arone Quispe	Asesor: Ing. David Diaz Garamendi Co-asesor: Mg. Holger Mario Lovon	FECHA: ABRIL 2019	



RELACIÓN DE LOS DIÁMETROS DE ANCLAJE

Diámetro de la barra (d), mm	6	8	10	12	14	16	20	25
Diámetro de la perforación (do), mm	8	10	12	14	18	20	25	32
Longitud de anclaje mínimo (hmin), mm	60	80	90	100	115	130	140	150



**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO**

CONCRETO:  $f_c=210$  kg/cm<sup>2</sup>  
 ACERO:  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>  
 ADHESIVO DE ANCLAJE QUÍMICO: Chema Epox Adhesivo 32  
 ADHESIVO EPÓXICO: Sika AnchorFix-2

**RECUBRIMIENTOS**

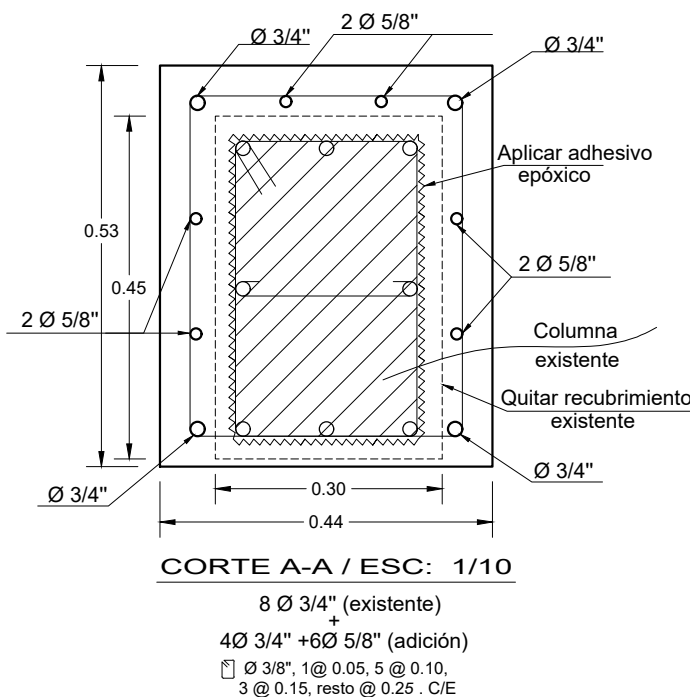
Columnas: 4.0 cm  
 Columnetas: 2.5 cm

**NOTA 1. ANCLAJE QUÍMICO**

1. Perforar de acuerdo a detalle de anclaje, en función a los diámetros.
2. Para mejorar la adherencia limpiar el polvo con aire a presión.
3. Aplicar Sika AnchorFix-2 de alto desempeño o similar.
4. Anclar la acero de refuerzo.

**NOTA 2. ADHESIVO EPÓXICO**

1. Retirar el recubrimiento.
2. Limpiar los óxidos del refuerzo con cepillo de acero.
3. Limpiar las partículas con aire a presión.
4. Aplicar adhesivo Chema Epox Adhesivo 32.
5. El tiempo límite de aplicación es máximo de 2 horas.



		<b>UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN</b> <b>FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA</b> <b>ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL</b>		
<b>TESIS:</b> Evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°06 del distrito de Chaclacayo		<b>LAMINA:</b> <b>E-6</b>		
<b>PLANO:</b> ESTRUCTURAS Detalles de reforzamiento		<b>UBICACIÓN:</b> Lima-Chaclacayo Carretera central KM 19		
<b>NOMBRE:</b> Juan Arone Quispe		<b>Asesor:</b> Ing. David Diaz Garamendi Co-asesor: Mg. Holger Mario Lovon		<b>ESCALA:</b> INDICADA
		<b>FECHA:</b> ABRIL 2019		

Anexo 8. Presupuesto de reforzamiento.

# PRESUPUESTO DE REFORZAMIENTO

HOJA DE METRADOS

Proyecto: Propuesta de reforzamiento para la una columna C2 reforzada

Fecha: Marzo del 2019

Item	Descripción de la partida	Und.	Cant.	Area CAD	Perimetro CAD	Medidas			TOTAL
						B (m)	L (m)	h (m)	
<b>01</b>	<b>ESTRUCTURAS</b>								
<i>01.01</i>	<i>OBRAS PRELIMINARES</i>								
01.01.01	APUNTALAMIENTO METÁLICO	m	9						9
01.01.02	DEMOLICIÓN DE COLUMNETA	m3	1	0.051				2.55	0.13005
01.01.03	ELIMINACIÓN DE DEMOLICIONES	m3	1						0.19508
01.01.04	EXCAVACION MANUAL	m3	1	0.99				0.55	0.5445
<i>01.02</i>	<i>REFORZAMIENTO DE COLUMNA</i>								
01.02.01	ELIMINACIÓN DEL RECUBRIMIENTO	m2	1		1.52			3.35	5.092
01.02.02	LIMPIEZA Y TRATAMIENTO SUPERFICIAL	m2	1		1.52			3.35	5.092
01.02.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg							81.50
									sustento en metrados de acero
01.02.04	ANCLAJE QUÍMICO	Und.	20						20
01.02.05	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO METÁLICO	m2	1		1.88			3.35	6.298
01.02.06	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=210 KG/CM2	m3	1	0.13				3.35	0.4355
01.02.07	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	1	0.99				0.55	0.5445
<i>01.03</i>	<i>REPOSICIÓN DE COLUMNETA</i>								
01.03.01	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg							16.40
									sustento en metrados de acero
01.03.02	ANCLAJE QUÍMICO	Und.	8						8
01.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO METÁLICO	m2	2		0.64			2.55	3.264
01.03.04	CONCRETO EN COLUMNETAS F'C=210 KG/CM2	m3	2	0.035				2.55	0.1785
<b>02</b>	<b>ARQUITECTURA</b>								
02.01	TARRAJEO DE SUPERFICIE CEMENTO-ARENA	m2	1	5.836					5.836
02.02	PINTURA	m2	1	5.836					5.836

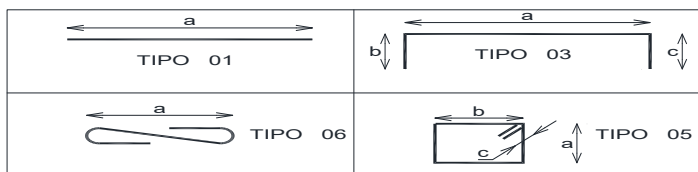
HOJA DE METRADOS DE ACERO

Proyecto: Propuesta de reforzamiento para la una columna C2 reforzada

Fecha: Marzo del 2019

Item	DESCRIPCION	tipo	$\phi$	N° Elementos Iguales	N° de Piezas x Elemento	Longitud por Pieza (m)				Longitud por Diametro en ml.								
						a	b	c	total	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"			
01.02.03	ACERO FY=4200 KG/CM2																	
	Columna reforzada																	
	Acero longitudinal		1 3/4"	1	4	3.66			3.66									14.6
	Acero longitudinal		1 5/8"	1	6	3.66			3.66				22.0					
	Estribo abierto		3 3/8"	1	25	0.75	0.15	0.15	1.05		26.3							
Peso en Kilogramos por metro Lineal										0.25	0.56	0.99	1.55	2.24	3.97			
Longitud Total por Diametro en ml.										TOTAL	26.3		22.0	14.6				
N° de varillas											2.9		2.4	1.6				
Peso Total por Diametros										81.50	14.7		34.1	33				

Item	DESCRIPCION	tipo	$\phi$	N° Elementos Iguales	N° de Piezas x Elemento	Longitud por Pieza (m)				Longitud por Diametro en ml.								
						a	b	c	total	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"			
01.03.01	ACERO FY=4200 KG/CM2																	
	Columneta																	
	Acero longitudinal		1 3/8"	2	4	3.66			3.66		29.28							
	Estribo rectangular		5 1/4"	2	17	0.08	0.18		0.52	17.68								



Peso en Kilogramos por metro Lineal	0.25	0.56	0.99	1.55	2.24	3.97			
Longitud por Diametro en ml.	TOTAL	17.68	29.3						
N° de varillas		1.96	3.3						
Peso Total por Diametros	16.40	4.42	16.4						

## Presupuesto

Presupuesto **0103001** Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de la I.E. N°1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°6 del Distrito de  
 Chaclacayo,  
 Subpresupuesto **001** PRESUPUESTO PARA UNA COLUMNA C2  
 Cliente **I.E. N°1199 Mariscal Ramón Castilla** Costo al **15/04/2019**  
 Lugar **LIMA - LIMA - CHACLACAYO**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	<b>ESTRUCTURAS</b>				<b>3,438.41</b>
01.01	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>				<b>218.78</b>
01.01.01	APUNTALAMIENTO METÁLICO	m	9.00	20.69	186.21
01.01.02	DEMOLICIÓN DE COLUMNETA	m3	0.13	73.49	9.55
01.01.03	ELIMINACIÓN DE DEMOLICIONES	m3	0.19	21.41	4.07
01.01.04	EXCAVACION MANUAL	m3	0.54	35.09	18.95
01.02	<b>REFORMAZAMIENTO DE COLUMNA</b>				<b>2,493.84</b>
01.02.01	ELIMINACIÓN DEL RECUBRIMIENTO	m2	5.09	53.51	272.37
01.02.02	LIMPIEZA Y TRATAMIENTO SUPERFICIAL	m2	5.09	49.21	250.48
01.02.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	81.50	6.96	567.24
01.02.04	ANCLAJE QUÍMICO	und	20.00	38.73	774.60
01.02.05	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO METÁLICO	m2	6.30	71.36	449.57
01.02.06	CONCRETO EN COLUMNAS F'c=210 KG/CM2	m3	0.44	371.74	163.57
01.02.07	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	0.54	29.65	16.01
01.03	<b>REPOSICIÓN DE COLUMNETA</b>				<b>725.79</b>
01.03.01	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	16.40	6.96	114.14
01.03.02	ANCLAJE QUÍMICO	und	8.00	38.73	309.84
01.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO METÁLICO	m2	3.26	71.36	232.63
01.03.04	CONCRETO EN COLUMNETAS F'c=210 KG/CM2	m3	0.18	384.32	69.18
02	<b>ARQUITECTURA</b>				<b>248.03</b>
02.01	TARRAJEO DE SUPERFICIE DE COLUMNAS CON CEMENTO-ARENA	m2	5.84	34.88	203.70
02.02	PINTURA DE COLUMNA	m2	5.84	7.59	44.33
	<b>Costo Directo</b>				<b>3,686.44</b>
	<b>Gastos Generales</b>				<b>368.64</b>
	<b>Utilidad</b>				<b>368.64</b>
					.....
	<b>Sub total</b>				<b>4,423.72</b>
	<b>IGV (18%)</b>				<b>796.27</b>
					.....
	<b>Presupuesto total</b>				<b>5,219.99</b>

SON : CINCO MIL DOSCIENTOS DIECINUEVE Y 99/100 NUEVOS SOLES

### Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0103001** Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de la I.E. N°1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°6 del Distrito de Chaclacayo,  
 Subpresupuesto **001** PRESUPUESTO PARA UNA COLUMNA C2 Fecha presupuesto **15/04/2019**

Partida **01.01.01** APUNTALAMIENTO METÁLICO

Rendimiento **m/DIA** MO. **28.0000** EQ. **28.0000** Costo unitario directo por : m **20.69**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
014701002	OPERARIO	hh	1.0000	0.2857	21.01	6.00
014701004	PEON	hh	1.0000	0.2857	15.33	4.38
<b>10.38</b>						
<b>Equipos</b>						
030103004	PUNTALES	jgo		1.0000	10.00	10.00
033701001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	10.38	0.31
<b>10.31</b>						

Partida **01.01.02** DEMOLICIÓN DE COLUMNETA

Rendimiento **m3/DIA** MO. **15.0000** EQ. **15.0000** Costo unitario directo por : m3 **73.49**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
010101002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0533	19.27	1.03
014701002	OPERARIO	hh	2.0000	1.0667	21.01	22.41
014701004	PEON	hh	1.0000	0.5333	15.33	8.18
0147030055	OPERARIO EQUIPO LIVIANO	hh	0.6200	0.3307	21.01	6.95
<b>38.57</b>						
<b>Equipos</b>						
033701001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	38.57	1.16
0349020011	COMPRESORA NEUMATICA 93 HP 335-375 PCM	hm	0.6200	0.3307	96.42	31.89
0349060006	MARTILLO NEUMATICO DE 29 Kg.	hm	0.6200	0.3307	5.65	1.87
<b>34.92</b>						

Partida **01.01.03** ELIMINACIÓN DE DEMOLICIONES

Rendimiento **m3/DIA** MO. **300.0000** EQ. **300.0000** Costo unitario directo por : m3 **21.41**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
010101002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0027	19.27	0.05
014701002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0267	21.01	0.56
014701004	PEON	hh	3.0000	0.0800	15.33	1.23
<b>1.84</b>						
<b>Equipos</b>						
0348110003	VOLQUETE DE 8 M3	hm	1.0000	0.0267	158.38	4.23
0349040093	CARGADOR S/LLANTAS 100-115 HP	hm	3.0000	0.0800	191.80	15.34
<b>19.57</b>						

Partida **01.01.04** EXCAVACION MANUAL

Rendimiento **m3/DIA** MO. **4.0000** EQ. **4.0000** Costo unitario directo por : m3 **35.09**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0147010003	OFICIAL	hh	0.1000	0.2000	17.03	3.41
0147010004	PEON	hh	1.0000	2.0000	15.33	30.66
<b>34.07</b>						
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	34.07	1.02
<b>1.02</b>						

### Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0103001 Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de la I.E. N°1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°6 del Distrito de Chaclacayo,  
 Subpresupuesto 001 PRESUPUESTO PARA UNA COLUMNA C2 Fecha presupuesto 15/04/2019

Partida 01.02.01 ELIMINACIÓN DEL RECUBRIMIENTO

Rendimiento m2/DIA MO. 5.0000 EQ. 5.0000 Costo unitario directo por : m2 **53.51**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	1.6000	21.01	33.62
0147010004	PEON	hh	0.5000	0.8000	15.33	12.26
<b>45.88</b>						
<b>Equipos</b>						
0301140009	DEMOLEDOR GSH 11VC	hm		1.0000	6.25	6.25
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	45.88	1.38
<b>7.63</b>						

Partida 01.02.02 LIMPIEZA Y TRATAMIENTO SUPERFICIAL

Rendimiento m2/DIA MO. 10.0000 EQ. 10.0000 Costo unitario directo por : m2 **49.21**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0800	19.27	1.54
0147010004	PEON	hh	2.0000	1.6000	15.33	24.53
<b>26.07</b>						
<b>Materiales</b>						
0229010102	CHEMA EPOX ADHESIVO 32	kg		0.6000	36.40	21.84
<b>21.84</b>						
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	26.07	1.30
<b>1.30</b>						

Partida 01.02.03 ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2

Rendimiento kg/DIA MO. 250.0000 EQ. 250.0000 Costo unitario directo por : kg **6.96**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1250	0.0040	19.27	0.08
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	21.01	0.67
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	17.03	0.54
<b>1.29</b>						
<b>Materiales</b>						
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0600	3.97	0.24
0202970002	ACERO DE REFUERZO FY=4200 GRADO 60	kg		1.0700	5.00	5.35
<b>5.59</b>						
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.29	0.04
0337030001	CIZALLA P/FIERRO CONST. HASTA 3/4"	HE	0.9375	0.0300	1.20	0.04
<b>0.08</b>						

### Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0103001 Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de la I.E. N°1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°6 del Distrito de Chaclacayo,  
Subpresupuesto 001 PRESUPUESTO PARA UNA COLUMNA C2 Fecha presupuesto 15/04/2019

Partida 01.02.04 ANCLAJE QUÍMICO

Rendimiento und/DIA MO. 6.0000 EQ. 6.0000 Costo unitario directo por : und 38.73

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1333	19.27	2.57
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	1.3333	21.01	28.01
<b>30.58</b>						
<b>Materiales</b>						
0229010103	Sika AnchorFix-2	MI		1.0000	5.15	5.15
<b>5.15</b>						
<b>Equipos</b>						
0301140007	TALADRO	pqt		1.0000	3.00	3.00
<b>3.00</b>						

Partida 01.02.05 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO METÁLICO

Rendimiento m2/DIA MO. 15.0000 EQ. 15.0000 Costo unitario directo por : m2 71.36

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0533	19.27	1.03
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.5333	21.01	11.20
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.5333	15.33	8.18
<b>20.41</b>						
<b>Materiales</b>						
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.0200	4.24	0.08
0222140009	DESMOLDANTE CHEMALAC	gln		0.0400	32.10	1.28
0230860080	CURADOR DE CONCRETO	gln		0.0400	4.90	0.20
<b>1.56</b>						
<b>Equipos</b>						
0348990001	ENCOFRADO METALICO	m2		1.0000	49.39	49.39
<b>49.39</b>						

Partida 01.02.06 CONCRETO EN COLUMNAS F'C=210 KG/CM2

Rendimiento m3/DIA MO. 10.0000 EQ. 10.0000 Costo unitario directo por : m3 371.74

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0800	19.27	1.54
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	21.01	16.81
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	17.03	13.62
0147010004	PEON	hh	8.0000	6.4000	15.33	98.11
<b>130.08</b>						
<b>Materiales</b>						
0204000006	ARENA GRUESA	m3		0.5200	46.17	24.01
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		0.5300	52.40	27.77
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		9.7300	18.20	177.09
0239050000	AGUA	m3		0.1840	6.00	1.10
<b>229.97</b>						
<b>Equipos</b>						
03012900030005	MEZCLADORA DE TROMPO 350 L (9 HP)	hm	1.0000	0.8000	7.69	6.15
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	130.08	3.90
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.8000	2.05	1.64
<b>11.69</b>						

### Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0103001 Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de la I.E. N°1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°6 del Distrito de Chaclacayo,  
 Subpresupuesto 001 PRESUPUESTO PARA UNA COLUMNA C2 Fecha presupuesto 15/04/2019

Partida 01.02.07 RELLENO CON MATERIAL PROPIO

Rendimiento m3/DIA MO. 8.0000 EQ. 8.0000 Costo unitario directo por : m3 **29.65**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1000	19.27	1.93
0147010004	PEON	hh	1.0000	1.0000	15.33	15.33
<b>17.26</b>						
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	17.26	0.52
0349030073	APISONADOR GX 100-BOSH	hm	1.0000	1.0000	11.87	11.87
<b>12.39</b>						

Partida 01.03.01 ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2

Rendimiento kg/DIA MO. 250.0000 EQ. 250.0000 Costo unitario directo por : kg **6.96**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1250	0.0040	19.27	0.08
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	21.01	0.67
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	17.03	0.54
<b>1.29</b>						
<b>Materiales</b>						
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0600	3.97	0.24
0202970002	ACERO DE REFUERZO FY=4200 GRADO 60	kg		1.0700	5.00	5.35
<b>5.59</b>						
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.29	0.04
0337030001	CIZALLA P/FIERRO CONST. HASTA 3/4"	HE	0.9375	0.0300	1.20	0.04
<b>0.08</b>						

Partida 01.03.02 ANCLAJE QUÍMICO

Rendimiento und/DIA MO. 6.0000 EQ. 6.0000 Costo unitario directo por : und **38.73**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1333	19.27	2.57
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	1.3333	21.01	28.01
<b>30.58</b>						
<b>Materiales</b>						
0229010103	Sika AnchorFix-2	MI		1.0000	5.15	5.15
<b>5.15</b>						
<b>Equipos</b>						
0301140007	TALADRO	pqt		1.0000	3.00	3.00
<b>3.00</b>						

### Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0103001	Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de la I.E. N°1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°6 del Distrito de Chaclacayo,	
Subpresupuesto	001	PRESUPUESTO PARA UNA COLUMNA C2	Fecha presupuesto 15/04/2019
Partida	01.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO METÁLICO	

Rendimiento **m2/DIA** MO. 15.0000 EQ. 15.0000 Costo unitario directo por : m2 **71.36**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0533	19.27	1.03
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.5333	21.01	11.20
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.5333	15.33	8.18
<b>20.41</b>						
<b>Materiales</b>						
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.0200	4.24	0.08
0222140009	DESMOLDANTE CHEMALAC	gln		0.0400	32.10	1.28
0230860080	CURADOR DE CONCRETO	gln		0.0400	4.90	0.20
<b>1.56</b>						
<b>Equipos</b>						
0348990001	ENCOFRADO METALICO	m2		1.0000	49.39	49.39
<b>49.39</b>						

Partida **01.03.04** **CONCRETO EN COLUMNETAS F'C=210 KG/CM2**

Rendimiento **m3/DIA** MO. 10.0000 EQ. 10.0000 Costo unitario directo por : m3 **384.32**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0800	19.27	1.54
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	21.01	16.81
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	17.03	13.62
0147010004	PEON	hh	8.0000	6.4000	15.33	98.11
<b>130.08</b>						
<b>Materiales</b>						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.8500	52.40	44.54
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4200	46.17	19.39
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		9.7400	18.20	177.27
0239050000	AGUA	m3		0.1840	6.00	1.10
<b>242.30</b>						
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	130.08	3.90
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.8000	2.05	1.64
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.0000	0.8000	8.00	6.40
<b>11.94</b>						

### Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0103001 Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de la I.E. N°1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°6 del Distrito de Chaclacayo,  
 Subpresupuesto 001 PRESUPUESTO PARA UNA COLUMNA C2 Fecha presupuesto 15/04/2019

Partida 02.01 TARRAJEO DE SUPERFICIE DE COLUMNAS CON CEMENTO-ARENA

Rendimiento m2/DIA MO. 8.0000 EQ. 8.0000 Costo unitario directo por : m2 34.88

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1000	19.27	1.93
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	1.0000	21.01	21.01
0147010004	PEON	hh	0.3300	0.3300	15.33	5.06
<b>28.00</b>						
<b>Materiales</b>						
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.0220	4.50	0.10
0204000000	ARENA FINA	m3		0.0160	41.00	0.66
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.1170	18.20	2.13
0243000023	MADERA ESCOGIDA PARA REGLAS (CEDRO)	p2		0.3880	1.00	0.39
0243000024	MADERA ANDAMIAJE	p2		0.5800	3.80	2.20
<b>5.48</b>						
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	28.00	1.40
<b>1.40</b>						

Partida 02.02 PINTURA DE COLUMNA

Rendimiento m2/DIA MO. 33.0000 EQ. 33.0000 Costo unitario directo por : m2 7.59

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO	hh	0.9900	0.2400	21.01	5.04
<b>5.04</b>						
<b>Materiales</b>						
0254010015	IMPRIMANTE	gln		0.1300	18.00	2.34
0254030028	PINTURA LATEX ACRILICO	gln		0.0400	4.00	0.16
<b>2.50</b>						
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		1.0000	5.04	0.05
<b>0.05</b>						

### Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo

Obra	0103001	Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de la I.E. N°1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°6 del Distrito de Chacacayo,
Subpresupuesto	001	PRESUPUESTO PARA UNA COLUMNA C2
Fecha	01/04/2019	
Lugar	150107	LIMA - LIMA - CHACLACAYO

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	Presupuestado S/.
<b>MANO DE OBRA</b>						
0101010002	CAPATAZ	hh	4.3034	19.27	82.93	82.99
0147010001	CAPATAZ	hh	1.4324	19.27	27.60	27.90
0147010002	OPERARIO	hh	64.1603	21.01	1,348.01	1,347.66
0147010003	OFICIAL	hh	3.7368	17.03	63.64	63.15
0147010004	PEON	hh	27.4854	15.33	421.35	421.39
0147030055	OPERARIO EQUIPO LIVIANO	hh	0.0430	21.01	0.90	0.90
					<b>1,944.43</b>	<b>1,943.99</b>
<b>MATERIALES</b>						
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kq	0.1912	4.24	0.81	0.76
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kq	0.1285	4.50	0.58	0.58
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kq	5.8740	3.97	23.32	23.50
0202970002	ACERO DE REFUERZO FY=4200 GRADO 60	kq	104.7530	5.00	523.76	523.77
0204000000	ARENA FINA	m3	0.0934	41.00	3.83	3.85
0204000006	ARENA GRUESA	m3	0.2288	46.17	10.56	10.56
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3	0.1530	52.40	8.02	8.02
0205010004	ARENA GRUESA	m3	0.0756	46.17	3.49	3.49
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3	0.2332	52.40	12.22	12.22
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL	6.7177	18.20	122.26	122.27
0222140009	DESMOLDANTE CHEMALAC	gln	0.3824	32.10	12.28	12.23
0229010102	CHEMA EPOX ADHESIVO 32	kg	3.0540	36.40	111.17	111.17
0229010103	Sika AnchorFix-2	MI	28.0000	5.15	144.20	144.20
0230860080	CURADOR DE CONCRETO	gln	0.3824	4.90	1.87	1.91
0239050000	AGUA	m3	0.1141	6.00	0.68	0.68
0243000023	MADERA ESCOGIDA PARA REGLAS (CEDRO)	p2	2.2659	1.00	2.27	2.28
0243000024	MADERA ANDAMIAJE	p2	3.3872	3.80	12.87	12.85
0254010015	IMPRIMANTE	gln	0.7592	18.00	13.67	13.67
0254030028	PINTURA LATEX ACRILICO	gln	0.2336	4.00	0.93	0.93
					<b>1,008.79</b>	<b>1,008.94</b>
<b>EQUIPOS</b>						
0301030004	PUNTALES	igo	9.0000	10.00	90.00	90.00
0301140007	TALADRO	pqt	28.0000	3.00	84.00	84.00
0301140009	DEMOLEDOR GSH 11VC	hm	5.0900	6.25	31.81	31.81
03012900030005	MEZCLADORA DE TROMPO 350 L (9 HP)	hm	0.3520	7.69	2.71	2.71
0337030001	CIZALLA P/PIERRO CONST. HASTA 3/4"	HE	2.9370	1.20	3.52	3.92
0348110003	VOLQUETE DE 8 M3	hm	0.0051	158.38	0.81	0.80
0348990001	ENCOFRADO METALICO	m2	9.5600	49.39	472.17	472.17
0349020011	COMPRESORA NEUMATICA 93 HP 335-375 PCM	hm	0.0430	96.42	4.15	4.15
0349030073	APISONADOR GX 100-BOSH	hm	0.5400	11.87	6.41	6.41
0349040093	CARGADOR S/LLANTAS 100-115 HP	hm	0.0152	191.80	2.92	2.91
0349060006	MARTILLO NEUMATICO DE 29 Kg.	hm	0.0430	5.65	0.24	0.24
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	0.4960	2.05	1.02	1.02
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	0.1440	8.00	1.15	1.15
					<b>700.91</b>	<b>701.29</b>
<b>Total</b>				S/.	<b>3,654.13</b>	<b>3,654.22</b>
				S/.		<b>3,654.22</b>

La columna parcial es el producto del precio por la cantidad requerida; y en la última columna se muestra el Monto Real que se está utilizando

# HOJAS TÉCNICAS DE ANCLAJE QUÍMICO Y ADHESIVO EPÓXICO



# POLYEPOX PRIMER ADESIVO 32

Hoja Técnica

Puente de adherencia epóxico para unir  
concreto antiguo con concreto nuevo.

VERSION: 01

FECHA: 28/11/2017

## DESCRIPCIÓN

CHEMA EPOX ADHESIVO 32 es un sistema epóxico de dos componentes 100% sólidos, diseñado con alta resistencia a la humedad, ideal para asegurar una unión perfecta entre concreto fresco y endurecido, concreto con metal y otros. Posee elevadas adherencias y resistencias mecánicas.

Este adhesivo presenta viscosidad media lo que permite aplicarse como puente de adherencia directo o para preparar un mortero epóxico de reparación en elementos estructurales (de concreto o como relleno de cangrejeras).

Cumple con la norma ASTM C-881 Estándar Especificación for Epoxy-Resin-Base Bonding System for Concrete.

## VENTAJAS

- Excelente resistencia a la humedad y a los ataques químicos.
- Excelente adherencia sobre concreto, fierro, acero, piedra, madera, fibrocemento y otros.
- Asegura una unión monolítica entre concretos de distintas edades.
- Permite trabajar a bajas temperaturas.
- Listo para usar, no necesita diluir con solventes.
- Fácil de aplicar, con brocha o rodillo.

## USOS

- Como puente de adherencia entre concreto fresco y concreto antiguo.
- Unión de pre fabricados de concreto.
- Como anclaje (mezclado con arena o cuarzo).
- Extensión de columnas y apoyos de nuevas vigas sobre estructuras antiguas.
- Fijación de los refuerzos estructurales.
- Para reparaciones, de elementos de concreto (tubos y otros).
- Para pegar diversos materiales del mismo tipo o totalmente diferentes como hierro o concreto, fibrocemento, madera y otros.
- Para reparaciones de grietas de volumen en elementos estructurales.
- Para resanar muros de albañilería estructural.

## DATOS TECNICOS

Consistencia		Líquido de mediana viscosidad.
Color	"A"	Resina pigmentada: gris oscuro
	"B"	Catalizador: ámbar
	Mezcla "A+B"	Gris oscuro
Proporción de la mezcla (volumen)		3A:1B
Densidad de la mezcla (A+B)		5.10 – 5.30 kg/gal.
Viscosidad de la mezcla (A+B)		105 – 120 KU
Temperatura de aplicación		5 °C – 40 °C
Tiempo de vida útil de la mezcla (Pot life)		2h*
Tiempo de secado al tacto		2h*
Dureza shore D (curado 7 días)		75*



Calidad que Construye

# POLYEPOX PRIMER ADESIVO 32

Puente de adherencia epóxico para unir  
concreto antiguo con concreto nuevo.

VERSION: 01

FECHA: 28/11/2017

Resistencia a la compresión (Kg/Cm <sup>2</sup> )	1 día	500*
	7 días	800*
VOC (Compuestos Orgánicos Volátiles)	0 g/L	

\*) Valores a 25°/60%HR, estos pueden variar con las condiciones ambientales y de aplicación.

## PREPARACIÓN Y APLICACIÓN DEL PRODUCTO

### Preparación de la superficie.

- La superficie de concreto debe estar totalmente limpia, libre de polvo, grasa, pintura, aceite, material suelto o mal adherido debiendo dejarse sólo lo que esta estructuralmente sano. Una vez limpia se recomienda sopletearla con aire comprimido.
- Las superficies de metales deben encontrarse limpias, sin óxido, grasa, pintura, etc.

### Preparación.

- Utilice guantes, lentes y mascarilla de protección antes de aplicar el producto y/o consulte la hoja de seguridad del producto.
- Prepare la cantidad necesaria para trabajar en el momento en un recipiente de plástico, no hacerlo en el mismo envase metálico.
- Mezclar ambos componentes en volumen: 3A por 1B utilizando un taladro de baja velocidad (350 r.p.m) con aspas o paletas durante 2 – 3 minutos aprox. hasta obtener una mezcla homogénea, evitar la formación de aire.
- Deje reposar unos minutos para eliminar burbujas de aire atrapado.

### Aplicación del producto

- Aplicar la mezcla preparada como puente de adherencia con una brocha o rodillo sobre la superficie preparada en un tiempo no mayor a 2 horas de mezclado el producto. (Después de este tiempo la mezcla empezará a perder trabajabilidad hasta el punto de formar un sólido compacto).
- A continuación, realizar el vaciado del concreto fresco sobre la aplicación y continúe con los trabajos posteriores.
- El espesor de la capa debe ser alrededor 1mm, dependiendo de la rugosidad de la superficie.

### Limpieza.

Limpie las herramientas utilizadas con solvente SC Epox, thinner o aguarrás

## RENDIMIENTO

El consumo aprox. Es de 0.5 kg – 0.7 Kg/m<sup>2</sup>.

El rendimiento varía dependiendo del espesor, el material y las condiciones de la superficie.

## PRESENTACIÓN

Envase de 5 kg

Envase de 1Kg

## ALMACENAMIENTO

24 meses almacenado en su envase original en lugar fresco, ventilado y sellado bajo techo, en ambientes entre 5° y 35°C.



# POLYEPOX PRIMER ADESIVO 32

**Puente de adherencia epóxico para unir  
concreto antiguo con concreto nuevo.**

VERSION: 01

FECHA: 28/11/2017

- PRECAUCIONES Y RECOMENDACIONES** No agregar ningún solvente a la mezcla.  
Los componentes del epóxico pueden causar irritación.  
Para mayor información solicite la Hoja de Seguridad del producto.

En caso de emergencia, llame al CETOX (Centro Toxicológico 012732318/999012933). Producto tóxico, NO INGERIR, mantenga el producto fuera del alcance de los niños. No comer ni beber mientras manipula el producto. Lavarse las manos luego de manipular el producto. Utilizar guantes, gafas protectoras y ropa de trabajo. Almacene el producto bajo sombra y en ambientes ventilados. En caso de contacto con los ojos y la piel, lávese con abundante agua. Si es ingerido, no provocar vómitos; procurar ayuda médica inmediata

**“La presente Edición anula y reemplaza la Versión N° 0 para todos los fines”**

La información que suministramos está basada en ensayos que consideramos seguros y correctos de acuerdo a nuestra experiencia. Los usuarios quedan en libertad de efectuar las pruebas y ensayos previos que estimen conveniente, para determinar si son apropiados para un uso en particular. El uso, aplicación y manejo correcto de los productos, quedan fuera de nuestro control y es de exclusiva responsabilidad del usuario.

# HOJA TÉCNICA

## Sika AnchorFix®-2

Adhesivo de alto desempeño de curado rápido para anclaje de pernos y barras corrugadas

### DESCRIPCIÓN DEL PRODUCTO

Adhesivo para anclajes de dos componentes a base de resina de epoxi-acrilato, libre de estireno y solventes

#### USOS

Como adhesivo de anclaje de curado rápido para todo tipo de:

- Acero corrugado
- Varillas roscadas
- Pernos y sistemas de sujeción especiales.
- En los siguientes sustratos: concreto, ladrillo macizo, acero

Antes de la aplicación se deberá verificar mediante una prueba el comportamiento de adherencia u otros problemas con el soporte como las manchas o la decoloración.

Esto es debido a la diferencia de resistencia, composición y porosidad en soportes como:

- Piedra natural dura
- Roca sólida

#### CARACTERÍSTICAS / VENTAJAS

- Rápido curado
- Aplicable con pistolas convencionales (Calafateo)
- Alta capacidad de carga
- No escurre, aplicable incluso sobre cabeza
- Libre de estireno Bajo olor
- Bajo desperdicio Sin restricciones de transporte

### DATOS BÁSICOS

<b>FORMA</b>	<b>PRESENTACIÓN</b> Cartucho de 300 ml
<b>ALMACENAMIENTO</b>	15 meses desde su fecha de fabricación en sus envases de origen bien cerrados y no deteriorados, almacenados en lugar fresco y seco a temperaturas comprendidas entre +5°C y +20°C. Protegido de la acción directa del sol.
<b>DATOS TÉCNICOS</b>	<p><b>Normas</b> Ensayado de acuerdo a normas ETAG, IAPMO</p> <p>Color / Apariencia      Componente A: verde claro  Componente B: negro  Comp. A+B mezclados: gris claro</p> <p>Densidad                    Componente A: 1,62-1,70 kg/l  Componente B: 1,44-1,50 kg/l  1,60-1,68 kg/l (componentes A+B mezclados)</p>

### Velocidad de curado

Temperatura de aplicación	Tiempo abierto Tgel	Tiempo de curado Tcur
+20°C - +35°C	1 minuto	40 minutos
+10°C - +20°C	4 minutos	70 minutos
+5°C - +10°C	8 minutos	100 minutos
0°C - +5°C	*	180 minutos
-5°C - 0°C	*	24 horas

\* Temperatura mínima del cartucho: +5°C

### Resistencia al escurrimiento

No escurre, incluso sobre cabeza.

**Espesor de capa:** Máx. 3 mm.

### PROPIEDADES MECÁNICAS / FÍSICAS

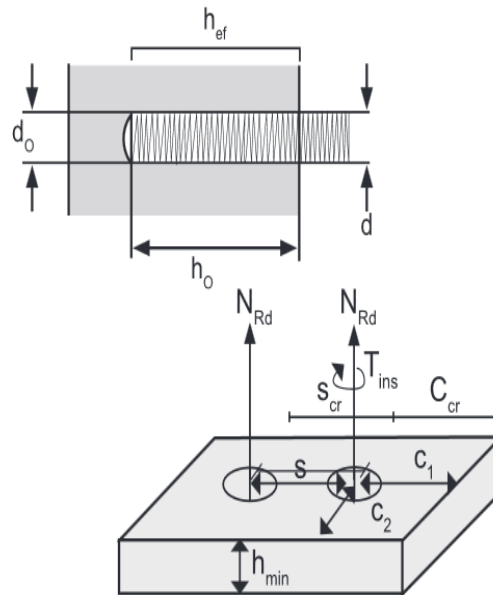
Resistencia a compresión: 60 N/mm<sup>2</sup> (7 días, +20°C), según ASTM D695

Resistencia a flexión: 12.5 N/mm<sup>2</sup> (7 días, +20°C), según ASTM D790

Resistencia a tensión: 24 N/mm<sup>2</sup> (7 días, +20°C), según ASTM D638

Módulo de elasticidad (compresión): 4000 N/mm<sup>2</sup> según ASTM D69

### Diseño Terminología y abreviaturas



$h_{min}$	espesor mínimo del concreto (mm)
$h_{ef}$	longitud efectiva de anclaje (mm)
$f_{cm}$	resistencia a compresión del concreto (N/mm <sup>2</sup> )
$S_{cr}$	distancia entre anclajes (mm)
$C_{cr}$	distancia del anclaje al borde (mm)
$h_o$	profundidad de la perforación (mm)
$d_o$	diámetro de la perforación (mm)
$d$	diámetro de la barra o del perno (mm)
$N_{RK}$	carga característica a tracción (KN)
$N_{Rd}$	resistencia de diseño (KN)
$T_{ins}$	máximo torque de instalación (Nxm)
$V_{RK}$	carga característica a cortante (KN)
$Rf_{cN}$	factor de reducción por proximidad al borde, solo tracción
$Rf_{cV}$	factor de reducción por proximidad al borde, solo cortante
$Rf_{sN}$	factor de reducción por proximidad entre anclajes, solo tracción
$Rf_{sV}$	factor de reducción por proximidad entre anclajes, solo cortante

Datos de capacidad de carga para todo tipo de pernos roscados, para concreto C20/25 ( $\approx f'c=20\text{MPa}$ ), de acuerdo a la ETAG001

Ø mm	Diámetro de la perforación (mm)	Profundidad de la perforación $h_o = h_{ef}$ (mm)	Distancias características		Mínimo espesor del concreto $h_{min}$ (mm)	Vol. de resina (ml)	Máx. Torque de instalación (Nxm)	Resistencia a tensión para un concreto C20/25 $f'c=20\text{MPa}$	
			Distancia al borde $C_{cr}$ (mm)	Espacio entre anclajes $S_{cr}$ (mm)				Carga característica $N_{Rk}$ (KN)	Resistencia de Diseño $N_{Rd}$ (KN)
8	10	64	64	128	100	2.8	10	16	7.4
		80	80	160	110	3.4		20.5	9.5
		96	96	192	125	4.1		25	11.6
10	12	80	80	160	110	4.5	20	25	11.6
		90	90	180	120	5.0		29.0	13.4
		120	120	240	150	6.7		40	18.5
12	14	96	96	192	125	6.9	40	40	18.5
		110	110	220	140	7.8		46.0	21.3
		144	144	288	175	10.3		60	27.8
16	18	128	128	256	160	2.2	80	60	27.8
		192	192	384	225	18.8		95	44.0
20	22	160		160	320	200	150	75	34.7
		170		170	340	220		80.0	37.0
		240		240	480	280		115	53.2
24	26	192	192	384	240	34.2	200	115	53.2
		210	210	420	270	37.4		125	57.9
		288	288	576	335	51.3		170	78.7

**Nota importante:** La perforación del anclaje debe estar seca.  
Factor de mayoración según el tipo de concreto.

C 30/37 ( $\approx f'c=30\text{MPa}$ )	C 40/50 ( $\approx f'c=40\text{MPa}$ )	C50/60 ( $\approx f'c=50\text{MPa}$ )
1.04	1.07	1.09

Distancia al borde (C) y distancia entre anclajes (S):

- La distancia al borde característica  $C_{cr}$  es  $1.0 \times h_{ef}$
- La distancia entre anclajes característica  $S_{cr}$  es  $2.0 \times h_{ef}$
- La distancia al borde mínima ( $C_{min}$ ) y la distancia entre anclajes mínima ( $S_{min}$ ) es  $0.5 \times h_{ef}$

Factores de reducción de la capacidad del concreto, tracción ( $\psi_N$ ):

- Un anclaje, distancia al borde C:

$$\psi_{c,N} = 0.5 (C/h_{ef}) + 0.5 \leq 1$$

Dos anclajes, distancia entre anclajes S:

$$\psi_{s,N} = 0.25 (S/h_{ef}) + 0.5 \leq 1$$

- Dos anclajes, c/l perpendicular al borde C1:

$$\psi_{sc,N} = 0.25 (S/h_{ef}) + 0.25(C1/h_{ef}) + 0.25 \leq 1$$

- Dos anclajes, c/l paralelo a la distancia al borde C2:

$$\psi_{cs,N} = 0.25 (C2/h_{ef}) + 0.125 (S/h_{ef}) + 0.125 (C/h_{ef}) * (S/h_{ef}) + 0.25 \leq 1$$

La reducción de la capacidad de concreto para configuraciones de anclajes complejos en tracción y esfuerzos a cortante actuando hacia un borde, se debería determinar usando el método de diseño A, dado en la ETAG 001, Anexo C.

Para el diseño de anclajes también se puede usar el ACI 318 apéndice D.

#### Datos de capacidad de carga para barras corrugadas:

Los requisitos para el cálculo de la capacidad de carga característica son:

Barras corrugadas  $f_y \approx 500 \text{ kg/cm}^2$  (también la capacidad de la barra por sí misma debe ser verificada).

Concreto de  $f_{ck} = 20/25 \text{ N/mm}^2$  como mínimo.

El orificio realizado para hacer el anclaje debe estar seco.

Diámetro de la barra d (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25
Diámetro de la perforación do (mm)	8	10	12	14	18	20	25	32
Longitud de anclaje mínima h <sub>mín</sub> (mm)	60	80	90	100	115	130	140	150

Ecuación para calcular la capacidad de carga a tracción:

$$N_{RK} = \frac{h_{ef} - 50}{2,0}$$

Ecuación para calcular la capacidad de carga a cortante:

$$V_{RK} = \frac{h_{ef} * d_o * f_{cm}}{1000} \quad (f_{cm} \leq 50)$$

Factores de reducción por distancia al borde y espacio entre anclajes:

Proximidad al borde, tracción: $Rf_{s,N} = 0,4(C/h_{ef}) + 0,4 \leq 1$	Válido para $0,5 \leq (C/h_{ef}) \leq 1,5$
Proximidad entre anclajes, tracción: $Rf_{cs,N} = 0,25(S/h_{ef}) + 0,5 \leq 1$	Válido para $0,25 \leq (S/h_{ef}) \leq 2,0$
Proximidad al borde, cortante: $Rf_{s,V} = 0,6(C/h_{ef}) - 0,2 \leq 1$	Válido para $0,5 \leq (C/h_{ef}) \leq 2,0$
Proximidad entre anclajes, cortante: $Rf_{cs,V} = 0,1(S/h_{ef}) + 0,4 \leq 1$	Válido para $1,0 \leq (S/h_{ef}) \leq 6,0$

La proximidad entre anclajes a cortante debe ser considerada si  $S < 3C$  y cuando  $C < 2 h_{ef}$

#### Resistencia Térmica

La temperatura de servicio del adhesivo curado, ETAG 001, parte 5:  $-40^\circ\text{C}$  a  $+50^\circ\text{C}^*$ .

\* Resistencia térmica del adhesivo curado, ETAG 001, parte 5.

$+50^\circ\text{C}$  exposición prolongada.

$+80^\circ\text{C}$  exposición corta (1-2 horas).

249

# INFORMACIÓN DEL SISTEMA

## DETALLES DE APLICACIÓN

### Consumo

		Consumo de material por anclaje en ml																	
Diam. del anclaje mm	Diam. de la perforación mm	Profundidad de la perforación en mm																	
		8	90	110	120	130	140	160	170	180	200	210	220	240	260	280	300	360	400
8	10	3	4	4	5	5	5	6	6	7	7	7	8	8	9	9	10	11	12
10	12	4	5	5	6	6	6	7	8	8	8	8	9	10	10	11	12	14	15
12	14	5	6	6	6	7	7	8	8	9	10	10	11	11	12	13	14	16	16
14	18	9	10	11	14	14	15	18	19	20	22	23	24	26	28	30	32	37	42
16	18	9	10	11	13	14	15	17	18	19	21	22	23	26	28	30	32	36	40
	20	10	12	12	15	16	17	20	21	22	24	25	26	29	31	33	35	40	46
20	24	12	13	14	15	16	18	22	24	26	28	30	32	36	38	42	48	58	66
	25	18	19	21	23	24	25	30	31	32	35	38	40	44	45	50	54	54	72
24	26	24	25	28	30	33	35	40	43	45	50	55	58	60	65	70	75	100	125

Las cantidades indicadas están calculadas sin tener en cuenta las pérdidas de material. Pérdidas 10-50%.

## MÉTODO DE APLICACIÓN

Se puede conocer la cantidad de producto inyectado durante la aplicación con la ayuda de la escala de la etiqueta del cartucho.

### Calidad del sustrato

- El concreto y mortero deben tener una edad mínima de 28 días.
- Se debe verificar la resistencia del soporte (concreto, mampostería, piedra natural).
- Se deben hacer ensayos de arrancamiento si se desconoce la resistencia del soporte.
- La perforación debe estar limpia, seca, libre de grasas y aceites, etc.
- Se deben eliminar las partículas sueltas de la perforación.
- Los pernos y barras deben estar limpios, libres de aceite, grasas o suciedad.

### Condiciones y Límites de Aplicación

Temperatura del sustrato	-5°C min. / +35°C máx.
Temperatura ambiente	-5°C min. / +35°C máx.
Temperatura del material	Sika AnchorFix-2 debe estar a temperaturas comprendidas entre +5°C y +20°C durante la aplicación.

### Punto de rocío

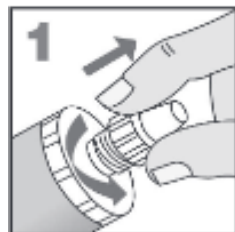
Cuidado con la condensación. La temperatura del sustrato durante la aplicación debe estar al menos 3°C por encima del punto de rocío.

### Instrucciones de Aplicación

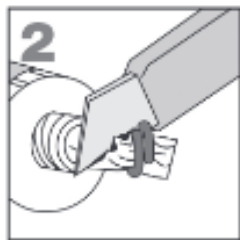
Mezclado Comp. A: Comp. B = 10:1 en volumen

### Herramientas de Aplicación

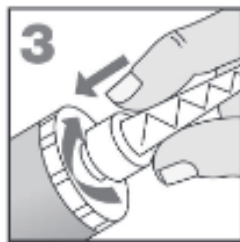
#### Tomar el cartucho



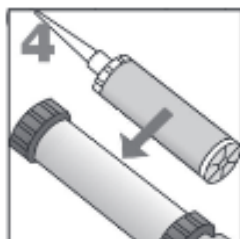
Quitar la tapa blanca, desenroscándola.



Corte el anillo metálico.



Enroscar la boquilla mezcladora



pistola y empezar la aplicación.

Cuando se interrumpen los trabajos la boquilla mezcladora se puede quedar puesta en el cartucho. Si la resina ha endurecido en la boquilla cuando se reanuden los trabajos, se debe utilizar una boquilla nueva.

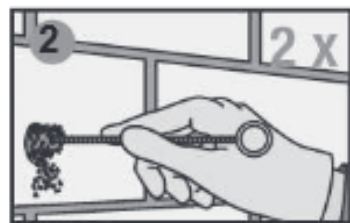
Se venden paquetes de 5 boquillas (Boquilla Sika AnchorFix-2/S)

#### Método de Aplicación / Herramientas

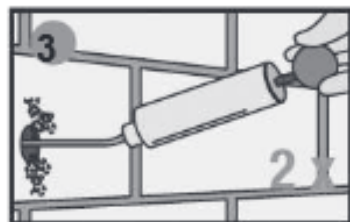
##### Anclajes en mampostería sólida/concreto:



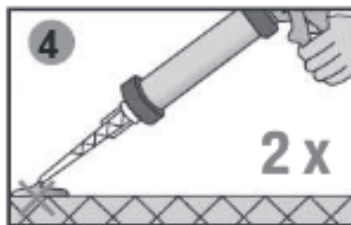
Realizar el agujero de diámetro y profundidad requeridos con un taladro roto-percutor. El diámetro del taladro debe estar de acuerdo al diámetro de la barra a anclar.



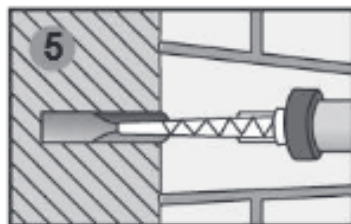
Se debe limpiar el orificio con un cepillo redondo (al menos 2 veces). El diámetro del cepillo debe ser mayor que el diámetro del taladro.



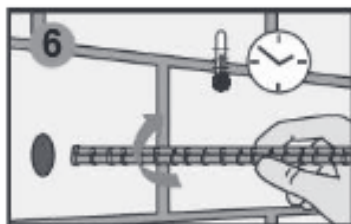
Cada vez que se limpie el orificio se debe soplar con una bomba de soplado o aire comprimido (al menos 2 veces), empezando desde el fondo de la perforación. Importante: usar compresores libres de aceite.



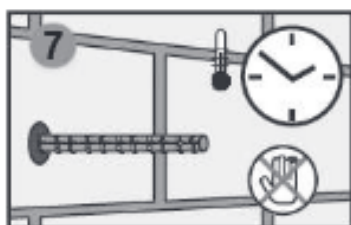
Extrusionar aproximadamente dos veces hasta que los dos componentes se mezclen. No usar este material. Dejar de hacer presión y limpiar la entrada del cartucho con un trapo.



Injectar el adhesivo en el orificio, empezando desde el fondo, llevando la boquilla hacia atrás progresivamente. Evitar la entrada de aire. Para anclajes de cierta profundidad se puede utilizar un tubo alargador.



Insertar el anclaje con un ligero movimiento de giro en el orificio relleno de resina. Debe salir algo de adhesivo por exceso. Importante: el anclaje debe ser colocado durante el tiempo abierto de la resina.



Durante el tiempo de endurecimiento de la resina no se debe mover o aplicar carga alguna. Se deben limpiar inmediatamente las herramientas con Colmasolvente Epóxico. Después de la aplicación lavar las manos y piel con agua y jabón.

#### **Limpieza de las herramientas**

Limpiar las herramientas y el equipo de aplicación con Colma solvente Epóxico inmediatamente después de su uso. El producto una vez endurecido/curado sólo se puede eliminar por medios mecánicos.

#### **Nota**

Todos los datos técnicos expuestos en esta instrucción de uso están basados en ensayos de laboratorio. Medidas de datos reales pueden mostrar variaciones debido a circunstancias fuera de nuestro control.

#### **INDICACIONES DE PROTECCIÓN PERSONAL Y DEL MEDIO AMBIENTE**

Eliminación de residuos

Producto: Eliminar, observando las normas locales en vigor.

Envases/Embalajes: Los embalajes vacíos deben tratarse según la legislación de las autoridades locales.

#### **Notas importantes**

No permitir el paso al alcantarillado, cursos de agua o terrenos.

Durante la aplicación en habitaciones cerradas, fosos, se debe proveer una buena seguridad ventilación. Mantener lejos de las llamas incluso de soldaduras. Para evitar reacciones alérgicas recomendamos el uso de guantes protectores. Los trabajadores se deben cambiar la ropa sucia y lavarse las manos antes de los descansos y después de acabar los trabajos. Si fuera necesario, consultar la HOJA DE SEGURIDAD DEL PRODUCTO, solicitándola al fabricante.

#### **Toxicidad**

Irritante (Xi). Irrita las vías respiratorias y la piel. Riesgo de lesiones oculares graves. Posibilidad de sensibilización en contacto con la piel.

# INSTRUCCIONES DE SEGURIDAD

## NOTAS LEGALES

La información y en particular las recomendaciones sobre la aplicación y el uso final de los productos Sika son proporcionadas de buena fe, en base al conocimiento y experiencia actuales en Sika respecto a sus productos, siempre y cuando éstos sean adecuadamente almacenados, manipulados y transportados; así como aplicados en condiciones normales. En la práctica, las diferencias en los materiales, sustratos y condiciones de la obra en donde se aplicarán los productos Sika son tan particulares que de esta información, de alguna recomendación escrita o de algún asesoramiento técnico, no se puede deducir ninguna garantía respecto a la comercialización o adaptabilidad del producto a una finalidad particular, así como ninguna responsabilidad contractual. Los derechos de propiedad de las terceras partes deben ser respetados.

Todos los pedidos aceptados por Sika Perú S.A. están sujetos a Cláusulas Generales de Contratación para la Venta de Productos de Sika Perú S.A. Los usuarios siempre deben remitirse a la última edición de la Hojas Técnicas de los productos; cuyas copias se entregarán a solicitud del interesado o a las que pueden acceder en Internet a través de nuestra página web [www.sika.com.pe](http://www.sika.com.pe).

## PARA MÁS INFORMACIÓN SOBRE Sika AnchorFix®-2 :

### 1.- SIKa PRODUCT FINDER: APLICACIÓN DE CATÁLOGO DE PRODUCTOS



### 2.- SIKa CIUDAD VIRTUAL



**Sika Perú S.A.**  
Refurbishment  
Centro industrial "Las Praderas  
de Lurín" s/n MZ B, Lotes 5 y 6,  
Lurín  
Lima  
Perú  
[www.sika.com.pe](http://www.sika.com.pe)

Hoja Técnica  
Sika AnchorFix®-2  
20.04.15, Edición 1

**Versión elaborada por: Sika Perú S.A.**  
NA, Departamento Técnico  
Telf: 618-6060  
Fax: 618-6070  
Mail: [informacion@pe.sika.com](mailto:informacion@pe.sika.com)



# CONSTANCIA DE AUTORIZACIÓN DE LA I.E.

# INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 1199



“MARISCAL RAMÓN CASTILLA”

UGEL N° 06 ATE-VITARTE

Chaclacayo – Carretera Central Km 19

Fono 3590245 E-mail: ie1199mrc@yahoo.es



“Año del Diálogo y la Reconciliación Nacional”

EL QUE SUSCRIBE, DIRECTOR DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 1199 “MARISCAL RAMÓN CASTILLA” DEL DISTRITO DE CHACLACAYO, PROVINCIA DE LIMA Y DEPARTAMENTO DE LIMA; otorga:

## CONSTANCIA

Por intermedio del presente documento, mi Despacho **AUTORIZA** al egresado de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Peruana Unión, JUAN ARONE QUISPE, IDENTIFICADO CON DNI N° 72004898, para que, de acuerdo a su solicitud, con la finalidad de obtener la aprobación del Proyecto de Tesis “EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA ESTRUCTURAL DE LOS PABELLONES 2 Y 3 DEL NIVEL SECUNDARIO” de nuestra Institución Educativa, ejecute las acciones necesarias en los dos pabellones mencionados, sin que esto signifique interrupciones en las clases de los estudiantes y/o labores educativas.

Se expide la presente constancia a petición del interesado para los fines del caso.

Chaclacayo, 17 de agosto del 2018



  
Lic. Dante E. Espinoza Ramos  
C.M. 1007235187  
DIRECTOR (e)