

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

ESCUELA DE POSGRADO



UNIDAD DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE MAestrÍA EN CIENCIAS

MENCIÓN: INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

**NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL
INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO
“HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHEA” CAJAMARCA 2018**

Para optar el Grado Académico de

MAESTRO EN CIENCIAS

MENCIÓN: INGENIERÍA CIVIL

Presentada por:

Bachiller: CARLOS GLICERIO CERQUÍN BRIONES

Asesor:

M.Cs. MANUEL LINCOLN MINCHÁN PAJARES

Cajamarca - Perú

2019

COPYRIGHT © 2019 by
CARLOS GLICERIO CERQUÍN BRIONES
Todos los derechos reservados

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

ESCUELA DE POSGRADO



UNIDAD DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE MAESTRÍA EN CIENCIAS

MENCIÓN: INGENIERÍA CIVIL

TESIS APROBADA:

**NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL
INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO
“HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHEA” CAJAMARCA 2018**

Para optar el Grado Académico de

MAESTRO EN CIENCIAS

MENCIÓN: INGENIERÍA CIVIL

Presentada por:

Bachiller: CARLOS GLICERIO CERQUÍN BRIONES

JURADO EVALUADOR

M.Cs. Manuel Lincoln Minchán Pajares
Asesor

Dr. Miguel Ángel Mosqueira Moreno
Jurado Evaluador

Dr. Gaspar Virilo Méndez Cruz
Jurado Evaluador

M.Cs. Marco Antonio Silva Silva
Jurado Evaluador

Cajamarca - Perú

2019



Universidad Nacional de Cajamarca
LICENCIADA CON RESOLUCION D E CONSEJO DIRE CTIVO N° 080-2018-SUNKDII/CD

Escuela de Posgrado

CAJAMARCA - PERU



PROGRAMAS DE MAESTRIA EN CIENCIAS

ACTA DE SUSTENTACION DE TESIS

Siendo las JJ /... . horas, del dia 20 de diciembre de dos mil diecinueve, reunidos en el Auditorio de la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional de Cajamarca, el Jurado Evaluador presidido por el **Dr. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA 3FORENO**, **Dr. GASPAR VIRILO MENDEZ CRUZ**, **M.Cs. MARCO AHTONIO SILVA SILVA**, y en calidad de Asesor el **M.Cs. MANUEL LINCOLN MINCHAN PAJARES** Actuando de conformidad con el Reglamento Interno y el Reglamento de Tesis de Maestria de la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional de Cajamarca, se dio inicio a la Sustentacion de la Tesis titulada "NIVEL DE DESEMPEÑO SISMICO DE LA EDIFICACION DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACION PUBLICO "Hno. VICTORINO ELORZ GOICOCHEA" CAJAMARCA 2018st, presentada por el Bach. en Ingeniería Civil CARLOS GLICERIO CERQUIN BRIONES

Realizada la exposiciñ de la Tesis y absueltas las preguntas formuladas por el Jurado Evaluador, y luego de la deliberaciñ, se acordfi.A con la calificaciñ 'de **DIECIOCHO (EXCELENTE)**.....la mencionada Tesis; en tal virtud, el **Bach. en Ingeniería Civil CARLOS GLICERIO CERQUIN BRIONES**, esta apto para recibir en ceremonia especial el Diploma que lo acredita como MAESTRO EN CIENCIAS, de la Unidad de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, con Menciñ en INGENIERIA CIVIL

Siendo las .(.... horas del mismo dia, se dio por concluido el acto.

M.Cs. Manuel Lincoln Minchfin Pajares
Asesor

Dr. Miguel Angel Mosqueira Moreno
Jurado Evaluador

DC Gaspar Virilo Mendez Cruz
Jurado Evaluador

M.Cs. Marco Antonio Silva Silva
Jurado Evaluador

A:

Mi madre,

pilar de mi formación personal y profesional

AGRADECIMIENTOS

Al Director, docentes, personal administrativo y personal de servicio del Instituto Superior de Educación Público Hno. Victorino Elorz Goicoechea Cajamarca, por su colaboración para la elaboración de este trabajo de investigación.

A mis compañeros y docentes de la Maestría en Ciencias, mención Ingeniería Civil, de la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional de Cajamarca, por compartir sus conocimientos e ideas durante la elaboración de estetrabajo.

La fe en uno mismo es el mejor y más seguro camino

- Miguel Ángel Buonarroti

INDICE

CAPÍTULO I	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Planteamiento del problema	1
1.1.1. Contextualización	1
1.1.2. Descripción del problema.....	4
1.1.3. Formulación del problema	5
1.2. Justificación e importancia.....	6
1.3. Delimitación de la investigación	6
1.4. Limitaciones	7
1.5. Objetivos.....	7
1.5.1. Objetivo general	7
1.5.2. Objetivos específicos	7
CAPÍTULO II	8
MARCO TEÓRICO.....	8
2.1. Antecedentes de la investigación o marco referencial	8
2.1.1. A nivel internacional.....	8
2.1.2. A nivel nacional.....	10
2.2. Marco teórico conceptual.....	11
2.2.1. Diseño o evaluación por desempeño	11
A. Nivel de desempeño sísmico.....	12
B. Niveles de movimientos sísmicos.....	14
B.1. Aceleraciones máximas en roca para la costa de Perú	15
B.2. Cálculo de los sismos Frecuente, Ocasional y Muy Raro a partir del sismo Raro.....	16
B.3. Sismos Frecuente, Ocasional y Muy Raro para la zona de Cajamarca.....	17
C. Nivel de desempeño esperado.....	17
2.2.2. Análisis estático no lineal	19
A. Método del espectro de capacidad.....	21
A.1. Curva de capacidad.....	22
A.2. Espectro de capacidad	23
A.3. Espectro de capacidad bilineal.....	24
A.4. Espectro de demanda	25
A.5. Determinación del punto de desempeño	28
B. Sectorización de la curva de capacidad.....	30
2.2.3. Albañilería o mampostería	30

A. Definición	30
B. Breve reseña histórica de la albañilería	31
C. Unidades de albañilería.....	32
C.1. Piedra.....	32
C.2. Ladrillos y bloques	32
C.3. Unidades de arcilla.....	34
D. El mortero	36
D.1. El cemento	36
D.2. Arena	37
D.3. Cal	38
E. Comportamiento sísmico de la albañilería simple	38
E.1. Comportamiento de la albañilería a compresión.....	38
E.2. Comportamiento de la albañilería a cortante.....	39
E.3. Comportamiento de la albañilería a tracción.....	41
E.4. Comportamiento de la albañilería a flexo compresión y cortante.....	42
F. Resistencia de la albañilería a compresión axial f'_m	44
G. Propiedades mecánicas de los muros de albañilería de ladrillo de arcilla	45
2.2.4. Concreto armado.....	45
A. Agregados	45
B. Acero de refuerzo.....	46
2.2.5. Modelamiento de la albañilería en el SAP2000 para análisis no lineales.....	46
2.3. Definición de términos básicos	49
CAPÍTULO III	51
PLANTEAMIENTO DE LA HIPÓTESIS Y VARIABLES	51
3.1. Hipótesis	51
3.1.1. Hipótesis general.....	51
3.2. Variables/categorías	51
3.2.1. Variable	51
3.2.2. Categorías.....	51
3.3. Operacionalización/categorización de los componentes de las hipótesis	52
CAPÍTULO IV	53
MARCO METODOLÓGICO	53
4.1. Ubicación geográfica.....	53
4.2. Diseño de la investigación.....	53
4.2.1. Recolección de información	53
A. Levantamiento arquitectónico.....	53

	x
B. Toma de muestras y ensayos del ladrillo de arcilla	53
C. Ensayos de esclerometría.....	54
D. Sondeo del acero.....	54
4.2.2. Modelamiento de la estructura.....	55
A. Modelamiento de elementos de concreto armado	57
B. Modelamiento de muros.....	57
C. Verificación del modelamiento de muros	57
D. Modelamiento de losas de entrepiso de concreto armado	58
E. Asignación de cargas muertas y vivas	59
F. Espectros elásticos de respuesta.....	60
G. Patrones de carga.....	62
H. Peso de la edificación.....	62
I. Cargas laterales por sismo	62
4.2.3. Procesamiento de datos.....	63
4.2.4. Presentación y discusión de resultados.....	64
4.2.5. Redacción de conclusiones y recomendaciones.....	64
4.3. Métodos de investigación.....	64
4.4. Población, muestra y unidad de análisis	64
4.5. Técnicas e instrumentos de recopilación de la información	65
4.6. Técnicas para el procesamiento y análisis de la información.....	65
4.7. Equipos y materiales	66
4.8. Matriz de consistencia metodológica	67
CAPÍTULO V	68
RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	68
5.1. Descripción de la edificación y características de los materiales	68
5.1.1. Ubicación, forma y área construida de la edificación	68
5.1.2. Número de niveles y altura de pisos.....	69
5.1.3. Sistema constructivo	69
5.1.4. Etapas de construcción.....	72
A. Primera etapa.....	72
B. Segunda etapa.....	72
C. Tercera etapa	73
5.2. Características de los materiales.....	74
5.2.1. Albañilería de piedra	74
5.2.2. Albañilería de ladrillo de arcilla	75
A. Definición de los <i>layers</i> para los tipos de albañilería	76

B. Definición del muro (<i>shell</i>) con la opción Shell Layered/Nonlinear.....	81
C. Verificación del modelo	81
5.2.3. Concreto armado.....	83
A. Acero	83
B. Concreto.....	83
5.3. Análisis estático no lineal.....	84
5.3.1. Pabellón A.....	84
A. Presentación de resultados.....	84
A.1. Análisis modal ejes X e Y	84
A.2. Nivel de desempeño sísmico Pabellón A eje X.....	85
A.3. Nivel de desempeño sísmico Pabellón A eje Y	87
A.4. Capacidad estructural ejes X e Y	88
A.5. Desplazamientos y derivas.....	88
B. Discusión de resultados.....	89
B.1. Nivel de desempeño sísmico alcanzado.....	89
B.2. Nivel de desempeño sísmico esperado y alcanzado	90
B.3. Capacidad estructural	90
B.4. Desplazamientos y derivas.....	90
5.3.2. Pabellón B.....	91
A. Presentación de resultados.....	91
A.1. Análisis modal ejes X e Y	91
A.2. Nivel de desempeño sísmico Pabellón B eje X.....	92
A.3. Nivel de desempeño sísmico Pabellón B eje Y	93
A.4. Capacidad estructural ejes X e Y	94
A.5. Desplazamientos y derivas.....	95
B. Discusión de resultados.....	95
B.1. Nivel de desempeño sísmico alcanzado.....	95
B.2. Nivel de desempeño sísmico esperado y alcanzado	96
B.3. Capacidad estructural	96
B.4. Desplazamientos y derivas.....	96
5.3.3. Pabellón C.....	97
A. Presentación de resultados.....	97
A.1. Análisis modal ejes X e Y	97
A.2. Nivel de desempeño sísmico Pabellón C eje X.....	98
A.3. Nivel de desempeño sísmico Pabellón C eje Y	99
A.4. Capacidad estructural ejes X e Y	100

A.5. Desplazamientos y derivas.....	101
B. Discusión de resultados.....	101
B.1. Nivel de desempeño sísmico alcanzado.....	101
B.2. Nivel de desempeño sísmico esperado y alcanzado	102
B.3. Capacidad estructural	102
B.4. Desplazamientos y derivas.....	102
5.3.4. Pabellón D	103
A. Presentación de resultados.....	103
A.1. Análisis modal ejes X e Y	103
A.2. Nivel de desempeño sísmico Pabellón D eje X.....	104
A.3. Nivel de desempeño sísmico Pabellón D eje Y.....	105
A.4. Capacidad estructural ejes X e Y	106
A.5. Desplazamientos y derivas.....	107
B. Discusión de resultados.....	107
B.1. Nivel de desempeño sísmico alcanzado.....	107
B.2. Nivel de desempeño sísmico esperado y alcanzado	108
B.3. Capacidad estructural	108
B.4. Desplazamientos y derivas.....	108
CAPÍTULO VI.....	110
PROPUESTA	110
6.1. Propuesta para mejorar el nivel de desempeño sísmico del Pabellón B	110
6.2. Análisis de la propuesta en el programa SAP2000.....	110
6.2.1. Presentación de Resultados	110
A. Nivel de desempeño Pabellón B reforzado eje X.....	110
B. Nivel de desempeño Pabellón B reforzado eje Y.....	112
C. Capacidad estructural ejes X e Y	113
D. Desplazamientos y derivas.....	113
6.2.2. Discusión de resultados.....	114
A. Nivel de desempeño sísmico alcanzado.....	114
B. Nivel de desempeño sísmico esperado y alcanzado	114
C. Capacidad estructural	115
D. Desplazamientos y derivas.....	115
6.3. Obras a ejecutar.....	116
6.4. Costos de implementación de la propuesta.....	116
6.5. Beneficios que aporta la propuesta	117
CONCLUSIONES.....	118

	xiii
RECOMENDACIONES.....	121
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	122

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Estados de daños y niveles de desempeño según SEAOC Vision 2000 Committee (1995)	14
Tabla 2. Niveles de movimiento sísmico según SEAOC Vision 2000 Committee.....	15
Tabla 3. Aceleraciones máximas en roca para la costa de Perú	16
Tabla 4. Cocientes entre las aceleraciones de los sismos para la costa de Perú.....	16
Tabla 5. Aceleraciones máximas para la zona de Cajamarca.....	17
Tabla 6. Niveles de desempeño esperados según SEAOC Vision 2000 Committee	19
Tabla 7. Factor de modificación del amortiguamiento según ATC 40	27
Tabla 8. Valores mínimos permitidos SRa y SRv según ATC 40.....	27
Tabla 9. Resistencia a la compresión de diferentes unidades de mampostería	34
Tabla 10. Composición química de los cementos (% en masa)	37
Tabla 11. Factores que determinan la resistencia a compresión de los muros de albañilería	39
Tabla 12. Proporciones en volumen según el tipo de mortero	44
Tabla 13. Resistencia de la albañilería (f'_m), de acuerdo a la resistencia del ladrillo (f'_b) y el tipo de mortero	45
Tabla 14. Operacionalización/categorización de los componentes de las hipótesis	52
Tabla 15. Coordenadas de ubicación del objeto de estudio.....	53
Tabla 16. Peso unitario de pisos terminados, cielo rasos y coberturas	59
Tabla 17. Cargas vivas repartidas consideradas en el modelamiento de la estructura	59
Tabla 18. Parámetros para obtener los espectros elásticos de respuesta	60
Tabla 19. Peso de la edificación y cargas laterales por sismo.....	63
Tabla 20. Niveles de desempeño esperados para edificaciones esenciales según SEAOC Vision 2000 Committee (1995)	64
Tabla 21. Matriz de consistencia metodológica.....	67
Tabla 22. Resistencia a compresión de los ladrillos de arcilla	75
Tabla 23. Valores de diseño de la albañilería.....	75
Tabla 24. Esfuerzo a tracción y esfuerzo de fluencia del acero de la edificación.....	83
Tabla 25. Resistencia a compresión y módulo de elasticidad del concreto de los entrepisos.	83
Tabla 26. Resistencia a compresión y módulo de elasticidad del concreto de vigas, escaleras y columnas.....	83
Tabla 27. Periodo y masa traslacional asociada a los primeros nueve nodos del Pabellón A .	84
Tabla 28. Puntos de desempeño sísmico Pabellón A Eje X.....	86
Tabla 29. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón A eje X	86
Tabla 30. Puntos de desempeño sísmico Pabellón A Eje Y.....	87
Tabla 31. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón A eje Y	88
Tabla 32. Capacidad estructural del Pabellón A.....	88
Tabla 33. Desplazamientos horizontales Pabellón A eje X.....	88
Tabla 34. Derivas Pabellón A eje X.....	88
Tabla 35. Desplazamientos horizontales Pabellón A eje Y	88
Tabla 36. Derivas Pabellón A eje Y	89
Tabla 37. Periodo y masa traslacional asociada a los primeros nueve nodos del Pabellón B..	91
Tabla 38. Puntos de desempeño sísmico Pabellón B Eje X.....	92

Tabla 39. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón B eje X	93
Tabla 40. Puntos de desempeño sísmico Pabellón B Eje Y	94
Tabla 41. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón B eje Y	94
Tabla 42. Capacidad estructural del Pabellón B	94
Tabla 43. Desplazamientos horizontales Pabellón B eje X	95
Tabla 44. Derivas Pabellón Beje X	95
Tabla 45. Desplazamientos horizontales Pabellón B eje Y	95
Tabla 46. Derivas Pabellón Beje Y	95
Tabla 47. Periodo y masa traslacional asociada a los primeros nueve nodos del Pabellón C..	97
Tabla 48. Puntos de desempeño sísmico Pabellón C Eje X	98
Tabla 49. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón C eje X	99
Tabla 50. Puntos de desempeño sísmico Pabellón C Eje Y	100
Tabla 51. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón C eje Y	100
Tabla 52. Capacidad estructural del Pabellón C	100
Tabla 53. Desplazamientos y derivas Pabellón C eje X	101
Tabla 54. Desplazamientos y derivas Pabellón C eje Y	101
Tabla 55. Periodo y masa traslacional asociada a los primeros nueve nodos del Pabellón D	103
Tabla 56. Puntos de desempeño sísmico Pabellón D Eje X	104
Tabla 57. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón D eje X	105
Tabla 58. Puntos de desempeño sísmico Pabellón D Eje Y	106
Tabla 59. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón D eje Y	106
Tabla 60. Capacidad estructural del Pabellón D	106
Tabla 61. Desplazamientos horizontales Pabellón D eje X	107
Tabla 62. Derivas Pabellón Deje X	107
Tabla 63. Desplazamientos horizontales Pabellón D eje Y	107
Tabla 64. Derivas Pabellón Deje Y	107
Tabla 65. Puntos de desempeño sísmico Pabellón B reforzado Eje X	111
Tabla 66. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón B reforzado eje X	111
Tabla 67. Puntos de desempeño sísmico Pabellón B reforzado Eje Y	112
Tabla 68. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón B reforzado eje Y	113
Tabla 69. Capacidad estructural del Pabellón B reforzado	113
Tabla 70. Desplazamientos horizontales Pabellón B reforzado eje X	113
Tabla 71. Derivas Pabellón B reforzado eje X	113
Tabla 72. Desplazamientos horizontales Pabellón B reforzado eje Y	113
Tabla 73. Derivas Pabellón B reforzado eje Y	114
Tabla 74. Costo de la implementación de la propuesta	116

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Zonas Sísmicas del Perú	3
Figura 2. Institución Educativa “Juan Clemente Vergel” (ex 91)	3
Figura 3. ISEP "Hno. Victorino Elorz Goicoechea"	4
Figura 4. Muro de albañilería simple en la parte posterior	5
Figura 5. Patrones de distribución de cargas laterales para un análisis Pushover	20
Figura 6. Curva de Capacidad	22
Figura 7. Espectro de Capacidad	23
Figura 8. Espectro de Capacidad Bilineal	25
Figura 9. Obtención del amortiguamiento equivalente para obtener el espectro de demanda reducido	26
Figura 10. Espectro de Demanda Reducido según ATC 40	28
Figura 11. Determinación del punto de desempeño supuesto	29
Figura 12. Punto de desempeño obtenido a partir del punto supuesto	29
Figura 13. Sectorización de la curva de capacidad según SEAOC Vision 2000 Committee (1995)	30
Figura 14. Relaciones esfuerzo-deformación para el mortero, unidades aisladas y mampostería	34
Figura 15. Agrietamiento escalonado diagonalmente originado por un fallo de fricción cortante	40
Figura 16. Agrietamiento de las unidades de albañilería originado por un fallo de tensión diagonal	40
Figura 17. Agrietamiento vertical originado por esfuerzos de compresión altos en comparación con los esfuerzos cortantes	41
Figura 18. Modos de fallo de la albañilería a tracción	42
Figura 19. Agrietamiento por fallo a cortante en muros de albañilería simple	43
Figura 20. Agrietamiento por fallo a flexión de muros de mampostería simple	44
Figura 21. Elemento shell de cuatro nodos y plano de esfuerzos	46
Figura 22. Ejemplo de comportamiento de la albañilería a fricción	47
Figura 23. Ejemplo de comportamiento de la albañilería a la cohesión	48
Figura 24. Pabellones alrededor del patio principal	55
Figura 25. Modelo del Pabellón A en el SAP2000	56
Figura 26. Modelo del Pabellón B en el SAP2000	56
Figura 27. Modelo del Pabellón C en el SAP2000	56
Figura 28. Modelo del Pabellón D en el SAP2000	57
Figura 29. Modelo para prueba de compresión en el SAP2000	58
Figura 30. Modelo para prueba de cohesión en el SAP2000	58
Figura 31. Espectro elástico de respuesta para sismo Frecuente	60
Figura 32. Espectro elástico de respuesta para sismo Ocasional	61
Figura 33. Espectro elástico de respuesta para sismo Raro (E.030)	61
Figura 34. Espectro elástico de respuesta para sismo Muy Raro	61
Figura 35. Arquitectura del ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”	68
Figura 36. Ambientes del Pabellón D debajo del nivel del patio	69
Figura 37. Muro de albañilería simple en la parte posterior	69
Figura 38. Esquina de la edificación sin columna	70
Figura 39. Losa de entrepiso sobre el Pabellón C	70
Figura 40. Balcones soportados por columnas de concreto armado	71
Figura 41. Estructura de madera del techo del auditorio	71
Figura 42. Construcción del segundo piso del Pabellón D en 1961	72
Figura 43. Colocación del techo del segundo piso del Pabellón D en 1961	73

Figura 44. Construcción del segundo piso del Pabellón B en 1963	73
Figura 45. Construcción de columnas enfrente del Pabellón C en 1963	74
Figura 46. Muro de piedra andesita del Pabellón D por debajo del nivel del patio principal..	74
Figura 47. Propiedades albañilería $f'_m=35.8 \text{ kg/cm}^2$ para fricción	76
Figura 48. Datos no lineales albañilería $f'_m=35.8 \text{ kg/cm}^2$ para fricción	76
Figura 49. Propiedades albañilería $f'_m=35.8 \text{ kg/cm}^2$ para cohesión	77
Figura 50. Datos no lineales de la albañilería $f'_m=35.8 \text{ kg/cm}^2$ para cohesión	77
Figura 51. Curva esfuerzo deformación albañilería $f'_m=35.8 \text{ kg/cm}^2$ para cohesión.....	78
Figura 52. Propiedades albañilería $f'_m=37.3 \text{ kg/cm}^2$ para fricción	78
Figura 53. Datos no lineales albañilería $f'_m=37.3 \text{ kg/cm}^2$ para fricción.....	79
Figura 54. Propiedades albañilería $f'_m=37.3 \text{ kg/cm}^2$ para cohesión	79
Figura 55. Datos no lineales albañilería $f'_m=37.3 \text{ kg/cm}^2$ para cohesión	80
Figura 56. Curva esfuerzo deformación albañilería $f'_m=37.3 \text{ kg/cm}^2$ para cohesión.....	80
Figura 57. Definición del muro de 40 cm de espesor con la opción Shell- Layered/Nonlinear	81
Figura 58. Representación del esfuerzo S11 vs deformación para $f'_m=35.8 \text{ kg/cm}^2$	81
Figura 59. Representación del esfuerzo S11 vs deformación para $f'_m=37.3 \text{ kg/cm}^2$	82
Figura 60. Representación del esfuerzo S12 vs deformación para $f'_m=35.8 \text{ kg/cm}^2$	82
Figura 61. Representación del esfuerzo S12 vs deformación para $f'_m=37.3 \text{ kg/cm}^2$	82
Figura 62. Modos de vibración asociados al Pabellón A.....	85
Figura 63. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón A Eje X.....	85
Figura 64. Niveles de desempeño sísmico del Pabellón A Eje X	86
Figura 65. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón A Eje Y	87
Figura 66. Niveles de desempeño sísmico del Pabellón A Eje Y	87
Figura 67. Modos de vibración asociados al Pabellón B.....	92
Figura 68. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón B Eje X.....	92
Figura 69. Niveles de desempeño sísmico del Pabellón B Eje X	93
Figura 70. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón B Eje Y	93
Figura 71. Niveles de desempeño sísmico del Pabellón B Eje Y	94
Figura 72. Modos de vibración asociados al Pabellón C.....	98
Figura 73. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón C Eje X	98
Figura 74. Niveles de desempeño sísmico del Pabellón C Eje X	99
Figura 75. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón C Eje Y	99
Figura 76. Niveles de desempeño sísmico del Pabellón C Eje Y.....	100
Figura 77. Modos de vibración asociados al Pabellón D	104
Figura 78. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón D Eje X.....	104
Figura 79. Niveles de desempeño sísmico del Pabellón D Eje X	105
Figura 80. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón D Eje Y	105
Figura 81. Niveles de desempeño sísmico del Pabellón D Eje Y	106
Figura 82. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón B reforzado Eje X.....	110
Figura 83. Niveles de desempeño del Pabellón B reforzado eje X.....	111
Figura 84. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón B reforzado Eje Y	112
Figura 85. Niveles de desempeño del Pabellón B reforzado Eje Y.....	112
Figura 86. Construcción de vigas de confinamiento en Pabellón B	116

LISTA DE ABREVIATURAS O SIGLAS USADAS

<i>ATC 40</i> (1996)	:	<i>Applied Technology Council 40</i> (1996)
INDECI	:	Instituto Nacional de Defensa Civil.
ISEP	:	Instituto Superior de Educación Público.
Norma E.020 (2006)	:	Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú, Norma E.020 Cargas (2006).
Norma Técnica E.030 (2018):	:	Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú, Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018).
Norma Técnica E.050 (2018):	:	Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú, Norma Técnica E.050 Suelos y cimentaciones (2018).
Norma E.060 (2006)	:	Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú, Norma E.070 Concreto Armado (2009).
Norma E.070 (2006)	:	Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú, Norma E.070 Albañilería (2006).
<i>SEAOC</i>	:	<i>Structural Engineers Association of California</i>

GLOSARIO

Convergencia. Denominación del programa SAP2000 a la intersección de la curva de capacidad espectral con el espectro de demanda (Computers & Structures Inc. Analysis Reference Manual for SAP2000, 2016).

Espectro. Gráfico de la respuesta máxima expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés, que produce una acción dinámica en una estructura de un grado de libertad. Se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento (Crisafulli, 2018).

Histéresis. Modelo que refleja con precisión la resistencia y la degradación de la rigidez, el rendimiento de la deformación y la capacidad de disipación de energía de estructuras y miembros bajo carga cíclica repetida (Wang *et al*, 2019)

Layered/Nonlinear. Opción del SAP2000 que permite modelar el comportamiento no lineal por separado de los elementos *shell*. (Computers & Structures Inc. Analysis Reference Manual for SAP2000, 2016).

Material isotrópico. Es aquel que tiene las mismas propiedades mecánicas y térmicas en las tres direcciones ortogonales (García, 2011).

Material ortotrópico. Es aquel cuyas propiedades mecánicas o térmicas son distintas en cada una en las tres direcciones ortogonales entre sí (García, 2011).

Rigidez. Capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin deformarse más allá de los límites aceptables (Crisafulli, 2018).

Shell. Denominación del programa SAP2000 para los elementos estructurales tipo cáscara (Computers & Structures Inc. Analysis Reference Manual for SAP2000, 2016).

RESUMEN

Este trabajo de investigación evaluó la edificación del Instituto Superior de Educación Público “Hno. Victorino Elorz Goicoechea” de la ciudad de Cajamarca, edificación de 78 años de antigüedad, con un sistema constructivo mixto conformado por muros de albañilería simple de ladrillo de arcilla y con entrepisos, escaleras, vigas y columnas de concreto armado. Se trata de una edificación esencial, que luego de un desastre puede servir de refugio a damnificados, por eso es necesario conocer las condiciones de servicio de la edificación luego de un evento sísmico. Se determinó el nivel de desempeño sísmico de acuerdo a la propuesta de *SEAOC Vision 2000 Committee (1995)*, utilizando el Análisis Estático No Lineal conocido como *Pushover* y el método del Espectro de Capacidad; los sismos Frecuente, Ocasional, Raro (Norma Técnica E.030) y Muy Raro fueron la demanda sísmica. El procesamiento de datos se hizo en el programa SAP2000. La información se obtuvo mediante la toma de medidas de la edificación, ensayos a compresión de los ladrillos de los muros, esclerometría del concreto y sondeos del acero. El modelamiento en el programa se hizo en forma individual para los cuatro pabellones de la edificación, teniendo en cuenta el comportamiento no lineal de la albañilería simple y de los elementos de concreto armado. Los resultados obtenidos demuestran que el nivel de desempeño sísmico de la edificación es variable, de acuerdo al comportamiento individual de sus pabellones; los niveles de desempeño determinados para sismo Raro (Norma Técnica E.030) son: Seguridad de Vida para el pabellón A, Colapso para el pabellón B, y Funcional para los pabellones C y D; sólo estos dos últimos pabellones cumplen con el nivel de desempeño sísmico esperado para edificaciones esenciales. Debido a que el nivel de desempeño sísmico del Pabellón B es Colapso, se propuso reforzar los muros del segundo piso, con vigas de confinamiento de concreto armado, obteniéndose como nivel de desempeño sísmico Seguridad de Vida.

Palabras clave: Análisis estático no lineal, albañilería simple, método del espectro de capacidad, demanda sísmica, edificación esencial, nivel de desempeño sísmico.

ABSTRACT

This research work evaluated the building of *Instituto Superior de Educación Público “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”* in *Cajamarca* city, a 78 years old building with a mixed construction system consisting of simple masonry walls made of clay brick and mezzanines, stairs, beams and columns of reinforced concrete. It is an essential building, which after a disaster can serve as a refuge for victims, so it is necessary to know the service conditions of the building after a seismic event. The seismic performance level was determined according to the proposal of SEAOC Vision 2000 Committee (1995), using the Nonlinear Static Analysis known as Pushover, and the Capacity Spectrum method; Frequent, Occasional, Rare (Technical Standard E.030) and Very Rare earthquakes were the seismic demand. The data processing was done in the SAP2000 program. The information was obtained by taking measurements of the building, bricks compression tests, concrete sclerometry and, probing steel. The modeling in the program was done individually for the four pavilions of the building, taking into account the non-linear behavior of simple masonry and reinforced concrete elements. The results obtained show that the seismic performance level of the building is variable, according to the individual behavior of its pavilions; the seismic performance levels determined for Rare earthquake (Technical Standard E.030) were: Life Safety for pavilion A, Collapse for pavilion B, and Functional for pavilions C and D; only these last two pavilions meet the expected seismic performance level for essential buildings. Because the seismic performance level of Pavilion B is Collapse, it was proposed to reinforce the walls of the second floor, with reinforced concrete confinement beams, obtaining Life Safety as a seismic performance level.

Keywords: Essential building, seismic performance level, nonlinear static analysis, seismic demand, simple masonry, spectrum capacity method.

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

1.1.1. Contextualización

Históricamente, el uso de la albañilería o mampostería¹ como material de construcción, ha sido muy importante hasta la aparición del concreto reforzado y del acero. En el mundo un porcentaje muy importante de construcciones con valor patrimonial, están construidas con este material (Orduña *et al*, 2007).

Las edificaciones de albañilería del pasado, se construyeron con reglas empíricas y fueron diseñadas sólo para soportar cargas de gravedad, usando la carga muerta para estabilizar las estructuras frente a cargas laterales producto de vientos y sismos; recién a mediados del siglo XX, aparecen las primeras normativas y los reglamentos de diseño (Bonett, 2003). El estudio racional de la albañilería se inició en 1913 en Estados Unidos y en 1920 en India; en Perú los primeros ensayos de elementos de albañilería se realizaron en la década de los años 70, y los pocos resultados obtenidos hasta el año 1982, sirvieron para elaborar la primera norma peruana de albañilería, denominada Norma E-070 ININVI-82 (San Bartolomé, 1994).

La albañilería confinada fue creada en Italia, como consecuencia del colapso de viviendas de albañilería simple por el sismo de 1908 en Sicilia. En el caso de Perú, la albañilería confinada ingresa después del terremoto de 1940, y la albañilería armada lo hace en la década del 60 (San Bartolomé, 1994).

El comportamiento estructural de un edificio antiguo de albañilería simple, difiere sustancialmente de una estructura moderna, debido al tipo de estructura y a los materiales usados. La albañilería simple tiene un comportamiento frágil ante las acciones inducidas por los sismos, en comparación con la albañilería confinada o reforzada, que tienen una mejor capacidad debido a su mayor resistencia y

¹ Los términos albañilería y mampostería son sinónimos de acuerdo a la Norma E.070 (2006).

deformabilidad (Alcócer, 1997). Sin embargo, cuando se trata de estructuras existentes de albañilería simple, con muros de gran espesor en ambas direcciones en planta, éstas se han comportado adecuadamente frente a sismos de diferente intensidad con daños muy leves.

Pero también existen estructuras que han puesto en evidencia su mal comportamiento ante las últimas catástrofes sísmicas, estas estructuras han sido diseñadas con criterios de normativas antiguas, inadecuadas o aquellas que han sido construidas antes de la aparición de los códigos de diseño. El avance significativo en nuevos criterios de diseño sismorresistente, también deben aplicarse a la verificación de las estructuras existentes. Dentro de los nuevos criterios de diseño se encuentra el desempeño sísmico, establecido sobre la base de tres conceptos fundamentales: el nivel de desempeño, el nivel de amenaza y el desempeño esperado de la edificación. (Bonett, 2003).

El nivel de desempeño sísmico describe un estado límite de daño; la condición límite o tolerable establecida de acuerdo a los posibles daños físicos en la edificación, la amenaza a la seguridad de las personas inducidos por estos daños y la funcionalidad después del sismo (*ATC 40*, 1996).

Por lo mencionado en los párrafos anteriores, es necesario conocer el nivel de desempeño de estructuras existentes ante la presencia de sismos, como es el caso de edificaciones antiguas de albañilería simple, que en el caso de Perú han sido construidas sin tener en cuenta algún código de diseño. Además, en varios países del mundo, se desarrollan trabajos de investigación para determinar el nivel de desempeño sísmico de edificaciones antiguas, debido al interés por proteger la vida humana y conservar el patrimonio ante la amenaza de sismos.

En lo que respecta a movimientos sísmicos, Perú se encuentra en el Círculo de Fuego del Pacífico, región donde existe gran actividad sísmica y volcánica. El distrito de Cajamarca, según la Norma Técnica E.030 (2018), se encuentra en la zona sísmica 3, zona de alta peligrosidad sísmica, tal como se muestra en la Figura 1. Aunque en las últimas décadas, en Cajamarca no se han presentado sismos de gran intensidad, existe una alta probabilidad de que esto suceda.



Figura 1. Zonas Sísmicas del Perú. Fuente: Norma Técnica E.030 (2018).

En la ciudad de Cajamarca predominan tres sistemas constructivos: albañilería de ladrillo, adobe y tapial. Muchas de estas edificaciones que tienen más de un siglo de antigüedad fueron concebidas y construidas sin ningún código de diseño, por tanto, es razonado esperar que cuando ocurran sismos con características especiales se produzcan daños estructurales significativos, con el consiguiente riesgo para la comunidad. (INDECI, 2006, p.318)

En la ciudad de Cajamarca también existen edificaciones de albañilería simple de piedra como el “Complejo Monumental Belén”, las iglesias “Catedral”, “Recoleta”, “De la Concepción” (“De Las Monjas”) y “San Francisco”, además de la institución educativa “San Ramón” anexo La Recoleta. En el caso del adobe tenemos a la iglesia “San José”, teatro “Cajamarca”, parte de la infraestructura de las instituciones educativas “Juan Clemente Vergel” (ex 91) y “Nuestra Señora de La Merced”, además de las casonas del centro histórico de



la ciudad de Cajamarca.

Figura 2. Institución Educativa “Juan Clemente Vergel” (ex 91).

Una edificación cuyos muros son de albañilería simple de ladrillo de arcilla, con entrepisos de concreto armado, es la del Instituto Superior de Educación Público (ISEP) “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”, construcción que se inició a fines de la década de los años 30, antes de la aparición de normas de diseño en Perú.

1.1.2. Descripción del problema

El ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”, es la institución de educación superior más antigua de la ciudad de Cajamarca; empezó a funcionar como “Escuela Normal de Cajamarca” el 20 de marzo de 1942. Tiene como función la formación de profesores y la educación de alumnos en el nivel primario y secundario.



Figura 3. ISEP "Hno. Victorino Elorz Goicoechea".

La construcción del local, se inició a fines de los años 30 y terminó en febrero de 1942 en su primera etapa, en 1961 se inauguró la segunda etapa y en 1963 la tercera etapa.

Sus muros son de albañilería simple de ladrillo artesanal de arcilla, apoyados en cimientos y sobrecimientos de albañilería de piedra, tal como se puede apreciar en la Figura 4. Sobre los muros de albañilería simple de ladrillo de arcilla, se apoya el entrepiso de concreto armado; en la parte de los balcones este entrepiso es soportado por columnas y vigas de concreto armado.

La estructura del techo es de madera apoyada sobre los muros, en la parte de los balcones el techo se apoya en vigas y columnas de concreto armado, la cobertura es de calamina. Por lo descrito, la edificación tiene estructura mixta.

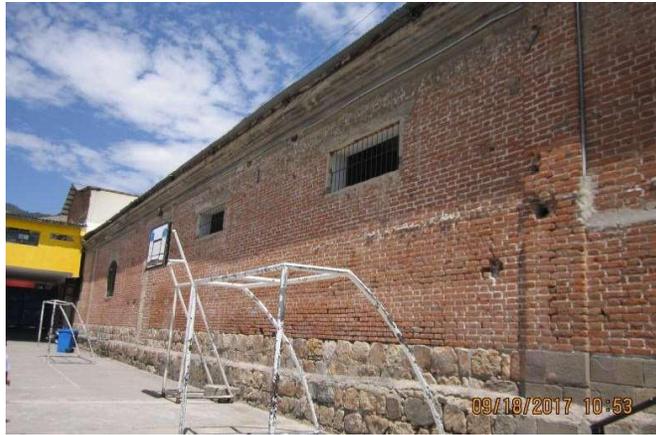


Figura 4. Muro de albañilería simple en la parte posterior.

De acuerdo a lo mencionado en los dos párrafos anteriores, se trata de una edificación cuyo sistema constructivo es antiguo, utilizado por tradición o costumbre de la época; el diseño de la estructura no estuvo reglamentado por norma peruana alguna, debido a que en Perú la primera norma de albañilería apareció en 1982, y mucho menos está contemplado en los reglamentos de diseño actuales.

Este instituto de educación superior además de aulas, biblioteca, laboratorios, museo, aulas de computación, salas de profesores, ambientes administrativos, depósitos, servicios higiénicos, tiene un auditorio con capacidad para 550 personas, ubicado en el segundo piso, al que se accede a través de dos escaleras; este auditorio no cuenta con salidas de escape adicionales encaso de emergencias.

SEAO Vision 2000 Committee (1995) clasifica a esta edificación como esencial riesgosa por ser un centro educativo. De acuerdo a la Norma Técnica E.030 (2018), es una edificación esencial de categoría A2, cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de un desastre, debido a que puede servir de refugio para damnificados, manejo de las emergencias y funcionamiento del gobierno.

Surge por consiguiente la pregunta de cuál es el nivel de desempeño sísmico, de edificaciones de estructura mixta como las del ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”, cuyo diseño no tuvo en cuenta parámetros sismoresistentes.

1.1.3. Formulación del problema

¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico de la edificación del Instituto Superior de Educación Público “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”?

1.2. Justificación e importancia

La edificación del ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea” es una edificación de 78 años de antigüedad, durante su diseño y construcción no se tomaron en cuenta lineamientos sismoresistentes, por lo que puede ser afectada por movimientos sísmicos.

Esta edificación durante sus labores académicas, culturales y deportivas, reúne gran cantidad de personas entre personal directivo, profesores, alumnos, personal administrativo, personal de servicio y público en general. Además, este instituto según la Norma Técnica E.030 (2018), es una edificación esencial del tipo A2, que luego de un desastre no debe interrumpir sus funciones, además puede servir para el manejo de las emergencias, funcionamiento del gobierno y como refugio de damnificados.

Por estos motivos es necesario conocer el nivel de desempeño sísmico o estado límite de daño de la edificación en caso de sismo, para determinar el peligro al que estarán expuestos sus ocupantes, y las condiciones de servicio de la infraestructura luego de un evento sísmico.

1.3. Delimitación de la investigación

Este trabajo de investigación está delimitado por los siguiente:

- La investigación se hizo en la edificación con muros de albañilería simple (edificación principal o antigua) del local del ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”. No forman parte de este trabajo, la evaluación de las aulas y oficinas de concreto armado ubicadas en el lado noreste de la edificación principal.
- La condición establecida por los directivos del ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea” para realizar este trabajo de investigación, es no realizar ensayos destructivos, por esta razón el plan de trabajo para obtener la información de las características de los materiales de la edificación fue el siguiente:

Para obtener unidades de albañilería para los ensayos de laboratorio, se aprovechó la reparación de muros de la edificación en mal estado; se obtuvieron cinco unidades representativas de la primera etapa de construcción y cinco unidades representativas de la segunda y tercera etapa de construcción.

Para determinar la resistencia del concreto existente en elementos de concreto armado, se hicieron ensayos de esclerometría de acuerdo a la norma respectiva. Para detectar la presencia de acero se hizo sondeos con un detector electrónico.

- Para determinar las resistencias características f'_m y v'_m y los módulos E_m y G_m de los muros de albañilería, se utilizaron tablas consideradas en documentos bibliográficos, teniendo como punto de partida la resistencia de las unidades de albañilería y la proporción del mortero utilizado.
- Se hizo el modelamiento de la edificación por encima del patio principal, no se modeló la cimentación de albañilería de piedra, pero se consideró el tipo de apoyo sobre ésta.

1.4. Limitaciones

- En la actualidad ya no se cuenta con el expediente técnico de la construcción.
- En este trabajo de investigación no se consideró la interacción suelo estructura ni el estudio de la cimentación.
- No forma parte de este trabajo de investigación, el diseño de zapatas, vigas de cimentación, columnas, placas y vigas de concreto armado como elementos de reforzamiento de la edificación. Sólo se considera la propuesta de construcción de vigas de confinamiento sobre los muros del segundo piso del pabellón que lo requiera, para mejorar su nivel de desempeño sísmico.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

Determinar el nivel de desempeño sísmico de la edificación del Instituto Superior de Educación Público “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”, de acuerdo a *SEAOC Vision 2000 Commitee* (1995) utilizando el Análisis Estático No Lineal (*Pushover*) y el método del Espectro de Capacidad.

1.5.2. Objetivos específicos

- Determinar la resistencia a compresión de los muros de albañilería simple, a partir de la resistencia a compresión de los ladrillos y de la dosificación del mortero.
- Determinar la resistencia a compresión del concreto utilizado en la edificación, mediante ensayos de esclerometría de acuerdo a la norma ASTM C805.
- Determinar la capacidad estructural de cada pabellón de la edificación, utilizando el análisis estático no lineal (*Pushover*).
- Determinar los desplazamientos horizontales y derivas de cada pabellón.
- Proponer el reforzamiento con vigas de confinamiento del pabellón que lo requiera, para obtener el nivel de desempeño sísmico Seguridad de Vida como mínimo ante sismo Raro (Norma Técnica E.030).

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación o marco referencial

2.1.1. A nivel internacional

- Magenes (2000) presentó en la *12th World Conference on Earthquake Engineering* realizada en Auckland Nueva Zelanda en el año 2000, el artículo denominado “*A method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings*”, donde propone un método para el análisis estático no lineal de edificios de mampostería, el que se basa en un pórtico equivalente que idealiza la estructura; este modelo arrojó resultados satisfactorios, teniendo como características la baja carga computacional y la versatilidad.

Esta última característica permite seleccionar entre un rango de posibles soluciones e hipótesis, la comparación entre lo realista y lo más conservador, lo que permite sacar conclusiones más sólidas para la evaluación, especialmente cuando el conocimiento del sistema estructural existente es incompleto, como es el caso de los edificios históricos.

Concluye afirmando que las tendencias de entonces, para el diseño y la verificación sísmica de estructuras de concreto armado y estructuras de acero, también pueden aplicarse para edificaciones de mampostería.

- En Roma, Arangio *et al* (2013) presentó en la *International Conference Built Heritage 2013 Monitoring Conservation Management*, el trabajo de investigación denominado “*Pushover seismic analysis of masonry buildings with different commercial codes*”, donde manifiestan que la evaluación sísmica de construcciones históricas de mampostería, es una tarea compleja debido a que el comportamiento global de esta clase de estructuras, depende del comportamiento de los muros, la conexión entre ellos, la tipología y rigidez del entrepiso (flexible o diagramas rígidos).

Estos investigadores aplicaron el Método de Análisis Simplificado (SAM), basado en el enfoque de marcos equivalentes, utilizando el programa de elementos finitos

SAP2000, y el método de Macroelementos con el programa 3Mur. Los resultados de sus análisis indican que el comportamiento lineal es similar con ambos programas, mientras que los valores del último cortante obtenido con SAP 2000, son menores a los obtenidos con 3Mur, debido en este caso a las diferencias de modelamiento de los entrepisos.

- En Albania, Guri *et al* (2015) elaboró el trabajo “*Assessment and improvement of seismic performance of the masonry bearing building stock in Albania*”, país donde existe un alto riesgo sísmico, y por lo tanto es muy importante la evaluación sísmica de edificaciones, para tomar la decisión de repararlas o demolerlas. En Albania como en muchos países, no está especificado en las normas de diseño la evaluación de edificaciones existentes.

Para el análisis se eligió un edificio de 40 años de antigüedad con código 74/4, esta estructura tiene columnas que no son sismorresistentes, además el paso del tiempo ha contribuido con la degradación de la albañilería, reduciendo su capacidad de carga. El modelamiento de la edificación de albañilería fue llevado a cabo en el programa SAP2000, teniendo en cuenta el comportamiento en compresión (S11 esfuerzos verticales y S22 esfuerzos horizontales) y el comportamiento en corte de los muros (S12 esfuerzos de corte), estos fueron representados cada uno en un *layer* diferente. El espectro de sismo se calculó de acuerdo al Eurocódigo 8 y a la norma KTP-N2-89, y el procesamiento para encontrar el punto de rendimiento de la estructura, se hizo acorde a la norma FEMA 440. Este método calcula las condiciones de servicio, en forma proporcional a los desplazamientos de los entrepisos y techo de la estructura, describiendo muy bien el daño al edificio.

El desempeño sísmico es el aspecto más importante del análisis no lineal, por tal motivo se analizó también el desempeño de la estructura con refuerzo de fibra de vidrio, demostrándose una mejora en el rendimiento sísmico.

- En Valencia España, Galvañ (2016) elaboró la tesis “Proyecto de evaluación sísmica e intervención del campanario de Agost, Alicante”. Este proyecto tuvo por objeto aportar información numérica del comportamiento del campanario, para lo cual se hizo una modelización del mismo, sometiéndolo a acciones sísmicas y determinando si la estructura es capaz de resistir los esfuerzos producto del sismo.

Como metodologías de análisis se utilizaron el Análisis Modal Espectral y el Análisis Estático No Lineal conocido como *Pushover*, para determinar los intervalos de

daños o niveles de desempeño. El modelamiento se hizo en el programa SAP2000, considerando las propiedades no lineales de la mampostería de la estructura. Se consideraron dos espectros elásticos de respuesta con 2% y 5% de amortiguamiento, las cargas laterales se calcularon de acuerdo al Eurocódigo-8, y se aplicaron en su centro de masa.

De acuerdo a los resultados obtenidos, se consideró necesario reforzar la torre de la Iglesia con fibra de carbono o fibra de vidrio, para que en caso de movimientos sísmicos la estructura sea capaz de resistir los esfuerzos y evitar el colapso.

2.1.2. A nivel nacional

- En Lima Perú, Briceño (2016), elaboró la tesis “Diagnóstico estructural y análisis sísmico de la iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas”, edificación de adobe ubicada en la plaza del mismo nombre. Sus objetivos fueron diagnosticar el estado de la iglesia objeto de estudio, mediante la identificación de patologías y materiales, utilizando inspección termográfica; estudiar los procedimientos para el desarrollo y análisis de modelos de elementos finitos bidimensionales, y evaluar la influencia de sub elementos en el comportamiento estructural del arco triunfal de la iglesia, utilizando el análisis estático no lineal o *Pushover*.

Sus conclusiones fueron: el estudio del diagnóstico mediante termografías demostró que existen grietas en varias partes de la estructura. Para un análisis estático no lineal, es recomendable el uso de elementos cuadráticos para obtener una respuesta más representativa. Los muros de corte aumentan la capacidad del comportamiento estructural del arco triunfal de la iglesia, en cambio la inclusión de ventanas afecta negativamente a su comportamiento.

- En Lima Perú, Noel (2017), elaboró la tesis “Integración de Ingeniería Inversa y Modelamiento Numérico para la Evaluación Sísmica de Construcciones Históricas de Adobe”. Su finalidad fue desarrollar modelos precisos para el análisis sísmico, capaces de simular el comportamiento no lineal de la albañilería y un desempeño bien definido, estableciendo una metodología basada en técnicas avanzadas no intrusivas de ingeniería inversa y en métodos no lineales simplificados. Para la evaluación sísmica se utilizó el análisis estático no lineal y el método N2.

La evaluación de la aplicabilidad de este procedimiento, se hizo utilizando como caso de estudio la iglesia de San Juan Bautista de Huaro ubicada en Cusco, Perú, monumento de adobe del siglo XVI.

Los resultados de la evaluación sísmica de la iglesia, evidenciaron que sufriría daño sustancial a fuerte en el caso de un sismo raro (475 años); para el caso de un sismo muy raro (970 años), la estructura alcanzaría un nivel de daño muy elevado, que conllevaría a la falla parcial estructural de muros y techos; por tal razón se recomendó intervenir la construcción con la finalidad de proteger su valor cultural y arquitectónico.

- En Tacna Perú, Calcina (2017), elaboró la tesis “Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no lineal”. En el programa ETABS, utilizando el análisis no lineal estático y dinámico, y con la metodología propuesta por los códigos FEMA y ATC 40, analizó la edificación en el rango elástico y luego en el rango inelástico, mediante el método *Pushover* y el análisis dinámico incremental.

Se analizaron rótulas o zonas en los elementos estructurales del edificio, las cuales, ante la ocurrencia de un sismo, podrían llegar a producir daños; además, se conocieron las zonas débiles de la edificación. Finalmente se obtuvieron la curva de capacidad y el punto de desempeño, permitiendo comprender los mecanismos de falla.

2.2. Marco teórico conceptual

2.2.1. Diseño o evaluación por desempeño

El comportamiento sísmico insatisfactorio de algunas estructuras diseñadas conforme a los reglamentos actuales de diseño, ha preocupado a los investigadores en ingeniería estructural. Esto ha cobrado mayor importancia debido a las grandes pérdidas materiales y económicas, por los sismos de México (1985), Loma Prieta (1989) y Northridge (1994) en California, así como el gran terremoto de Kobe (1995) en Japón, donde se presentó inesperadamente un nivel alto de pérdidas (Sánchez *et al*, 2008).

El diseño convencional y la evaluación sísmica de edificaciones, según Carrillo (2008), ha consistido en utilizar procedimientos simplificados basados principalmente en los conceptos de resistencia, la cual incluye de manera burda el concepto de ductilidad. Este procedimiento no garantiza que una edificación bajo una determinada sollicitación sísmica se desempeñe adecuadamente.

Las observaciones al diseño convencional basado en normas técnicas, hizo necesario el uso de nuevos conceptos de ingeniería sismorresistente, como el diseño por desempeño.

El diseño basado en el desempeño es una filosofía más general, donde los criterios de diseño se basan en los objetivos de desempeño, cuando la estructura está sujeta a niveles declarados de riesgo sísmico. Estos objetivos pueden ser un esfuerzo, una carga, un desplazamiento o un estado límite (Ghobarah, 2001). El diseño por desempeño cuantifica la cantidad de daño en un edificio afectado por un movimiento sísmico, así como el impacto de estos daños en las actividades posteriores al evento (Bonett, 2003).

Una gran ventaja del diseño o evaluación estructural basada en el desempeño, es la acertada estimación de la demanda en términos de rigidez, resistencia y ductilidad de la estructura. Esta estimación permite diseñar una edificación para que se comporte bajo determinados niveles de desempeño, y también permite evaluar estructuras que han sido diseñadas bajo criterios y demandas sísmicas diferentes a las estipuladas actualmente en una determinada norma de diseño (Carrillo, 2008).

De acuerdo a lo mencionado, el diseño por desempeño se utiliza también para evaluar estructuras existentes, que fueron diseñadas con criterios y demandas sísmicas, diferentes a las contempladas en los reglamentos de diseño actuales.

La norma *ATC 40* (1996), considera dos elementos clave en el diseño o evaluación por desempeño, éstos son la demanda y la capacidad. La demanda es la representación del movimiento del suelo por un sismo, y la capacidad es la representación de la habilidad de la estructura para resistir una demanda sísmica. El desempeño depende de la manera en que la capacidad de la estructura puede manejar la demanda sísmica. La estructura debe tener la capacidad de resistir las demandas del sismo, de modo que el desempeño esté de acuerdo con los objetivos de diseño.

A. Nivel de desempeño sísmico.

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre los componentes de la edificación, la amenaza a la seguridad de los ocupantes y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (*ATC 40*, 1996).

SEAOC Vision 2000 Committee (1995) define cuatro niveles de desempeño identificados a través de los siguientes calificadores:

a) Operacional.

En este nivel no ocurren daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Los servicios permanecen funcionando y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones (*SEAOC Vision 2000 Committee*, 1995).

b) Funcional.

Se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños ligeros en elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la edificación, para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, aunque los daños en elementos no estructurales y contenidos, pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general, se requieren algunas reparaciones menores (*SEAOC Vision 2000 Committee*, 1995).

c) Seguridad de vida.

Ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún se mantiene un margen de seguridad frente al colapso. Se interrumpe el servicio eléctrico y mecánico, así como se obstruyen las vías de escape. Las instalaciones quedan fuera de servicio, por lo que habrá un impedimento para que la edificación sea ocupada inmediatamente después del sismo, por lo cual es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando se justifique técnica y económicamente (*SEAOC Vision 2000 Committee*, 1995).

d) Pre colapso.

La degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema, compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Las vías de evacuación y los servicios se interrumpen. La edificación es insegura para sus ocupantes y las reparaciones pueden no ser técnica y económicamente viables (*SEAOC Vision 2000 Committee*, 1995).

SEAOC Vision 2000 Committee (1995), incluye una descripción exhaustiva de los niveles permisibles o tolerables de daño asociados a los niveles de desempeño

indicados, para los diferentes sistemas y subsistemas de la edificación, los componentes del sistema resistentes a cargas laterales y verticales, así como los componentes secundarios y no estructurales (arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc.). La Tabla 1 resume las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados de daño.

Tabla 1. Estados de daños y niveles de desempeño según *SEAOC Vision 2000 Committee (1995)*.

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Ligero	Funcional	Daños ligeros en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación continúan funcionando.
Moderado	Seguridad de vida	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcionando. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre colapso	Daños severos en elementos estructurales. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Colapso estructural. No es posible la reparación.

Fuente: *SEAOC Vision 2000 Committee (1995)*.

B. Niveles de movimientos sísmicos.

Para aplicar el diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir, y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular (esperado) de la estructura, estos eventos sísmicos discretos se denominan “Movimientos sísmicos de diseño” (Bonett, 2003).

El nivel de desempeño esperado depende del nivel de desempeño deseado, combinado con un movimiento sísmico (amenaza sísmica). El movimiento sísmico puede ser expresado en forma probabilística (probabilidad de ocurrencia), o en forma determinística (máxima sacudida esperada para una fuente específica de falla) (Santana, 2012).

SEAOC Vision 2000 Committee (1995), expresa los movimientos sísmicos de diseño, en términos de período de retorno o de una probabilidad de excedencia.

El periodo de retorno o intervalo de recurrencia, es el periodo de tiempo medio en años, entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo grado de severidad. La probabilidad de excedencia es la posibilidad (en términos estadísticos), de que las consecuencias de un sismo excedan un nivel de efectos determinados en un tiempo específico de exposición en años (*SEAOC Vision 2000 Committee*, 1995). El período de retorno T puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia p para un número t de años, mediante la siguiente ecuación:

$$T = - \frac{t}{\ln(1-p)} \quad (1)$$

Donde:

T : Período de retorno en años. p :

Probabilidad de excedencia.

t : Tiempo de exposición en años.

SEAOC Vision 2000 Committee (1995), considera cuatro niveles de movimiento sísmico, los que se muestran en la Tabla 2, además se muestra los períodos de retorno y la probabilidad de excedencia.

Tabla 2. Niveles de movimiento sísmico según *SEAOC Vision 2000 Committee*.

Niveles de movimiento sísmico	Período de retorno T (Años)	Probabilidad de excedencia (p,t)
Frecuente	43	50% en 30 años
Ocasional	72	50% en 50 años
Raro	475	10% en 50 años
Muy Raro	970	10% en 100 años

Fuente: *SEAOC Vision 2000 Committee* (1995).

La Norma Técnica E.030 (2018) considera como sismo de diseño, a aquel con una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años, que en la Tabla 2 corresponde al nivel de movimiento sísmico Raro, con periodo de retorno de 475 años. Este sismo para el *ATC 40* (1996) representa un movimiento poco frecuente de moderada a severa intensidad, y se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de la edificación.

B.1. Aceleraciones máximas en roca para la costa de Perú.

Muñoz *et al* (2002), para determinar los sismos de análisis de acuerdo a *SEAOC Vision 2000 Committee* (1995), propuso factores como una fracción de la aceleración de la gravedad para roca en la costa de Perú, estos factores muestra en la Tabla 3.

Tabla 3. Aceleraciones máximas en roca para la costa de Perú.

Nivel de movimiento sísmico	Aceleración (g)
Frecuente	0.20
Ocasional	0.25
Raro (E.030)	0.40
Muy Raro	0.50

Fuente: Muñoz *et al* (2002).

B.2. Cálculo de los sismos Frecuente, Ocasional y Muy Raro a partir del sismo Raro.

Aguiar (2003) estableció los cocientes entre las aceleraciones de los sismos propuesto por Muñoz *et al* (2002), éstos se presentan en la Tabla 4. Con estos cocientes a partir de la aceleración del sismo Raro, se pueden calcular las aceleraciones para los sismos Frecuente, Ocasional y Muy Raro.

Tabla 4. Cocientes entre las aceleraciones de los sismos para la costa de Perú.

Nivel de movimiento sísmico	Aceleración (g)	<u>A. Ocas.</u> A. Frec.	<u>A. Muy Raro</u> A. Raro	<u>A. Raro</u> A. Frec.
Frecuente	0.20			
Ocasional	0.25			
Raro (E.030)	0.40	1.25	1.25	2
Muy Raro	0.50			

Fuente: Aguiar (2003).

Además, Aguiar (2008) propone el siguiente método para calcular los espectros de los sismos Frecuente, Ocasional y Muy Raro, a partir del espectro del sismo Raro, como se indica a continuación:

Para calcular el espectro del sismo Frecuente se dividen las ordenadas espectrales del sismo Raro entre 3, luego se ajusta la forma espectral para un amortiguamiento ξ del 2%, multiplicando la forma espectral por el factor f_a indicado en la ecuación 2:

$$f_a = 2 \left(\frac{1 + \xi}{1 + 14.68 \xi} \right) \quad (2)$$

Esta ecuación fue propuesta por la Normativa Sísmica de Chile del año 1996 para estructuras con aislamiento de base, y se ha verificado la obtención de resultados satisfactorios para sismos registrados en Ecuador (Aguiar, 2008).

Para obtener el espectro del sismo Ocasional se multiplica el espectro del sismo Frecuente por 1.4, y para obtener el espectro del sismo Muy Raro se multiplica el espectro del sismo Raro por 1.3 (Aguiar, 2008).

B.3. Sismos Frecuente, Ocasional y Muy Raro para la zona de Cajamarca

Teniendo en cuenta que la Norma Técnica E.030 (2018) considera el factor $Z = 0.35$ para la zona de Cajamarca (sismo Raro), en la Tabla 5 se presentan los valores de la aceleración calculados para sismo Frecuente, Ocasional y Muy Raro, a partir de la aceleración del sismo Raro, de acuerdo a los cocientes propuestos por Aguiar en el año 2003 y el método propuesto por el mismo autor en el año 2008.

Tabla 5. Aceleraciones máximas para la zona de Cajamarca.

Nivel de movimiento sísmico	Aceleración (g)	
	Mediante cocientes propuestos por Aguiar (2003)	Mediante método propuesto por Aguiar (2008)
Frecuente	0.18	0.16
Ocasional	0.22	0.22
Raro (E.030)	0.35	0.35
Muy Raro	0.44	0.46

Como se observa en la Tabla 5, los valores obtenidos con las dos propuestas son muy similares para la zona de Cajamarca.

C. Nivel de desempeño esperado.

El nivel desempeño esperado de la edificación, describe un comportamiento sísmico que puede considerarse satisfactorio para una edificación sometida a movimientos sísmicos de diferentes intensidades (*ATC 40, 1996*).

Es el comportamiento deseado de un edificio sujeto a un determinado movimiento sísmico. Para una edificación pueden definirse múltiples niveles de desempeño esperado, para cada uno de los movimientos sísmicos especificados. Su selección se hará en base a la ocupación, importancia de la función de sus instalaciones, los costos de reparación de los daños y la rehabilitación de los servicios, así como la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural (*SEAOC Vision 2000 Committee, 1995*).

SEAOC Vision 2000 Committee (1995), clasifica a las estructuras en tres grupos, de acuerdo a su importancia durante y después de la ocurrencia de un sismo: Edificaciones críticas, edificaciones esenciales o riesgosas y edificaciones básicas. A continuación, se hace una descripción de estos grupos:

- Edificaciones críticas.

De extraordinaria importancia, donde pequeños daños pueden originar grandes catástrofes, provocando cuantiosas pérdidas humanas y económicas; entre éstas tenemos: depósitos de materiales tóxicos, explosivos, productos inflamables; plantas nucleares y centros que utilicen materiales radioactivos. El diseño de estas edificaciones, responden a normativas particulares y criterios específicos. Son considerados de importancia estratégica (Safina, 2002).

- Edificaciones esenciales o riesgosas.

De importancia especial, pertenecen a esta categoría los hospitales, escuelas, estaciones policiales y de bomberos, centros de control de emergencia, centros de comunicaciones, etc. También se incluyen aquellas edificaciones que contienen material peligroso, que puede ser contenido dentro de las instalaciones, cuyo impacto público es mínimo. Además, están incluidas las edificaciones de uso público o privado, densamente ocupadas ocasionalmente, como cines, teatros, edificios, cárceles, entre otros (Safina, 2002).

En lo concerniente a hospitales y escuelas, coincide con lo indicado en la Norma Técnica E.030 (2018), que considera a éstas como edificaciones esenciales.

- Edificaciones básicas.

También conocidas como comunes o convencionales, no se clasifican como instalaciones críticas, esenciales o riesgosas. En esta clasificación se encuentran las edificaciones de uso público o privado de baja densidad, destinadas a viviendas, oficinas, comercio, hoteles, bancos, restaurantes, museos, librerías, almacenes, depósitos, plantas e instalaciones industriales, estacionamientos, etc. (Safina, 2002).

Safina (2002), considera también un cuarto grupo denominado Edificaciones de importancia secundaria. Estas edificaciones son aisladas o provisionales, no destinadas a vivienda o uso público; pertenecen a este grupo las estructuras que no clasifican en los grupos anteriores. El colapso de estas edificaciones no representa riesgo de pérdida de vidas humanas o interrupción de servicios, ni puede causar daños a otras edificaciones; además están exentas de requerimientos sismorresistentes.

La Tabla 6 muestra los niveles recomendados de desempeño esperados para edificaciones de acuerdo al uso y ocupación.

Tabla 6. Niveles de desempeño esperados según *SEAOC Vision 2000 Committee*.

		Nivel de desempeño sísmico			
		Operacional	Funcional	Seguridad de Vida	Pre Colapso
1. Edificaciones básicas.					
2. Edificaciones esenciales o riesgosas					
3. Edificaciones críticas.					
0. Desempeño inaceptable					
Niveles de movimiento sísmico	Frecuente	1	0	0	0
	Ocasional	2	1	0	0
	Raro	3	2	1	0
	Muy raro	--	3	2	1

Fuente: *SEAOC Vision 2000 Committee* (1995).

2.2.2. Análisis estático no lineal

Para evaluar el desempeño de estructuras existentes, existen métodos analíticos basados en el comportamiento lineal o elástico y métodos basados en el comportamiento no lineal o inelástico. Los primeros proporcionan una buena aproximación de la capacidad elástica y la primera cedencia, pero no pueden predecir mecanismos de falla, ni toman en cuenta la redistribución de fuerzas durante el progreso de la cedencia; en cambio en los métodos basados en el comportamiento inelástico, es posible aproximarse a lo que realmente sucede en la edificación, identificando modos de falla y el potencial de un colapso progresivo (Safina, 2002).

Entre los métodos basados en el comportamiento no lineal o inelástico, destaca el análisis estático no lineal, método que fue utilizado para el desarrollo de este trabajo de investigación.

El análisis estático no lineal conocido en la literatura inglesa como análisis *Pushover*, se basa en el análisis estático considerando los efectos de la respuesta no lineal de los materiales, por lo que el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos, serán más representativos durante un sismo, lo que constituye una ventaja con respecto al análisis lineal (Moreno, 2006).

El análisis estático no lineal, es una técnica simple para determinar la capacidad de una estructura bajo fuerzas inerciales, que pueden ser generadas por un sismo. Consiste en aplicar a la estructura un patrón de cargas laterales que representan a las fuerzas sísmicas, el que se va incrementando monotónicamente, hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Mediante este procedimiento se puede identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes, los estados límites

de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura representados en la curva de capacidad (Bonett, 2003). El objetivo es cuantificar la capacidad de la estructura, para absorber una acción lateral, en este caso un sismo.

Durante el análisis, el cortante en la base va incrementando progresivamente, manteniendo constante el patrón de fuerzas sísmicas distribuido en la altura del edificio. Para conseguir una representación realista de esfuerzos sísmicos, se emplea una distribución de las fuerzas sísmicas laterales, similar a las de las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes, las cuales siguen la forma del modo fundamental de vibración o una distribución más sencilla, como puede ser triangular invertida, parabólica o uniforme. (Moreno, 2006, p.92) (Ver Figura 5).

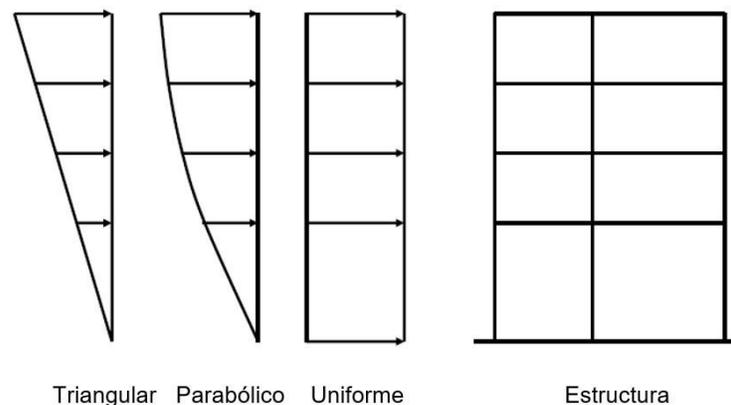


Figura 5. Patrones de distribución de cargas laterales para un análisis *Pushover*.
Fuente: Moreno (2006).

La principal limitación del análisis estático no lineal, es que considera solo al desplazamiento como causante de daño de la estructura, no tiene en cuenta el efecto de la energía asociada a los componentes dinámicos de las fuerzas, como la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso, generados por el sismo. Además, no se toma en cuenta a la torsión, carga sísmica vertical y los cambios progresivos que ocurren en las propiedades modales por el agrietamiento de los elementos (Loa, 2017).

Existen diversos métodos de análisis estático no lineal, que permiten comparar la capacidad de la edificación con la demanda sísmica a la cual será expuesta. Según *ATC 40* (1996), los principales métodos son: el método del espectro capacidad demanda, el método del coeficiente del desplazamiento y el método de la secante.

Moreno (2006) y Bonett (2003), consideran tres métodos para evaluar el desempeño, éstos son: El método del espectro de capacidad, el método basado en el desplazamiento y el método N2. Estos tres métodos requieren la asimilación de la

estructura completa de varios grados de libertad a una estructura de un sólo grado de libertad.

Para Carrillo (2008), existen dos métodos para determinar el desempeño sísmico de estructuras existentes, o para diseñar nuevas estructuras; estos métodos son el espectro de capacidad y el método directo basado en desplazamientos, siendo el primero el que presenta mejor enfoque y práctica aplicación.

El punto clave de la estimación del daño esperado en un edificio sometido a un sismo, es la determinación del máximo desplazamiento espectral de la estructura; esta respuesta máxima se puede obtener mediante el método del espectro de capacidad, método ampliamente utilizado con respecto a otros de evaluación de la respuesta máxima. Además, está implementado en una potente herramienta de cálculo estructural como es el programa SAP2000 (Moreno, 2006).

A. Método del espectro de capacidad.

Fue propuesto por Freeman en 1975, como un método rápido para la evaluación del riesgo sísmico. Posteriormente fue utilizado para correlacionar movimientos sísmicos con las observaciones del desempeño de construcciones existentes.

Es una técnica de análisis sísmico basado en el desempeño, puede ser usado en la evaluación rápida de un conjunto de edificios, verificación del diseño de nuevas construcciones, evaluación de estructuras existentes para identificar los estados de daños, y correlación de estados de daños de los edificios para varias amplitudes de movimiento del suelo. Este procedimiento compara la capacidad de la estructura (en la forma de una curva *Pushover*), con la demanda de la estructura (en la forma de un espectro de respuesta). La intersección gráfica de las dos curvas, aproxima la respuesta de la estructura (Freeman, 2004).

Freeman (2004) y *ATC 40* (1994) denominan *Pushover* a la curva de capacidad, sin embargo, para otros autores, *Pushover* es el método del análisis estático no lineal para obtener la curva de capacidad.

Para estimar el desempeño por el método del espectro de capacidad, se debe conocer dos elementos fundamentales: la capacidad de la estructura y la demanda a la cual estará sometida.

La capacidad depende de la resistencia y la deformación máxima de sus componentes individuales más allá del límite elástico. Según Loa (2017) la capacidad se determina mediante un análisis estático no lineal, conocido como *Pushover*, obteniéndose la curva de capacidad de la estructura. La demanda se presenta mediante un espectro y se obtiene mediante el estudio de las fuentes sísmicas o mediante los parámetros establecidos en las normas. El método permite comparar la capacidad con la demanda mediante una intersección de espectros.

El método del espectro de capacidad, es un procedimiento gráfico que compara la capacidad de la estructura, con las demandas que le impone un movimiento sísmico. La capacidad de una estructura, está representada por una curva fuerza – desplazamiento, obtenida a partir de un análisis estático no lineal o *Pushover*, para luego convertirla en un espectro de capacidad. El espectro de demanda se puede obtener a partir de un espectro elástico de diseño típico. Carrillo(2008).

En resumen, este método consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura, con el espectro de demanda sísmica, determinando un punto donde la capacidad y la demanda se intersectan, denominado punto de desempeño.

A.1. Curva de capacidad.

Esta curva relaciona el cortante en la base y el desplazamiento en la última planta de la estructura. En la Figura 6 se muestra una representación típica de una curva de capacidad.

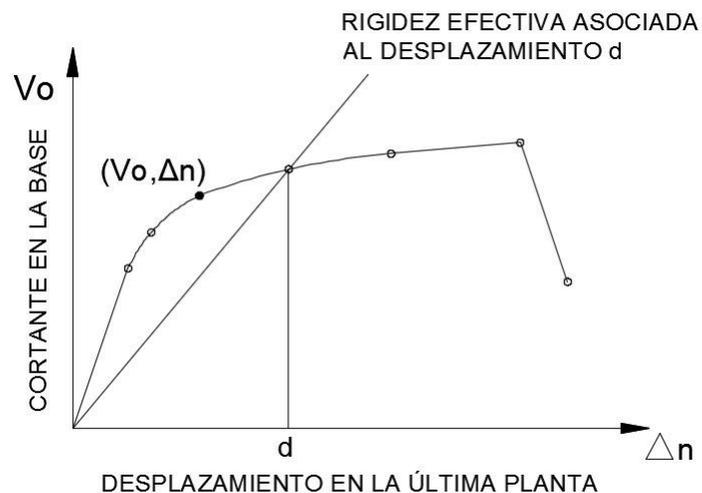


Figura 6. Curva de Capacidad.
Fuente: Safina (2002).

Está compuesta por una serie de segmentos de rectas con pendiente decreciente, asociados a la progresiva degradación de la rigidez, la cedencia en elementos y al daño. La pendiente de la línea trazada desde el origen de coordenadas, hasta un punto de la curva definido por un desplazamiento d , representa la rigidez efectiva o secante de la estructura asociada a dicho desplazamiento (Safina, 2002).

A.2. Espectro de capacidad.

La curva de capacidad se debe transformar a un espectro de capacidad, para compararlo a este último con el espectro de demanda; para ello se recurre a un cambio de variable, transformando el cortante en la base en aceleración espectral y el desplazamiento en la última planta de la estructura en desplazamiento espectral (Moreno, 2006). Ver Figura 7.

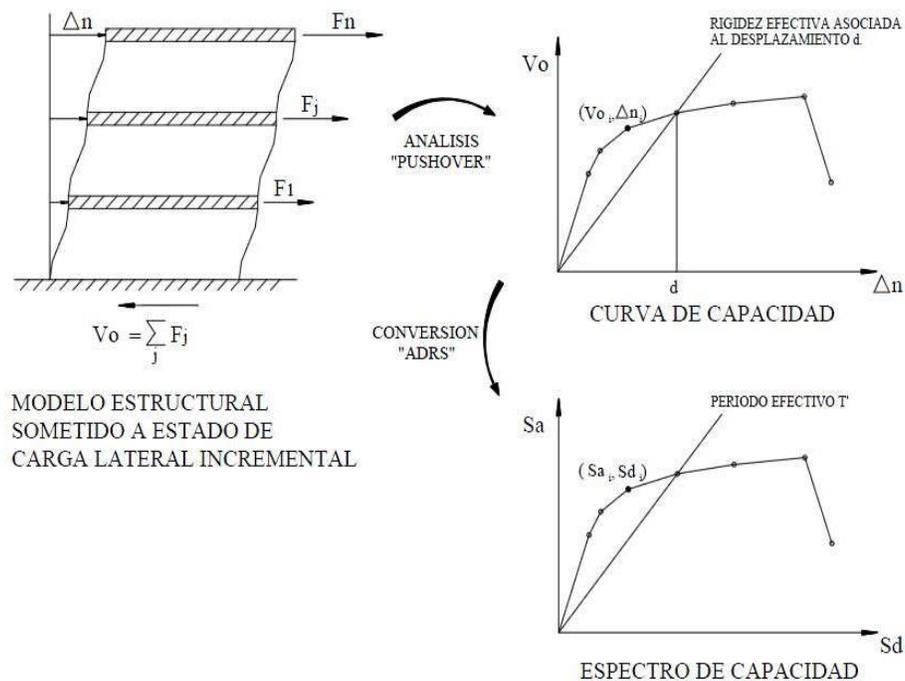


Figura 7. Espectro de Capacidad.
Fuente: Moreno (2006).

Usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS ("Acceleration-Displacement Response Spectra") donde se representa la aceleración espectral (S_a), respecto al desplazamiento espectral (S_d), denominado *espectro de capacidad*. Para esta conversión, cada punto (V_o, Δ_n) de la curva de capacidad, corresponde a un punto (S_a, S_d) del espectro de capacidad, según: (Safina, 2002, p.78).

$$Sd_i = \frac{O_{n_i}}{(p_1 \times \phi_{1,n})} \quad (3)$$

$$Sa_i = \frac{V_{O_i}}{a_1} \quad (4)$$

Donde:

α_1 = masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración. β_1

= factor de participación asociado al modo fundamental.

$\phi_{1,n}$ = amplitud en el nivel n, de la forma de vibración del modo fundamental.

En el espectro de capacidad, toda línea trazada desde el origen hasta cualquier punto de la curva, tiene una pendiente $(w')^2$, siendo w' la frecuencia circular asociada a la respuesta efectiva de la estructura cuando la misma es deformada hasta dicho desplazamiento espectral. El período efectivo de la estructura (T') asociado a dicho desplazamiento espectral puede determinarse como $T' = 2\pi/w'$ (Safina, 2002).

A.3. Espectro de capacidad bilineal.

Con la finalidad de tener parámetros objetivos y cuantificables del comportamiento de la estructura, el espectro de capacidad se representa por medio de una curva bilineal simplificada definida por dos puntos de control A y B (ver Figura 8): el punto A representa la capacidad de cedencia y el punto B representa la capacidad última (colapso) de la estructura. (Bonett, 2003) describe este procedimiento con los siguientes pasos:

- a) Se dibuja una línea recta desde el origen (punto O de la Figura 8), con una pendiente igual a la rigidez K_i de la estructura en el rango elástico (el subíndice "i" indica el número de iteración).
- b) Se define un punto de desempeño de prueba (d_{pi}, a_{pi}) , denotado con la letra B en la Figura 8.
- c) Se traza una línea que va desde el punto B hasta cortar la línea definida en el primer paso. La pendiente de esta línea debe ser tal que cuando intersece la primera en el punto A, de coordenadas (d_v, a_v) , las áreas A1 y A2 que quedan respectivamente por encima y por debajo del espectro de capacidad sean iguales. Bajo esta condición la curva de capacidad y su representación bilineal tienen la misma energía. En el formato bilineal, el punto A representa la cedencia y el punto B el colapso de la estructura.
- d) Uniendo los puntos OAB, se define la representación bilineal de la curva de capacidad.

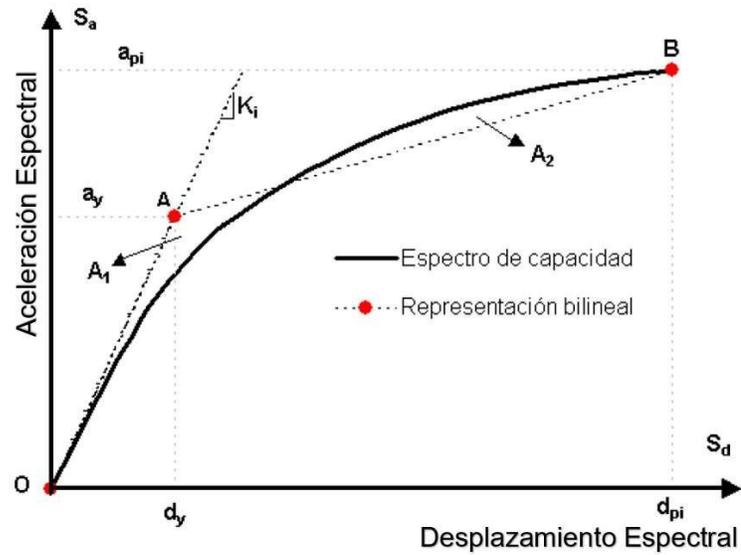


Figura 8. Espectro de Capacidad Bilineal.
Fuente: Bonett (2003).

A.4. Espectro de demanda.

Es la representación de la acción del sismo y se basa en el espectro de respuesta de diseño de la zona de estudio, definido para un amortiguamiento del 5% (generalmente), luego reducido para niveles mayores de amortiguamiento efectivo, con la finalidad de simular la energía disipada por la respuesta inelástica de la estructura mediante un amortiguamiento efectivo adicional. Cuando una estructura es conducida al rango inelástico debido a un movimiento del suelo, el amortiguamiento efectivo puede ser visto como una combinación de amortiguamiento viscoso e hysterético (Moreno, 2006).

Moreno (2006) afirma: “La energía disipada por los ciclos de histéresis, puede ser representada como amortiguamiento viscoso equivalente (B_{eq}) asociado a un desplazamiento máximo” (p.98):

$$B_{eq} = B_o + B_l \quad (5)$$

Donde:

B_{eq} : Amortiguamiento viscoso equivalente.

B_o : Es el amortiguamiento hysterético.

B_l : Amortiguamiento viscoso inherente a la estructura (usualmente 5% para estructuras de concreto armado y mampostería).

El amortiguamiento hysterético, puede calcularse como:

$$b_o = 1 - \frac{E_D}{4n E_{co}} \quad (6)$$

Donde E_D es la energía disipada por el amortiguamiento histérico, que corresponde al área del paralelogramo de la Figura 9.

$$E_D = 4 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (7)$$

E_{SO} corresponde a la máxima energía de deformación absorbida por la estructura que es el área triangular sombreada en la Figura 9.

$$E_{SO} = 0.5(a_{pi} d_{pi}) \quad (8)$$

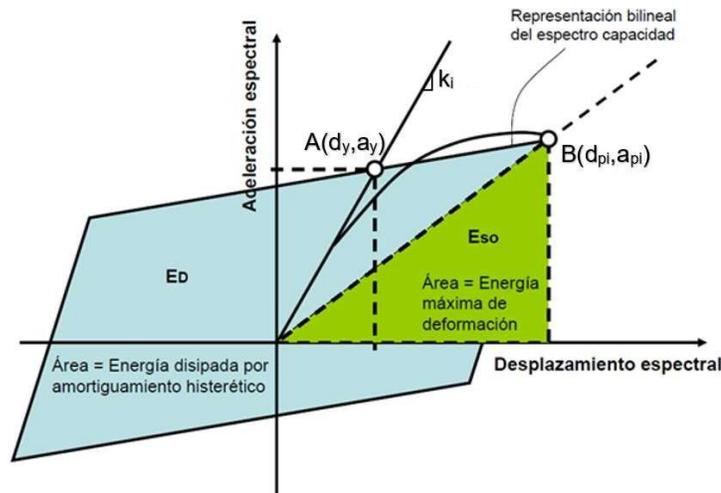


Figura 9. Obtención del amortiguamiento equivalente para obtener el espectro de demanda reducido.

Fuente: Moreno (2006).

Cuando una estructura cede en respuesta a la demanda sísmica, ésta disipa energía con el amortiguamiento histérico. Aquellos edificios que tienen una curva de histéresis estable durante su cedencia cíclica, tienen capacidad de disipar más energía que aquellos con curvas de histéresis con estrechamientos en el origen (efecto pinching), causada por la degradación de la resistencia y rigidez. Para considerar este tipo de respuestas menos dúctiles, se introduce un factor de modificación (k) para definir el amortiguamiento viscoso efectivo (β_{eff}). De esta forma, el amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eq}), se modifica para tener en cuenta esta degradación. Así pues, el amortiguamiento viscoso efectivo viene dado por la ecuación: (Moreno, 2006, p.98).

$$\beta_{eff} = k\beta_o + \beta_l \quad (9)$$

El factor k depende del comportamiento global de los ciclos de histéresis del edificio. El ATC 40 (1996) ofrece tres categorías para definir el comportamiento de las estructuras de edificación, éstas son:

- Tipo A: edificios con, razonablemente una curva de histéresis completa.
- Tipo B: edificios con reducción moderada del área de la curva de histéresis.

- Tipo C: edificios que presentan un comportamiento histerético pobre con una reducción substancial del lazo de histéresis.

La Tabla 7 muestra los valores para el factor de modificación del amortiguamiento dependiendo del comportamiento estructural:

Tabla 7. Factor de modificación del amortiguamiento según *ATC 40*.

Comportamiento Estructural	β_o (%)	k
Tipo A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - 0.51 (E_D/4)/(2E_{S0})$
Tipo B	≤ 25.0	0.67
	> 25.0	$0.845 - 0.446 (E_D/4)/(2E_{S0})$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Fuente: *ATC 40* (1996).

El espectro de demanda reducido se obtiene de la derivación numérica de los factores de reducción espectral, los cuales dependen del amortiguamiento efectivo y están definidos en las siguientes ecuaciones:

$$SR_a = (3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff}))/2.12 \quad (10)$$

$$SR_v = (2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff}))/1.65 \quad (11)$$

Donde SR_a y SR_v son los factores de reducción en el dominio de aceleración constante y velocidad constante, respectivamente (ver Figura 10). Los valores resultantes de la derivación numérica de los factores de reducción espectral, deben ser mayores o iguales a los de la Tabla 8.

Tabla 8. Valores mínimos permitidos SR_a y SR_v según *ATC 40*.

Comportamiento Estructural	SR_a	SR_v
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Fuente: *ATC 40* (1996).

La forma típica de un espectro elástico de respuesta y el espectro de demanda reducido obtenido a partir de los factores SR_a y SR_v , se muestran en la Figura 10. La

forma del espectro está definida por los coeficientes sísmicos locales C_a y C_v , que dependen de las características de la estructura (grado de importancia, uso, etc.) y de la amenaza sísmica local (tipo de suelo, aceleración máxima del terreno, etc.) (Bonett, 2003).

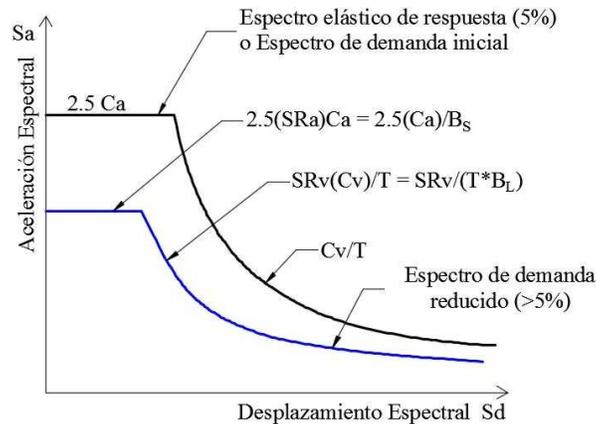


Figura 10. Espectro de Demanda Reducido según ATC 40. Fuente: ATC 40 (1996).

A.5. Determinación del punto de desempeño.

La respuesta máxima del edificio conocido como punto de desempeño (*performance point*), representa el máximo desplazamiento estructural esperado para el sismo de demanda, y se obtiene intersectando el espectro de capacidad y el espectro de demanda (Moreno, 2006).

Existen varios métodos para calcular el punto de desempeño. En este trabajo de investigación se utilizará el Procedimiento A del ATC 40 (1996), proceso iterativo que según Bonett (2003) y Moreno (2006) tiene los siguientes pasos:

- a) Calcular la curva de capacidad mediante un análisis estático no lineal y obtener el espectro de capacidad.
- b) Obtener el espectro de respuesta elástico (5% de amortiguamiento).
- c) Determinar un punto de desempeño supuesto que servirá como punto de partida (d_{pi}, a_{pi}), tal como se muestra en la Figura 11. Para la primera iteración se recomienda proyectar la pendiente inicial de la curva del espectro de capacidad, hasta intersectar al espectro elástico de respuesta, obteniéndose la abcisa d_{pi} ; la ordenada a_{pi} será la correspondiente al d_{pi} en la curva de capacidad. La determinación del primer punto está basada en la “aproximación de desplazamientos iguales”, que supone que el

desplazamiento espectral inelástico, es el mismo que podría ocurrir si la estructura tuviera un comportamiento elástico perfecto.

d) Construir la representación bilineal del espectro de capacidad para el punto (d_{pi}, a_{pi}) .

e) Calcular los factores SR_a y SR_v y dibujar el espectro de demanda reducido.

f) Superponer el espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido en un mismo gráfico. Determinar el punto de intersección (d_p, a_p) , del espectro de capacidad con el espectro de demanda reducido.

g) Si el desplazamiento d_p está entre un $\pm 5\%$ del desplazamiento d_{pi} ($0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$), el punto de desempeño (d_{pi}, a_{pi}) se toma como el (d_p, a_p) definitivo, tal como se aprecia en la Figura 12; caso contrario, si no se cumple con esta tolerancia, es necesario suponer otro punto (d_{pi}, a_{pi}) y regresar al paso c).

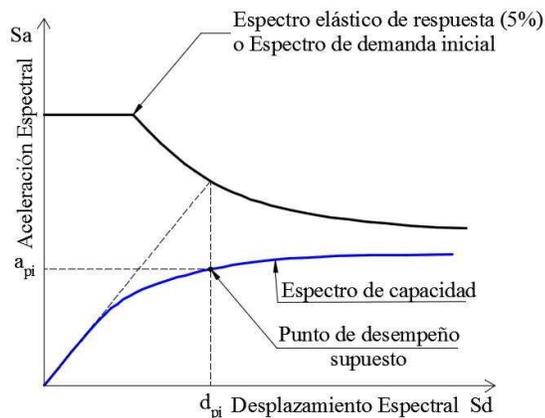


Figura 11. Determinación del punto de desempeño supuesto.
Fuente: ATC 40 (1996).

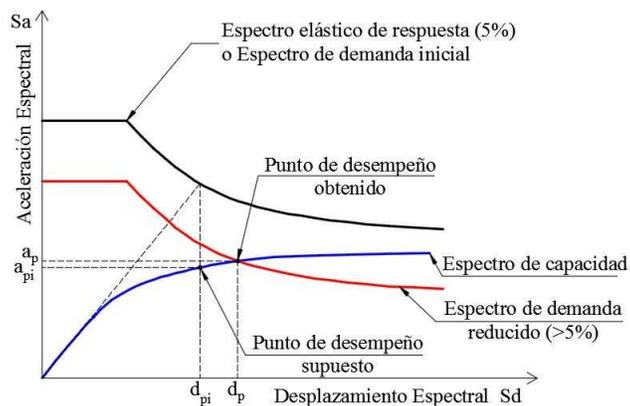


Figura 12. Punto de desempeño obtenido a partir del punto supuesto.
Fuente: ATC 40 (1996).

B. Sectorización de la curva de capacidad.

La sectorización de la curva de capacidad se hace de acuerdo a la representación bilineal de la misma, determinando el punto de fluencia efectiva y el límite de capacidad resistente (rotura).

De acuerdo a los niveles de desempeño propuestos por *SEAO Vision 2000 Committee* (1995) indicados en el ítem 2.2.1.A. en la Figura 13 se muestra la curva de capacidad sectorizada, y los puntos A, B y C que definen la representación bilineal de la curva de capacidad.

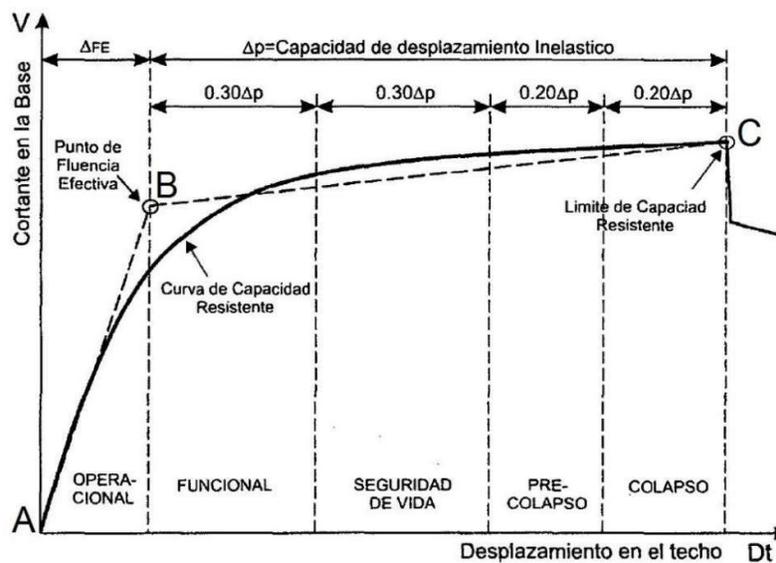


Figura 13. Sectorización de la curva de capacidad según *SEAO Vision 2000 Committee* (1995).

No existe un procedimiento único para bilinealizar la curva de capacidad, sin embargo, algunos códigos de diseño como el Eurocódigo 8 y documentos técnicos como el FEMA 273 proponen procedimientos simples para bilinealizar la curva de capacidad, basados en igualar el área bajo ambas curvas (Escamilla *et al*, 2012).

2.2.3. Albañilería o mampostería

A. Definición.

San Bartolomé (1994), define a la albañilería o mampostería como el conjunto de unidades trabadas o adheridas entre sí con mortero de barro o cemento, estas unidades pueden ser naturales como la piedra, o artificiales como el adobe, tapias, ladrillos y bloques. Gallegos *et al* (2005), complementa la afirmación indicando que es un material heterogéneo y ortotrópico, cuya resistencia a la compresión es elevada, pero

su resistencia a tracción es reducida, dependiendo de la adhesión entre las unidades y el mortero.

La albañilería presenta diferentes propiedades en función de la dirección de las juntas de mortero, constituyendo éstas planos de debilidad. El fallo de las estructuras de albañilería, va precedido por un fisuramiento masivo y progresivo de las juntas, por lo que éstas son las limitantes de la capacidad resistente final (López *et al*, 1998).

B. Breve reseña histórica de la albañilería.

La albañilería existió desde la prehistoria, su forma inicial podría haber sido los muros hechos con piedras naturales trabadas o adheridas con barro, lo que en nuestro medio se denomina “pirca”. La primera unidad de albañilería artificial, fue una masa de barro amorfa secada al sol (Jericó 7350 años a.C.); en Sumeria fue creado el adobe en los años 4000 a.C. aproximadamente. El ladrillo de arcilla o cerámico, se inventó cuando el adobe se llevó al horno hace 3000 años a.C. en la ciudad de Ur, perteneciente a la cultura Sumeria; a partir de entonces se construyeron edificaciones de ladrillo asentados con betún o alquitrán, como la Torre de Babel de ocho pisos (San Bartolomé, 1994).

La elaboración de unidades artificiales de albañilería, depende de las formaciones y condiciones geológicas que proporcionan la materia prima. El ladrillo cerámico se remonta a Sumeria, porque allí había abundantes depósitos de arcilla, pero no piedra (Gallegos *et al*, 2005).

Las civilizaciones aprovecharon la materia prima propia de la zona para hacer sus construcciones, por ejemplo, en Egipto se asentaba piedra con mortero de yeso y arena, como las pirámides de Giza, aproximadamente 2500 años a.C. En Grecia se asentaba piedra con mortero de cal, con revestimiento de mármol, como el templo de la diosa Atenea más conocido como “Partenón” (440 años a.C.) (San Bartolomé, 1994).

En Roma se utilizó piedra propia de la zona e importada de las mejores canteras egipcias y mármol griego, también adoptaron la tecnología sumeria de la albañilería con ladrillos de arcilla; además inventaron el compuesto que hoy se conoce con el nombre de concreto. Muchas grandes obras romanas son fruto de la revolución del mortero y del concreto, como los Baños de Caracalla, la Basílica Nueva en el Foro Romano y el Panteón (Gallegos *et al*, 2005).

Paralelamente a la Revolución Industrial en el siglo XVIII, empezó la industrialización en la fabricación de ladrillos, se inventaron máquinas como trituradoras, mezcladoras y prensas para el moldeado mecánico del ladrillo.

En cuanto a Perú, los ladrillos de arcilla llegaron en la época de la colonia española, como lastre de los barcos que en su viaje de vuelta llevaban el botín a España; recién en el año 1856 se estableció la primera fábrica de ladrillos en Lima, para la construcción de la Gran Penitenciaría de Lima. (San Bartolomé, 1994) (Gallegos *et al*, 2005).

C. Unidades de albañilería.

C.1. Piedra.

La piedra es la unidad natural de albañilería. En muchas culturas antiguas, la piedra fue el material más utilizado para la construcción, por su alta resistencia y abundancia en el medio, pero por su peso excesivo, su transporte era muy difícil, lo que obligó a las civilizaciones antiguas, a usar los recursos propios del lugar como la arcilla. La albañilería de piedra es el conjunto de unidades con una sucesión de juntas de mortero dispuestas en forma irregular.

C.2. Ladrillos y bloques.

Los ladrillos y bloques son unidades artificiales de albañilería, están básicamente hechos de arcilla (cerámicas), arena cal (sílico-calcáreo) y concreto (San Bartolomé, 1994). Se les llama ladrillos cuando pueden ser manipulados con una sola mano, reciben el nombre de bloques cuando se emplean ambas manos para su manipuleo (Norma E.070, 2006).

La albañilería de ladrillo o bloques, está formada por un conjunto de unidades con una sucesión de juntas de mortero dispuestas en forma regular, que siguen la disposición del contorno de los ladrillos en forma vertical y horizontal (López *et al*, 1998).

a) Clasificación de ladrillos y bloques.

Gallegos *et al* (2005), clasifica a los ladrillos y bloques en base al área neta, medida en proporción a la superficie bruta de la cara de asiento y en las características de los alveolos (huecos o perforaciones); en esta clasificación no se toma en cuenta el tamaño ni la materia prima con las que se elaboran. A continuación, se describen los cuatro tipos considerados en esta clasificación:

- Unidades sólidas o macizas. Son las que no tienen alveolos, o en todo caso el área de éstos, no pasa del 30% del área de la sección bruta. El área, módulo resistente y momento de inercia se calculan en función del espesor y el largo de la unidad sin tener en cuenta los alveolos. De tener alveolos, éstos son perpendiculares a la cara de asiento.
- Unidades huecas. Su área alveolar excede el 30% del área bruta y los alveolos tienen dimensiones tales que pueden llenarse con concreto líquido. Las propiedades de la sección corresponden a las de la sección neta, por tanto, la forma y disposición de los alveolos debe ser conocida para determinar el módulo resistente y el momento de inercia de la sección. Cuando los alveolos de estas unidades, en su aplicación se llenan con concreto líquido, la albañilería pasa a ser tratada como sólida. Sus alveolos son perpendiculares a la cara de asiento.
- Unidades perforadas. Su área alveolar también excede el 30% del área bruta, se diferencian de las unidades huecas, porque el tamaño de sus alveolos es menor de 4cm x 5cm, por tanto, no pueden llenarse con concreto líquido. Sus alveolos son perpendiculares a la cara de asiento.
- Unidades tubulares. Sus alveolos son paralelos a la superficie de asiento. A esta clasificación pertenecen los ladrillos pandereta utilizado en tabiques. El tamaño de los alveolos y la proporción del área de éstos, en relación con el área bruta de la cara de la unidad, varían en la producción industrial. Sus propiedades y sus características resistentes se determinan y consideran como si la unidad fuera sólida.

Para diferenciar los ladrillos y bloques Gallegos *et al* (2005) afirma que: “Los ladrillos son, en general, sólidos, perforados y tubulares y, en muy pocos casos, huecos. Los bloques son siempre huecos” (p.87). Además, agrega que, al margen de la resistencia a compresión, la diferencia del comportamiento de un ladrillo o bloque, radica en la fragilidad de la falla. Las unidades sólidas presentan un comportamiento razonablemente dúctil, sin fallas explosivas, a diferencia de los otros tipos que muestran fallas explosivas frágiles, como unidades individuales o como componentes de un muro.

b) Resistencia a compresión.

Se expresa como el valor de carga de rotura dividida entre el área bruta o área neta, según sean las unidades sólidas o huecas. La resistencia a la compresión de las unidades de albañilería f'_b , depende del material y del tipo de unidad, por lo que existe

un intervalo de variación bastante amplio, según se puede apreciar en la Tabla 9. Estos valores han sido obtenidos mediante ensayos en unidades aisladas, sin embargo, estos valores pueden sufrir una disminución notoria cuando se ensayan como parte de un elemento de mampostería, tal como se puede apreciar en la Figura 14. (Bonett, 2003).

Tabla 9. Resistencia a la compresión de diferentes unidades de mampostería.

Material	Intervalo f'_b (T/m ²)
Piedra	$4,000 < f'_b < 10,000$
Hormigón macizo	$1,500 < f'_b < 2,500$
Arcilla	$500 < f'_b < 2,000$
Hormigón aligerado	$400 < f'_b < 600$
Adobe	$100 < f'_b < 150$

Fuente: Bonett (2003).

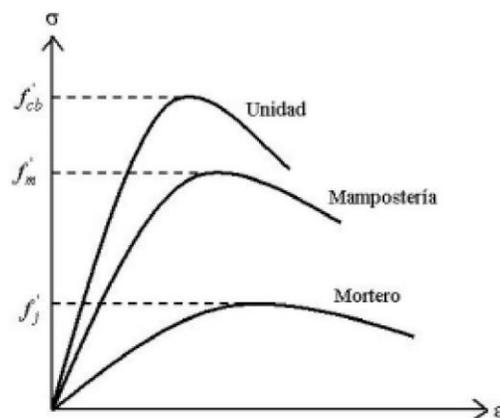


Figura 14. Relaciones esfuerzo-deformación para el mortero, unidades aisladas y mampostería.

Fuente: Paulay *et al* (1992).

No se recomienda el uso de unidades cuya área neta sea menor del 75% del área bruta de la sección, para estructuras sometidas a acciones sísmicas, debido a que presentan un comportamiento muy frágil y el fallo se presenta inesperadamente.

C.3. Unidades de arcilla.

La materia prima básica para la fabricación de ladrillo de arcilla, son las arcillas compuestas de sílice y alúmina, con cantidades variables de óxidos metálicos y otros materiales. Las arcillas empleadas se clasifican en calcáreas y no calcáreas, las primeras contienen un 15% de carbonato de calcio, lo que les da un color amarillento; en tanto en las segundas, predomina el silicato de alúmina con 2% a 10% de óxido de hierro y feldespato, lo que les da un color rojizo. La mejor arcilla contiene un 33% de

arena y limo, debido a que éstos reducen las contracciones por el secado y quema de la arcilla (Gallegos *et al*, 2005).

En el Perú, se fabrican ladrillos en forma artesanal, semi industrial e industrial, además de variadas formas, resistencias y dimensiones. San Bartolomé (1994), resume el proceso de producción en las siguientes etapas:

a) Extracción del material. Se hace con herramientas menores, en el caso del proceso artesanal, o usando maquinaria cuando se trata de proceso industrial. Luego se tamiza el material con mallas metálicas para eliminar las piedras.

b) Molienda. La materia prima se apisona o pasa por molinos.

c) Mezclado. Se mezcla la materia prima con agua y arena. En el caso de la producción artesanal, se deja “dormir” la mezcla durante un día, en forma similar a como se elaboran adobes. La producción industrial emplea máquinas dosificadoras al peso.

d) Moldeado. La mezcla se amasa sobre moldes de madera, en forma similar al adobe, con prensas a gran presión; en el caso de la producción industrial se utilizan extrusoras, que son boquillas con sección transversal igual al ladrillo terminado, por donde pasa la mezcla.

e) Secado. Se colocan las unidades sobre un tendal, o se introducen en un horno con temperatura regulable. La temperatura de secado varía desde la temperatura ambiente hasta los 200°C.

f) Quemado. Se realiza con hornos abiertos con quemadores de leña o petróleo ubicados en la base, este procedimiento origina diferencias de hasta el 100% entre los ladrillos ubicados en la parte baja y alta del horno. También se utilizan hornos tipo túnel, con quemadores de petróleo o carbón molido, en los cuales se pueden regular la temperatura, la que puede llegar a 1200°C. Este proceso dura entre dos y cinco días.

Aún en ladrillos de arcilla de origen industrial fabricados en horno, en cuya producción se controla la calidad, López *et al* (1998: 2.1) afirma que, las propiedades de las unidades, varían considerablemente en función de la hornada a la que pertenecen; por lo tanto, ladrillos de diferente hornada suelen tener propiedades diferentes. Esta variación es propia del proceso de fabricación y contribuye a la posible dispersión de

resultados en ensayos de albañilería. Además, los ladrillos presentan un comportamiento típico elasto-frágil, pero no necesariamente homogéneo o isótropo. Esta afirmación nos permite deducir, que, en el caso de las unidades de arcilla producidas en forma artesanal, las diferencias de las propiedades entre hornadas, será más notoria.

D. El mortero.

El mortero es una combinación de cemento, arena y agua; sin embargo, en casos particulares, se adicionan otros materiales para aumentar su capacidad de adherencia y secado, además de hacerlo más manejable durante la construcción.

La función principal del mortero en la albañilería, es adherir los ladrillos o bloques corrigiendo sus irregularidades, así como el sellado de las juntas contra la penetración del aire y la humedad (San Bartolomé, 1994). Además, el mortero iguala el asentamiento de las unidades de albañilería, reparte uniformemente las cargas verticales y colabora a la conducción de las sollicitaciones horizontales (Valledor, 2016).

D.1. El cemento.

El cemento es uno de los productos de mayor trascendencia en el ámbito de la Ingeniería Civil. En el Perú su producción empezó en 1916, con la creación de la Compañía Peruana de Cementos Portland S.A. Su primera planta de producción se estableció en 1924 con la “Planta Maravillas”, en los alrededores del Cementerio Presbítero Maestro en Lima; en ese entonces la materia prima era transportada desde las canteras de Atocongo. Con este acontecimiento se marcó el primer paso para dejar de exportar cemento y el inicio del desarrollo de la industria peruana (Unacem, 2018).

El cemento es un conglomerante hidráulico proveniente de la roca caliza, finamente molido, que al ser amasado con agua forma una pasta que fragua y endurece mediante reacciones y procesos de hidratación; una vez endurecido conserva su resistencia y estabilidad incluso bajo el agua. (Comité Europeo de Normalización UNE- EN 197-1, 2011).

El cemento le proporciona a la albañilería durabilidad y resistencia. Mezclando el cemento con otros materiales cementantes, se obtendrá un mortero con mayor trabajabilidad, retención de agua y durabilidad (National Concrete Masonry Association, 2004).

La diversidad de materiales disponibles, permite preparar morteros para albañilería, con las propiedades de acuerdo a los requisitos de trabajo más específicos. Cada elemento del mortero (cemento, cal, arena, agua y aditivos), contribuye al rendimiento del mortero: El cemento Portland proporciona resistencia y durabilidad, la cal permite la trabajabilidad y retención de agua; la arena actúa como un relleno y proporciona cuerpo al mortero, además de controlar el agrietamiento y reducir la contracción; el agua actúa facilitando la mezcla como lubricante, además es necesaria para la hidratación del mortero (National Concrete Masonry Association, 2004).

La composición química del cemento se muestra en la Tabla 10. Esta composición varía poco de los cementos del siglo XX (Sanjuán *et al*, 2014:20).

Tabla 10. Composición química de los cementos (% en masa).

Parámetro	Rango aproximado
Residuo insoluble	0.1 - 1.4
Óxido de calcio (CaO)	58.2 - 65.6
Sílice (SiO ₂)	19.8 - 26.45
Alúmina (Al ₂ O ₃)	4.1 - 9.5
Óxido de hierro (Fe ₂ O ₃)	2.1 - 4.5
Magnesia (MgO)	trazas - 2.9
Álcalis (K ₂ O,Na ₂ O)	0.1 - 2.8
Sulfatos (SO ₃)	0.1 - 2.2
Pérdida por calcinación	0.2 - 2.8

Fuente: Sanjuán *et al* (2014).

D.2. Arena.

El tipo y la gradación de la arena afectan las propiedades del mortero. La arena natural proporciona una mejor trabajabilidad, con menor cantidad de agua, debido a la forma esférica de la partícula; en cambio la arena de fábrica necesita una cantidad adicional de agua, debido a su forma angular. En general, los agregados bien graduados reducen la segregación en un mortero plástico, que a su vez inhibe la exudación y mejora la trabajabilidad. Las arenas deficientes de finos generalmente originan morteros duros, en cambio las arenas con exceso de finos generalmente producen morteros con menores resistencias a la compresión (National Concrete Masonry Association, 2004).

D.3. Cal.

Es un polvo cuya superficie específica es cinco veces más que del cemento Portland; su finura reduce la tensión de adhesión, logra la plasticidad y retentividad del mortero, facilitando la extensión del contacto y la homogeneización de la adhesión (Gallegos *et al*, 2005). En los morteros de cemento, permite obtener trabajabilidad, buena retención de agua y alta resistencia.

E. Comportamiento sísmico de la albañilería simple.

De acuerdo a Bonett (2003) y Galvañ (2016), a continuación, se describe el comportamiento de la albañilería simple a compresión, cortante, tracción y flexo compresión.

E.1. Comportamiento de la albañilería a compresión.

La albañilería presenta un comportamiento óptimo cuando está sujeta a esfuerzos de compresión. Su comportamiento y los modos de falla ante cargas axiales, dependen de la interacción de las unidades y el mortero, esto significa que las unidades y el mortero tienen características esfuerzo - deformación diferentes, por lo tanto, al ser sometidos al mismo esfuerzo, se produce una interacción entre ambos, donde el material menos deformable (unidades), restringe las deformaciones transversales del material más deformable (mortero), introduciéndoles esfuerzos de compresión de dirección transversal. Por el contrario, en el material menos deformable, se introducen esfuerzos transversales de tracción, que disminuyen su resistencia respecto a la que se obtiene en el ensayo de compresión simple del material aislado (Bonett, 2003).

El fallo más común es la aparición de grietas verticales en las unidades, producidas por las deformaciones transversales. Generalmente el daño se concentra en las unidades del centro, donde el efecto del confinamiento inducido por la carga es menos significativo. Sin embargo, pueden presentarse otros tipos de fallo, dependiendo de la calidad y las propiedades de los materiales, como el de aplastamiento por unidades de baja resistencia. Por lo tanto, la resistencia a compresión de la albañilería f_m , depende de la calidad de los materiales y la forma como se combinan. A continuación, se describen algunos factores: (Galvañ, 2016).

a) Tipo y geometría de las unidades de albañilería. La resistencia a compresión de los muros de albañilería, varía de acuerdo al porcentaje de área perforada o aligerada de los ladrillos.

b) Características del mortero. La resistencia a compresión del mortero, no influye notablemente en la resistencia a compresión del muro, pero sí en su deformabilidad o adherencia, por ejercer un efecto de restricción de la deformación lateral de los ladrillos, induciendo un estado triaxial de esfuerzos de compresión mejorando su resistencia.

c) La humedad y absorción de la unidad. Es necesario que las unidades estén saturadas de agua, para que no absorban el agua del mortero, evitando una alteración de las características del mortero, e impidiendo que se produzcan reacciones químicas de algunas partículas de cemento por falta de agua.

Tabla 11. Factores que determinan la resistencia a compresión de los muros de albañilería.

Unidades de albañilería	Mortero	Mampostería
Resistencia	Resistencia	Colocación
Absorción	Espesor	Hechura
Humedad	Relación agua - cemento	Dirección de carga
Relación altura - espesor	Características de deformación	Adherencia
Geometría	Retentividad de agua	

Fuente: Galvañ (2016).

E.2. Comportamiento de la albañilería a cortante.

Para el diseño o verificación del comportamiento de la albañilería simple, sometida a cargas laterales de viento o de sismo, es necesario evaluar la resistencia a cortante. Generalmente, los esfuerzos cortantes se combinan con los esfuerzos de compresión generados por las cargas gravitatorias; por lo tanto, la resistencia a cortante de la albañilería, se evalúa considerando el efecto de la compresión, aplicado en la dirección normal a las juntas horizontales. En otros casos, el estado en la mampostería es más complejo (esfuerzos biaxiales) y es necesario utilizar un criterio de fallo general para evaluar la resistencia de la mampostería. Galvañ(2016).

a) Modos de fallo.

El comportamiento de la albañilería se caracteriza por la respuesta frágil de las unidades de albañilería en tracción, y la debilidad de las juntas de mortero. Los modos de fallo resultan a partir de la combinación de grietas de tensión diagonal cruzando las unidades de albañilería, y las grietas a lo largo de las interfaces mortero – unidad. Se consideran tres modos de fallo: (Galvañ, 2016).

- Fallo fricción cortante. Ocurre para esfuerzos de compresión bajos, se produce por la unión débil de las interfaces unidad - mortero, dando lugar a esfuerzos cortantes deslizantes en las juntas horizontales. A partir de los extremos de las juntas verticales, se origina las grietas distribuidas en forma escalonada, los que constituyen planos de debilidad de albañilería, debido a que la resistencia de la misma disminuye por efecto de la contracción y los vacíos existentes, tal como se aprecia en la Figura 15 (Bonett, 2003).

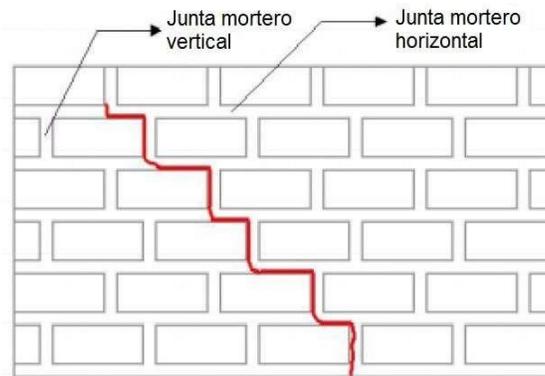
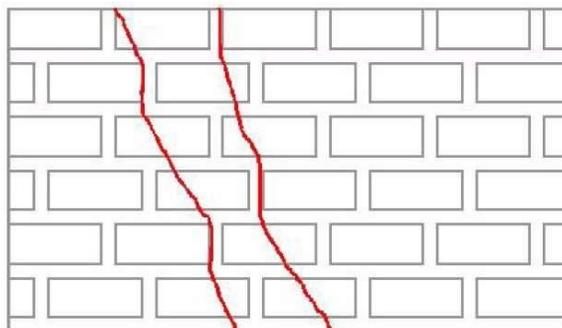


Figura 15. Agrietamiento escalonado diagonalmente originado por un fallo de fricción cortante.
Fuente: Bonett (2003).

- Fallo por tensión diagonal. Se origina directamente sobre las unidades de albañilería, debido a esfuerzos normales de compresión moderados. La resistencia a cortante de las juntas de mortero verticales, se incrementa debido al efecto de los esfuerzos normales de compresión. Por consiguiente, las grietas se producen en las unidades, como resultado de los esfuerzos de tracción inducidos por el estado de esfuerzos de compresión y cortante. Las grietas siguen la dirección de las juntas verticales, y atraviesan las unidades con una inclinación que depende de la orientación de los esfuerzos principales en las mismas, tal como se aprecia en la Figura 16



(Bonett, 2003).

Figura 16. Agrietamiento de las unidades de albañilería originado por un fallo de tensión diagonal.
Fuente: Bonett (2003).

- Fallo a compresión. Se presenta para mayores muy altos del esfuerzo normal en comparación a los esfuerzos cortantes, los esfuerzos normales son mayores a ocho veces el esfuerzo cortante. El fallo es similar al que se produce bajo compresión directa, aunque el esfuerzo cortante origina una disminución de la resistencia a la compresión de la albañilería. Las grietas se forman debido a las deformaciones de las juntas de mortero, aumentan verticalmente y atraviesan las unidades, llegando en muchos casos a comprometer la estabilidad del muro produciendo su fallo. Ver Figura 17.

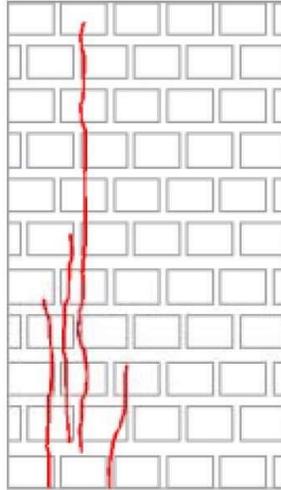


Figura 17. Agrietamiento vertical originado por esfuerzos de compresión altos en comparación con los esfuerzos cortantes. Fuente: Bonett (2003).

E.3. Comportamiento de la albañilería a tracción.

La resistencia a tracción de la albañilería depende de la adherencia desarrollada en la interfaz mortero – unidad, no depende de la resistencia a compresión del mortero y las unidades de albañilería, pero sí de la absorción de agua de las últimas (Bonett, 2003).

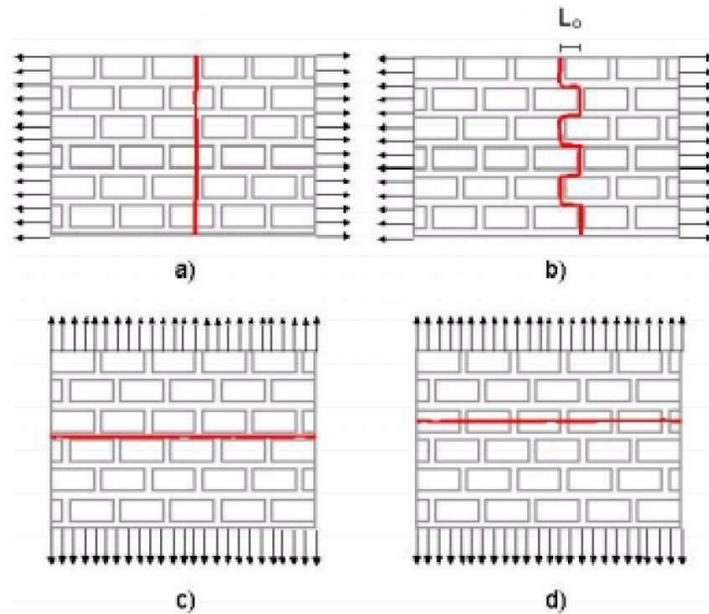
a) Modos de fallo.

Los modos de fallo dependen de la dirección de la carga a tracción, y de la magnitud relativa de la resistencia de adherencia y la resistencia a tracción de las unidades de albañilería.

Cuando los esfuerzos de tracción son paralelos a las juntas horizontales, se pueden presentar dos tipos de agrietamiento: grietas verticales que atraviesan las unidades, donde la resistencia a tracción del muro depende de la resistencia a tracción de las unidades de albañilería (ver Figura 18a); y las grietas a lo largo de las juntas de

mortero, que no afectan las unidades (ver Figura 18b), donde los factores más determinantes son la resistencia a cortante y la longitud de traslape (L_o) (Bonett, 2003).

Cuando los esfuerzos de tracción actúan paralelamente a las juntas verticales, los modos de fallo generalmente ocurren por separación de las interfaces mortero – unidad (ver Figura 18c). Sin embargo, también puede presentarse el fallo por tensión de las unidades, como



se aprecia en la Figura 18d (Bonett, 2003).

Figura 18. Modos de fallo de la albañilería a tracción.
Fuente: Bonett (2003).

E.4. Comportamiento de la albañilería a flexo compresión y cortante.

Con respecto a este comportamiento Bonett (2003), indica que cuando los muros de mampostería se someten a cargas de compresión y a cargas laterales, aparecen esfuerzos de compresión, de cortante y adicionalmente aparecen esfuerzos de flexión, lo que produce un cambio en el comportamiento de la albañilería, haciendo más compleja la evaluación de la resistencia de edificios albañilería simple.

El problema se magnifica, por la incertidumbre del cálculo de la resistencia a cortante y flexión de los muros, y por una incompleta descripción de su comportamiento inelástico, más aún, por la naturaleza de la redistribución de la cortante rasante hacia los elementos de un sistema estructural tridimensional. Debido a estas incertidumbres y a la falta de información, la albañilería suele ser considerada como frágil, limitándose su resistencia lateral a los esfuerzos admisibles, sin tomar consideraciones de comportamiento inelástico (Crisafulli, 1997).

Por esta razón, las normas de diseño describen un sistema de fuerzas cortantes estáticas equivalentes, actuando en la base de los edificios de albañilería, y consideran que estas estructuras no tienen capacidad de deformación inelástica. Un ejemplo claro es el factor de ductilidad que imponen las normas, sugiriendo valores de 1 o 2 para este tipo de edificios, mientras que para edificios de concreto armado, este factor puede llegar a 8 o 10. (Bonett, 2003).

a) Modos de fallo.

Básicamente se presentan los tipos de fallo por cortante y por flexión. A pesar que, en las estructuras de albañilería no reforzada, sólo la carga vertical es la que proporciona la resistencia a flexión de los muros, la cual es notoriamente menor a la capacidad de cortante, la mayoría de los fallos observados en este tipo de estructuras se producen por cortante.

- Fallo por cortante. Se presenta en los muros de albañilería que poseen una alta relación longitud/altura, y la mayor carga pre – compresiva. El fallo consiste en que se producen grietas diagonales – longitudinales, aproximadamente al 63% de alcanzar la carga máxima (grieta “a” de la Figura 19), luego, aparece una segunda grieta “b” diagonal, característica del fallo por cortante, cuando se alcanza el valor de carga horizontal máxima. Con el cambio de sentido de la fuerza lateral, aparece idénticamente, el mismo tipo de agrietamiento de la primera mitad del ciclo inicial, lo cual indica que el daño causado por la primera mitad, tiene poco que ver con el comportamiento siguiente; con la carga en sentido contrario, las fisuras se cierran emulando un comportamiento no agrietado. Posteriormente, se tritura la región central de la mampostería y los extremos del muro, produciéndose finalmente una degradación severa de su resistencia. (Galvañ, 2016).

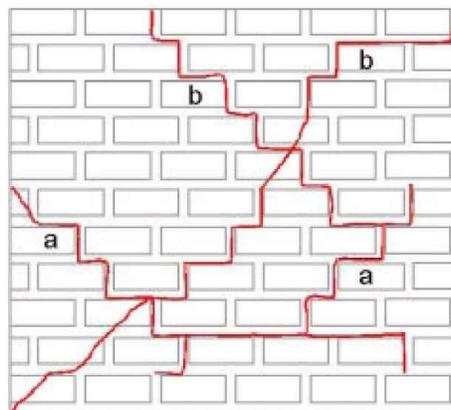


Figura 19. Agrietamiento por fallo a cortante en muros de albañilería simple. Fuente: Bonett (2003).

- Fallo por flexión. Comienza con la aparición de grietas horizontales en la parte inferior del muro, sobre la junta horizontal más cercana al apoyo inferior. La longitud de esta grieta, es aproximadamente dos tercios de la longitud del muro (grieta "a" de la Figura 20). Cuando la fuerza lateral cambia de sentido, la grieta por flexión vuelve a ocurrir, pero en el lado opuesto, esta vez, continua a todo lo largo del muro (grieta "b" de la Figura 20) (Bonett, 2003).

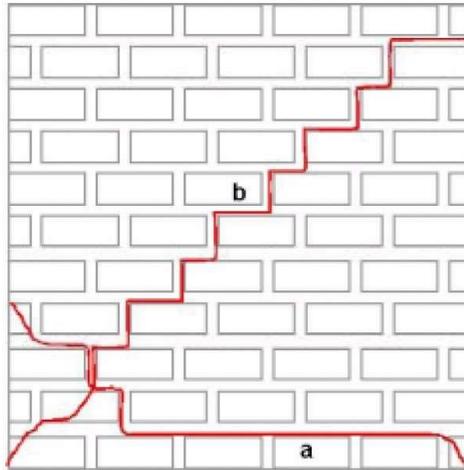


Figura 20. Agrietamiento por fallo a flexión de muros de mampostería simple. Fuente: Bonett (2003).

En las estructuras de albañilería simple, la resistencia a flexión está condicionada por la magnitud de la carga vertical actuante sobre el muro (incluyendo la carga tributaria del muro transversal); por lo tanto, a mayor carga vertical, mayor es la resistencia a flexión del muro. Galvañ (2016).

F. Resistencia de la albañilería a compresión axial f'_m .

Gallegos *et al* (2005) presenta la resistencia de la albañilería a compresión axial (f'_m) en la Tabla 13, de acuerdo a la resistencia del ladrillo de arcilla (f'_b) y el tipo de mortero indicados en la Tabla 12.

Tabla 12. Proporciones en volumen según el tipo de mortero.

Tipo de mortero	Cemento	Cal	Arena
A	1	0 – 1/4	3
B	1	1/2	4 – 4 1/2
C	1	1	5 – 6
D	1	2	8 - 6

Fuente: Gallegos *et al* (2005).

Tabla 13. Resistencia de la albañilería (f'_m), de acuerdo a la resistencia del ladrillo (f'_b) y el tipo de mortero.

f'_m (Mpa)	Ladrillo de arcilla (f'_b)		
	Mortero		
	A	B	C
3.5	7	7	7
7.0	16	16	20
10.5	27	28	35
14.0	40	42	56
17.5	52	55	
21.0	64	68	

Fuente: Gallegos *et al* (2005).

G. Propiedades mecánicas de los muros de albañilería de ladrillo de arcilla.

Estos valores se calcularon de acuerdo la Norma E.070 (2006), que considera las siguientes fórmulas:

$$\text{Resistencia a corte de la albañilería} : v'_N = \sqrt{f'_N} \quad \text{kg} \frac{\text{cm}}{\text{cm}^2} \quad (12)$$

$$\text{Módulo de elasticidad de la albañilería} : E_N = 500 f'_N \quad (13)$$

$$\text{Módulo de corte de la albañilería} : G_N = 0.4 E_N \quad (14)$$

Donde:

f'_m : Resistencia de la albañilería a compresión axial.

2.2.4. Concreto armado

Está formado por concreto simple (agregado fino, agregado grueso, cemento y agua), más acero de refuerzo.

A. Agregados.

El agregado fino puede ser arena natural o de fábrica o una combinación de las dos, con perfil de preferencia angular; el agregado grueso puede ser grava natural o triturada, con perfil preferentemente angular o semi angular, con textura rugosa. En ambos casos los materiales tienen que ser limpios, duros, compactos y resistentes, libres de materia orgánica u otras sustancias dañinas (Norma E.060, 2009).

En la ciudad de Cajamarca los agregados provenientes de las canteras de los ríos, se asemejan a lo indicado en el párrafo anterior, por eso es recomendado su uso en la preparación de concreto.

B. Acero de refuerzo.

En la historia de la construcción con concreto armado, las barras de acero liso fueron empleadas hasta que fueron cayendo en desuso entre los años sesenta y setenta. Por esta razón, cuando se vaya a intervenir una estructura de concreto armado, de la época anterior a los años sesenta, podemos encontrar este tipo de acero (Díaz- Pavón, 2007).

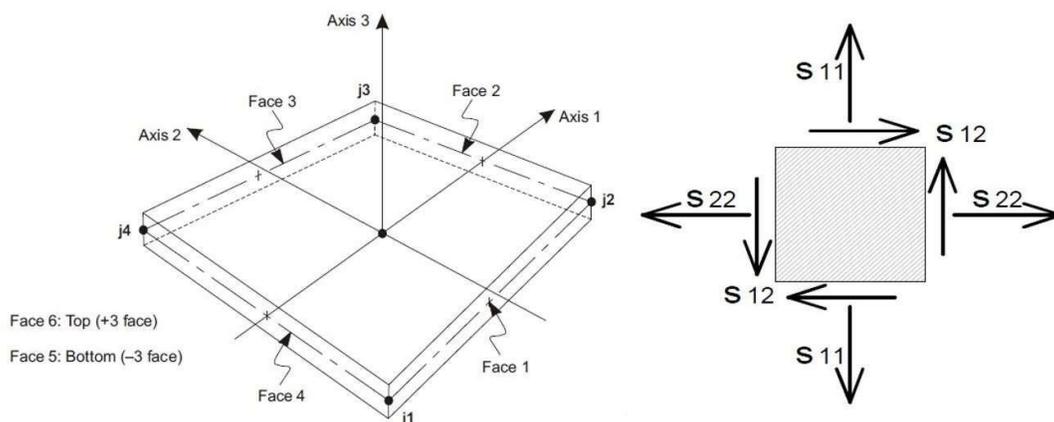
Las barras de acero corrugado aparecieron en los años sesenta, conocidas como barras de adherencia mejorada o alta adherencia. La corruga ha variado con el tiempo y difiere a la presentada hoy en día (Díaz-Pavón,2007).

En lo que respecta al grado del acero en el Perú, Lovera (2016) afirma que a fines de los años 60 y los inicios de los años 70, en las construcciones de concreto armado se utilizaba acero de refuerzo de grado 40 ($f_y = 280 \text{ MPa}$). A partir de los años 70 se generalizó el uso de aceros de grado 60 ($f_y = 420 \text{ MPa}$).

2.2.5. Modelamiento de la albañilería en el SAP2000 para análisis no lineales

El programa de elementos finitos SAP2000, también desarrolla cálculos computacionales de estructuras de albañilería. Para análisis no lineales el modelamiento de los muros y losas de estas edificaciones, se hace utilizando elementos tipo *shell* conformados por *layers* (capas) con comportamiento no lineal. Los *layers* representan las propiedades de la albañilería en compresión axial y ante fuerzas de corte. (Guri *et al*, 2015)

Figura 21. Elemento shell de cuatro nodos y plano de esfuerzos.



Fuente: Computers & Structures Inc. (CSI) Analysis Reference Manual for SAP2000 (2016).

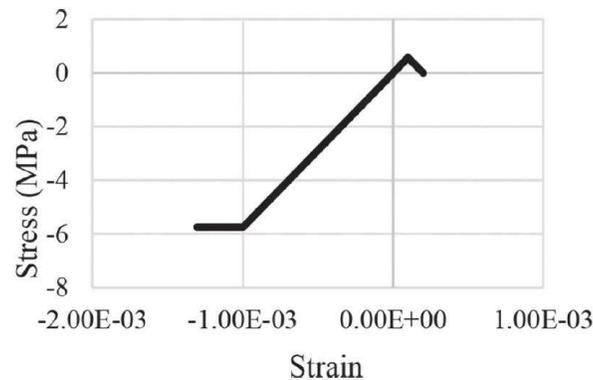
Guri *et al* (2015) complementa su afirmación, indicando que la albañilería será modelada por dos gráficos diferentes de tensión-deformación. Estos gráficos representan los esfuerzos verticales S11, los esfuerzos horizontales S22, y los esfuerzos cortantes S12, mostrados en la Figura 21. Estos son los comportamientos principales de la albañilería.

El SAP2000 usa el criterio de falla de Mohr-Coulomb, el que se muestra en la ecuación 15. En esta ecuación son considerados dos términos que son los siguientes: un primer término formado por una función del esfuerzo normal, aplicado perpendicularmente a la resistencia al corte, y una función del ángulo de fricción interna de la albañilería. El segundo término es la cohesión de la albañilería. (Ivorra *et al*, 2017).

$$\nu = a \cdot \tan \delta + c \quad (15)$$

Para modelar especímenes de albañilería simple en el SAP2000, Ivorra *et al* (2017), utiliza la opción *non-linear layered shell elements*, mediante dos *layers* usados por cada elemento *shell*, estos *layers* son los siguientes:

Un primer *layer* para la fricción o rozamiento, éste simula el comportamiento de los esfuerzos normales S11 y S22 (vertical y horizontal dentro del plano respectivamente), está relacionado al primer término del criterio de falla de Mohr- Coulomb. Los esfuerzos S11 y S22, tienen un comportamiento no lineal mostrado en la Figura 22, mientras que el esfuerzo S12



está inactivo.

Figura 22. Ejemplo de comportamiento de la albañilería a fricción.
Fuente: Ivorra *et al* (2017).

Un segundo *layer* para la cohesión, proveerá la resistencia al corte debido a la cohesión del muro, está relacionado con el segundo término del criterio de falla de Mohr-Coulomb. Los esfuerzos S11 y S22 están inactivos, mientras que S12 tiene comportamiento no lineal, tal como se muestra en la Figura 23.

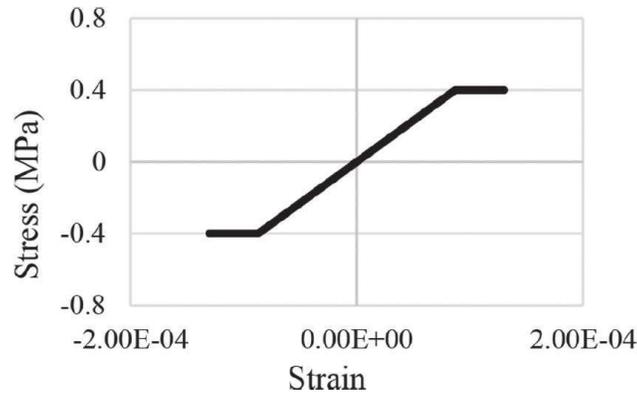


Figura 23. Ejemplo de comportamiento de la albañilería a la cohesión. Fuente: Ivorra *et al* (2017).

En la entrada de datos al programa SAP2000, para cada uno de los materiales que conformarán los *layers* de fricción y cohesión, Galvañ (2016), sugiere considerar el material como ortotrópico, además recomienda lo siguiente:

a) Para el *layer* (material) llamado “fricción” o “rozamiento”, ingresar los valores de E_m de la albañilería para las tres direcciones. Para el caso de G_m , introducir un valor cuatro veces mayor al real, ya que SAP2000 divide entre cuatro a la hora de calcular. Para el coeficiente de Poisson, considerar un valor de cero, para que no interfiera con el valor de G_m . En el caso del ángulo de rozamiento ingresar el valor real.

En cuanto al comportamiento no lineal, introducir una curva tensión deformación elasto plástica, similar a la indicada en la Figura 22, con el tramo elástico con pendiente E_m hasta el límite de tensión máxima de compresión f'_m , y sin rama de tracción (segmentos de recta del primer cuadrante de la Figura 22). No considerar rama de tracción, porque teniendo la mampostería una pequeña resistencia a tracción, el programa tendrá problemas de convergencia.

b) Para el *layer* (material) denominado “cohesión”, los valores introducidos para E_m y G_m no influyen en el cálculo, SAP2000 no los considera, sólo tiene en cuenta la curva tensión deformación definida. En cuanto al coeficiente de Poisson y al ángulo de rozamiento considerar 0, este último valor ya se consideró en el *layer* fricción.

En cuanto al comportamiento no lineal, se introduce una curva tensión deformación de la siguiente manera: para el valor de tensión máxima se introduce el doble de la resistencia máxima a cortante, puesto que el programa utiliza el valor medio

para el cálculo a cortante; del mismo modo para la pendiente G_m , se considera el doble. La curva es elasto plástica con rotura cayendo en este caso la tensión, con una pendiente que es la mitad de la parte elástica.

2.3. Definición de términos básicos

a) Albañilería armada. Albañilería reforzada interiormente con varillas de acero en forma vertical y horizontal, cuyas unidades están unidas por concreto líquido (Norma E.070, 2006).

b) Albañilería confinada. Albañilería reforzada con elementos de concreto armado en todo su perímetro, cuyo vaciado es posterior al de la albañilería (Norma E.070, 2006).

c) Albañilería reforzada o albañilería estructural. Es la albañilería armada o confinada (Norma E.070, 2006).

d) Albañilería simple o mampostería no reforzada. Es la albañilería sin refuerzo o con refuerzo que no cumple con los requisitos mínimos de la Norma E.070 (2006).

e) Capacidad estructural. Habilidad de la estructura para resistir la demanda sísmica. Depende de la capacidad de resistencia y deformación de los componentes individuales de la estructura (ATC 40, 1996).

f) Demanda sísmica. Es la representación del movimiento del suelo debido a un sismo (ATC 40, 1996).

g) Desempeño. El desempeño depende de la manera en que la capacidad de la estructura puede manejar la demanda sísmica. La estructura debe tener la capacidad de resistir las demandas del sismo, de modo que el desempeño esté de acuerdo con los objetivos de diseño (ATC 40, 1996).

h) Degradación. Es la pérdida de resistencia de un elemento o una estructura, cuando está sometida a más de un ciclo de deformación hasta alcanzar el límite elástico. (ATC 40, 1996).

i) Ductilidad. Capacidad de un material de deformarse inelásticamente sin perder su resistencia (Crisafulli, 2018).

j) Edificación esencial A2. Edificaciones para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y aquellas que puedan servir de refugio después de un desastre, entre éstas tenemos entre otras: establecimientos de salud no considerados en la categoría A1, puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias, estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía; institutos superiores tecnológicos, universidades etc. (Norma Técnica E.030, 2018).

k) Espectro elástico de respuesta. Espectro de respuesta con el 5% de amortiguamiento, que representa la máxima respuesta de la estructura (factor de reducción 1), expresada en función de la aceleración espectral y el periodo de vibración T (ATC 40, 1996).

l) Nivel de desempeño. El nivel de desempeño describe una condición límite de daño, que puede considerarse satisfactoria para una edificación y un movimiento del suelo definidos (ATC 40, 1996).

m) Punto de desempeño. Representa el máximo desplazamiento de la estructura, para una determinada demanda sísmica (ATC 40, 1996).

n) Punto de fluencia. Punto dentro de la curva de capacidad, donde la capacidad última de un elemento estructural es alcanzada, la relación inicial elástica fuerza deformación finaliza, empezando a decrecer la rigidez efectiva (ATC 40, 1996).

CAPÍTULO III

PLANTEAMIENTO DE LA HIPÓTESIS Y VARIABLES

3.1. Hipótesis

3.1.1. Hipótesis general

El nivel de desempeño sísmico de la edificación del Instituto Superior de Educación Público “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”, es de Pre colapso.

3.2. Variables/categorías

3.2.1. Variable

Nivel de desempeño sísmico.

3.2.2. Categorías.

- Curva de capacidad.
- Espectro de demanda.

3.3. Operacionalización/categorización de los componentes de las hipótesis

Tabla 14. Operacionalización/categorización de los componentes de las hipótesis.

Título: Nivel de desempeño sísmico de la edificación del Instituto Superior de Educación Público “Hno. Victorino Elorz Goicoechea” Cajamarca 2018.

Hipótesis	Definición conceptual de las variables/ categorías	Definición operacional de las variables/categorías				
		Variables	Categorías	Indicadores/ cualidades		
Hipótesis El nivel de desempeño sísmico de la edificación del Instituto Superior de Educación Público “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”, es de Pre Colapso.	Nivel de desempeño sísmico: Estado límite de daño o condición descrita por el daño físico dentro del edificio, la amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes debido a los daños del edificio, y del servicio post-terremoto.	Nivel de desempeño sísmico.	Curva de Capacidad	Propiedades del ladrillo Propiedades del concreto Propiedades del acero	Ensayos destructivos y no destructivos.	
			Espectro de demanda	Factor de zona Factor de uso Categoría de la edificación		Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018)
				Factor de suelo		INDECI (2005)

CAPÍTULO IV MARCO METODOLÓGICO

4.1. Ubicación geográfica

El ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea” está ubicado en la ciudad, distrito, provincia y departamento de Cajamarca, ubicada a 2720msnm en la sierra norte del Perú. Las coordenadas de su ubicación son las siguientes:

Tabla 15. Coordenadas de ubicación del objeto de estudio

Coordenadas WGS84	
Este	Norte
774,778	9'207,760

Fuente: Coordenadas obtenidas del Google Earth.

El clima de la ciudad es templado, seco, soleado en el día y frío en la noche. La época de precipitaciones pluviales es de diciembre a marzo. Su temperatura varía desde los 6°C hasta los 21°C.

4.2. Diseño de la investigación

A continuación, se detallan las etapas de la investigación y los procedimientos seguidos en cada una de ellas.

4.2.1. Recolección de información

A. Levantamiento arquitectónico.

Para elaborar los planos de la edificación, se hizo un levantamiento arquitectónico utilizando una estación total y winchas de 5 m y 8m. Además, se hizo un recorrido en toda la edificación para determinar los materiales utilizados, su estado de conservación y el funcionamiento de los ambientes para determinar las cargas muertas y vivas.

B. Toma de muestras y ensayos del ladrillo de arcilla.

Las unidades para los ensayos de ladrillo se extrajeron de los muros existentes, de acuerdo a las etapas de construcción de la edificación. Se extrajeron cinco unidades de ladrillo representativas del primer piso de los pabellones A, B, C y D y del segundo piso del pabellón A, también se extrajeron cinco unidades de ladrillo representativas de

los muros del segundo piso de los pabellones B y D. Las unidades extraídas fueron reemplazadas por ladrillos hechos a la medida.

Los ensayos de ladrillo se hicieron de acuerdo a la Norma Técnica Peruana 399.613 2017, en un laboratorio especializado con el equipo adecuado.

El cálculo de la resistencia a compresión de los muros (f'_m) se hizo de acuerdo a la Tabla 13, asumiendo el tipo de mortero B indicado en la Tabla 12, debido a que se notó la presencia de cal en el mortero cuando se extrajeron las muestras de ladrillo de los muros.

Los valores de resistencia a corte (v'_m), módulo de elasticidad (E_m) y módulo de corte (G_m) de la albañilería, se calcularon de acuerdo a las fórmulas del ítem 2.2.3. G.

C. Ensayos de esclerometría.

Se hicieron ensayos de esclerometría para determinar la resistencia del concreto de las vigas, columnas y losas de entrepiso. Las pruebas de esclerometría se hicieron de acuerdo a la norma ASTM C805, previo retiro del tarrajeo en los lugares de prueba.

Por cada viga se determinaron tres lugares de prueba, uno en cada extremo y uno en el centro; por cada columna se determinaron dos lugares de prueba, uno por cada extremo; cada lugar de prueba es un cuadrado de 15 cm de lado. Se hicieron pruebas válidas en un total de 40 lugares, se descartaron cinco lugares de prueba por no cumplir con lo indicado en la norma ASTM C805.

En el pabellón A se eligieron dos vigas y dos columnas por cada piso; en los pabellones B y D se eligieron una viga y una columna por cada pabellón y por cada piso. La resistencia del concreto de las losas de entrepiso, se consideró igual a la resistencia del concreto de las vigas de sus bordes.

D. Sondeo del acero.

El tipo y la cantidad de acero se obtuvo mediante la observación del acero visible de las losas, vigas y columnas, cuyos bordes o extremos, según sea el caso, no están conectados a otros elementos. En los elementos donde el acero no es visible, se utilizó un detector de acero electrónico. Las propiedades mecánicas del acero de la época presente en los elementos de concreto armado, se determinaron en base a lo indicado en el ítem 2.2.4.B.

4.2.2. Modelamiento de la estructura

El modelo estructural es la representación simplificada de la estructura, y las cargas que actúan sobre ella para analizar su comportamiento. El modelo estructural se elaboró en el programa SAP2000.

La edificación consta de cuatro pabellones integrados alrededor del patio principal, según se aprecia en la Figura 24. Se dividió la edificación de acuerdo a los pabellones, para hacer un análisis individual de cada uno de ellos, debido a que el pabellón C es de un piso, los pabellones A, B y D son de dos pisos; pero el pabellón A es más alto que los pabellones B y D.

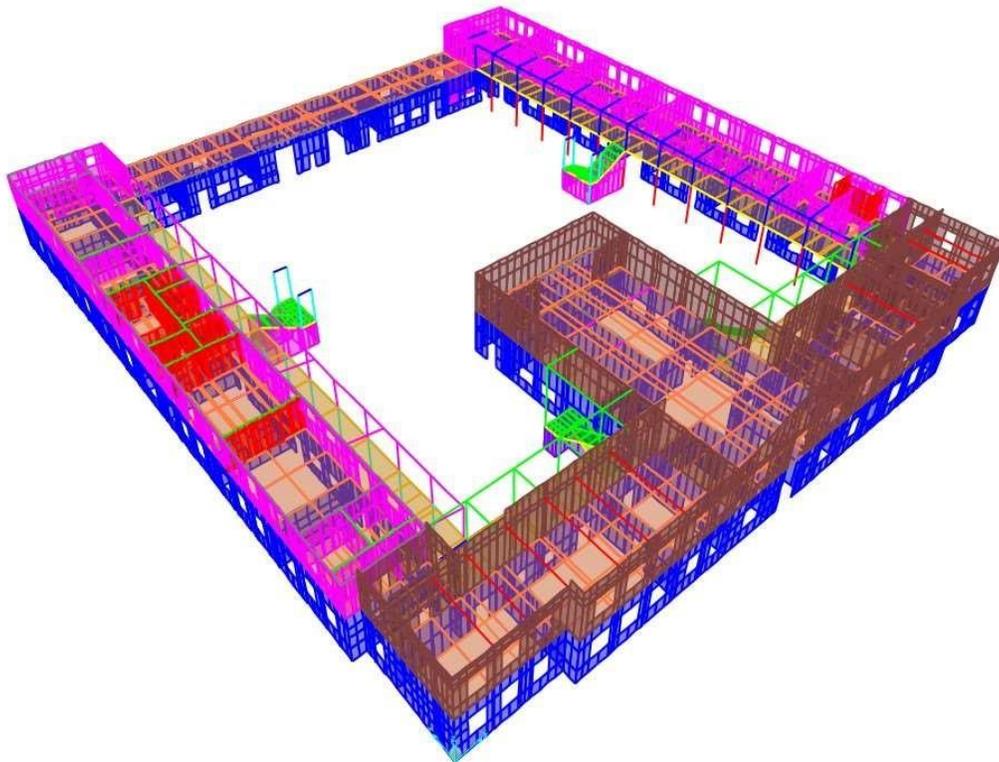


Figura 24. Pabellones alrededor del patio principal.

Los modelos en el programa SAP2000 por cada pabellón se muestran en la Figura 25, Figura 26, Figura 27 y Figura 28.

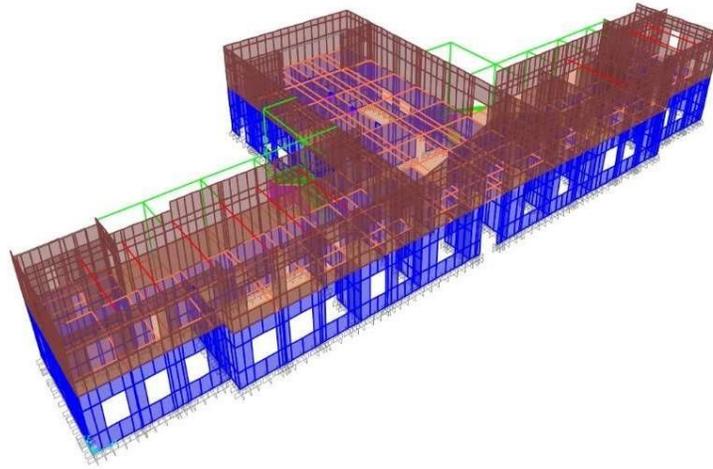


Figura 25. Modelo del Pabellón A en el SAP2000.

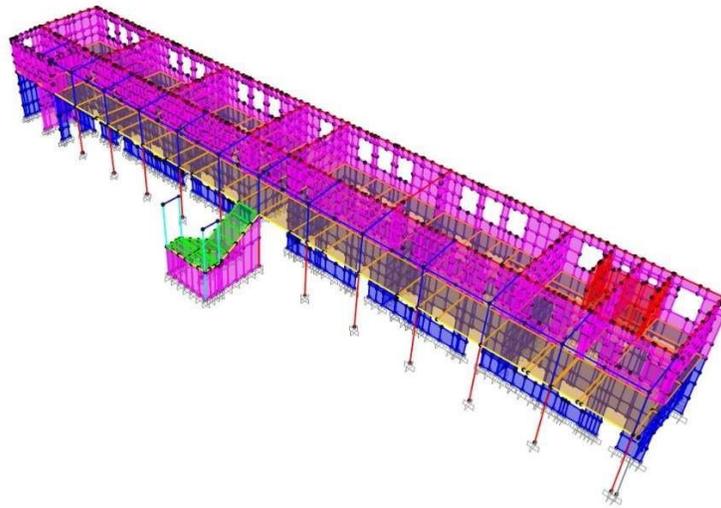


Figura 26. Modelo del Pabellón B en el SAP2000.

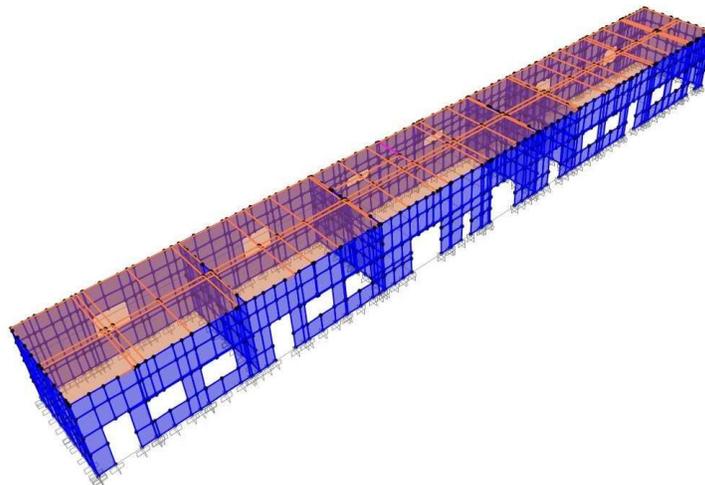


Figura 27. Modelo del Pabellón C en el SAP2000.

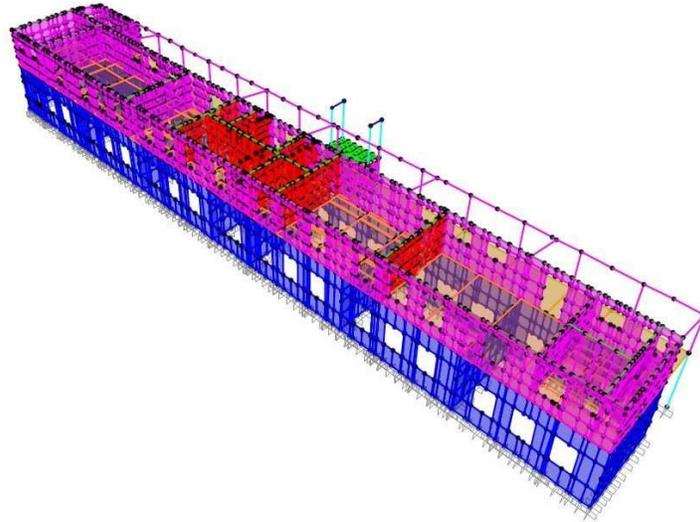


Figura 28. Modelo del Pabellón D en el SAP2000.

A. Modelamiento de elementos de concreto armado.

Las vigas y columnas de concreto armado que soportan los balcones y el techo sobre éstos, fueron modelados como elementos “*frame*”; se les asignaron rótulas plásticas y brazos rígidos mediante el SAP2000.

B. Modelamiento de muros.

Los muros de albañilería simple están asentados directamente sobre la cimentación de albañilería de piedra; la conexión entre muros y cimentación se modeló como apoyo empotrado para obtener convergencia en el análisis.

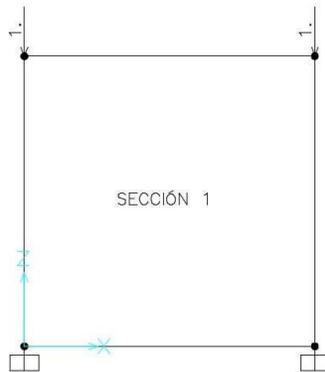
Los muros de albañilería simple fueron modelados como elementos *shell* con la opción *Shell - layered/Nonlinear* del SAP2000, definiendo previamente los *layers* (materiales) para la fricción y cohesión de la albañilería, de acuerdo a la propuesta de Guri *et al* (2015) y Galvañ (2016), descrita en el ítem 2.2.5.

C. Verificación del modelamiento de muros.

Para verificar el correcto modelamiento de los muros, se siguió el procedimiento utilizado por Galvañ (2016) utilizando dos pruebas en el programa SAP2000, la primera para verificar el comportamiento a compresión, y la segunda para verificar el comportamiento a cortante. Las pruebas se hicieron utilizando un elemento cuadrado *shell* de 1m de lado y 1 mm de espesor, con apoyos empotrados en sus extremos. Las pruebas se hicieron para las albañilerías $f'_m=35.8 \text{ kg/cm}^2$ y $f'_m=37.3 \text{ kg/cm}^2$.

C.1. Prueba de compresión.

Se asignó dos cargas puntuales de 1 kg en las esquinas superiores del modelo y en la dirección de la gravedad tal como se observa en la Figura 29. Estas cargas se incrementaron hasta alcanzar una deformación mayor que la deformación máxima definida en el *layer*



“fricción”.

Figura 29. Modelo para prueba de compresión en el SAP2000.

C.2. Prueba de cortante.

Se asignó una carga puntual de 1 kg en dirección de la gravedad, en una de las esquinas superiores del elemento, tal como se observa en la Figura 30. Hasta alcanzar una deformación mayor definida en el *layer* “cohesión”.



Figura 30. Modelo para prueba de cohesión en el SAP2000.

D. Modelamiento de losas de entrepiso de concreto armado.

Las losas horizontales de entrepiso y las losas inclinadas de escaleras, ambas de concreto armado, fueron también modelados con la opción *Shell - layered/Nonlinear*, utilizando la opción *Quick Start* como asistente, de acuerdo a las características del concreto y del acero.

E. Asignación de cargas muertas y vivas.

Las cargas muertas son las cargas por peso propio, piso terminado, barandas de albañilería de ladrillo y techos. Estas cargas se calcularon de acuerdo a las características de los materiales de construcción, tal como se aprecia en la Tabla 16.

Tabla 16. Peso unitario de pisos terminados, cielo rasos y coberturas Elemento

	Material	Peso unitario (kg/m ²)
Piso terminado	Madera machihembrada eucalipto e=2.5 cm Incluye vigas de 0.15 x 0.075 cada 50 cm	37.90
	Loseta de cemento e=2 cm (48 kg/m ²) + mortero e=3 cm (72 kg/m ²)	120.00
	Cemento pulido e=5 cm	120.00
	Parquet e=1 cm (7.00 kg/m ²)+ contrapiso e=4 cm (96 kg/m ²)	103.00
	Porcelanato e=1 cm (21 kg/m ²)+ contrapiso e=4 cm (96 kg/m ²)	117.00
Cielo raso	Barro adherido a carrizo e=1"	44.00
	Yeso adherido a carrizo e=1"	29.00
Cobertura	Calamina e=0.14mm	1.16

Las estructuras de los techos son de madera tornillo, el peso específico de este material es de 440 kg/m³

Las cargas vivas están determinadas por el peso de los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros objetos movibles soportados por la edificación. Para el modelamiento estas cargas se determinaron de acuerdo a la Norma E.020 (2006) y se presentan en la Tabla 17.

Tabla 17. Cargas vivas repartidas consideradas en el modelamiento de la estructura

Ambiente / techo	Peso unitario (kg/m ²)
Aulas	250
Oficinas	250
Oficinas - Sala de archivo	500
Biblioteca - Sala de lectura	300
Biblioteca - Almacenaje	750
Laboratorios	300
Auditorio	300
Corredores y escaleras	400
Techos inclinados a 22°, 19°, 15°	50
Techos inclinados a 11°	60
Techos inclinados a 10°	65
Techos inclinados a 8°	75

Fuente: Norma E.020 (2006).

F. Espectros elásticos de respuesta.

Se elaboraron de acuerdo a los parámetros de la Norma Técnica E.030 (2018), para los sismos Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro, tomando las aceleraciones indicadas en la Tabla 5 por el método de Aguiar (2008). Ver Tabla 18.

Tabla 18. Parámetros para obtener los espectros elásticos de respuesta.

Ítem	Parámetro	Valor	Descripción
Factor de Zona	Z	0.16	Sismo Frecuente
		0.22	Sismo Ocasional
		0.35	Sismo Raro
		0.46	Sismo Muy Raro
Perfil del suelo	--	S ₂	Suelos intermedios S
Parámetros de sitio	T _p	1.15	Z ₃ y S ₂
		0.60	Para S ₂
		2.00	Para S ₂
Categoría de la edificación	--	A2	Edificaciones esenciales
Factor de amplificación sísmica	C	$T < T_p$ C=2.5 $T_p < T < T_L$ C=2.5 (T _p /T) $T > T_L$ C=2.5 (T _p ·T _L /T ²)	
Factor de uso	U	1.5	Edificaciones esenciales
Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas	R ₀	1	Espectro elástico

El estudio realizado por INDECI (2005), ubica al ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”, en el Sector IV: Quebrada Romero, en la parte baja comprendida entre el Jr. Desamparados y Av. Mario Urteaga; en esta zona se presentan suelos expansivos con aceleraciones sísmicas altas. De acuerdo a la Norma Técnica E.050 (2018), los suelos expansivos son suelos cohesivos con bajo grado de saturación que aumentan de volumen al humedecerse o saturarse, por lo que se asumió el tipo de suelo donde está ubicado el Instituto, como Perfil Tipo S2: suelos intermedios, considerado en la Norma Técnica E.030 (2018).

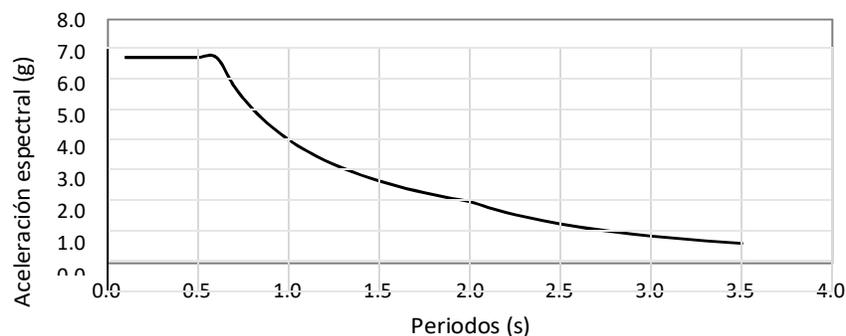


Figura 31. Espectro elástico de respuesta para sismo Frecuente.

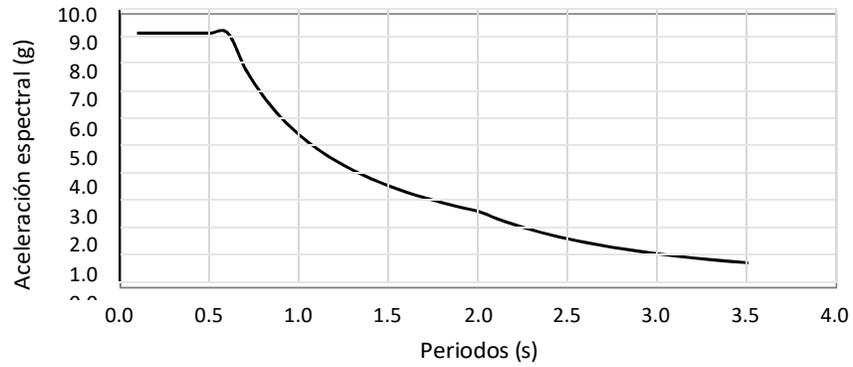


Figura 32. Espectro elástico de respuesta para sismo Ocasional.

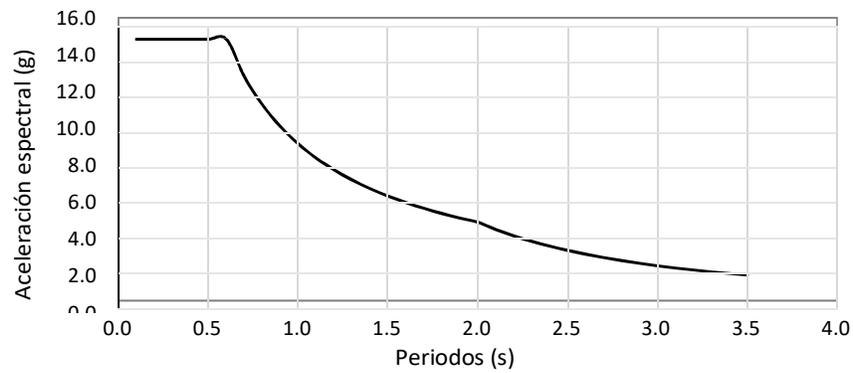


Figura 33. Espectro elástico de respuesta para sismo Raro (E.030).

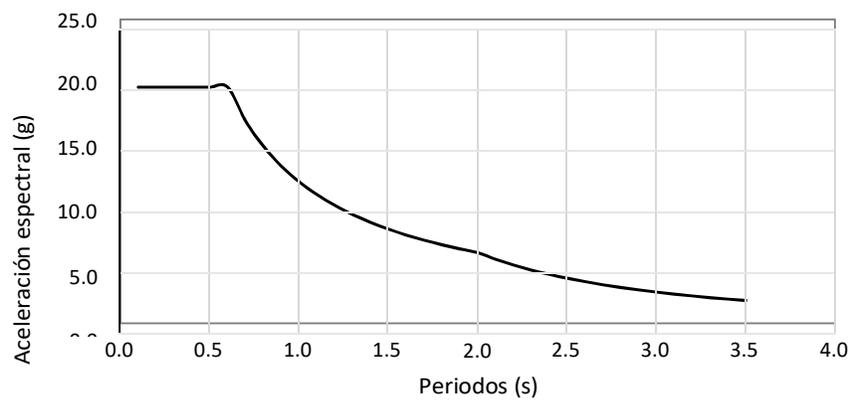


Figura 34. Espectro elástico de respuesta para sismo Muy Raro.

G. Patrones de carga.

Se consideraron los siguientes patrones de carga: carga por peso propio de los elementos (PP), carga permanente (CM), carga viva de entrepiso (CV) y carga viva de techo (CVT).

Las cargas por peso propio fueron asignadas por el programa SAP2000, de acuerdo al peso específico de los materiales de construcción. Las cargas muertas y cargas vivas de entrepiso, se asignaron como cargas uniformemente repartidas por metro cuadrado, o por metro de longitud en el caso del peso propio de las barandas.

Las cargas muertas y cargas vivas de los techos se consideraron como cargas puntuales o uniformemente repartidas; luego de su cálculo fueron asignadas a los elementos respectivos.

H. Peso de la edificación.

El peso de la edificación fue calculado por el programa SAP2000, de acuerdo a lo establecido en la Norma Técnica E.030 (2018), adicionando a la carga por peso propio y carga permanente de la estructura, el 50% de la carga viva de entrepiso más el 25% de la carga viva de techo.

$$P = PP + CM + 0.50 CV + 0.25 CVT \quad (16)$$

I. Cargas laterales por sismo.

Las cargas laterales por sismo se calcularon de acuerdo a la Norma Técnica E.030 (2018), utilizando las siguientes fórmulas:

a) Fuerza cortante en la base:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P, \text{ siendo } \frac{C}{R} \geq 0.125 \quad (17)$$

Donde:

V = Fuerza cortante en la base.

Z = Factor de zona. 0.35 (Zona 3 Cajamarca).

U = Factor de uso. 1.5 (categoría A2, edificación educativa). C = 2.5

S = Parámetro de sitio. 1.15 (zona Z₃ y suelo S₂). R =

Coefficiente de reducción. 1.

P = Peso de la edificación.

b) Carga lateral por piso:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (18) \quad \alpha_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)} \quad (19)$$

Siendo $k=1.0$, cuando $T \leq 0.5$ segundos
 $k = (0.75 + 0.5T)$, cuando $T > 0.5$ segundos

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (20)$$

Donde h_n = Altura del edificio
 $C_T = 60$ para edificios de albañilería

Tabla 19. Peso de la edificación y cargas laterales por sismo.

Pabellón	Peso de la edificación		Fuerza Cortante (tn)	Carga lateral por piso	
	1° Piso (tn)	2° Piso (tn)		1° Piso (tn)	2° Piso (tn)
A	1,701.11	641.53	3,689.65	2,783.80	905.86
B	1,042.55	368.45	2,222.33	1,760.21	462.12
C	610.20	--	961.07	961.07	--
D	1,068.39	426.77	2,354.88	1,816.00	538.87

Las fuerzas laterales por sismo se aplicaron en el centro de masa del diafragma definido por puntos, para cada piso de la edificación.

4.2.3. Procesamiento de datos

Se utilizó el programa SAP2000. Mediante el análisis estático no lineal o *Pushover*, y utilizando el método del espectro de capacidad establecido por *ATC 40* (1996), se obtuvo la curva de capacidad y el punto de desempeño para cada pabellón para las direcciones X e Y. Luego de la bilinearización de la curva de capacidad, se procedió con la sectorización de la misma de acuerdo a la propuesta de *SEAOC Vision 2000 Committee* (1995); después de ubicar el punto de desempeño, se determinó el nivel de desempeño correspondiente a cada pabellón; este último procedimiento se desarrolló utilizando el programa EXCEL.

El nivel de desempeño sísmico de la edificación se determinó para los niveles de movimiento sísmico Frecuente, Ocasional, Raro (Norma Técnica E.030) y Muy Raro. Las aceleraciones máximas por cada sismo, se obtuvieron con el método propuesto por Aguiar (2008) y se indican en la Tabla 5.

Esta edificación es esencial, por lo que de acuerdo a la Tabla 6, para los niveles de movimiento sísmico Ocasional, Raro y Muy Raro, deberá cumplir con los niveles de desempeño sísmico esperados Operacional, Funcional y Seguridad de Vida, respectivamente, tal como se muestra en los recuadros sombreados de la Tabla 20.

Tabla 20. Niveles de desempeño esperados para edificaciones esenciales según *SEAOC Vision 2000 Committee* (1995).

Edificación esencial	Nivel de desempeño sísmico esperado			
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre colapso
Nivel de movimiento sísmico	Ocasional			
	Raro			
	Muy Raro			

No se considera el nivel de sismo Frecuente, debido a que *SEAOC Visión 2000 Committee* (1995) no considera para edificaciones esenciales, un nivel de desempeño sísmico esperado para el nivel de movimiento sísmico Frecuente.

4.2.4. Presentación y discusión de resultados

Obtenidos los resultados del procesamiento de datos, se procedió a la discusión de los mismos con la explicación respectiva.

4.2.5. Redacción de conclusiones y recomendaciones

Luego de la discusión de los resultados se redactaron las conclusiones y recomendaciones.

4.3. Métodos de investigación

Se utilizó el método inductivo, debido de que a partir de la observación de hechos particulares se obtuvieron proposiciones generales.

4.4. Población, muestra y unidad de análisis

a) Población.

Edificaciones de concreto armado y albañilería simple del Instituto Superior de Educación Público “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”.

b) Muestra.

Edificación con muros de albañilería simple del Instituto Superior de Educación Público “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”.

c) Unidad de análisis.

Edificación con muros de albañilería simple del Instituto Superior de Educación Público “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”.

4.5. Técnicas e instrumentos de recopilación de la información

Las técnicas para la recolección de la información son las siguientes:

a) Análisis documental.

Se revisó trabajos elaborados en Perú y en el extranjero, disponibles en páginas web, relacionados con el nivel de desempeño sísmico de edificios antiguos. Entre estos trabajos tenemos: tesis de posgrado y doctorado, revistas científicas, libros, artículos de congresos, páginas web, entre otros.

También se revisó los archivos del ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”, para escoger fotografías y documentos de la construcción de la edificación.

Los resúmenes producto de la revisión de documentos, se hicieron en una computadora; las fotografías fueron escaneadas para guardarlas en formato digital.

b) Observación.

Mediante la observación se obtuvo la siguiente información de la edificación: sistema constructivo, materiales, estado de conservación, usos de los ambientes, cargas etc.

La información recogida se registró en una libreta de apuntes, también se utilizó una cámara fotográfica para registrar las imágenes más representativas.

c) Ensayos.

Los ladrillos extraídos de los muros existentes, fueron sometidos en ensayos de compresión en un laboratorio especializado de acuerdo a la norma respectiva.

Para determinar la resistencia del concreto armado en vigas y columnas, se hicieron ensayos de esclerometría a cargo de una empresa especializada. En ambos ensayos los datos obtenidos se registraron en formatos pre establecidos.

4.6. Técnicas para el procesamiento y análisis de la información

El procesamiento y análisis de información, se hizo utilizando una computadora personal con los siguientes programas:

- a) El dibujo de planos se hizo con el programa AutoCAD 2016 Student Version.
- b) El procesamiento de datos numéricos se hizo con el programa MS Excel.
- c) La redacción del documento se hizo con el programa MSWord.
- d) El análisis estructural se utilizó el programa SAP2000 versión 20, programa creado por Computers and Structures, INC 1995, Berkeley, California, USA.

4.7. Equipos y materiales

- a) Equipos y herramientas menores.

- Estación total.
- Esclerómetro.
- Detector de acero.
- Computadora.
- Impresora
- Cámara fotográfica.
- Winchas de 30m y 5m.

- b) Materiales.

Los materiales que a continuación se enumeran, se utilizaron para reparar los muros y revestimientos de las columnas y vigas, debido a la extracción de ladrillos y toma de medidas con esclerómetro:

- Ladrillos artesanales de arcilla cocida.
- Cemento.
- Arena fina.
- Expansor para mezclas de cemento
- Aditivo curador de concreto.
- Pintura.

4.8. Matriz de consistencia metodológica.

Tabla 21. Matriz de consistencia metodológica

Título: Nivel de desempeño sísmico de la edificación del Instituto Superior de Educación Público “Hno. Victorino Elorz Goicoechea” – Cajamarca 2018.									
Formulación del problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Categorías	Indicadores/ cualidades	Fuentes o instrumentos de recolección de datos	Metodología	Población y muestra	
Pregunta General ¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico de la edificación del Instituto Superior de Educación Público “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”?	General: Determinar el nivel de desempeño sísmico de la edificación del ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”, de acuerdo a <i>SEAOC Vision 2000 Committee (1995)</i> .				Propiedades del ladrillo	Ensayos destructivos y no destructivos	Norma Técnica Peruana 399.613 2017. ASTM C805.	a) Población: Edificaciones de concreto armado y albañilería simple del Instituto Superior de Educación Público Hno. Victorino Elorz Goicoechea.	
	Específicos: <ul style="list-style-type: none"> Determinar la resistencia a compresión de muros de la edificación. Determinar la resistencia a compresión del concreto utilizado en la edificación. Determinar la capacidad estructural de cada pabellón. Determinar los desplazamientos horizontales y derivas de cada pabellón. Proponer reforzamiento con vigas de confinamiento del pabellón que lo requiera, para obtener el nivel de desempeño sísmico Seguridad de Vida como mínimo 	Hipótesis: El nivel de desempeño sísmico de la edificación del Instituto Superior de Educación Público “Hno. Victorino Elorz Goicoechea, es de Pre Colapso.		Curva de Capacidad	Propiedades del concreto				
				Nivel de desempeño sísmico.		Propiedades del acero			b) Muestra: Edificación con muros de albañilería simple del ISEP Hno. Victorino Elorz Goicoechea.
					Espectro de demanda	Factor de zona	Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018).	Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018)	
					Factor de uso				
					Categoría de la edificación				
					Factor de suelo	INDECI (2005)			

CAPÍTULO V

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1. Descripción de la edificación y características de los materiales

5.1.1. Ubicación, forma y área construida de la edificación

El predio del ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”, se ubica en la Av. El Maestro N° 290, en el distrito, provincia y departamento de Cajamarca. El terreno tiene un área de 10,811.84 m² y 426.31 m de perímetro; sus linderos son los siguientes: por el frente colinda con la Av. El Maestro y con viviendas de propiedad privada, por el lado derecho con la calle de acceso al estadio “Héroes de San Ramón”, por el lado izquierdo con el Jr. Progreso, y por la parte posterior con la Institución Educativa “San Marcelino Champagnat” y la Institución Educativa Inicial N° 104 “Aplicación”.

La edificación en estudio, se ubica en el lado derecho del terreno. Tiene forma rectangular, con un patio alrededor del cual se han construido cuatro pabellones denominados así por el Instituto. Los ambientes ubicados en la fachada, conforman el Pabellón A; los ambientes del lado derecho conforman el Pabellón B, los ambientes ubicados en la parte posterior conforman el Pabellón C, y los ambientes del lado izquierdo conforman el Pabellón D, tal como se aprecia en la Figura 35. El área que ocupa la edificación es de 5,410.00 m² (incluyendo el patio), el área construida es de 2,929.00 m² en el primer piso y

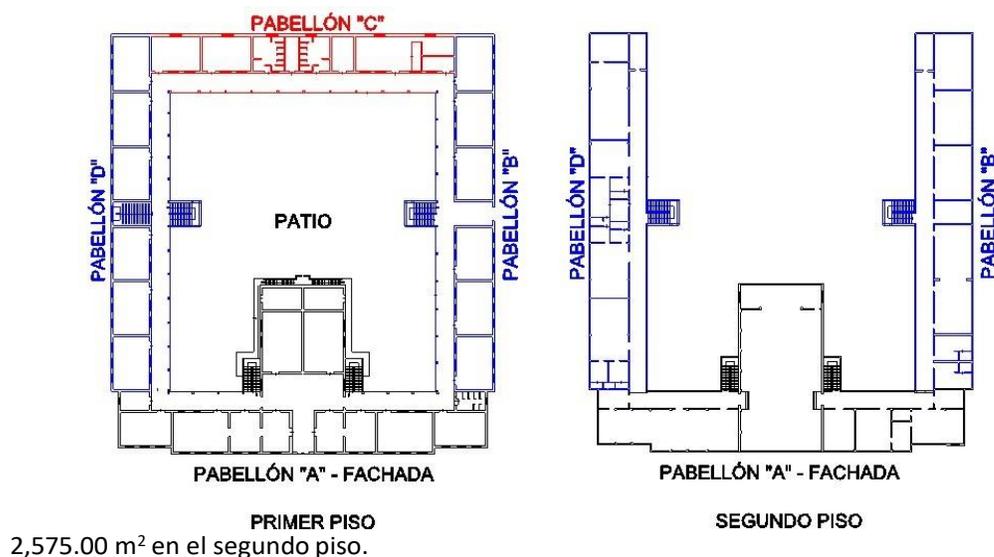


Figura 35. Arquitectura del ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”.

5.1.2. Número de niveles y altura de pisos

Por encima del nivel del patio, los pabellones A, B y D tienen dos pisos, y el Pabellón C un piso. Por debajo del nivel del patio, el Pabellón D y parte de los pabellones A y C, tienen un piso adicional; el nivel de este piso se encuentra a 3.80 m por debajo del nivel del patio, tal como se aprecia en la Figura 36.



Figura 36. Ambientes del Pabellón D debajo del nivel del patio.

Los muros del primer piso sobre el patio principal tienen una altura de 5.00 m, y los muros del segundo piso tienen hasta 3.80 m de altura.

5.1.3. Sistema constructivo

La estructura consta básicamente de muros de albañilería simple de ladrillo artesanal de arcilla, apoyados en cimientos y sobrecimientos de albañilería de piedra en el primer piso, tal como se aprecia en la Figura 37. En el segundo piso los muros se apoyan directamente sobre la losa de concreto armado del entrepiso. En todos los niveles no existen columnas de confinamiento, nótese la ausencia de éstas en la Figura 37 y en la Figura 38.

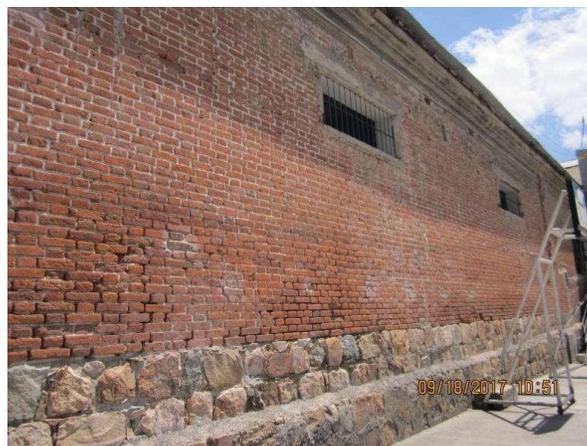


Figura 37. Muro de albañilería simple en la parte posterior.



Figura 38. Esquina de la edificación sin columna.

En el primer piso el aparejo de los muros es del tipo Flamenco con 40 cm de espesor y 1 cm de espesor de junta, sobre éstos se apoyan directamente las vigas y losas de concreto armado que constituyen el entrepiso. En el segundo piso los aparejos son de Cabeza y Soga con 25 cm y 15 cm de espesor respectivamente. Los muros del piso debajo del nivel del patio, de los pabellones A, C y D, son de albañilería de piedra Andesita de 80 cm de ancho.

La losa de entrepiso sobre los ambientes de todos los pabellones, incluyendo los balcones del Pabellón A, construida a fines de los años 30 e inicios de los años 40, es de concreto armado de 10 cm de espesor, con armadura de acero liso de 3/8" cada 20 cm, tal como se puede apreciar en la Figura 39, lo que corrobora lo mencionado en el ítem 2.2.4.B. Acero de refuerzo.



Figura 39. Losa de entrepiso sobre el Pabellón C.

Alrededor del patio existen vigas y columnas de concreto armado, que soportan la losa aligerada de entrepiso de concreto armado en la parte de los balcones y el techo sobre éstos, además de las escaleras de concreto armado (Figura 40). Estas columnas son aparentemente esbeltas, lo que hace que la estructura sea más susceptible de sufrir daños en caso de sismo.



Figura 40. Balcones soportados por columnas de concreto armado.

Los techos son de dos aguas, de estructura de madera, apoyada sobre los muros del segundo piso y en las vigas de concreto armado en el caso del techo sobre los balcones; la cobertura es de planchas metálicas acanaladas, tal como se aprecia en la Figura 41.



Figura 41. Estructura de madera del techo del auditorio.

De acuerdo a lo mencionado en los párrafos anteriores, se concluye que es una estructura mixta, con cimientos de albañilería de piedra, muros de albañilería simple de ladrillo, con elementos de concreto armado (losas de entrepiso, escaleras columnas y vigas), cuyo diseño no responde a norma o reglamento alguno, sin embargo, ha resistido

los movimientos sísmicos que se han producido en la ciudad de Cajamarca, debido a que en la actualidad presenta un buen estado de conservación.

5.1.4. Etapas de construcción

La información que se presenta se ha obtenido de la revista “Bodas de Oro 1942 1992”, del archivo fotográfico de la Institución, de una placa recordatoria y de las características visibles de la construcción. Se han identificado tres etapas de construcción que se describen a continuación:

A. Primera etapa.

La construcción del local se inició a fines de los años 30. Se construyó el piso por debajo del nivel del patio principal en el pabellón D, los dos pisos del Pabellón A (fachada), además del primer piso de los pabellones B, C y D, incluyendo el entrepiso de concreto armado sobre estos pabellones pero no los balcones. La primera etapa se inauguró el 17 de mayo de 1942.

B. Segunda etapa.

Se construyó el segundo piso del Pabellón D, sobre el entrepiso de concreto armado ya existente; también se construyó la losa aligerada de entrepiso de concreto armado del balcón, construyéndose previamente para el soporte de este último, columnas y vigas de concreto armado al borde del patio principal, tal como se muestra en la Figura 42. Nótese que no existen columnas de confinamiento, pero sí existen vigas de confinamiento y dinteles de concreto armado en los muros del segundo piso.



Figura 42. Construcción del segundo piso del Pabellón D en 1961.
Fuente: Archivo fotográfico ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”.

Las vigas de confinamiento sobre los muros del segundo piso se conectan con las vigas de concreto armado sobre los balcones; sobre estas vigas se apoyan las estructuras de madera del techo, tal como se aprecia en la Figura 43.



Figura 43. Colocación del techo del segundo piso del Pabellón D en 1961. Fuente: Archivo fotográfico ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”.

Esta etapa se inauguró el 30 de agosto de 1961, por el Presidente Manuel Prado, tal como consta en una placa recordatoria en el segundopiso.

C. Tercera etapa.

En 1963 se construyó el segundo piso del Pabellón B, de manera similar al segundo piso del Pabellón D, contando para ello con el apoyo del ejército del Perú. En la Figura 44 se puede apreciar que las columnas y vigas de concreto armado, soportan sólo el entrepiso del balcón y el techo sobre éste. En este pabellón los muros no tienen columnas ni vigas de confinamiento; las estructuras de madera de los techos, se apoyan directamente sobre los muros.



Figura 44. Construcción del segundo piso del Pabellón B en 1963. Fuente: Archivo fotográfico ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”.

No se construyó el segundo piso del Pabellón C, aunque se tuvo la intención de hacerlo, debido a que se construyeron las columnas para soporte de la losa del balcón, tal como se puede apreciar en la Figura 45. Estas columnas tienen las mismas características de las columnas de los Pabellones B y D, debido a que se construyeron en el mismo quinquenio; en estas columnas se observa el tipo de acero empleado.



Figura 45. Construcción de columnas enfrente del Pabellón C en 1963. Fuente: Archivo fotográfico ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”.

La primera etapa es la más importante, porque se construyó la estructura principal de la edificación, la segunda y tercera etapa constituyen una ampliación al construir el segundo piso en los pabellones laterales de la edificación.

5.2. Características de los materiales

5.2.1. Albañilería de piedra.

Los muros del piso del Pabellón D por debajo del nivel del patio principal, son de mampostería de piedra Andesita de 80 cm de ancho. Este material se ha utilizado también en los zócalos de la fachada.



Figura 46. Muro de piedra andesita del Pabellón D por debajo del nivel del patio principal.

La empresa Walsh Perú (2005), en el “Estudio de impacto ambiental y social Proyecto de Explotación Cantera GNL-2 Cañete Perú”, preparado para Perú LNG, indica que la resistencia mecánica de la Andesita es de 300 Mpa – 400 Mpa, con peso específico de 2.7 tn/m³.

5.2.2. Albañilería de ladrillo de arcilla.

Los ladrillos del primer piso de los pabellones A, B, C, D y del segundo piso del Pabellón A, tienen como dimensiones promedio 25 cm de largo, 12.5 cm de ancho y 6 cm de altura. Los ladrillos del segundo piso de los pabellones B y D, tienen como dimensiones promedio 25 cm de largo, 14 cm de ancho y 9 cm de altura. Los resultados de la resistencia a compresión y peso específico se muestran en la Tabla 22. El informe de laboratorio se adjunta en los anexos.

Tabla 22. Resistencia a compresión de los ladrillos de arcilla.

Piso	Pabellones	Tipo de muestras	Resistencia a compresión f'_b (kg/cm ²)	Peso específico (kg/m ³)
1° Piso	A, B, C y D	A	71.6	1660
2° Piso	A			
	B y D	B	75.6	1700

Fuente: Informe de laboratorio Hnos. Urteaga Contratistas SRL.

La resistencia a compresión de los ladrillos artesanales de arcilla de la época de construcción de la edificación, es mayor a la resistencia a compresión de los ladrillos artesanales de arcilla que se fabrican en la actualidad, los que tienen en promedio 55 kg/cm², en el mejor de los casos.

El cálculo de la resistencia a compresión de los muros (f'_m) se hizo de acuerdo a la Tabla 13, asumiendo el tipo de mortero B indicado en la Tabla 12; debido a que se notó la presencia de cal en el mortero cuando se extrajeron las muestras de ladrillo de los muros. La junta en los muros en la primera etapa de construcción es de 1 cm.

En la Tabla 23 se muestran los valores característicos de la resistencia de los muros, de acuerdo a las ecuaciones 12, 13 y 14 del ítem 2.2.3.G.

Tabla 23. Valores de diseño de la albañilería.

Muestra	f'_b (kg/cm ²)	f'_m (kg/cm ²)	v'_m (kg/cm ²)	E_m (kg/cm ²)	G_m (kg/cm ²)
A	71.6	35.80	5.98	17,900	7,160
B	75.6	37.30	6.11	18,650	7,460

Con estos valores se definieron los *layers* (materiales) en el SAP2000 para cada tipo de albañilería de acuerdo al f'_m .

A. Definición de los *layers* para los tipos de albañilería.

A.1. Albañilería con ladrillo de arcilla $f'_m=35.8 \text{ kg/cm}^2$.

- *Layer* "Friccion"

Figura 47. Propiedades albañilería $f'_m=35.8 \text{ kg/cm}^2$ para fricción.

	Strain	Stress	Point ID
1	-5.000E-03	-35.8	
2	-2.000E-03	-35.8	A
3	0.	0.	
4	5.000E-03	0.	

Figura 48. Datos no lineales albañilería $f'_m=35.8 \text{ kg/cm}^2$ para fricción.

- Layer “Cohesión”

Figura 49. Propiedades albañilería $f'_m=35.8 \text{ kg/cm}^2$ para cohesión.

En la Figura 49 se observa que valor del peso por unidad de volumen se considera cero, para evitar que el modelo duplique su peso, debido a que en la fricción ya se consideró el peso por unidad de volumen.

	Strain	Stress	Point ID
1	-2.500E-03	0.	
2	-8.352E-04	-11.96	A
3	0.	0.	
4	8.352E-04	11.96	
5	2.500E-03	0.	

Figura 50. Datos no lineales de la albañilería $f'_m=35.8 \text{ kg/cm}^2$ para cohesión.

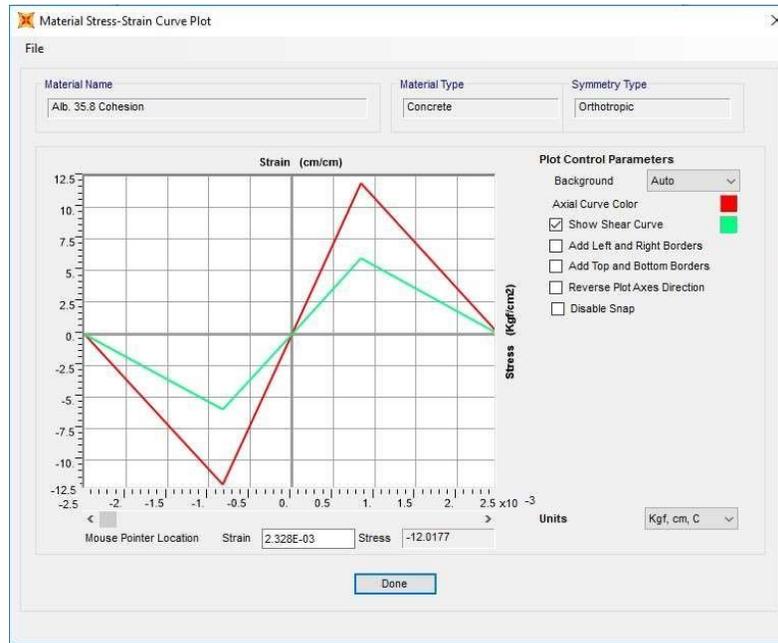


Figura 51. Curva esfuerzo deformación albañilería $f'_m=35.8 \text{ kg/cm}^2$ para cohesión.

En la Figura 51, se observa que la curva de color rojo es la generada por los datos ingresados, y la curva de color verde es la que utiliza el programa para la resistencia a cortante (cohesión) Galvañ (2016).

A.2. Albañilería con ladrillo de arcilla $f'_m=37.3 \text{ kg/cm}^2$.

- *Layer "Friccion"*

The figure shows a 'Material Property Data' window. At the top, it lists 'Material Name' as 'Alb. 37.3 Friccion', 'Material Type' as 'Concrete', and 'Symmetry Type' as 'Orthotropic'. The window is divided into several sections:

- Modulus of Elasticity:** E1, E2, and E3 are all set to 18650.
- Poisson:** U12, U13, and U23 are all set to 0.
- Coeff of Thermal Expansion:** A1, A2, and A3 are all set to 9.900E-06.
- Shear Modulus:** G12, G13, and G23 are all set to 29840.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is 1.700E-03 and Mass per Unit Volume is 1.735E-06. Units are set to 'Kgf, cm, C'.
- Other Properties For Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f'_c is 37.3. Expected Concrete Compressive Strength is also 37.3. The 'Lightweight Concrete' checkbox is unchecked. The 'Shear Strength Reduction Factor' field is empty.
- Advanced Material Property Data:** Includes buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', 'Time Dependent Properties...', and 'Thermal Properties...'.

Figura 52. Propiedades albañilería $f'_m=37.3 \text{ kg/cm}^2$ para fricción.

Nonlinear Material Data

Edit

Material Name: Alb. 37.3 Friccion Material Type: Concrete

Hysteresis Type: Takeda Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: 32., Dilatational Angle: 0. Units: Kgf, cm, C

Stress-Strain Curve Definition Options: Parametric, User Defined Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data: Number of Points in Stress-Strain Curve: 4

	Strain	Stress	Point ID
1	-5.000E-03	-37.3	
2	-2.000E-03	-37.3	A
3	0.	0.	
4	5.000E-03	0.	

Figura 53. Datos no lineales albañilería $f'_m=37.3 \text{ kg/cm}^2$ para fricción.

- Layer “Cohesión”

Material Property Data

Material Name: Alb. 37.3 Cohesion Material Type: Concrete Symmetry Type: Orthotropic

Modulus of Elasticity: E1: 18650., E2: 18650., E3: 18650. Weight and Mass: Weight per Unit Volume: 0., Mass per Unit Volume: 0. Units: Kgf, cm, C

Poisson: U12: 0., U13: 0., U23: 0. Other Properties For Concrete Materials: Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 1., Expected Concrete Compressive Strength: 1., Lightweight Concrete, Shear Strength Reduction Factor:

Coeff of Thermal Expansion: A1: 9.900E-06, A2: 9.900E-06, A3: 9.900E-06

Shear Modulus: G12: 7460., G13: 7460., G23: 7460.

Advanced Material Property Data: Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties..., Thermal Properties...

Figura 54. Propiedades albañilería $f'_m=37.3 \text{ kg/cm}^2$ para cohesión.

Nonlinear Material Data

Edit

Material Name: Alb. 37.3 Cohesion Material Type: Concrete

Hysteresis Type: Takeda

Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: 0. Dilatational Angle: 0.

Units: Kgf, cm, C

Stress-Strain Curve Definition Options: Parametric User Defined Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data

Number of Points in Stress-Strain Curve: 5

	Strain	Stress	Point ID
1	-2.457E-03	0.	
2	-8.190E-04	-12.22	A
3	0.	0.	
4	8.190E-04	12.22	
5	2.457E-03	0.	

Figura 55. Datos no lineales albañilería $f'_m=37.3 \text{ kg/cm}^2$ para cohesión.

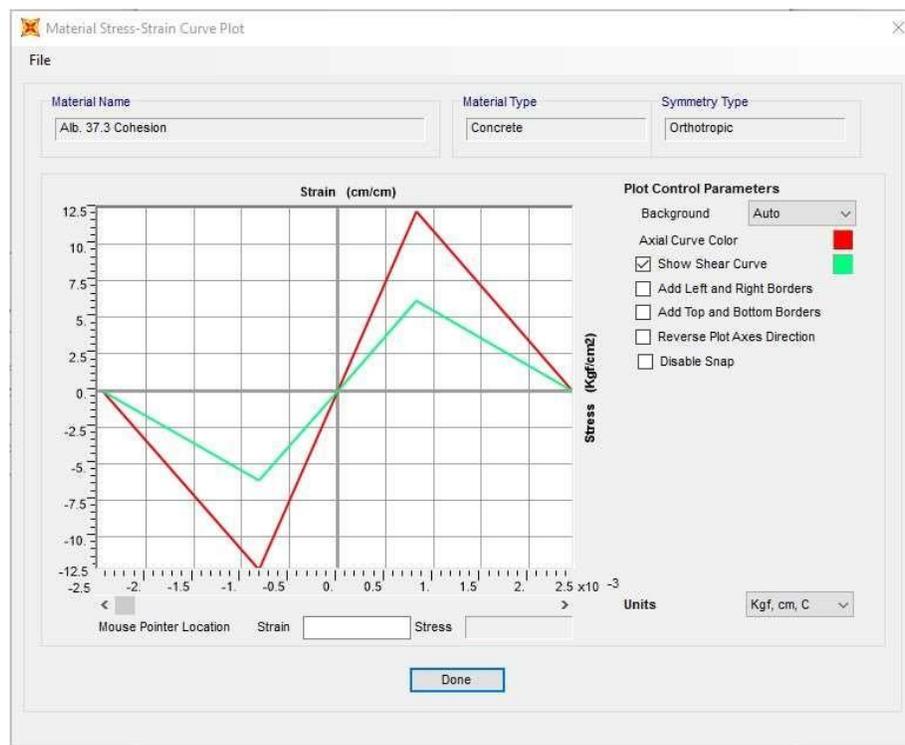


Figura 56. Curva esfuerzo deformación albañilería $f'_m=37.3 \text{ kg/cm}^2$ para cohesión.

No existen estudios del ángulo de fricción de la albañilería peruana, se asumió el valor de 32° considerado por Gonzales del Solar *et al* (2014), para albañilería cocida en aparejos de cabeza y sogá.

B. Definición del muro (*shell*) con la opción ShellLayered/Nonlinear.

Una vez definidos los *layers* (materiales), definimos los muros de albañilería simple. De acuerdo a lo indicado por Ivorra *et al* (2017), en la Figura 57 se presenta como ejemplo la definición del muro de 40 cm de espesor y $f'_m = 35.8 \text{ kg/cm}^2$, que forma parte de la primera etapa de construcción de la edificación. De manera similar se definieron los demás muros de albañilería simple.

Layer Definition Data						
Layer name	Thickness	Type	Material	Material component behaviour		
				S11	S22	S12
Fricción	40	Shell	Alb. 35.8 Fricción	Nonlinear	Nonlinear	Inactive
Cohesión	40	Shell	Alb. 35.8 Cohesión	Inactive	Inactive	Nonlinear

Figura 57. Definición del muro de 40 cm de espesor con la opción *Shell- Layered/Nonlinear*.

C. Verificación del modelo.

C.1. Prueba de compresión.

Como se puede ver en la Figura 58 y en la Figura 59, hay un tramo elástico hasta que se alcanza la máxima resistencia a compresión (f'_m), luego continúa el tramo plástico (horizontal), donde el esfuerzo no se incrementa pero sí la deformación; la pendiente del tramo elástico es el módulo de elasticidad (E_m). Se verifica el comportamiento de la albañilería a compresión dentro del programa SAP2000.

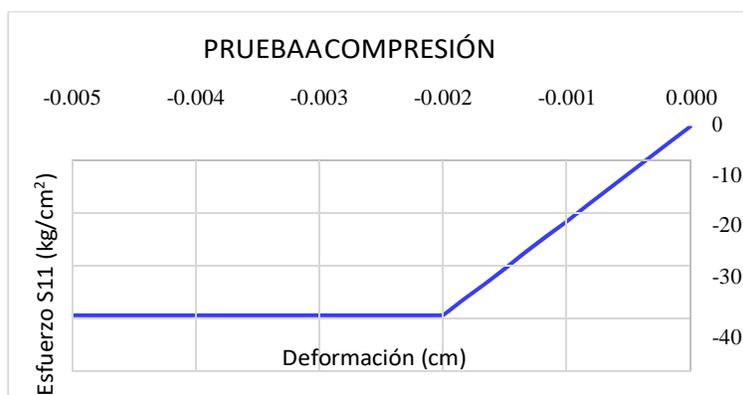


Figura 58. Representación del esfuerzo S11 vs deformación para $f'_m=35.8 \text{ kg/cm}^2$.

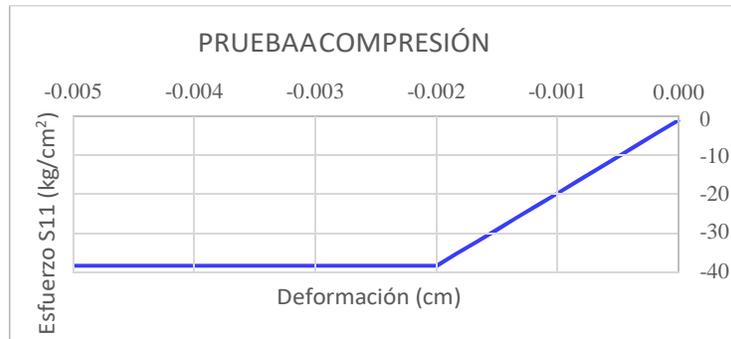


Figura 59. Representación del esfuerzo S11 vs deformación para $f'_m=37.3 \text{ kg/cm}^2$.

C.2. Prueba de cortante.

La línea quebrada de la Figura 60 y de la Figura 61, representa el esfuerzo cortante debido a la cohesión, tiene un tramo elástico hasta que alcanza el esfuerzo cortante máximo (5.98 kg/cm² y 6.11 kg/cm² respectivamente), luego el esfuerzo cortante cae por completo. En este primer tramo, la pendiente de la recta es la G_m que define el comportamiento no lineal del material "cohesión". Como se puede apreciar, el esfuerzo máximo de cortante que alcanza el material, es la mitad del introducido en la curva, como se indicó en el ítem 2.2.5.



Figura 60. Representación del esfuerzo S12 vs deformación para $f'_m=35.8 \text{ kg/cm}^2$.



Figura 61. Representación del esfuerzo S12 vs deformación para $f'_m=37.3 \text{ kg/cm}^2$.

5.2.3. Concreto armado.

A. Acero.

Se observó la presencia de acero liso en las losas planas de entrepiso (año 1940), y de acero corrugado en las columnas de concreto armado para soporte de los balcones (años 1960), lo que corrobora lo mencionado en el ítem 2.2.4.B. Las propiedades mecánicas del acero se muestran en la Tabla 24.

Tabla 24. Esfuerzo a tracción y esfuerzo de fluencia del acero de la edificación.

Pabellones	Elementos	Tipo de acero	f_y (kg/cm ²)	f_u (kg/cm ²)
A, B, C y D Losa de entrepiso				
A	Escaleras, columnas y vigas del 1° Piso y 2° Piso	Liso Grado 40 (años 40)	2,800	3,360
B y D	Losa de balcón y escalera. Columnas y vigas del 1° Piso y 2° Piso	Corrugado Grado 40 (años 60)	2,800	3,360

B. Concreto.

Los resultados de las pruebas de esclerometría, se muestran en la Tabla 25 y en la Tabla 26. El informe de esclerometría se adjunta en el Anexo N° 2:

Tabla 25. Resistencia a compresión y módulo de elasticidad del concreto de los entrepisos.

Entrepisos	f'_c (kg/cm ²)	E_c (kg/cm ²)
Pabellones A, B, D, y C	289.00	254,771.57

Fuente: Informe de esclerometría OSMA Engineering

Tabla 26. Resistencia a compresión y módulo de elasticidad del concreto de vigas, escaleras y columnas

Pabellón	Piso	Vigas y escalera		Columnas	
		f'_c (kg/cm ²)	E_c (kg/cm ²)	f'_c (kg/cm ²)	E_c (kg/cm ²)
A	1° Piso	289.00	254,771.57	292.00	255,883.87
	2° Piso	195.00	209,180.89	207.00	215,781.56
B	1° Piso	172.00	196,723.16	150.00	183,711.73
	2° Piso	184.00	203,469.90	213.00	218,917.79
D	1° Piso	334.00	274,135.00	349.00	280,223.13
	2° Piso	151.00	184,932.42	163.00	191,507.45

Fuente: Informe de esclerometría OSMA Engineering.

La resistencia del concreto de vigas, columnas y losas de entrepiso del Pabellón A, es en promedio 290 kg/cm² en el primer piso y 200 kg/cm² en el segundo piso; es

más uniforme con respecto a la resistencia del concreto de las vigas y columnas de los pabellones B y D, la que varía desde 150 kg/cm² (columnas del primer piso Pabellón B) hasta 349 kg/cm² (columnas del primer piso Pabellón D).

Se concluye que hubo mayor control en la preparación del concreto, durante la construcción de la primera etapa de la edificación, lo que no ha sucedido durante la construcción de la segunda y tercera etapa.

5.3. Análisis estático no lineal

A continuación, se presentan los resultados del procesamiento de datos en el programa SAP200, obtenidos mediante *ATC 40* para cada pabellón.

5.3.1. Pabellón A.

A. Presentación de resultados.

A.1. Análisis modal ejes X e Y.

El análisis modal permitirá identificar los modos de vibración de la estructura para elegir los puntos de control en el análisis estático no lineal.

Tabla 27. Periodo y masa traslacional asociada a los primeros nueve nodos del Pabellón A.

N° Modo	Periodo (T)	Masa traslacional unitaria dir. X	Masa traslacional unitaria dir. Y	Masa traslacional unitaria dir. Z
1	1.036945	4.56E-10	0.008670	3.37E-09
2	0.523027	0.022541	0.001579	1.20E-08
3	0.494612	5.51E-06	0.014162	2.00E-07
4	0.482097	0.001559	0.022421	6.41E-07
5	0.359607	0.001543	0.021945	1.44E-06
6	0.324975	0.012039	0.004865	2.70E-06
7	0.200320	0.074666	0.000504	3.40E-05
8	0.137895	0.000644	0.638307	1.40E-05
9	0.113367	0.745780	0.000477	2.00E-06

El modo de vibración que arrastra el mayor porcentaje de la masa traslacional en la dirección del eje X, y produce deformaciones en los muros paralelos al eje Y, es el modo 9, con un periodo $T=0.113367$ s y con un arrastre de masa unitaria de 0.745780, ver Figura 62 (a). En cuanto al eje Y, el modo de vibración con el mayor porcentaje de arrastre de masa traslacional, es el modo 8 con $T=0.137895$ s y con un arrastre de masa unitaria de 0.638307; este modo de vibración produce deformación en los muros de la fachada y en los paralelos a éstos ver Figura 62 (b).

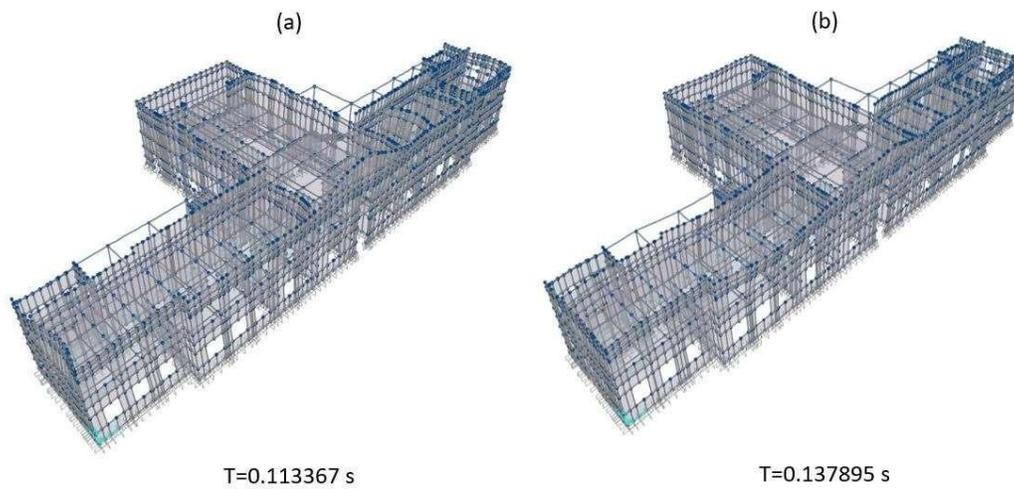


Figura 62. Modos de vibración asociados al Pabellón A.

A.2. Nivel de desempeño sísmico Pabellón A eje X.

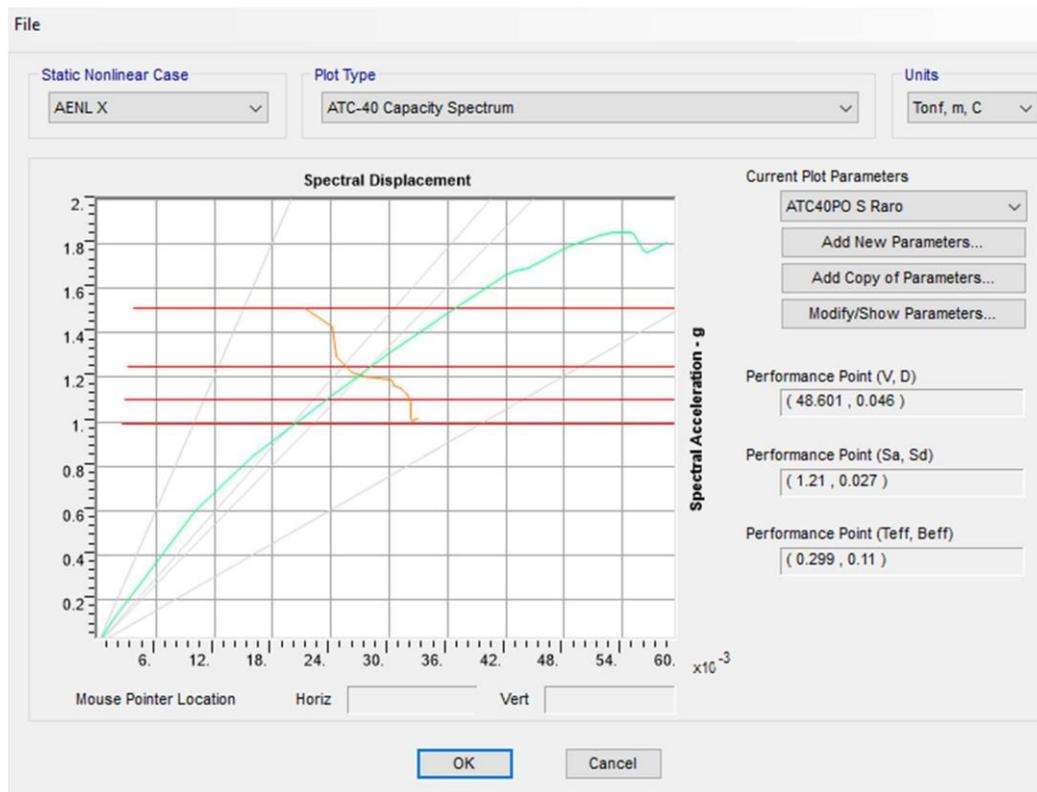


Figura 63. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón A Eje X.

Los puntos de desempeño sísmico alcanzados por la estructura para cada nivel de movimiento sísmico se muestran en la Tabla 28, estos puntos son obtenidos del SAP2000 en tres tipos de coordenadas: Desplazamiento del Techo "D" vs Cortante

Basal "V", Desplazamiento Espectral "Sd" vs Aceleración Espectral "Sa", y Periodo Efectivo "Teff" vsy Amortiguamiento Efectivo "Beff" en el Punto de Desempeño.

Tabla 28. Puntos de desempeño sísmico Pabellón A Eje X.

Mov. Sísmico.	V (tn)	D (m)	Sa (g)	Sd (m)	Teff (s)	Beff (%)
Frecuente	27.965	0.021	0.637	0.011	0.263	0.066
Ocasional	34.732	0.028	0.819	0.015	0.275	0.086
Raro (E.030)	48.601	0.046	1.210	0.027	0.299	0.110
Muy raro	61.301	0.065	1.570	0.039	0.315	0.115

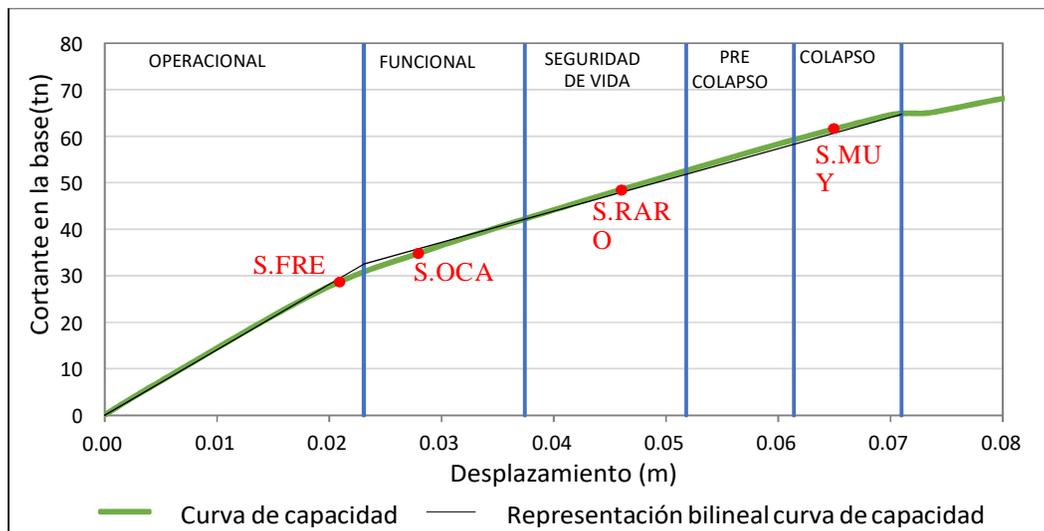


Figura 64. Niveles de desempeño sísmico del Pabellón A Eje X.

Al hacer la comparación entre los niveles de desempeño alcanzados y esperados, obtenemos la Tabla 29. Los recuadros sombreados son los niveles de desempeño esperados y las X son los niveles de desempeño sísmico alcanzados por la estructura.

Tabla 29. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón A eje X.

Edificación esencial	Nivel de desempeño sísmico				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional	X				
Raro (E.030)			X		
Muy Raro					X
Esperado:	X		X		

A.3. Nivel de desempeño sísmico Pabellón A eje Y.

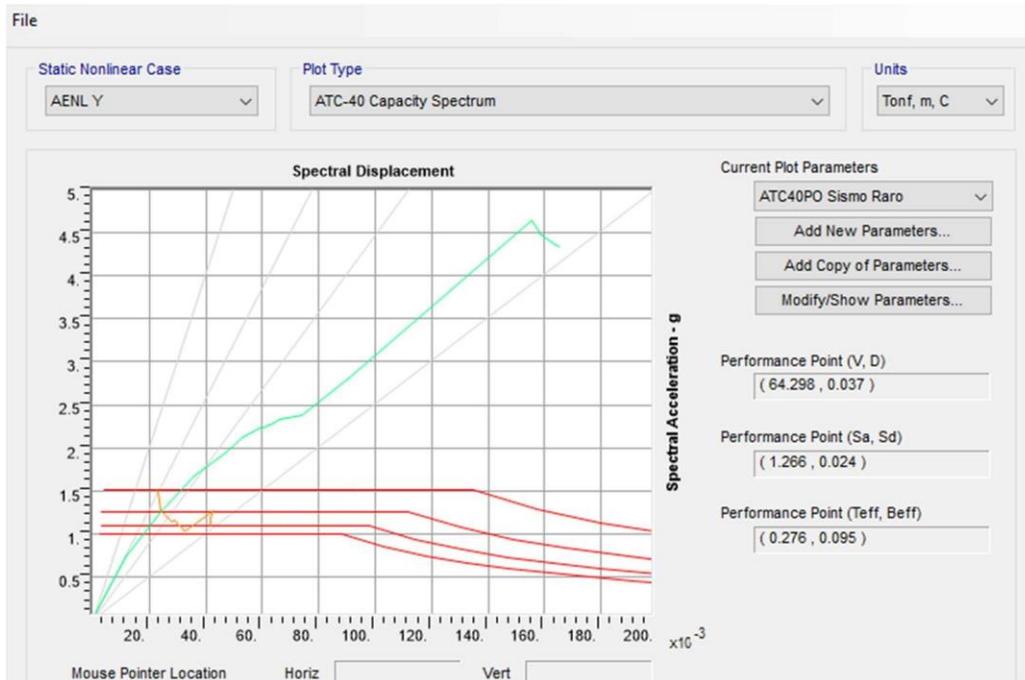


Figura 65. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón A Eje Y. Tabla

30. Puntos de desempeño sísmico Pabellón A Eje Y.

Mov. Sísmico.	V (tn)	D (m)	Sa (g)	Sd (m)	Teff (s)	Beff (%)
Frecuente	39.897	0.017	0.680	0.011	0.250	0.052
Ocasional	48.635	0.023	0.876	0.015	0.257	0.063
Raro (E.030)	64.298	0.037	1.266	0.024	0.276	0.095
Muy Raro	77.236	0.051	1.595	0.034	0.291	0.108

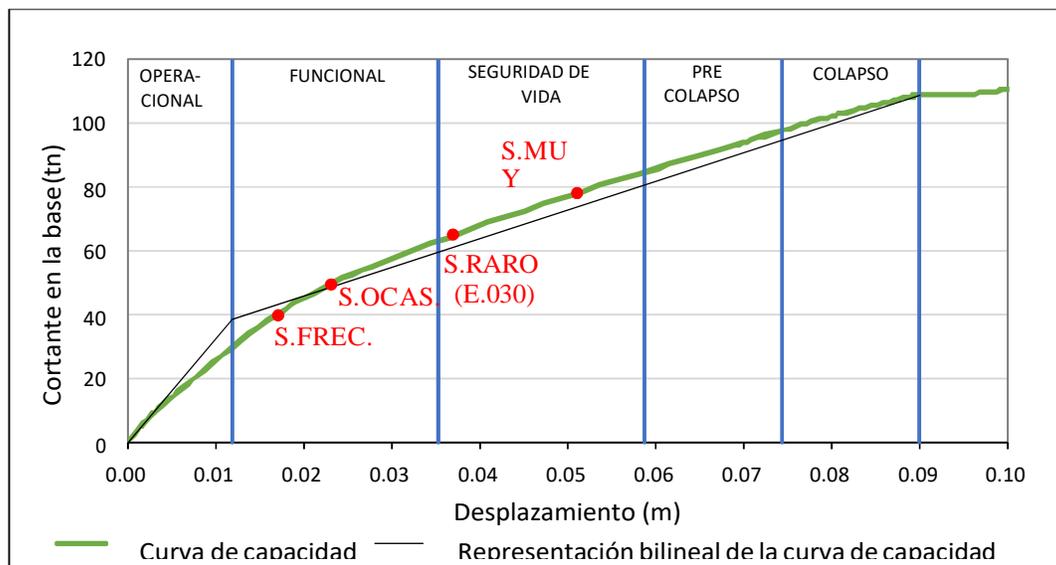


Figura 66. Niveles de desempeño sísmico del Pabellón A Eje Y.

Tabla 31. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón A eje Y.

Edificación esencial	Nivel de desempeño sísmico			
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre Colapso
Nivel de movimiento sísmico	Frecuente		X	
	Ocasional		X	
	Raro (E.030)			X
	Muy Raro			X
Esperado		Alcanzado X		

A.4. Capacidad estructural ejes X e Y.

De las curvas de capacidad en las dimensiones X e Y, obtenemos la Tabla 32 que nos muestra la capacidad de la estructura en base al cortante basal y desplazamiento de la estructura en el límite del tramo plástico.

Tabla 32. Capacidad estructural del Pabellón A.

Dirección	V _{máx} (tn)	D _{máx} (m)
Eje X	64.691	0.071
Eje Y	108.723	0.090

A.5. Desplazamientos y derivas.

Tabla 33. Desplazamientos horizontales Pabellón A eje X.

Piso	Altura (m)	Desplazamiento por sismo (m)			
		Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
Techo	9.78	0.0210	0.0280	0.0460	0.0650
Entrepiso	5.25	0.0003	0.0003	0.0003	0.0004

Tabla 34. Derivas Pabellón A eje X.

Piso	Altura (m)	Desplazamientos y derivas por piso							
		Frecuente		Ocasional		Raro (E.030)		Muy Raro	
		Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva
Techo	4.53	0.0207	0.00457	0.0277	0.00611	0.0457	0.01009	0.0646	0.01426
Entrepiso	5.25	0.0003	0.00006	0.0003	0.00006	0.0003	0.00006	0.0004	0.00008

Tabla 35. Desplazamientos horizontales Pabellón A eje Y.

Piso	Altura (m)	Desplazamiento por sismo (m)			
		Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
Techo	9.78	0.0170	0.0230	0.0370	0.0510
Entrepiso	5.25	0.0007	0.0009	0.0013	0.0017

Tabla 36. Derivas Pabellón A eje Y.

Piso	Altura (m)	Desplazamiento y derivas por piso							
		Frecuente		Ocasional		Raro (E.030)		Muy Raro	
		Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva
Techo	4.53	0.0163	0.00360	0.0221	0.00510	0.0357	0.00788	0.0493	0.01088
Entrepiso	5.25	0.0007	0.00013	0.0009	0.00017	0.0013	0.00025	0.0017	0.00032

B. Discusión de resultados.

B.1. Nivel de desempeño sísmico alcanzado.

a) Para sismo Frecuente.

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón A en la dirección X es Operacional, significa que no ocurrirán daños en la edificación, permaneciendo completamente segura para sus ocupantes con sus servicios funcionando.

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón A en la dirección Y es Funcional, significa que se producirán daños ligeros en elementos estructurales, y daños moderados en elementos no estructurales. El daño es limitado sin comprometer la seguridad de la edificación, pudiendo ser ocupada inmediatamente después del sismo. Se requieren algunas reparaciones menores.

b) Para sismo Ocasional.

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón A en las direcciones X e Y es Funcional, sin acercarse a Operacional o Seguridad de Vida.

c) Para sismo Raro (Norma Técnica E.030).

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón A en las direcciones X e Y es Seguridad de Vida, lo que indica que habrá daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, reducción de la rigidez lateral y de la capacidad resistente del sistema a cargas laterales adicionales. Se prevé interrupción de servicios eléctricos y mecánicos, además de la interrupción de las vías escape. Las instalaciones quedan fuera de servicio, por lo que la edificación no podrá ocuparse inmediatamente después del sismo. Se rehabilitará siempre y cuando se justifique técnica y económicamente.

En la dirección Y el nivel de desempeño está más cerca a Funcional, lo que demuestra un mejor comportamiento de la edificación con respecto al sismo en la dirección X.

d) Para sismo Muy Raro.

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón A en la dirección X es Colapso, lo que significa que no es posible la reparación. En la dirección Y el nivel de desempeño es Seguridad de Vida.

B.2. Nivel de desempeño sísmico esperado y alcanzado.

a) En la dirección X.

Para los niveles de movimiento sísmico Ocasional y Raro, los niveles de desempeño sísmico alcanzados son Funcional y Seguridad de Vida respectivamente, por debajo de los niveles de desempeño sísmico esperados Operacional y Funcional respectivamente. Para el nivel de movimiento sísmico Muy Raro, el nivel de desempeño alcanzado es Colapso, lejos del nivel de desempeño sísmico esperado Seguridad de Vida.

b) En la dirección Y.

Para los niveles de movimiento sísmico Ocasional y Raro, los niveles de desempeño sísmico alcanzados son Funcional y Seguridad de Vida respectivamente, por debajo de los niveles de desempeño sísmico esperados Operacional y Funcional respectivamente. Para el nivel de movimiento sísmico Muy Raro, se cumple con el nivel de desempeño sísmico esperado Seguridad de Vida.

B.3. Capacidad estructural.

De acuerdo a la Tabla 32, la mayor capacidad estructural en el Pabellón A, se presenta en la dirección del eje Y (eje perpendicular al eje de la fachada), por el cortante basal de 108.723 tn. En la dirección Y se ubican los muros del auditorio en su dirección longitudinal, los que no tienen ventanas; sin embargo, estos muros en la dirección del eje X no están arriostrados, salvo en sus extremos. En la dirección del eje X la capacidad estructural es de 64.691 tn.

B.4. Desplazamientos y derivas.

La Norma Técnica E.030 (2018) considera como sismo de diseño al sismo Raro, por lo que se comparará las derivas obtenidas por sismo Raro, con el valor de 0.005 establecido en la Norma Técnica E.030 (2018) para albañilería.

Como se puede apreciar en la Tabla 34 y en la Tabla 36, en el primer piso los desplazamientos por sismo Raro en los ejes X e Y son 0.0003 m y 0.0013 m respectivamente, las derivas son 0.00006 y 0.00025 respectivamente, en ambos ejes

los desplazamientos y las derivas son muy pequeños y las últimas no sobrepasan el valor de 0.005 establecido para albañilería, esto se debe a que el entrepiso es de concreto armado, lo que aumenta la rigidez del primer piso.

En el segundo piso (techo) los desplazamientos por sismo Raro en los ejes X e Y son 0.0457 m y 0.0357 m respectivamente, las derivas son 0.01009 y 0.00788 respectivamente, en ambos casos las derivas sobrepasan el valor de 0.005 establecido para albañilería, debido a que los muros del segundo piso no están confinados por elementos de concreto armado.

5.3.2. Pabellón B.

En el segundo piso de este pabellón, los muros no tienen columnas ni vigas de confinamiento, las vigas de concreto armado ubicadas sobre los balcones, se apoyan sobre los muros en forma puntual; las estructuras de madera del techo se apoyan simplemente sobre los muros, además dos de los muros del Laboratorio de Computación, tienen 19.90 m de largo, trabados en el centro con muros de 1 m de largo.

A. Presentación de resultados.

A.1. Análisis modal ejes X e Y.

Tabla 37. Periodo y masa traslacional asociada a los primeros nueve modos del Pabellón B.

Nº Modo	Periodo	Masa traslacional unitaria dirección X	Masa traslacional unitaria dirección Y	Masa traslacional unitaria dirección Z
1	0.430141	0.003895	0.000009	4.191E-07
2	0.380514	0.029080	0.000001	1.527E-05
3	0.367392	0.000044	0.002976	1.036E-08
4	0.304362	0.097140	0.000126	5.988E-08
5	0.257697	0.000057	0.064150	5.961E-07
6	0.185679	0.001843	0.370000	4.969E-05
7	0.180863	0.460000	0.000019	0.000802
8	0.136881	0.009691	0.450000	4.777E-05
9	0.122099	0.300000	0.006871	0.0008691

El modo de vibración que arrastra el mayor porcentaje de la masa traslacional en la dirección del eje X (dirección a lo ancho del pabellón), y produce deformaciones en los muros paralelos a los balcones, es el modo 7, con un periodo $T=0.180863$ s y con un arrastre de masa unitaria de 0.46, ver Figura 67 (a). En cuanto al eje Y (dirección a lo largo del pabellón), el modo de vibración con el mayor porcentaje de arrastre de masa

traslacional es el modo 8 con $T=0.136881$ s y con un arrastre de masa unitaria de 0.45; este modo de vibración produce deformación en los muros entre aulas Figura 67 (b).



Figura 67. Modos de vibración asociados al Pabellón B.

A.2. Nivel de desempeño sísmico Pabellón B eje X.

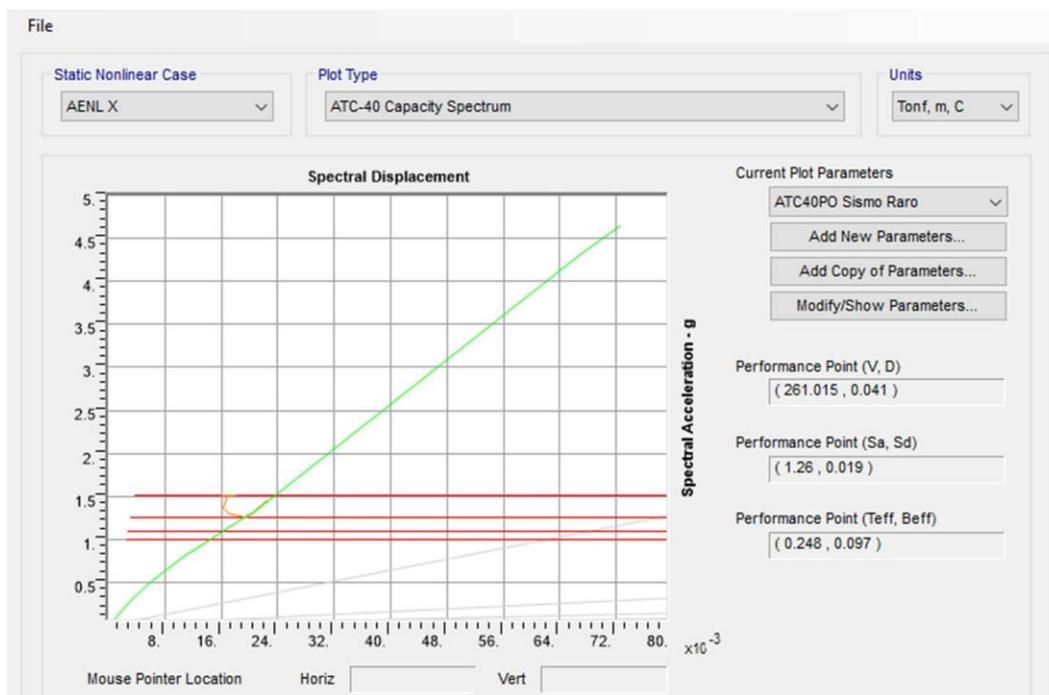


Figura 68. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón B Eje X. Tabla

38. Puntos de desempeño sísmico Pabellón B Eje X.

Mov. Sísmico.	V (tn)	D (m)	Sa (g)	Sd (m)	Teff (s)	Beff (%)
Frecuente	153.208	0.020	0.604	0.008	0.225	0.081
Ocasional	194.335	0.027	0.811	0.011	0.234	0.090
Raro (E.030)	261.015	0.041	1.260	0.019	0.248	0.097
Muy Raro	273.523	0.045	1.680	0.026	0.250	0.094

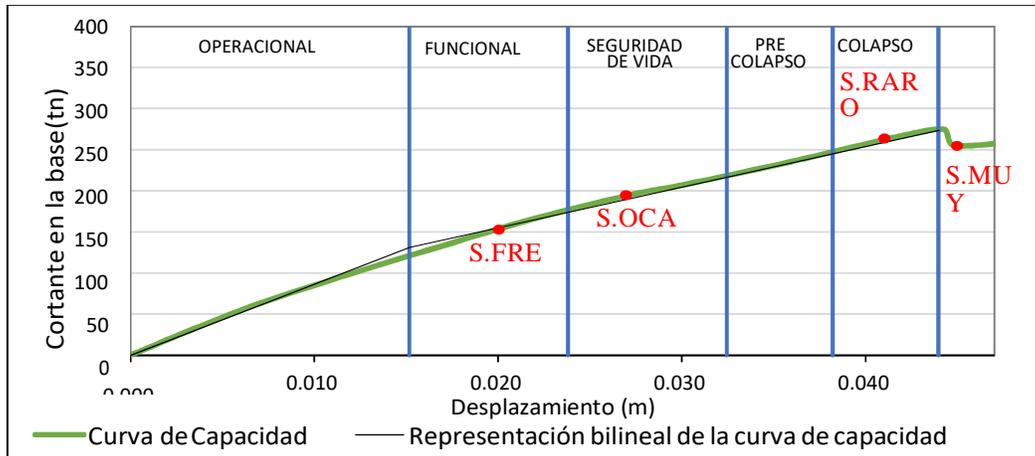


Figura 69. Niveles de desempeño sísmico del Pabellón B Eje X.

Tabla 39. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón B eje X.

Edificación esencial	Nivel de desempeño sísmico				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre colapso	Colapso
Frecuente		X			
Ocasional	■		X		
Raro (E.030)		■			X
Muy Raro			■		
Esperado	■	Alcanzado X			

Para el sismo Muy Raro el nivel de desempeño sísmico alcanzado es más allá del Colapso.

A.3. Nivel de desempeño sísmico Pabellón B eje Y.

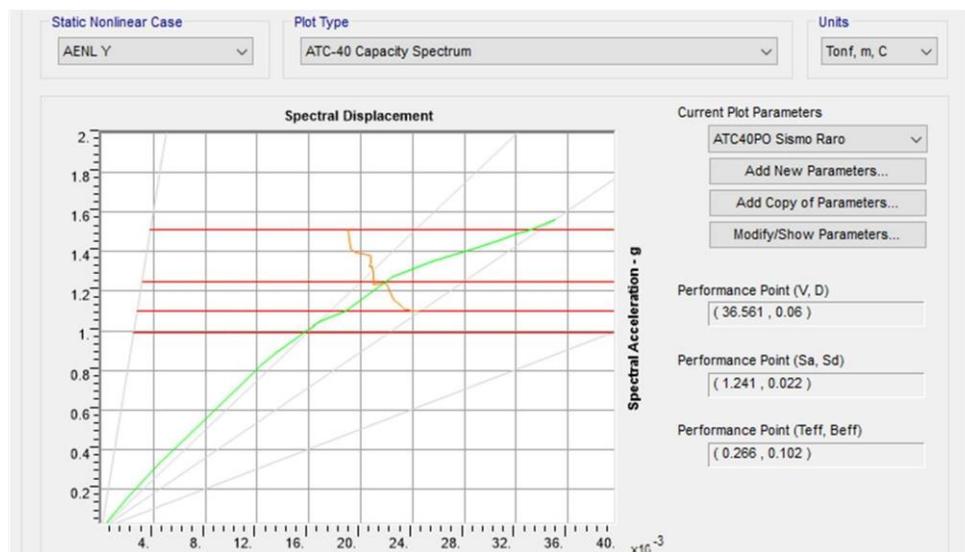


Figura 70. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón B Eje Y.

Tabla 40. Puntos de desempeño sísmico Pabellón B Eje Y.

Mov. Sísmico.	V (tn)	D (m)	Sa (g)	Sd (m)	Teff (s)	Beff (%)
Frecuente	24.899	0.030	0.636	0.009	0.242	0.068
Ocasional	31.486	0.041	0.866	0.013	0.246	0.071
Raro (E.030)	36.561	0.060	1.241	0.022	0.266	0.102
Muy Raro	32.268	0.074	1.457	0.031	0.292	0.145

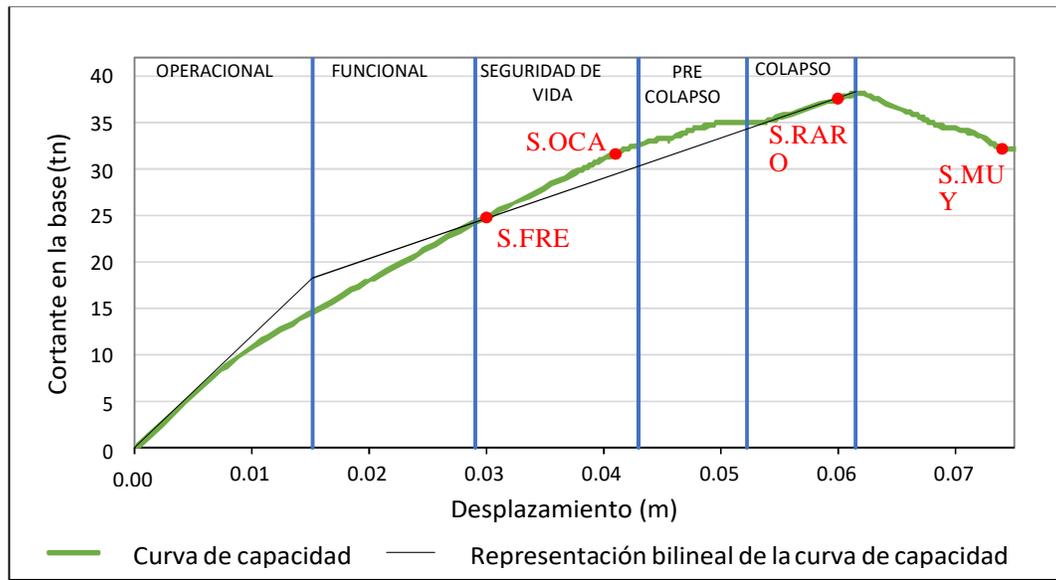


Figura 71. Niveles de desempeño sísmico del Pabellón B Eje Y.

Tabla 41. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón B eje Y.

Edificación esencial	Nivel de desempeño sísmico				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre colapso	Colapso
Frecuente			X		
Ocasional	■		X		
Raro (E.030)		■			X
Muy Raro			■		
Esperado	■	Alcanzado X			

Para el sismo Muy Raro el nivel de desempeño sísmico alcanzado es más allá del Colapso.

A.4. Capacidad estructural ejes X e Y.

Tabla 42. Capacidad estructural del Pabellón B.

Dirección	V _{máx} (tn)	D _{máx} (m)
Eje X	273.447	0.044
Eje Y	38.332	0.062

A.5. Desplazamientos y derivas.

Tabla 43. Desplazamientos horizontales Pabellón B eje X.

Piso	Altura (m)	Desplazamiento por sismo (m)			
		Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
Techo	9.15	0.0200	0.0270	0.0410	0.0450
Entrepiso	5.25	0.0001	0.0002	0.0003	0.0003

Tabla 44. Derivas Pabellón B eje X.

Piso	Altura (m)	Desplazamientos y derivas por sismo							
		Frecuente		Ocasional		Raro (E.030)		Muy Raro	
		Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva
Techo	3.90	0.0199	0.00510	0.0268	0.00687	0.0407	0.01044	0.0447	0.01146
Entrepiso	5.25	0.0001	0.00002	0.0002	0.00004	0.0003	0.00006	0.0003	0.00006

Tabla 45. Desplazamientos horizontales Pabellón B eje Y.

Piso	Altura (m)	Desplazamiento por sismo (m)			
		Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
Techo	9.15	0.0300	0.0410	0.0600	0.0740
Entrepiso	5.25	0.0003	0.0003	0.0004	0.0005

Tabla 46. Derivas Pabellón B eje Y.

Piso	Altura (m)	Desplazamientos y derivas por sismo							
		Frecuente		Ocasional		Raro (E.030)		Muy Raro	
		Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva
Techo	3.90	0.0300	0.00762	0.0410	0.01044	0.0596	0.0153	0.0735	0.0188
Entrepiso	5.25	0.0003	0.00006	0.0003	0.00006	0.0004	0.0001	0.0005	0.0001

B. Discusión de resultados.

B.1. Nivel de desempeño sísmico alcanzado.

a) Para sismo Frecuente.

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón B en la dirección X es Funcional; mientras que a lo largo de la dirección Y es Seguridad de Vida cerca al límite con Funcional.

b) Para sismo Ocasional.

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón B en las direcciones X e Y es Seguridad de Vida, pero en el eje Y está cerca de Pre Colapso.

c) Para sismo Raro (Norma Técnica E.030).

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón B en las direcciones X e Y es Colapso, lo que significa que no es posible la reparación.

d) Para sismo Muy Raro.

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón B en las direcciones X e Y sobrepasa al Colapso, lo que significa que este pabellón es muy inestable.

B.2. Nivel de desempeño sísmico esperado y alcanzado.

a) En las direcciones X e Y.

Para el nivel de movimiento sísmico Ocasional, el nivel de desempeño sísmico alcanzado es Seguridad de Vida, muy por debajo del nivel de desempeño sísmico esperado Operacional. Para el nivel de movimiento sísmico Raro, el nivel de desempeño sísmico alcanzado es Colapso, muy por debajo del nivel de desempeño sísmico esperado Funcional. Para el nivel de movimiento sísmico Muy Raro, el nivel de desempeño sísmico está más allá del Colapso, muy lejos del nivel de desempeño sísmico esperado Seguridad de Vida.

B.3. Capacidad estructural.

De acuerdo a la Tabla 42 la mayor capacidad estructural en el Pabellón B, se presenta en la dirección del eje X (eje perpendicular al largo del pabellón), por el cortante basal de 273.447 tn. Esto se debe a que los muros que dividen las aulas en el primer y segundo piso, se ubican uno encima de otro y no tienen aberturas excepto un muro en el segundo piso en el Laboratorio de Computación; además, las doce vigas de concreto armado sobre el balcón, tienen un extremo apoyado en las columnas y el otro en los muros de albañilería del segundo piso.

En la dirección del eje Y el valor del cortante basal es mucho menor (38.332 tn), debido a que en el segundo piso los muros no están confinados por elementos de concreto armado, y en esta dirección los muros tienen ventanas muy grandes hacia el exterior, lo que disminuye la capacidad estructural en este eje.

B.4. Desplazamientos y derivas.

Se observa en la Tabla 44 y en la Tabla 46, que en el primer piso los desplazamientos por sismo Raro en los ejes X e Y son 0.0003 m y 0.0004 m respectivamente, las derivas son 0.00006 y 0.00010 respectivamente, en ambos ejes los desplazamientos y las derivas son muy pequeños, y las últimas no sobrepasan el

valor de 0.005 establecido para albañilería, esto se debe a que el entrepiso es de concreto armado, lo que aumenta la rigidez del primer piso, haciendo que el desplazamiento horizontal sea muy pequeño.

En el segundo piso (techo) los desplazamientos por sismo Raro en los ejes X e Y son 0.0407 m y 0.0596 m respectivamente, las derivas son 0.01044 y 0.0153 respectivamente, en ambos casos las derivas sobrepasan el valor de 0.005 establecido para albañilería, debido a que los muros del segundo piso no están confinados por elementos de concreto armado.

5.3.3. Pabellón C.

A. Presentación de resultados.

A.1. Análisis modal ejes X e Y.

Tabla 47. Periodo y masa traslacional asociada a los primeros nueve modos del Pabellón C.

N° Modo	Periodo	Masa traslacional unitaria dirección X	Masa traslacional unitaria dirección Y	Masa traslacional unitaria dirección Z
1	0.104885	0.001362	0.520000	1.552E-05
2	0.094353	0.002630	0.210000	8.005E-06
3	0.082241	0.006922	0.093950	0.0003037
4	0.074465	0.260000	1.77E-06	0.0063860
5	0.069158	0.420000	0.001726	0.0076950
6	0.056763	0.120000	0.005148	0.0012380
7	0.051911	0.049880	0.011720	0.0014590
8	0.026253	0.001852	0.120000	0.0003021
9	0.019889	0.100000	0.002082	0.0009761

El modo de vibración que arrastra el mayor porcentaje de la masa traslacional en la dirección del eje X (a lo largo del pabellón), y produce deformaciones en los muros entre aulas, es el modo 5, con un periodo $T=0.069158$ s y con un arrastre de masa unitaria de 0.42, ver Figura 72 (a). En cuanto al eje Y (dirección a lo ancho del pabellón), el modo de vibración con el mayor porcentaje de arrastre de masa traslacional, es el modo 1 con $T=0.104885$ s y con un arrastre de masa unitaria de 0.52; este modo de vibración produce deformación en los muros largos Figura 72(b).

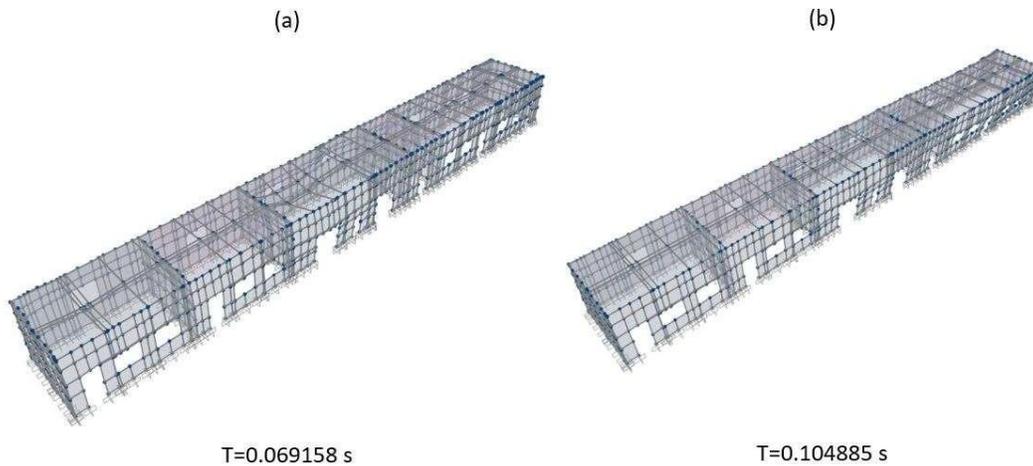


Figura 72. Modos de vibración asociados al Pabellón C.

A.2. Nivel de desempeño sísmico Pabellón C eje X.

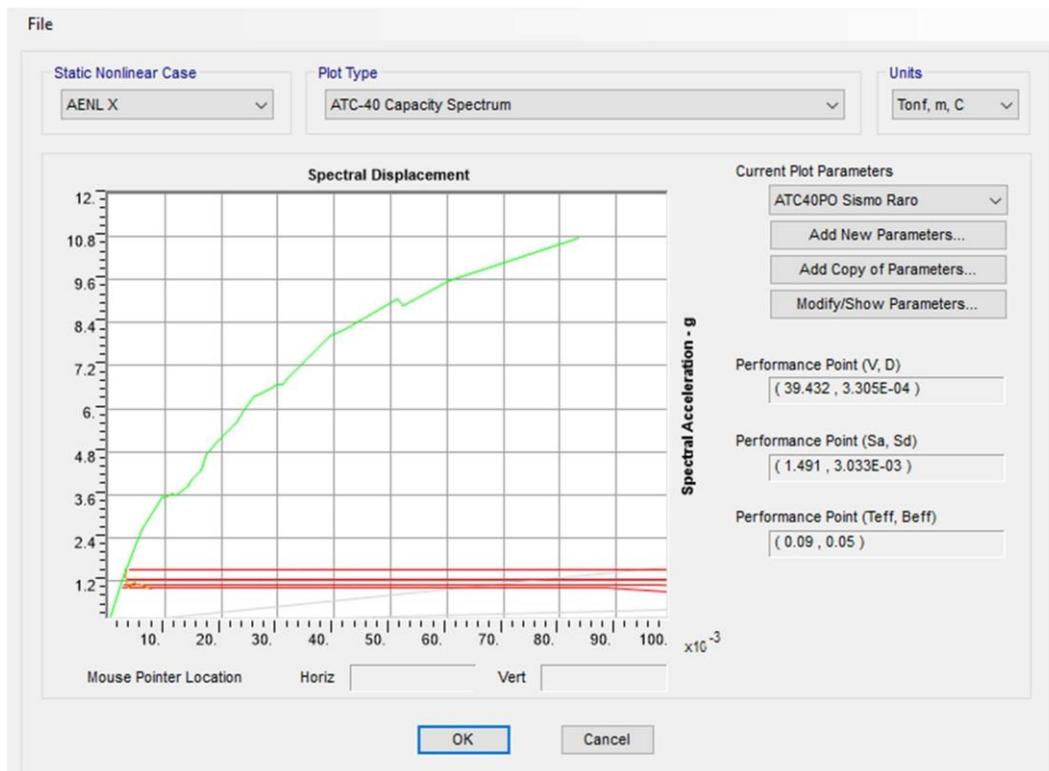


Figura 73. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón C Eje X. Tabla

48. Puntos de desempeño sísmico Pabellón C Eje X.

Mov. Sísmico.	V (tn)	D (m)	Sa (g)	Sd (m)	Teff (s)	Beff (%)
Frecuente	20.855	0.0001	0.717	0.0014	0.091	0.05
Ocasional	27.552	0.0002	0.969	0.0019	0.091	0.05
Raro (E.030)	39.432	0.0003	1.491	0.0030	0.090	0.05
Muy raro	48.243	0.0004	1.964	0.0040	0.092	0.05

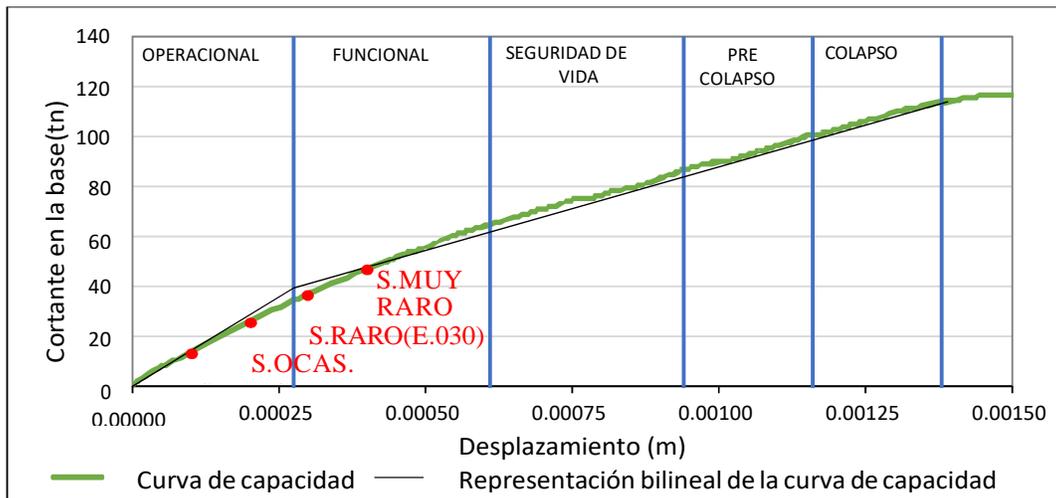


Figura 74. Niveles de desempeño sísmico del Pabellón C Eje X.

Tabla 49. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón C eje X.

Edificación esencial	Nivel de desempeño sísmico				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre colapso	Colapso
Frecuente		X			
Ocasional		X			
Raro (E.030)			X		
Muy Raro			X		
Esperado		Alcanzado	X		

A.3. Nivel de desempeño sísmico Pabellón C eje Y.



Figura 75. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón C Eje Y.

Tabla 50. Puntos de desempeño sísmico Pabellón C Eje Y.

Mov. Sísmico.	V (tn)	D (m)	Sa (g)	Sd (m)	Teff (s)	Beff (%)
Frecuente	155.069	0.0012	0.593	0.0018	0.110	0.086
Ocasional	196.720	0.0016	0.716	0.0026	0.120	0.134
Raro (E.030)	242.107	0.0027	0.976	0.0064	0.162	0.205
Muy raro	257.715	0.0033	1.408	0.0110	0.176	0.225

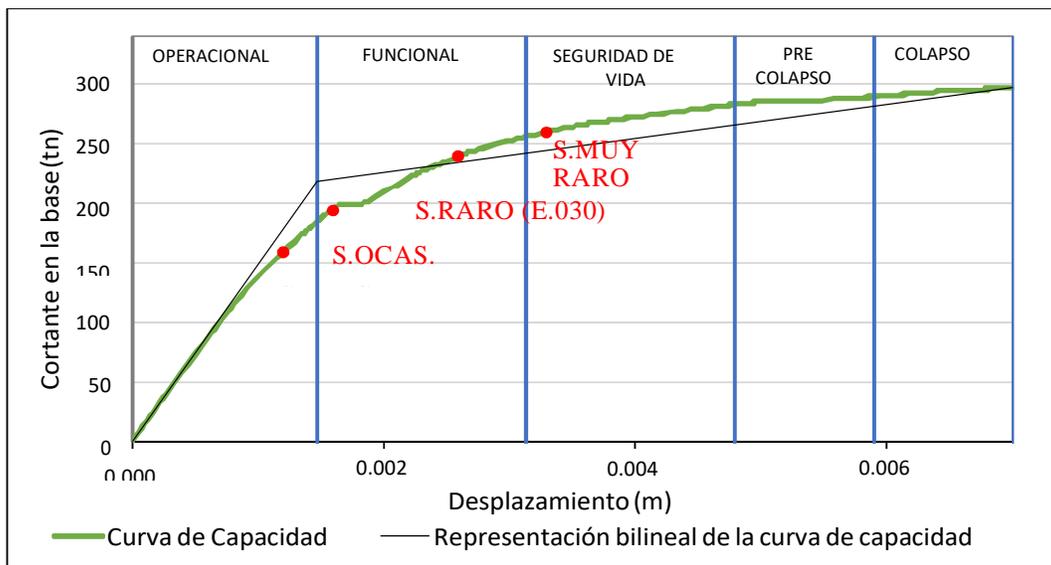


Figura 76. Niveles de desempeño sísmico del Pabellón C Eje Y.

Tabla 51. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón C eje Y.

Edificación esencial	Nivel de desempeño sísmico				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional			X		
Raro (E.030)			X		
Muy Raro				X	
Esperado		Alcanzado X			

A.4. Capacidad estructural ejes X e Y.

Tabla 52. Capacidad estructural del Pabellón C.

Dirección	V _{máx} (tn)	D _{máx} (m)
Eje X	113.82	0.001
Eje Y	296.81	0.007

A.5. Desplazamientos y derivas.

Tabla 53. Desplazamientos y derivas Pabellón C eje X.

Altura (m)	Desplazamientos y derivas por sismo							
	Frecuente		Ocasional		Raro (E.030)		Muy Raro	
	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva
5.25	0.0001	0.00002	0.0002	0.00004	0.0003	0.00006	0.0004	0.00008

Tabla 54. Desplazamientos y derivas Pabellón C eje Y.

Altura (m)	Desplazamientos y derivas por sismo							
	Frecuente		Ocasional		Raro (E.030)		Muy Raro	
	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva
5.25	0.0012	0.0002	0.0016	0.0003	0.0026	0.0005	0.0033	0.0006

B. Discusión de resultados.

B.1. Nivel de desempeño sísmico alcanzado.

a) Para sismo Frecuente.

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón C en las direcciones X e Y se encuentra dentro del nivel Operacional; sin embargo, en el eje Y el nivel de desempeño sísmico alcanzado se encuentra cerca del límite con el nivel Funcional.

b) Para sismo Ocasional.

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón C en la dirección X, también se encuentra dentro del nivel Operacional; en cambio en la dirección Y se encuentra dentro del nivel Funcional.

c) Para sismo Raro (Norma Técnica E.030).

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón C en las direcciones X e Y se encuentra dentro del nivel Funcional. Sin embargo, en la dirección del eje X el nivel de desempeño está cerca del límite con el nivel Operacional.

d) Para sismo Muy Raro.

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón C en la dirección X se encuentra dentro del nivel Funcional. En la dirección Y se encuentra dentro del nivel Seguridad de Vida, cerca del límite con el nivel Funcional.

B.2. Nivel de desempeño sísmico esperado y alcanzado.

a) En la dirección X.

Para los niveles de movimiento sísmico Ocasional y Raro, los niveles de desempeño sísmico alcanzados son Operacional y Funcional respectivamente, cumpliendo con los niveles de desempeño sísmico esperados. Para el caso del nivel de movimiento sísmico Muy Raro, el nivel de desempeño sísmico alcanzado es Funcional, por encima del nivel de desempeño sísmico esperado Seguridad de Vida.

b) En la dirección Y.

Para el nivel de movimiento sísmico Ocasional, el nivel de desempeño sísmico alcanzado es Funcional, por debajo del nivel de desempeño sísmico esperado Operacional. Para los niveles de movimiento sísmico Raro y Muy Raro, la edificación alcanzó los niveles de desempeño sísmico Funcional y Seguridad de Vida respectivamente, cumpliendo con los niveles de desempeño sísmico esperados.

B.3. Capacidad estructural.

El Pabellón C es de un piso. En la Tabla 52 se observa que la mayor capacidad estructural en este pabellón, se presenta en la dirección del eje Y (eje perpendicular al largo del pabellón), por el cortante basal de 296.81 tn. En esta dirección se ubican los muros transversales que dividen los ambientes, los que no tienen aberturas por puertas o ventanas.

En la dirección del eje X la capacidad estructural es menor, el valor del cortante basal es 113.82 tn. En esta dirección se ubican los muros a lo largo del pabellón; en estos muros se ubican ventanas y puertas de acceso a los ambientes, lo que disminuye la capacidad estructural en este eje.

B.4. Desplazamientos y derivas.

Se observa en la Tabla 53 y en la Tabla 54, que en el primer y único piso los desplazamientos por sismo Raro en los ejes X e Y son 0.0003 m y 0.0026 m respectivamente, las derivas son 0.00006 y 0.0005 respectivamente, en ambos ejes los desplazamientos y las derivas son muy pequeños, y las últimas no sobrepasan el valor de 0.005 establecido para albañilería, esto se debe a que el techo es de concreto armado lo que aumenta la rigidez, haciendo que el desplazamiento horizontal sea muy pequeño.

5.3.4. Pabellón D.

En el segundo piso de este pabellón los muros no tienen columnas, pero tienen vigas de confinamiento de concreto armado, a estas vigas de confinamiento se conectan las vigas de concreto armado sobre los balcones; las estructuras de madera del techo se apoyan simplemente sobre los muros y vigas de concreto armado. Los resultados del análisis se muestran a continuación.

A. Presentación de resultados.

A.1. Análisis modal ejes X e Y.

Tabla 55. Periodo y masa traslacional asociada a los primeros nueve modos del Pabellón D.

N° Modo	Periodo	Masa traslacional unitaria dirección X	Masa traslacional unitaria dirección Y	Masa traslacional unitaria dirección Z
1	0.388306	0.010270	1.974E-08	2.63E-06
2	0.319873	0.003373	9.379E-05	2.93E-06
3	0.269362	0.047070	3.935E-05	4.47E-07
4	0.236593	0.033710	2.971E-03	5.83E-06
5	0.214781	0.025370	1.036E-02	2.93E-05
6	0.147051	0.370000	8.887E-02	0.0006279
7	0.139836	0.130000	3.400E-01	6.78E-06
8	0.108366	0.022130	4.500E-01	7.67E-05
9	0.098092	0.260000	1.670E-02	0.0006505

El modo de vibración que arrastra el mayor porcentaje de la masa traslacional en la dirección del eje X (a lo ancho del pabellón), y produce deformaciones en los muros paralelos al balcón, es el modo 6, con un periodo $T=0.147051$ s y con un arrastre de masa unitaria de 0.37, ver Figura 77 (a). En cuanto al eje Y (dirección a lo largo del pabellón), el modo de vibración con el mayor porcentaje de arrastre de masa traslacional, es el modo 8 con $T=0.108366$ s y con un arrastre de masa unitaria de 0.45; este modo de vibración produce deformación en los muros entre ambientes, ver Figura 77 (b).



Figura 77. Modos de vibración asociados al Pabellón D.

A.2. Nivel de desempeño sísmico Pabellón D eje X.

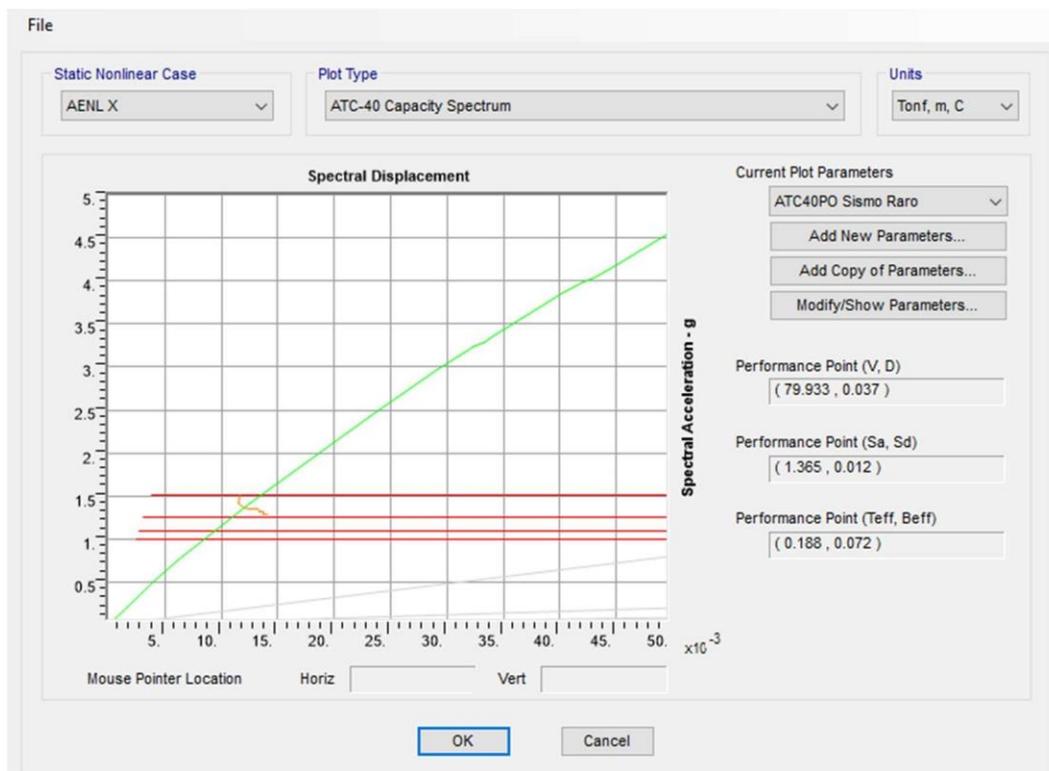
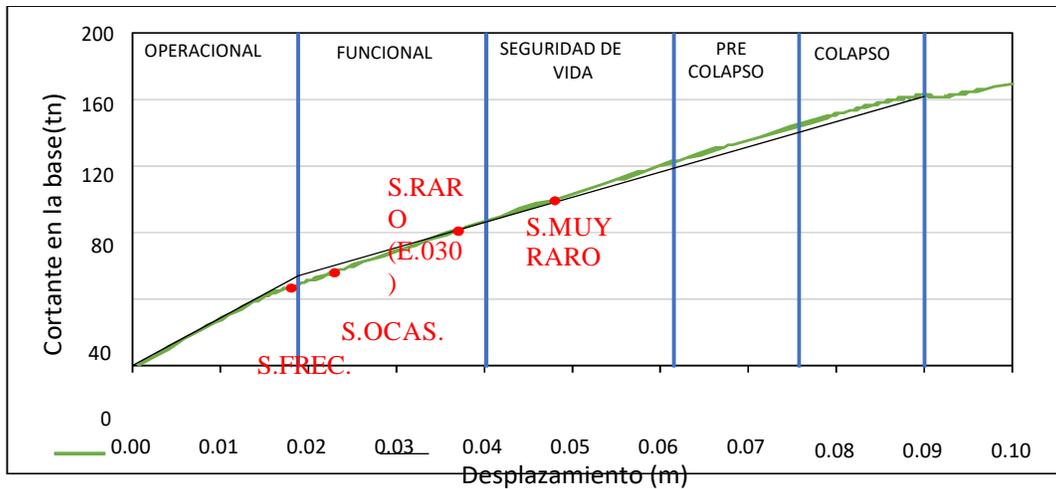


Figura 78. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón D Eje X. Tabla

56. Puntos de desempeño sísmico Pabellón D Eje X

Mov. Sísmico.	V (tn)	D (m)	Sa (g)	Sd (m)	Teff (s)	Beff (%)
Ocasional	45.722	0.018	0.662	0.005	0.179	0.058
Raro (E.030)	56.400	0.023	0.878	0.007	0.182	0.065
Muy raro	79.933	0.037	1.365	0.012	0.188	0.072
E.030	99.243	0.048	1.777	0.016	0.192	0.075



Curva de Capacidad

Representación bilineal de la curva de capacidad

Figura 79. Niveles de desempeño sísmico del Pabellón D Eje X.

Tabla 57. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón D eje X

Edificación esencial	Nivel de desempeño sísmico				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre colapso	Colapso
Frecuente		X			
Ocasional			X		
Raro (E.030)			X		
Muy Raro				X	
Esperado		Alcanzado	X		

A.3. Nivel de desempeño sísmico Pabellón D eje Y.

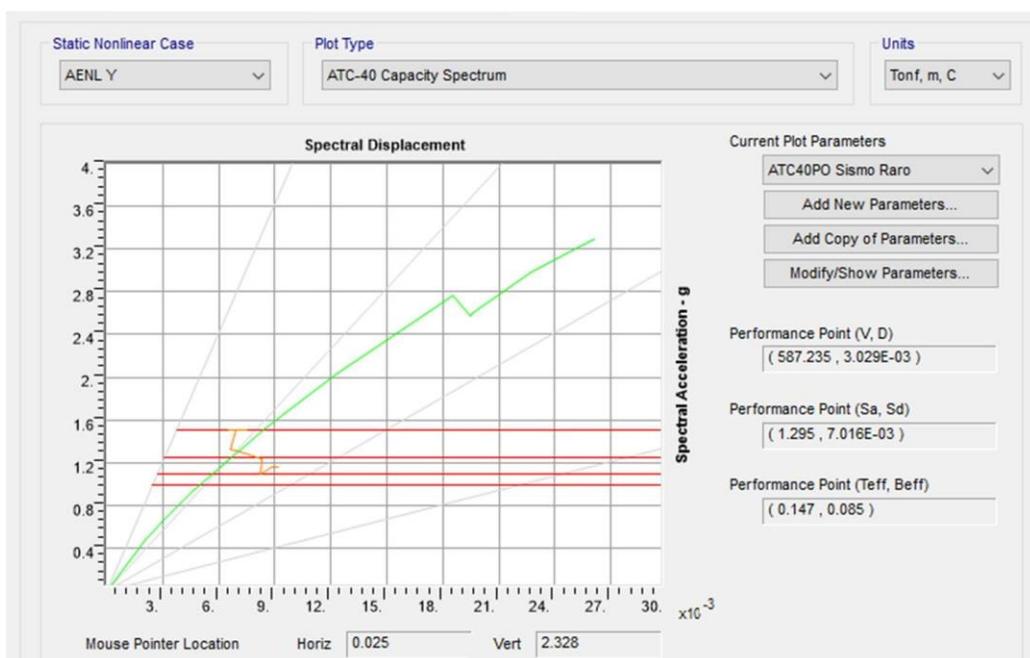


Figura 80. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón D Eje Y.

Tabla 58. Puntos de desempeño sísmico Pabellón D Eje Y.

Mov. Sísmico.	V (tn)	D (m)	Sa (g)	Sd (m)	Teff (s)	Beff (%)
Frecuente	405.751	0.0017	0.680	0.003	0.136	0.053
Ocasional	476.046	0.0022	0.860	0.004	0.140	0.072
Raro (E.030)	587.235	0.0030	1.295	0.007	0.147	0.085
Muy raro	668.486	0.0037	1.684	0.010	0.152	0.090

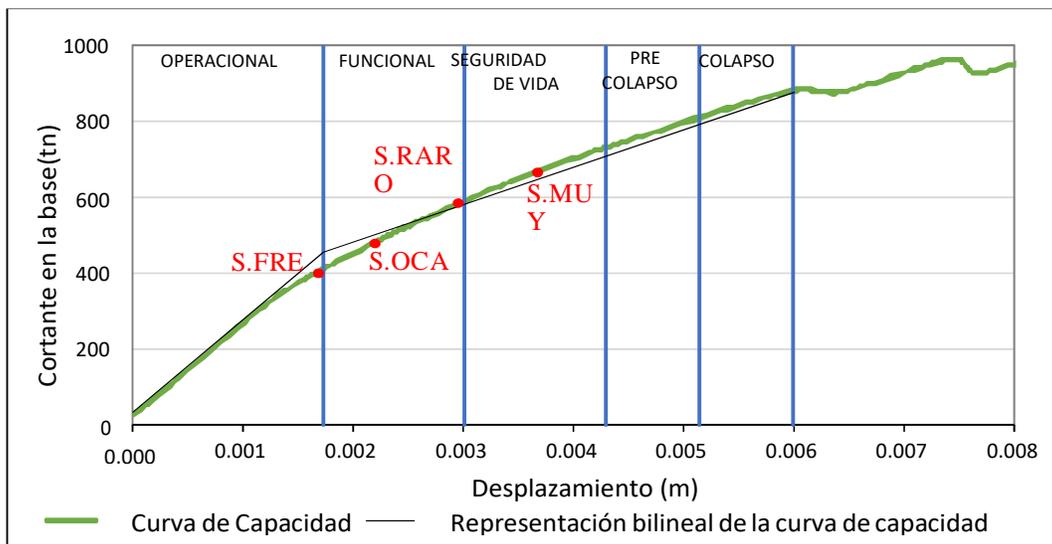


Figura 81. Niveles de desempeño sísmico del Pabellón D Eje Y.

Tabla 59. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón D eje Y.

Edificación esencial	Nivel de desempeño sísmico				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional	X				
Raro (E.030)	X				
Muy Raro					X
Esperado	Alcanzado X				

A.4. Capacidad estructural ejes X e Y.

Tabla 60. Capacidad estructural del Pabellón D.

Dirección	V _{máx} (tn)	D _{máx} (m)
Eje X	161.977	0.090
Eje Y	876.046	0.006

A.5. Desplazamientos y derivas.

Tabla 61. Desplazamientos horizontales Pabellón D eje X.

Dirección	Piso	Altura (m)	Desplazamiento por sismo (m) Frecuente			
			Ocasional	Raro (E.030)	Muy Raro	
Eje X	Techo	9.15	0.0180	0.0230	0.0370	0.0480
	Entrepiso	5.25	0.0009	0.0011	0.0015	0.0020

Tabla 62. Derivas Pabellón D eje X.

Piso	Altura (m)	Desplazamiento y derivas por sismo							
		Frecuente		Ocasional		Raro (E.030)		Muy Raro	
		Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva
Techo	3.90	0.0171	0.0044	0.0219	0.0056	0.0355	0.0091	0.046	0.0118
Entrepiso	5.25	0.0009	0.0002	0.0011	0.0002	0.0015	0.0003	0.002	0.0004

Tabla 63. Desplazamientos horizontales Pabellón D eje Y.

Piso	Altura (m)	Desplazamiento por sismo (m)			
		Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
Techo	9.15	0.002	0.002	0.003	0.004
Entrepiso	5.25	0.001	0.001	0.002	0.002

Tabla 64. Derivas Pabellón D eje Y.

Piso	Altura (m)	Desplazamiento y derivas por sismo							
		Frecuente		Ocasional		Raro (E.030)		Muy Raro	
		Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva
Techo	3.90	0.001	0.0002	0.001	0.0003	0.001	0.0003	0.002	0.0004
Entrepiso	5.25	0.001	0.0002	0.001	0.0002	0.002	0.0004	0.002	0.0004

B. Discusión de resultados.

B.1. Nivel de desempeño sísmico alcanzado.

a) Para sismo Frecuente.

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón D en las direcciones X e Y es Operacional muy cerca del límite del nivel Funcional.

b) Para sismos Ocasional y Raro (Norma Técnica E.030).

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón D en las direcciones X e Y es Funcional, y en ambos casos para el sismo Raro, el nivel de desempeño sísmico se encuentra cerca del límite con el nivel Seguridad de Vida.

c) Para sismo Muy Raro.

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón D en las direcciones X e Y es Seguridad de Vida.

B.2. Nivel de desempeño sísmico esperado y alcanzado.

a) En las direcciones X e Y.

Para el nivel de movimiento sísmico Ocasional, el nivel de desempeño sísmico alcanzado es Funcional, por debajo del nivel de desempeño esperado Operacional. Para los niveles de movimiento sísmico Raro y Muy Raro, los niveles de desempeño sísmico alcanzados son Funcional y Seguridad de Vida, cumpliendo con los niveles de desempeño sísmico esperados.

B.3. Capacidad estructural

En la Tabla 60, se observa que la mayor capacidad estructural en el Pabellón D, se presenta en la dirección del eje Y (eje paralelo al largo del pabellón), por el cortante basal de 876.046 tn. Esto se debe a que los muros longitudinales y transversales tienen confinamiento con vigas de concreto armado en su parte superior.

En la dirección del eje X la capacidad estructural es menor por el valor del cortante basal de 161.977 tn. En esta dirección se ubican los muros transversales que dividen los ambientes en los dos pisos; la mayoría de los muros transversales del segundo piso no se han construido sobre sus similares en el primer piso, lo que disminuye la rigidez al aplicar cargas horizontales en esta dirección; además sólo existen seis vigas de concreto armado sobre el balcón (a diferencia del Pabellón B que tiene doce), estas vigas conectan las columnas con las vigas de confinamiento de los muros al borde del balcón.

B.4. Desplazamientos y derivas.

En la Tabla 62 y en la Tabla 64 se observa que en el primer piso los desplazamientos por sismo Raro en los ejes X e Y son 0.0015 m y 0.002 m respectivamente, las derivas son 0.0003 y 0.0004 respectivamente, en ambos ejes los desplazamientos y las derivas son muy pequeños, y las últimas no sobrepasan el valor de 0.005 establecido para albañilería, esto se debe a que el entrepiso es de concreto armado, lo que aumenta la rigidez del primer piso, haciendo que el desplazamiento horizontal sea muy pequeño.

En el segundo piso los desplazamientos por sismo Raro en los ejes X e Y son 0.0355 m y 0.001 m respectivamente, las derivas son 0.0091 y 0.0003 respectivamente, en el primer caso la deriva sobrepasa el valor de 0.005 establecido para albañilería, debido a que en la dirección del eje X existen muros con longitud hasta 14.10 m sin arriostre, sólo con confinamiento en la parte superior. En el eje Y la deriva es mucho menor que 0.005, debido a que en esta dirección se ubica el largo del pabellón y los muros están confinados en la parte superior.

CAPÍTULO VI PROPUESTA

6.1. Propuesta para mejorar el nivel de desempeño sísmico del Pabellón B

Para el sismo Raro (Norma Técnica E.030), el nivel de desempeño sísmico del Pabellón B es Colapso, debido a la falta de confinamiento de sus muros en el segundo piso. El Pabellón D con características similares, pero con vigas de confinamiento de concreto armado sobre sus muros del segundo piso, se encuentra en el nivel de desempeño sísmico Funcional.

Por tal motivo, se propone el reforzamiento de los muros del segundo piso, mediante la construcción de vigas de confinamiento de concreto armado de 25 cm de ancho y 20 cm de peralte, estas vigas de confinamiento deberán estar empotradas a las vigas de concreto armado sobre el balcón, ver Figura 86 y Apéndice 2.

6.2. Análisis de la propuesta en el programa SAP2000

Luego de verificar en el programa la propuesta para este pabellón, se presentan los resultados obtenidos:

6.2.1. Presentación de Resultados

A. Nivel de desempeño Pabellón B reforzado eje X.

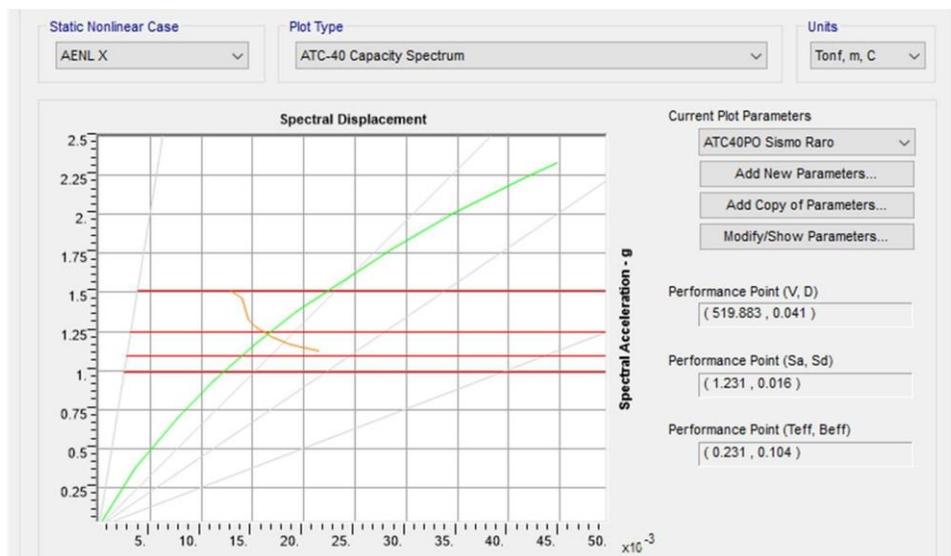


Figura 82. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón B reforzado Eje X.

Tabla 65. Puntos de desempeño sísmico Pabellón B reforzado Eje X.

Mov. Sísmico.	V (tn)	D (m)	Sa (g)	Sd (m)	Teff (s)	Beff (%)
Frecuente	293.953	0.018	0.614	0.007	0.207	0.074
Ocasional	368.648	0.025	0.815	0.009	0.215	0.086
Raro (E.030)	519.883	0.041	1.231	0.016	0.231	0.104
Muy raro	602.549	0.051	1.549	0.023	0.245	0.117

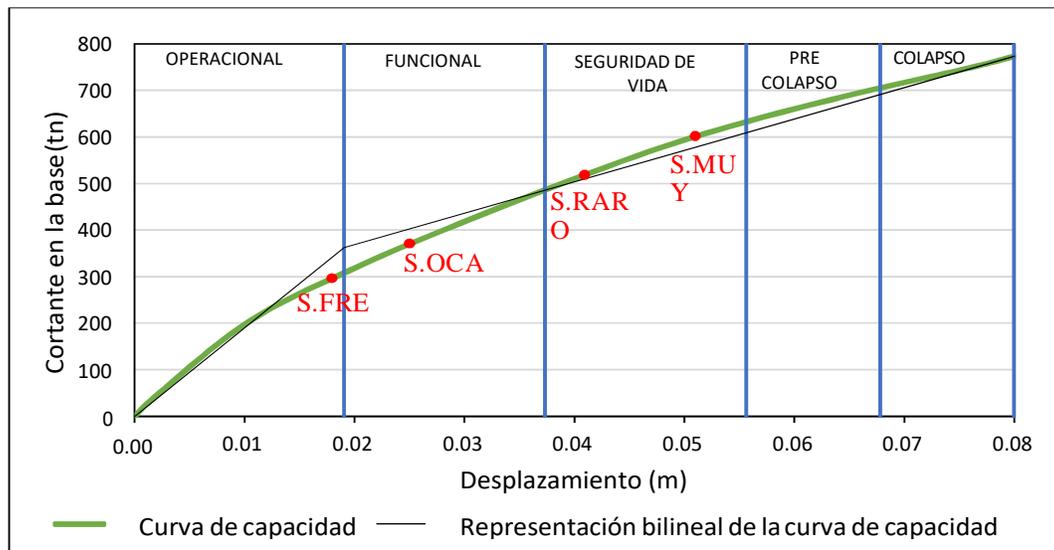


Figura 83. Niveles de desempeño del Pabellón B reforzado eje X.

Tabla 66. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón B reforzado eje X.

Edificación esencial	Nivel de desempeño sísmico				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional	X				
Raro (E.030)			X		
Muy Raro			X		
Esperado	Alcanzado X				

B. Nivel de desempeño Pabellón B reforzado eje Y.

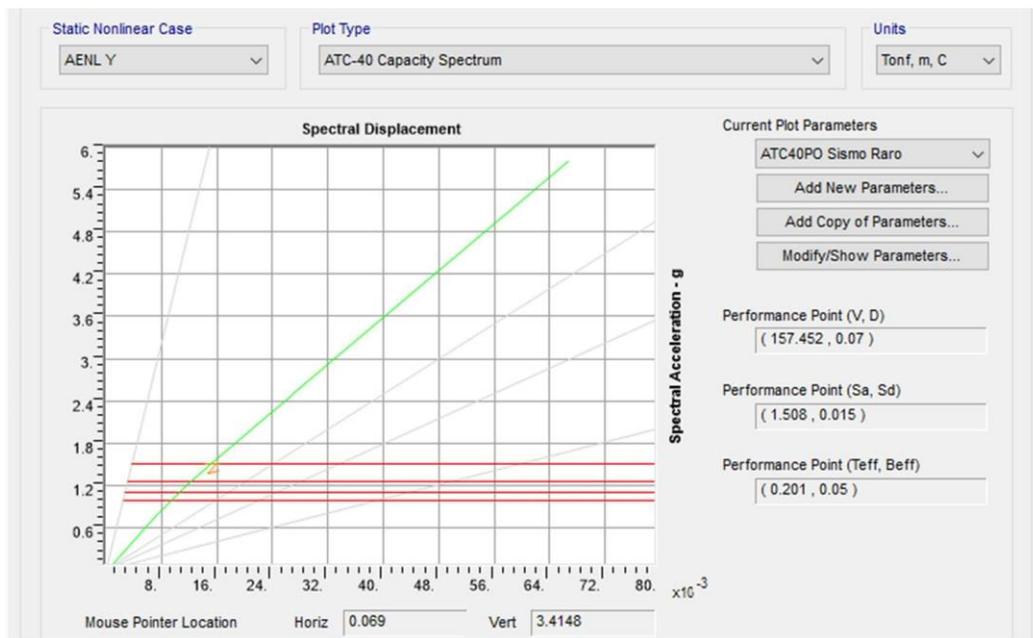


Figura 84. Punto de desempeño por sismo Raro Pabellón B reforzado Eje Y. Tabla

67. Puntos de desempeño sísmico Pabellón B reforzado Eje Y.

Mov. Sísmico.	V (tn)	D (m)	Sa (g)	Sd (m)	Teff (s)	Beff (%)
Frecuente	91.843	0.033	0.689	0.007	0.196	0.05
Ocasional	119.592	0.044	0.948	0.009	0.196	0.05
Raro (E.030)	157.452	0.070	1.508	0.015	0.201	0.05
Muy Raro	190.526	0.091	1.982	0.021	0.206	0.05

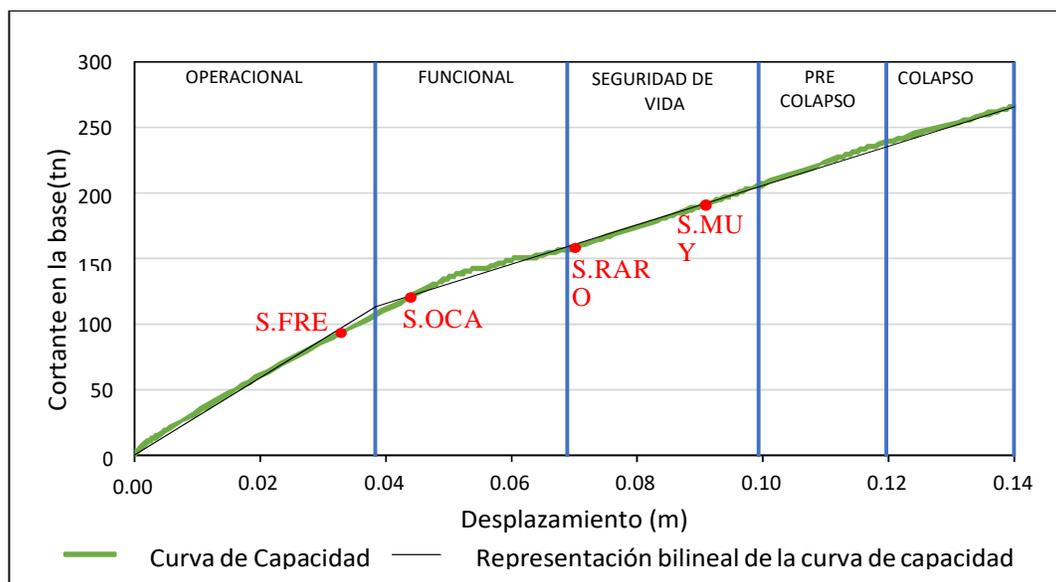


Figura 85. Niveles de desempeño del Pabellón B reforzado Eje Y.

Tabla 68. Comparación de los niveles de desempeño alcanzados y esperados Pabellón B reforzado eje Y.

Edificación esencial	Nivel de desempeño sísmico			
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre Colapso
Nivel de movimiento sísmico	Frecuente	X		
	Ocasional		X	
	Raro (E.030)			X
	Muy Raro			X
Esperado		Alcanzado X		

C. Capacidad estructural ejes X e Y.

Tabla 69. Capacidad estructural del Pabellón B reforzado.

Dirección	V _{máx} (tn)	D _{máx} (m)
Eje X	773.360	0.080
Eje Y	265.560	0.140

D. Desplazamientos y derivas.

Tabla 70. Desplazamientos horizontales Pabellón B reforzado eje X.

Dirección	Piso	Altura (m)	Desplazamiento por sismo (m)			
			Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
Eje X	Techo	9.15	0.0180	0.0250	0.0410	0.051
	Entrepiso	5.25	0.0007	0.0009	0.0014	0.002

Tabla 71. Derivas Pabellón B reforzado eje X.

Piso	Altura (m)	Desplazamiento y derivas por sismo							
		Frecuente		Ocasional		Raro (E.030)		Muy Raro	
		Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva
Techo	3.90	0.0173	0.0044	0.0241	0.0062	0.0396	0.0102	0.0490	0.0126
Entrepiso	5.25	0.0007	0.0001	0.0009	0.0002	0.0014	0.0003	0.0020	0.0004

Tabla 72. Desplazamientos horizontales Pabellón B reforzado eje Y.

Dirección	Piso	Altura (m)	Desplazamiento por sismo (m)			
			Ocasional	Raro	Muy Raro	
Eje Y	Techo	9.15	0.0330	0.0440	0.0700	0.0910
	Entrepiso	5.25	0.0009	0.0010	0.0014	0.0017

Tabla 73. Derivas Pabellón B reforzado eje Y.

Piso	Altura (m)	Desplazamiento y derivas por sismo							
		Frecuente		Ocasional		Raro (E.030)		Muy Raro	
		Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva	Desp. (m)	Deriva
Techo	3.90	0.0321	0.0082	0.0430	0.0110	0.0686	0.0176	0.089	0.0229
Entrepiso	5.25	0.0009	0.0002	0.0010	0.0002	0.0014	0.0003	0.002	0.0003

6.2.2. Discusión de resultados.

A. Nivel de desempeño sísmico alcanzado.

a) Para sismo Frecuente.

En la dirección X el nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón B reforzado es Operacional, este pabellón sin refuerzo tenía como nivel de desempeño sísmico Funcional.

En la dirección Y el nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón B reforzado también es Operacional, este pabellón sin refuerzo tenía como nivel de desempeño sísmico Seguridad de Vida.

b) Para sismo Ocasional.

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón B reforzado en las direcciones X e Y es Funcional, este pabellón sin refuerzo tenía como nivel de desempeño Seguridad de Vida.

c) Para sismo Raro (Norma Técnica E.030).

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón B reforzado en las direcciones X e Y es Seguridad de Vida, este pabellón sin refuerzo tenía como nivel de desempeño Colapso.

d) Para sismo Muy Raro.

El nivel de desempeño sísmico alcanzado por el Pabellón B reforzado en las direcciones X e Y es Seguridad de Vida, en ambos casos el nivel de desempeño alcanzado está más allá del nivel Colapso.

B. Nivel de desempeño sísmico esperado y alcanzado.

a) En las direcciones X e Y.

Para el nivel de movimiento sísmico Ocasional, el nivel de desempeño sísmico alcanzado pasa de Seguridad de Vida (sin refuerzo) a Funcional (con refuerzo), pero no

Llega al nivel de desempeño esperado Operacional. Para el nivel de movimiento sísmico Raro, el nivel de desempeño sísmico alcanzado pasa de Colapso (sin refuerzo) a Seguridad de Vida (con refuerzo), pero no llega al nivel de desempeño esperado Funcional. Para el nivel de movimiento sísmico Muy Raro, el nivel de desempeño sísmico alcanzado pasa de más allá del Colapso (sin refuerzo) a Seguridad de Vida (con refuerzo), cumpliendo con el nivel de desempeño esperado.

Aunque para todos los niveles de movimiento sísmico, no se cumple con el nivel de desempeño sísmico esperado, con el confinamiento de los muros del segundo piso en su parte superior, se aprecia una mejora en el nivel de desempeño alcanzado.

C. Capacidad estructural.

En la Tabla 69, se observa que con la construcción de vigas de concreto armado en la parte superior de los muros del segundo piso del Pabellón B, la capacidad estructural en la dirección del eje X ha aumentado de 273.447 tn a 773.360 tn. En la dirección del eje Y, la capacidad estructural ha aumentado de 38.332 tn a 265.560 tn

D. Desplazamientos y derivas.

Comparando a los valores mostrados en la Tabla 71 y en la Tabla 73, con los valores del Pabellón B sin reforzar mostrados en la *Tabla 44. Derivas Pabellón B eje X.* y en la *Tabla 46. Derivas Pabellón B eje Y.* respectivamente, tenemos que en el primer piso los desplazamientos por sismo Raro en el eje X son 0.0003 m (sin refuerzo) y 0.0014 m (con refuerzo), en el eje Y los desplazamientos son 0.0004 m (sin refuerzo) y 0.0014 m (con refuerzo); con respecto a las derivas en el eje X son 0.00006 (sin refuerzo) y 0.0003 (con refuerzo), en el eje Y son 0.0001 (sin refuerzo) y 0.0003 (con refuerzo). Se concluye que el refuerzo brinda mayor capacidad de deformación del muro, aunque en pequeña magnitud.

Con respecto al segundo piso los desplazamientos por sismo Raro en el eje X son 0.0407 m (sin refuerzo) y 0.0396 m (con refuerzo), en el eje Y los desplazamientos son 0.0596 m (sin refuerzo) y 0.0686 m (con refuerzo); con respecto a las derivas en el eje X son 0.01044 (sin refuerzo) y 0.0102 (con refuerzo), en el eje Y son 0.0153 (sin refuerzo) y 0.0176 (con refuerzo), los valores son similares debido a que sólo se está reforzando con vigas de confinamiento y no con columnas.

6.3. Obras a ejecutar

Esta propuesta implica el retiro de las estructuras de techo existentes, la demolición de 20 cm de muro en la parte superior, la construcción de las vigas de confinamiento y la colocación de una nueva estructura de techo, similar a la existente.



Figura 86. Construcción de vigas de confinamiento en Pabellón B.

Con la ejecución de la propuesta, las estructuras de madera del techo estarán correctamente fijadas a las vigas de confinamiento de concreto armado, contribuyendo a la estabilidad de los muros del segundo piso.

6.4. Costos de implementación de la propuesta

El resumen del costo que implica la implementación de la propuesta, se muestra en la Tabla 74; se consideró un mes como plazo de ejecución. El detalle del costo se presenta en el Apéndice 3.

Tabla 74. Costo de la implementación de la propuesta.

Item	Descripción	Parcial S/
01	Trabajos preliminares	1,002.51
02	Desmontaje de estructuras y demolición de muros	13,129.26
03	Vigas de confinamiento de concreto armado	14,901.84
04	Muros y tabiques de albañilería	551.12
05	Revoques enlucidos y molduras	2,998.54
06	Estructuras de madera de techo	37,316.50
07	Cielorrasos	36,536.33
08	Cobertura	18,886.30
09	Pintura	6,372.86
Costo Directo		131,695.27
Gastos Generales		11,863.00
Utilidad (7.5% del Costo Directo)		9,877.15
Sub Total		153,435.42
Impuesto general a las ventas		27,618.38
Total S/		181,053.80

6.5. Beneficios que aporta la propuesta

Ante sismos con la Norma E.030 (2018), el Pabellón B con los muros del segundo piso reforzados con vigas de confinamiento, tendrá como nivel de desempeño Seguridad de Vida, similar a los pabellones A y D; luego de eventos sísmicos este pabellón seguirá funcionando, aunque con daños moderados, salvaguardando la integridad física de sus ocupantes.

CONCLUSIONES

Luego del trabajo realizado se ha llegado a las siguientes conclusiones:

1. El nivel de desempeño sísmico de la edificación esencial ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”, de acuerdo al comportamiento individual de sus pabellones es el siguiente:

a) Pabellón A.

En las direcciones X e Y para los niveles de movimiento sísmico Ocasional y Raro (Norma Técnica E.030), los niveles de desempeño sísmico son Funcional y Seguridad de Vida respectivamente, por debajo de los niveles de desempeño sísmico esperados Operacional y Funcional respectivamente.

En la dirección X para el nivel de movimiento sísmico Muy Raro, el nivel de desempeño es Colapso, muy por debajo del nivel de desempeño sísmico esperado Seguridad de Vida. En la dirección Y para el nivel de movimiento sísmico Muy Raro, se cumple con el nivel de desempeño sísmico esperado Seguridad de Vida.

b) Pabellón B.

En las direcciones X e Y para los niveles de movimiento sísmico Ocasional y Raro, los niveles de desempeño sísmico son Seguridad de Vida y Colapso respectivamente, muy por debajo de los niveles de desempeño sísmico esperados Operacional y Funcional respectivamente. Para el nivel de movimiento sísmico Muy Raro, el nivel de desempeño sísmico está más allá del Colapso, muy lejos del nivel de desempeño sísmico esperado Seguridad de Vida.

c) Pabellón C.

En la dirección X para los niveles de movimiento sísmico Ocasional y Raro, los niveles de desempeño sísmico son Operacional y Funcional respectivamente, cumpliendo con los niveles de desempeño sísmico esperados. Para el nivel de movimiento sísmico Muy Raro, el nivel de desempeño sísmico es Funcional, por encima del nivel de desempeño sísmico esperado Seguridad de Vida.

En la dirección Y para el nivel de movimiento sísmico Ocasional, el nivel de desempeño sísmico es Funcional, por debajo del nivel de desempeño sísmico esperado Operacional. Para los niveles de movimiento sísmico Raro y Muy Raro, el nivel de

desempeño sísmico es Funcional y Seguridad de Vida respectivamente, cumpliendo con los niveles de desempeño sísmico esperados.

d) Pabellón D.

En las direcciones X e Y, para el nivel de movimiento sísmico Ocasional, el nivel de desempeño sísmico es Funcional, por debajo del nivel de desempeño esperado Operacional. Para los niveles de movimiento sísmico Raro y Muy Raro, los niveles de desempeño sísmico son Funcional y Seguridad de Vida respectivamente, cumpliendo con los niveles de desempeño sísmico esperados.

2. La resistencia a compresión obtenida de las dos muestras de ladrillo (71.6 kg/cm^2 y 75.6 kg/cm^2), es mayor a la resistencia de los ladrillos artesanales de arcilla que se fabrican en la actualidad, los que tienen en promedio 55 kg/cm^2 según la Norma E.070 (2006).

Los valores obtenidos de la resistencia a compresión f'_m de los dos tipos de muros de albañilería: 35.80 kg/cm^2 y 37.30 kg/cm^2 , y los valores de la resistencia a cortante v'_m : 5.98 kg/cm^2 y 6.11 kg/cm^2 , son similares a los indicados en la Norma E.070 (2006) para ladrillo artesanal: $f'_m = 35.0 \text{ kg/cm}^2$ y $v'_m = 5.10 \text{ kg/cm}^2$

3. La resistencia del concreto de vigas, columnas y losas de entrepiso del Pabellón A, es en promedio 290 kg/cm^2 en el primer piso y 200 kg/cm^2 en el segundo piso; es más uniforme con respecto a la resistencia del concreto de las vigas y columnas de los pabellones B y D, la que varía desde 150 kg/cm^2 (columnas del primer piso Pabellón B) hasta 349 kg/cm^2 (columnas del primer piso Pabellón D). Se concluye que hubo mayor control en la preparación del concreto, durante la construcción de la primera etapa de la edificación, lo que no ha sucedido durante la construcción de la segunda y tercera etapa.

4. La capacidad estructural más alta se presenta en el Pabellón D, con 876.046 tn de cortante basal en la dirección del eje Y, este valor se debe a que este pabellón tiene en el segundo piso sus muros confinados por vigas de concreto armado. Las capacidades estructurales más bajas se presentan en el Pabellón A con 64.691 tn en la dirección del eje X, y en el Pabellón B con 38.332 tn en la dirección del eje Y; los muros del segundo piso de estos pabellones no están confinados por vigas de concreto armado.

5. Para el sismo Raro (Norma Técnica E.030), el desplazamiento horizontal máximo de los entrepisos en las direcciones X e Y es menor que 0.0026 m ; todas las derivas son

muy pequeñas que pueden considerarse como cero. El desplazamiento horizontal es mínimo ante la presencia de movimientos sísmicos raros.

Los desplazamientos horizontales en el segundo piso (techo), de los pabellones A, B y D en las direcciones X e Y no sobrepasan los 0.0596 m, pero las derivas llegan hasta 0.0153 sobrepasando el valor de 0.005 establecido para la albañilería en la Norma Técnica E.030 (2018), excepto en el Pabellón D en la dirección del eje Y donde el valor de la deriva es de 0.0003, debido al confinamiento de los muros en su parte superior y a la ubicación del largo del pabellón en la dirección Y.

6. Con la propuesta de reforzamiento del Pabellón B, mediante la construcción de vigas de confinamiento de concreto armado sobre los muros del segundo piso, se mejora su nivel de desempeño sísmico de la siguiente manera:

En las direcciones X e Y para el nivel de movimiento sísmico Ocasional, el nivel de desempeño sísmico pasa de Seguridad de Vida (sin refuerzo) a Funcional (con refuerzo), pero no llega al nivel de desempeño esperado Operacional. Para el nivel de movimiento sísmico Raro, el nivel de desempeño sísmico pasa de Colapso (sin refuerzo) a Seguridad de Vida (con refuerzo), pero no llega al nivel de desempeño esperado Funcional.

Para el nivel de movimiento sísmico Muy Raro, el nivel de desempeño sísmico pasa de más allá del Colapso (sin refuerzo) a Seguridad de Vida (con refuerzo), cumpliendo con el nivel de desempeño esperado.

Se cumple con el nivel de desempeño Seguridad de Vida como mínimo ante sismo Raro (Norma Técnica E.030).

RECOMENDACIONES

1. Desarrollar un trabajo de investigación del nivel de desempeño de la edificación del ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”, considerando la interacción suelo estructura.
2. Desarrollar trabajos de investigación del nivel de desempeño de esta edificación, considerando otros programas de computación tales como 3Mur, Diana, Midas, etc. para comparar los resultados obtenidos.
3. Para futuros trabajos de investigación en esta edificación relacionados al tema, realizar ensayos de resistencia a compresión de concreto, con testigos extraídos mediante perforaciones diamantinas, previa coordinación entre las autoridades de la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional de Cajamarca y las autoridades del ISEP “Hno. Victorino Elorz Goicoechea”, para las autorizaciones respectivas.
4. Para mejorar el nivel de desempeño sísmico de la esta edificación, se recomienda construir vigas de confinamiento de concreto armado, sobre los muros del segundo piso del Pabellón B, de acuerdo a la propuesta presentada.
5. Para un estudio posterior de reforzamiento de esta edificación, tener en cuenta a las bandas de fibra de vidrio y fibra de carbono como materiales de refuerzo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGUIAR FALCONÍ, Roberto. *Análisis sísmico por desempeño*. Quito: Escuela Politécnica del Ejército, Centro de Investigaciones Científicas, 2003. 328 p.
- AGUIAR FALCONÍ, Roberto. *Análisis sísmico de edificios*. (1ª. ed.). Quito: Escuela Politécnica del Ejército, Centro de Investigaciones Científicas, 2008. 705 p.
- ALCÓCER, Sergio M. "Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería". En: XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (Veracruz México 1997), v. I. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C, 1997. P. 164-191
- ARANGIO, Stefania; BUCCHI, Francesca; BONTEMPI, Franco. "Pushover seismic analysis of masonry buildings with different commercial codes". En: International Conference Built Heritage 2013 Monitoring Conservation Management (Milan Italy 18-20 de noviembre de 2013). Politecnico di Milano Centro per la Conservazione e Valorizzazione dei Beni Culturali, 2013. P. 773-780.
- APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings ATC 40*: California, United States of America, 1996.
- BONETT DÍAZ, Ricardo León. "Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada". Tesis para optar el grado de Doctor en Ingeniería: Universidad Politécnica de Cataluña, ETS de ingenieros de caminos, canales y puertos de Barcelona, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartografía y Geofísica, 2003.
- BRICEÑO MELÉNDEZ, Carolina Paola. "Diagnóstico estructural y análisis sísmico de la iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas". Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil: Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de Graduados, 2016.
- CALCINA PEÑA, Ramón Manuel. "Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no lineal". Tesis para optar el grado de Maestro en Ingeniería Civil con mención en Estructura: Universidad Privada de Tacna, Escuela de posgrado, 2017.
- CARRILLO, Juan. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño. Revista Dyna [en línea]. julio 2008, vol. 75, n. 155 [citado 9 marzo 2018], pp. 91-102. Disponible en: <https://revistas.unal.edu.co/index.php/dyna/article/view/1743/2399>
- COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN. *Norma Española UNE-EN 197-1 Cemento*: Madrid, España, 2011.
- COMPUTERS & STRUCTURES INC. *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CsiBridge*. Berkeley, California, USA: 2016.
- CRISAFULLI, Francisco Javier. "Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills". Thesis submitted in partial fulfilment of the requirements for de degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering: University of Canterbury, Department of Civil Engineering, Christchurch, New Zealand 1997.

- CRISAFULLI, Francisco Javier. *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. (5ª. edición). Santiago: Asociación Latinoamericana del acero, 2018. 213 p.
- DÍAZ-PAVÓN, Eduardo. "Algunos aspectos básicos a considerar en la investigación de los esquemas de armado de estructuras de hormigón según la época de construcción". En: Actas del Quinto Congreso Nacional de Historia de la Construcción (Burgos España 2007), Instituto Juan de Herrera, 2007. P. 253-259
- ESCAMILLA GARCÍA, Marco A; AYALA MILIÁN A. Gustavo. "Debilidades y fortalezas de la curva de capacidad obtenida mediante análisis de empuje lateral incremental en el diseño y evaluación sísmica de estructuras". En: XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural (Acapulco México 2012), Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C, 2012. P. 1-18
- FREEMAN, Sigmund A. Review of the development of the capacity spectrum method. ISET Journal of Earthquake Technology [en línea]. marzo 2004, vol. 41, n. 1 [citado 22 de mayo 2018], pp. 1-13. Disponible en: <http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.451.9286&rep=rep1&ty=pdf>
- GALLEGOS, Héctor; CASABONE, Carlos. *Albañilería estructural*. (3ª. ed.). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú Fondo Editorial, 2005. 444 p.
- GALVAÑ MORENA, Antonio. "Proyecto de evaluación sísmica e intervención del campanario de Agost, Alicante". Tesis para optar el grado de Máster en ingeniería de caminos, canales y puertos: Universidad de Alicante, Escuela Politécnica Superior, 2016.
- GARCIA DE LA FIGAL COSTALES, Javier. *Diseño de materiales compuestos*. (1ª. ed.). La Habana: Instituto Superior Politécnico José A. Echevarría, Facultad de Ingeniería Mecánica, Departamento de Mecánica Aplicada, 2011. 170 p.
- GHOBARAH, Ahmed. Performance-based design in earthquake engineering: state of development. Engineering Structures [en línea]. august 2001, vol.8, n. 23 [citado 12 de junio 2018], pp. 878-884. Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/222796972_Performance-based_design_in_earthquake_engineering_State_of_development.
- GONZALES DEL SOLAR, G; MARTÍN, P; CALDERÓN, F; MALDONADO, N. Importancia de la modelación numérica en la puesta en valor de estructuras patrimoniales de mampostería en zona sísmica. Revista ALCONPAT [en línea]. setiembre - diciembre 2014, vol. 4, n. 3 [citado 10 mayo 2019], pp. 211-227. Disponible en: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=427639596006>
- GURI, Merita; LLUKA, Diana; LUCA, Eglá. Assessment and Improvement of Seismic Performance of the Masonry Bearing Building Stock in Albania. International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT) [en línea]. october 2015, vol. 4, n. 10 [citado 30 abril 2019], pp. 395-401. Disponible en: <https://www.semanticscholar.org/paper/Assessment-and-Improvement-of-Seismic-Performance-Guri-Lluka/1e9b3a0de4e7512174d74a1f6e5542b2effcd838>
- INSTITUTO NACIONAL DE DEFENSA CIVIL (INDECI). PROYECTO INDECI PNUD PER/02/051. *Programa de prevención y medidas de mitigación ante desastres de la ciudad de Cajamarca*. 2005.

- INSTITUTO NACIONAL DE DEFENSA CIVIL (INDECI). DIRECCIÓN NACIONAL DE EDUCACIÓN Y CAPACITACIÓN (DINAEC). *Programa de capacitación para la estimación del riesgo. Guía del participante*. San Isidro, Lima. 2006.
- IVORRA, Salvador; BRU, D; GALVAÑ, A; SILVESTRI, Stefano; APERA Cristina; FOTA Dora. TRM Reinforcement of masonry specimens for seismic area. *International Journal of Safety and Security Engineering* [en línea]. 2017, vol. 7, n. 4 [citado 30 abril 2019], pp. 463-474. Disponible en: <https://www.semanticscholar.org/paper/TRM-reinforcement-of-masonry-specimens-for-seismic-Ivorra-Bru/3779a40d5fe1d608422b8e9bb9a377c63601ac6e>
- LOA CANALES, Gustavo Juan. “Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997”. Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil: Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de Posgrado, 2017.
- LÓPEZ, J; OLLER, S; OÑATE, E. *Cálculo del comportamiento de la mampostería mediante elementos finitos*. Monografía CIMNE M46 (1ª. ed.). Barcelona: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, 1998. 129 p.
- LOVERA MARTINEZ, Luis Guillermo. “El refuerzo de estructuras de concreto armado con aceros de grado 75 en el Perú”. Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil: Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de Posgrado, 2016.
- MAGENES, Guido. “A method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings”. En: 12th World Conference on Earthquake Engineering (Auckland New Zealand 30 January – 4 february of 2000). New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 2000. P.1866 1-8.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. *Norma E.020 Cargas*: Lima, Perú, 2006.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. *Norma Técnica E.030 Diseño sismorresistente*: Lima, Perú, 2018.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. *Norma Técnica E.050 Suelos y cimentaciones*: Lima, Perú, 2018.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. *Norma E.060 Concreto armado*: Lima, Perú, 2009.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. *Norma E.070 Albañilería*: Lima, Perú, 2006.
- MORENO GONZÁLES, Rosangel. “Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona”. Tesis para optar el grado de Doctor en Ingeniería: Universidad Politécnica de Cataluña, ETS de ingenieros de caminos, canales y puertos de Barcelona, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartografía y Geofísica, 2006.
- MUÑOZ, Alejandro, SAN BARTOLOMÉ, Ángel; RODRIGUEZ, Carlos. *Demandas de resistencia para edificios de albañilería en el Perú*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú Fondo Editorial, 2002.

NATIONAL CONCRETE MASONRY ASSOCIATION. *Mortars for concrete masonry TEK 9-1^a, Mortar, Grout, Stucco*. Virginia, 2004.

NOEL TAPIA, María Fernanda. “Integración de ingeniería inversa y modelamiento numérico para la evaluación sísmica de construcciones históricas de adobe”. Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil: Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de Graduados, 2017.

ORDUÑA BUSTAMANTE, Agustín; ROEDER CARBO, Guillermo; PEÑA MONDRAGÓN, Fernando. Evaluación sísmica de construcciones históricas de mampostería: Comparación de tres modelos de análisis. *Revista de Ingeniería Sísmica* [en línea]. junio-diciembre 2007, n. 77 [citado 25 setiembre 2017], pp. 71-88. Disponible en: <http://www.redalyc.org/pdf/618/61807705.pdf>

PAULAY, T; PRIESTLEY, M.J.N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. United States of America: Wiley Interscience Publication, 1992. 744 p.

SAFINA MELONE, Salvador. “Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales, Análisis de su contribución al riesgo sísmico”. Tesis para optar el grado de Doctor en Ingeniería: Universidad Politécnica de Cataluña, ETS de ingenieros de caminos, canales y puertos de Barcelona, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartografía y Geofísica, 2002.

SAN BARTOLOMÉ RAMOS, Ángel. *Construcciones de albañilería. Comportamiento sísmico y diseño estructural*. (1^a. ed.). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú Fondo Editorial, 1994. 230 p.

SANJUAN BARBUDO, Miguel Ángel; CHINCHÓN YEPES, Servando. *Introducción a la fabricación y normalización del cemento Portland*. Alicante: Publicaciones de la Universidad de Alicante, 2014. 181 p.

SÁNCHEZ Badillo, Alberto; TERÁN Gilmore, Amador. Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del Distrito Federal: Ejemplo de aplicación. *Revista de Ingeniería Sísmica* [en línea]. enero- junio 2008, n.78 [citado 01 junio 2018], pp. 47-71. Disponible en: http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2008000100003

SANTANA TAPIA, Ronald Daniel. “Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada”. Tesis para optar el grado de Maestro en Ciencias con mención en Ingeniería Estructural: Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Sección de Post Grado, 2012.

STRUCTURAL ENGINEERS ASSOCIATION OF CALIFORNIA (SEAOC). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings. Vision 2000 Committee*. California. 1995.

UNACEM [sitio en Internet]. http://www.unacem.com.pe/?page_id=57 [Consulta: 3 de julio del 2018]

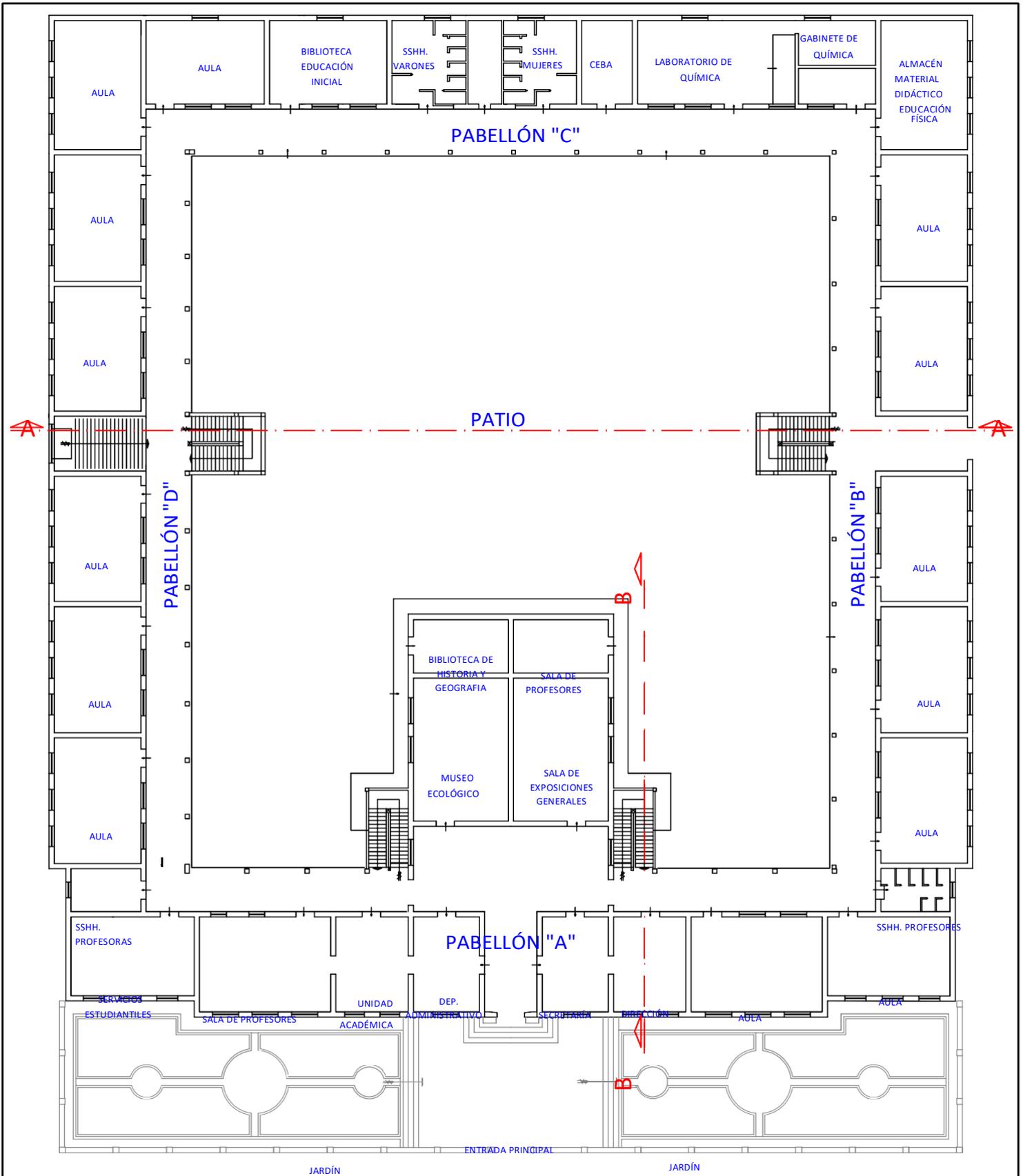
VALLEDOR BARRIENTOS, Roberto Ignacio. “Análisis sísmico lineal y simulación numérica del daño sísmico acumulado de una infraestructura patrimonial de albañilería simple. El caso del Palacio Pereira”. Tesis para optar el grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería: Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería, 2016.

WALSH PERU SA. *Estudio de impacto ambiental y social Proyecto de Explotación Cantera GNL-2 Cañete Perú, preparado para Perú LNG*. Lima; 2005.

WANG, Bing; HUO, Wang; SUN, Yongfeng; ZHENG Shansuo. Hysteretic Behavior of Steel Reinforced Concrete Columns Based on Damage Analysis. *Applied sciences* [en línea]. february 2019, vol. 9, n. 687 [citado 5 noviembre 2019], pp. 1-19. Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/331168819_Hysteretic_Behavior_of_Steel_Reinforced_Concrete_Columns_Based_on_Damage_Analysis

APÉNDICES

APÉNDICE N° 1
 PLANOS DE LA EDIFICACIÓN

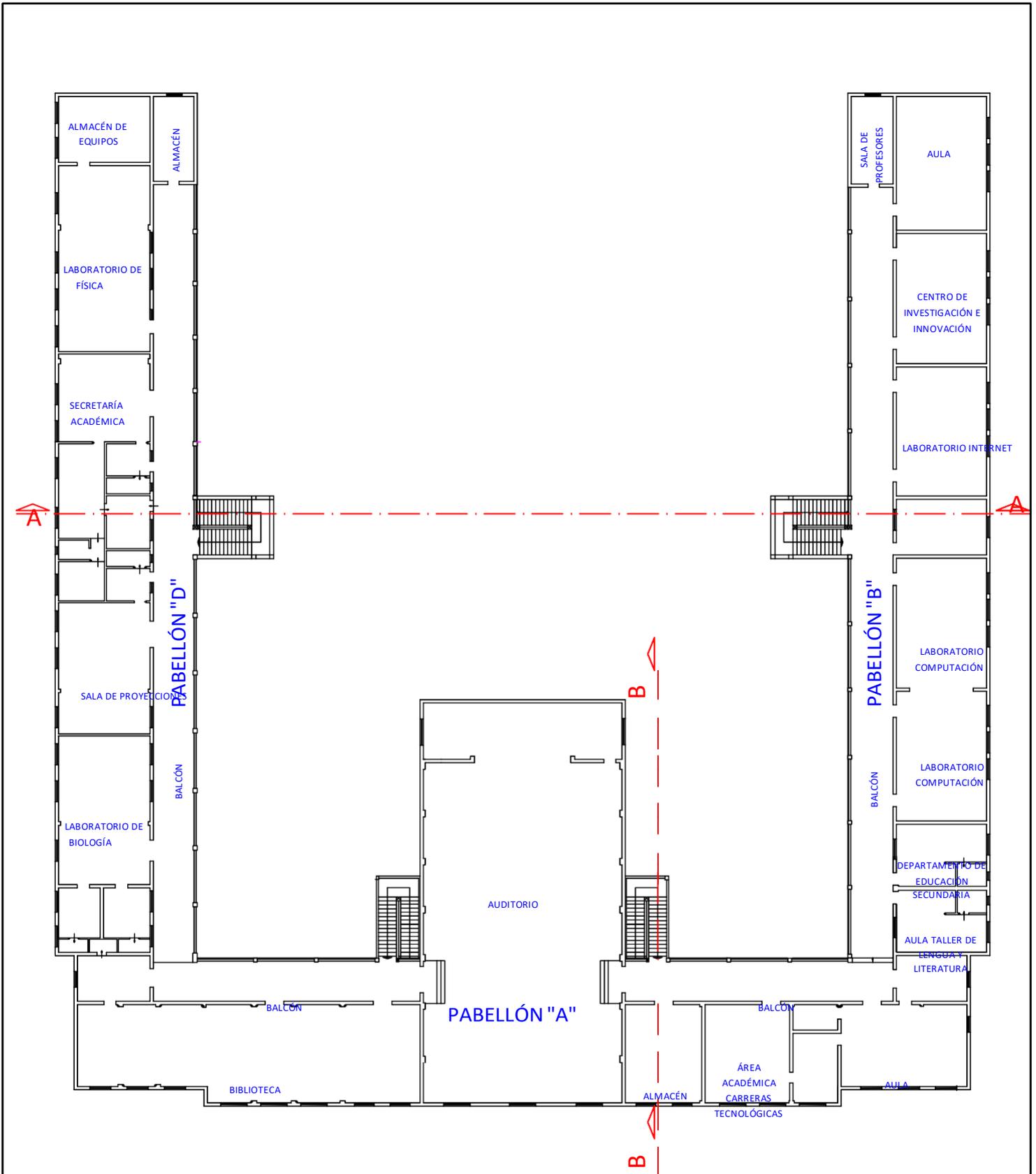


UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA ESCUELA DE POSGRADO MAESTRÍA EN CIENCIAS - MENCIÓN INGENIERÍA CIVIL	
Tesis:	NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO "HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHEA" CAJAMARCA 2018
Plano:	ARQUITECTURA PRIMER PISO
Lámina:	

APÉNDICE N° 1
PLANOS DE LA EDIFICACIÓN

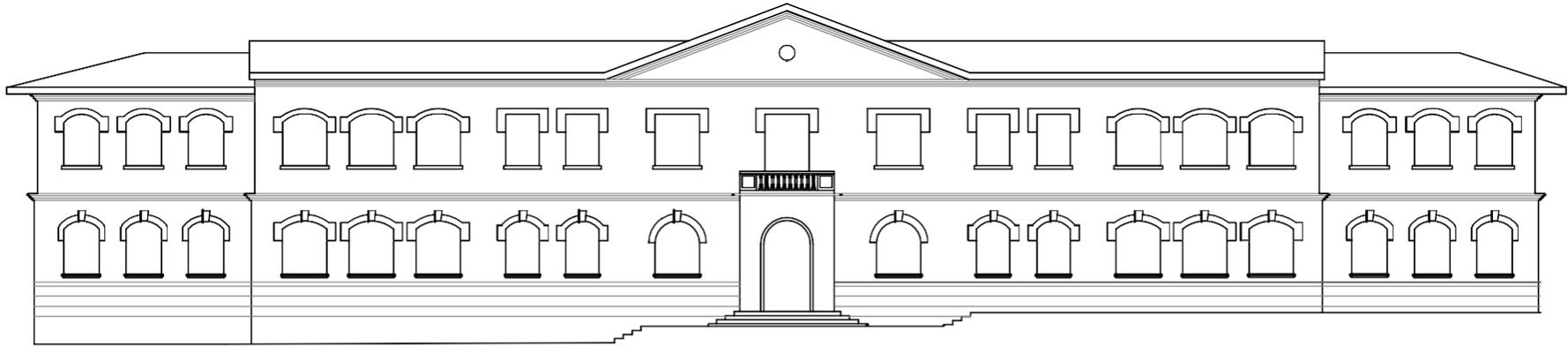
Maestría : Ing. Carlos Glicerio Cerquín Briones	Escala : 1:400	A-01
--	-------------------	-------------

APÉNDICE N° 1
 PLANOS DE LA EDIFICACIÓN

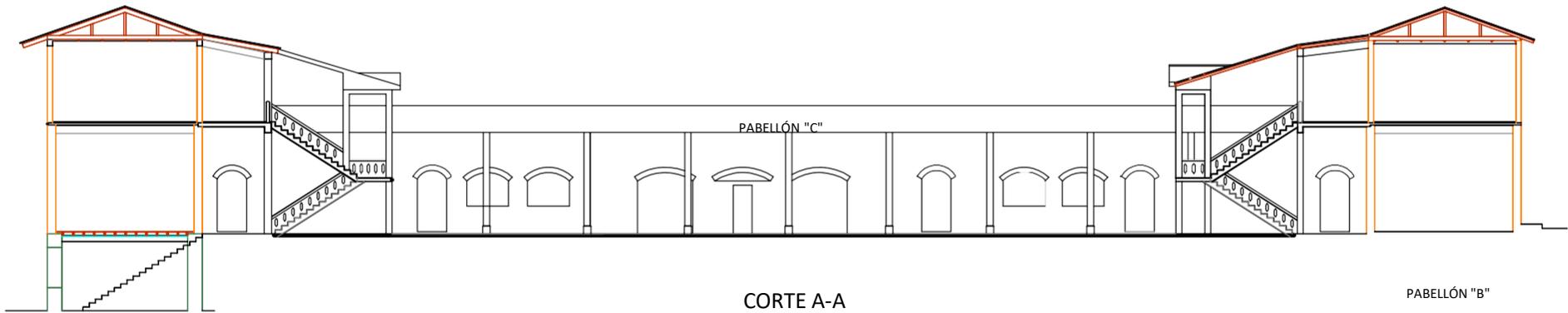


UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA ESCUELA DE POSGRADO MAestrÍA EN CIENCIAS - MENCIÓN INGENIERÍA CIVIL		
Tesis: NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO "HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHEA" CAJAMARCA 2018		
Plano:	ARQUITECTURA SEGUNDO PISO	Lámina:
Maestría:	Ing. Carlos Glicerio Cerquín Briones	Escala: 1:400
		A-02

APÉNDICE N° 1 PLANOS DE
LA EDIFICACIÓN

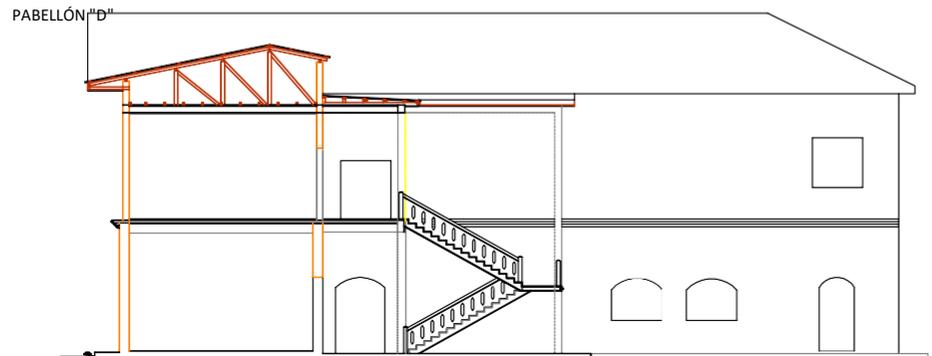


FACHADA



CORTE A-A

PABELLÓN "B"



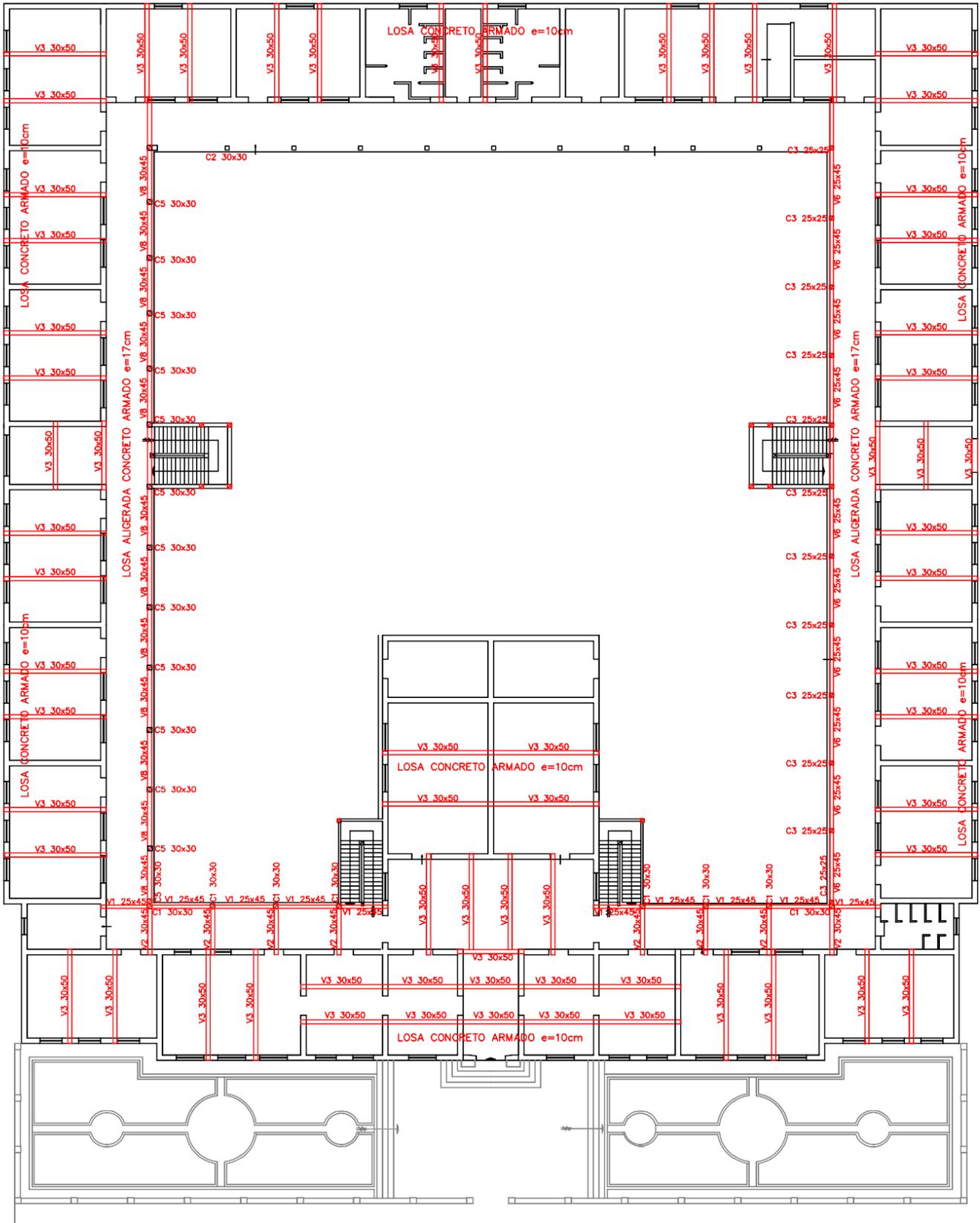
PABELLÓN "A"

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA ESCUELA DE POSGRADO MAESTRÍA EN CIENCIAS - MENCIÓN INGENIERÍA CIVIL		
Tesis: NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO "HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHEA" CAJAMARCA 2018		
Plano:	FACHADA Y CORTES	Lámina:
Maestría:	Ing. Carlos Glicerio Cerquín Briones	Escala: 1:300

A-03

CORTE B-B

APÉNDICE N° 1
PLANOS DE LA EDIFICACIÓN



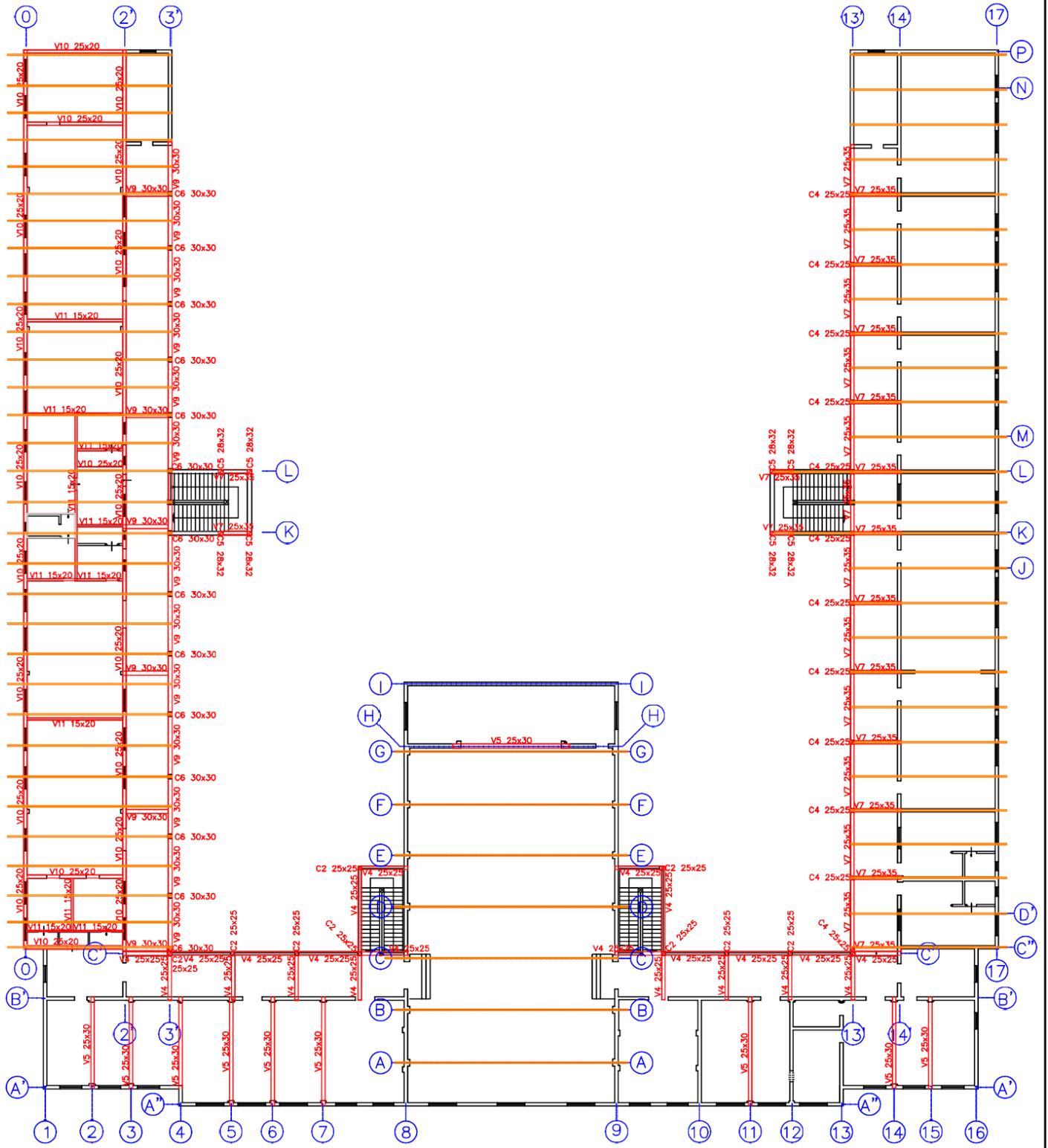
LEYENDA	
MUROS DE ALBAÑILERÍA SIMPLE (LADRILLO DE ARCILLA)	
ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO (COLUMNAS, VIGAS Y LOSAS PLANAS)	
ESTRUCTURAS DE MADERA	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA ESCUELA DE POSGRADO MAESTRÍA EN CIENCIAS - MENCIÓN INGENIERÍA CIVIL	
Tesis: NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO "HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHEA" CAJAMARCA 2018	
Plano: ESTRUCTURAS ENTREPISO	Lámina:

APÉNDICE N° 1
PLANOS DE LA EDIFICACIÓN

Maestría :	Ing. Carlos Glicerio Cerquín Briones	Escala : 1:400	E-01
------------	--------------------------------------	-------------------	-------------

APÉNDICE N° 1
 PLANOS DE LA EDIFICACIÓN

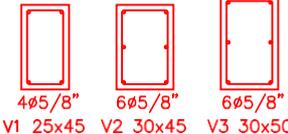
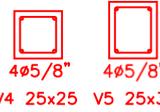


- LEYENDA
- MUROS DE ALBAÑILERÍA SIMPLE (LADRILLO DE ARCILLA) 
 - ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO (COLUMNAS, VIGAS Y LOSAS PLANAS) 
 - ESTRUCTURAS DE MADERA 

APÉNDICE N° 1
PLANOS DE LA EDIFICACIÓN

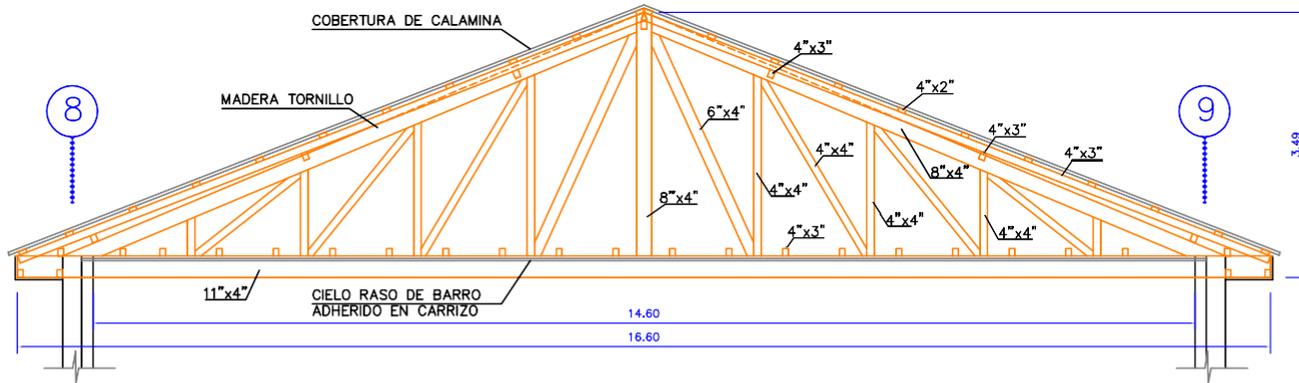
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA ESCUELA DE POSGRADO MAESTRÍA EN CIENCIAS - MENCIÓN INGENIERÍA CIVIL		
Tesis: NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO "HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHEA" CAJAMARCA 2018		
Plano:	ESTRUCTURAS DE TECHO DEL 2° PISO	Lámina:
Maestría:	Ing. Carlos Glicerio Cerquín Briones	Escala : 1:400
		E-02

APÉNDICE N° 1
PLANOS DE LA EDIFICACIÓN

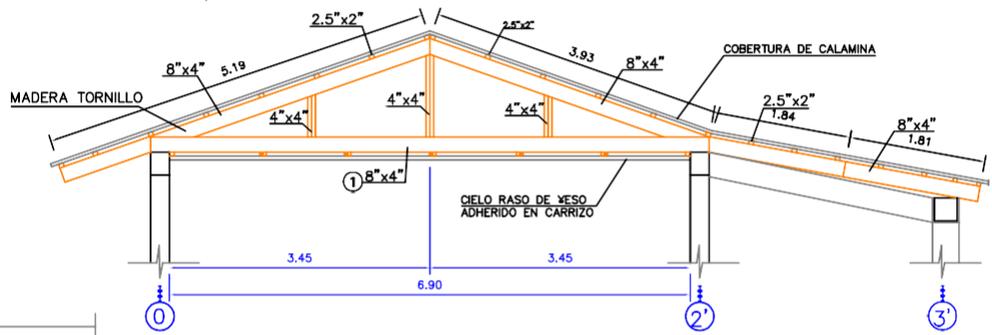
ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO					
PABELLÓN		VIGAS Y ESCALERA		COLUMNAS	
PABELLÓN A	1° PISO	 $4\phi 5/8"$ $6\phi 5/8"$ $6\phi 5/8"$ V1 25x45 V2 30x45 V3 30x50	$f'c = 289 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 4900 \text{ kg/cm}^2$	 $4\phi 5/8"$ C1 30x30	$f'c = 292 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 4900 \text{ kg/cm}^2$
	2° PISO	 $4\phi 5/8"$ $4\phi 5/8"$ V4 25x25 V5 25x30	$f'c = 195 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 4900 \text{ kg/cm}^2$	 $4\phi 1/2"$ C2 25x25	$f'c = 207 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 4900 \text{ kg/cm}^2$
PABELLÓN B	1° PISO	 $4\phi 5/8"$ V6 25x45	$f'c = 172 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 4900 \text{ kg/cm}^2$	 $4\phi 5/8"$ C3 25x25	$f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 4900 \text{ kg/cm}^2$
	2° PISO	 $4\phi 1/2"$ V7 25x35	$f'c = 184 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 4900 \text{ kg/cm}^2$	 $4\phi 1/2"$ C4 25x25	$f'c = 213 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 4900 \text{ kg/cm}^2$
PABELLÓN D	1° PISO	 $4\phi 5/8"$ V8 30x45	$f'c = 334 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 4900 \text{ kg/cm}^2$	 $4\phi 5/8"$ C5 30x30	$f'c = 349 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 4900 \text{ kg/cm}^2$
	2° PISO	 $4\phi 5/8"$ $4\phi 1/2"$ $4\phi 3/8"$ V9 30x30 V10 25x20 V11 25x30	$f'c = 151 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 4900 \text{ kg/cm}^2$	 $4\phi 5/8"$ C6 30x30	$f'c = 163 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 4900 \text{ kg/cm}^2$

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA ESCUELA DE POSGRADO MAESTRÍA EN CIENCIAS - MENCIÓN INGENIERÍA CIVIL		
Tesis: NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO "HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHEA" CAJAMARCA 2018		
Plano: ESTRUCTURAS DE ENTREPISO DE MADERA PABELLÓN "D"	Lámina:	
Maestría: Ing. Carlos Glicerio Cerquín Briones	Escala: 1:40	E-03

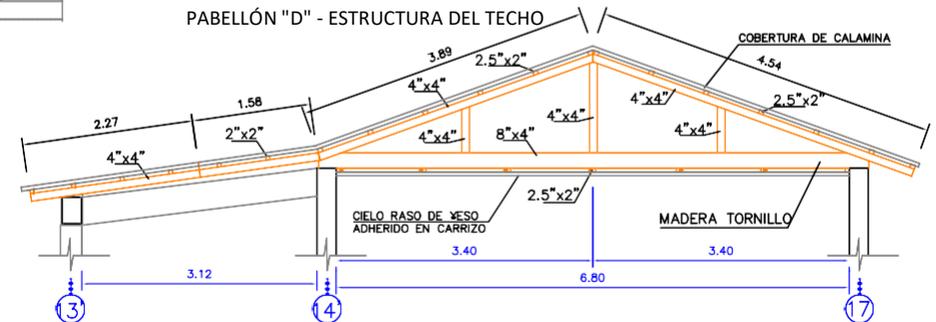
APÉNDICE N° 1 PLANOS DE
LA EDIFICACIÓN



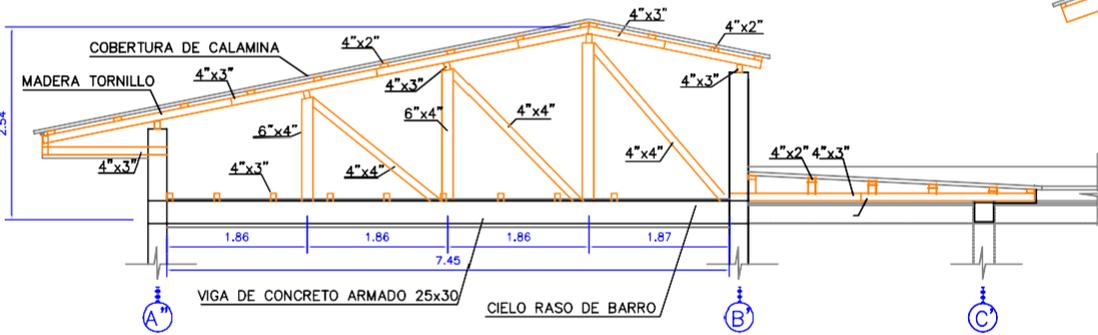
PABELLÓN "A" - ESTRUCTURA DEL TECHO DEL AUDITORIO



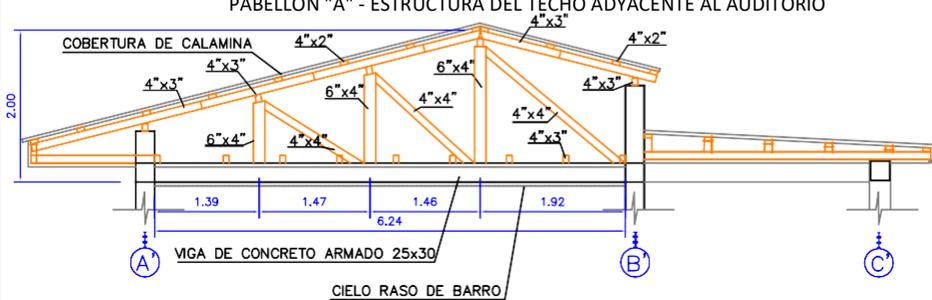
PABELLÓN "D" - ESTRUCTURA DEL TECHO



PABELLÓN "B" - ESTRUCTURA DEL TECHO



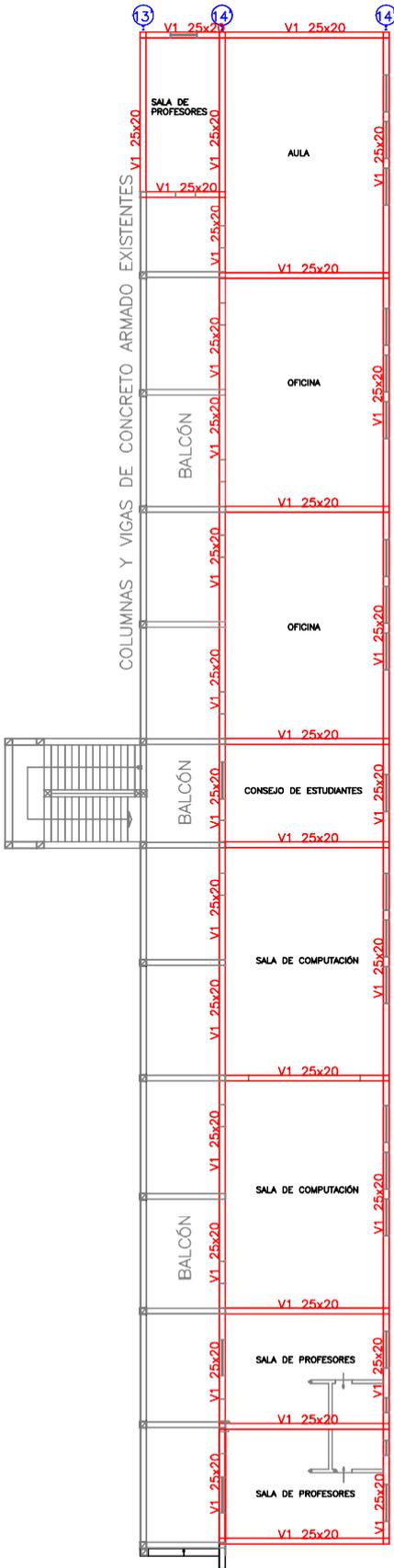
PABELLÓN "A" - ESTRUCTURA DEL TECHO ADYACENTE AL AUDITORIO



PABELLÓN "A" - ESTRUCTURA DEL TECHO EN EXTREMOS

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA ESCUELA DE POSGRADO MAESTRÍA EN CIENCIAS - MENCIÓN INGENIERÍA CIVIL	
Tesis: NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO "HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHEA" CAJAMARCA 2018	
Plano: ESTRUCTURAS DE TECHO	Lámina:
Maestría: Ing. Carlos Glicerio Cerquín Briones	Escala: 1:100
E-04	

APÉNDICE N° 2 PROPUESTA DE SOLUCIÓN

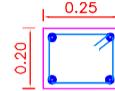


2° PISO PABELLÓN B PROPUESTA DE REFORZAMIENTO VIGAS DE CONFINAMIENTO SOBRE MUROS DE LADRILLO DE ARCILLA

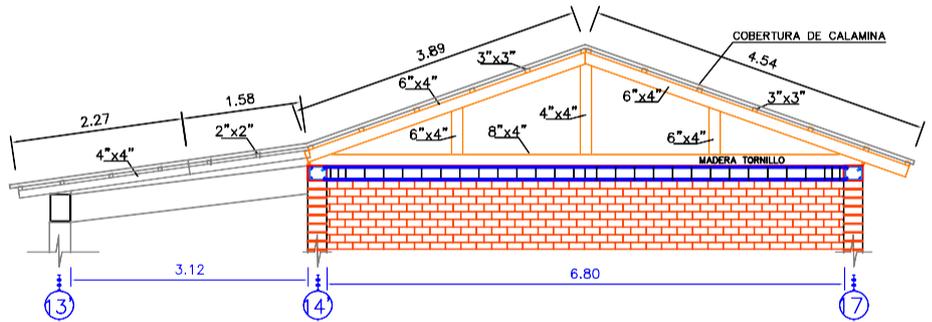
Esc. 1:300

V1 25x20
4Ø1/2"

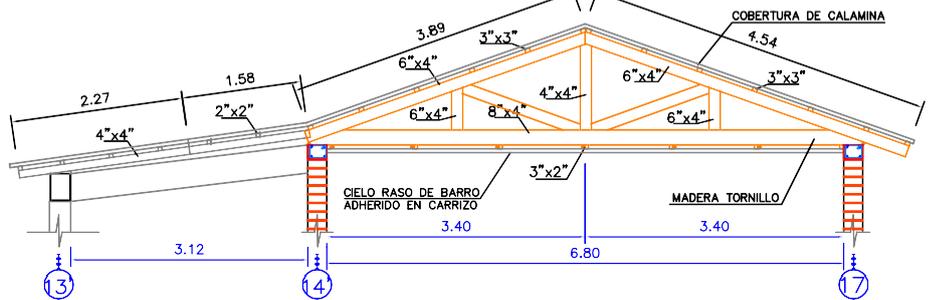
ESTRIBOS Ø1/4": 1@0.05, 2@0.10, r@0.25 ace
f'c = 175 kg/cm²



Esc. 1:25



ESTRUCTURA DE MADERA SOBRE MUROS Esc. 1:100



ESTRUCTURAS DE MADERA EN TRAMOS INTERMEDIOS Esc. 1:100

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA ESCUELA DE POSGRADO MAESTRÍA EN CIENCIAS - MENCIÓN INGENIERÍA CIVIL			
Tesis:	NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO "HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHA" CAJAMARCA 2018		
Plano:	PROPUESTA EN MUROS 2° PISO PABELLÓN "B"	Lámina:	
Maestría:	Ing. Carlos Glicerio Cerquín Briones	Escala:	1:400
P-01			

APÉNDICE N° 2

COSTOS DE IMPLEMENTACIÓN DE LA PROPUESTA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	Trabajos preliminares				1,002.51
01.01	Movilización y desmovilización de equipos y herramientas.	glb	1.00	759.12	759.12
01.02	Seguridad de obra (cintas y carteles de advertencia)	glb	1.00	243.39	243.39
02	Desmontaje de estructuras y demolición de muros				13,129.26
02.01	Desmontaje de estructura de techo existente.	m ²	578.27	7.23	4,180.89
02.02	Demolicion de cielo raso	m ²	428.47	5.94	2,545.11
02.03	Demolicion de muros de ladrillo	m ³	11.65	101.94	1,187.60
02.04	Eliminacion de material de demoliciones y estructura de madera	m ³	130.84	37.82	4,948.37
02.05	Limpieza de la obra	glb	1.00	267.29	267.29
03	Vigas de confinamiento de concreto armado				14,901.84
03.01	Acero fy=4200 kg/cm2 grado 60	kg	1,284.70	4.06	5,215.88
03.02	Encofrado y desencofrado normal en vigas	m ²	82.02	68.05	5,581.46
03.03	Concreto en vigas f'c=175 kg/cm2	m ³	10.00	410.45	4,104.50
04	Muros y tabiques de albañilería				551.12
04.01	Muro de cabeza ladrillo king-kong de arcilla c:m 1:5 x 1.5 cm.	m ²	5.48	100.57	551.12
05	Revoques enlucidos y molduras				2,998.54
05.01	Tarrajeo en interiores acabado cemento-arena 1:5	m ²	67.50	27.38	1,848.15
05.02	Tarrajeo en exteriores acabado cemento-arena 1:5	m ²	24.28	47.38	1,150.39
06	Estructuras de madera de techo				37,316.50
06.01	Estructura de madera tornillo sobre muros	u	8.00	1,263.55	10,108.40
06.02	Estructura de madera tornillo en tramos intermedios	u	5.00	1,450.44	7,252.20
06.03	Correas de madera tornillo 3"x3"	p ²	2,078.74	9.60	19,955.90
07	Cielorrasos				36,536.33
07.01	Correas de madera tornillo 3"x2"	p ²	700.49	7.87	5,512.86
07.02	Encarrizado para cielo raso	m ²	449.42	29.06	13,060.15
07.03	Cielorrasos con yeso	m ²	449.42	39.97	17,963.32
08	Cobertura				18,886.30
08.01	Plancha acanalada metálica e=0.3mm	m ²	578.27	32.66	18,886.30
09	Pintura				6,372.86
09.01	Pintura látex en cielorraso 2 manos	m ²	449.42	9.82	4,413.30
09.02	Pintura latex en muros exteriores 2 manos	m ²	24.28	45.40	1,102.31
09.03	Pintura latex en muros interiores 2 manos	m ²	67.50	12.70	857.25
Costo Directo					131,695.27
Gastos Generales					11,863.00
Utilidad (5% del costo directo)					9,877.15
Sub Total					153,435.42
Impuesto general a las ventas (18%)					27,618.38
Total S/					181,053.80

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0302017 NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO "HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHEA" CAJAMARCA 2018**
 Subpresupuesto **001 REFORZAMIENTO PABELLÓN B** Fecha presupuesto **11/12/2009**

Partida		01.01 MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPOS Y HERRAMIENTAS.						
Rendimiento	glb/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : glb			759.12	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0147010004	PEON	hh	4.0000	32.0000	15.91	509.12		
						509.12		
Equipos								
0348130085	CAMION 6 Tn	d	1.0000	1.0000	250.00	250.00		
						250.00		
Partida		01.02 SEGURIDAD DE OBRA (CINTAS Y CARTELES DE ADVERTENCIA)						
Rendimiento	glb/DIA	MO. 0.2500	EQ. 0.2500	Costo unitario directo por : glb			243.39	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0147010003	OFICIAL	hh	0.1250	4.0000	17.64	70.56		
						70.56		
Materiales								
0229040095	CINTA SEÑALADORA AMARILLA DE PELIGRO DE 5" x 100m:	rll		2.0000	54.65	109.30		
0239130023	CARTELES DE ADVERTENCIA	u		2.0000	30.00	60.00		
						169.30		
Equipos								
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	70.56	3.53		
						3.53		
Partida		02.01 DESMONTAJE DE ESTRUCTURA DE TECHO EXISTENTE.						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 120.0000	EQ. 120.0000	Costo unitario directo por : m2			7.23	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0667	22.00	1.47		
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0667	17.64	1.18		
0147010004	PEON	hh	4.0000	0.2667	15.91	4.24		
						6.89		
Equipos								
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	6.89	0.34		
						0.34		
Partida		02.02 DEMOLICION DE CIELO RASO						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 70.0000	EQ. 70.0000	Costo unitario directo por : m3			5.94	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.1143	17.64	2.02		
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.2286	15.91	3.64		
						5.66		
Equipos								
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	5.66	0.28		
						0.28		

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0302017 NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO "HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHEA" CAJAMARCA 2018

Subpresupuesto 001 REFORZAMIENTO PABELLÓN B Fecha presupuesto 11/12/2009

Partida 01.01 MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPOS Y HERRAMIENTAS.

29/01/2020 22:28:26

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0302017 NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO "HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHEA" CAJAMARCA 2018**
 Subpresupuesto **001 REFORZAMIENTO PABELLÓN B** Fecha presupuesto **11/12/2009**

Partida **02.03 DEMOLICION DE MUROS DE LADRILLO**

Rendimiento **m3/DIA** MO. **3.0000** EQ. **3.0000** Costo unitario directo por : m3 **101.94**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	2.6667	17.64	47.04
0147010004	PEON	hh	1.0000	2.6667	15.91	42.43
						89.47
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	89.47	4.47
0337010101	MARTILLO DE DEMOLICION 1200 W	hm	0.1500	0.4000	10.00	4.00
0348800012	ANDAMIO METALICO CON PLATAFORMA DE MADERA TORNILLO	d	2.4000	0.8000	5.00	4.00
						12.47

Partida **02.04 ELIMINACION DE MATERIAL DE DEMOLICIONES Y ESTRUCTURA DE MADERA**

Rendimiento **m3/DIA** MO. **30.0000** EQ. **30.0000** Costo unitario directo por : m3 **37.82**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010004	PEON	hh	4.0000	1.0667	15.91	16.97
						16.97
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	16.97	0.85
0348040034	CAMION VOLQUETE 12 m3	hm	1.0000	0.2667	75.00	20.00
						20.85

Partida **02.05 LIMPIEZA DE LA OBRA**

Rendimiento **glb/DIA** MO. **1.0000** EQ. **1.0000** Costo unitario directo por : glb **267.29**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010004	PEON	hh	2.0000	16.0000	15.91	254.56
						254.56
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	254.56	12.73
						12.73

Partida **03.01 ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60**

Rendimiento **kg/DIA** MO. **250.0000** EQ. **250.0000** Costo unitario directo por : kg **4.06**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	22.00	0.70
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	17.64	0.56
						1.26
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.70	0.22
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0500	2.40	2.52
						2.74
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.26	0.06
						0.06

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0302017 NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO "HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHEA" CAJAMARCA 2018**
 Subpresupuesto **001 REFORZAMIENTO PABELLÓN B** Fecha presupuesto **11/12/2009**

Partida **03.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **10.0000** EQ. **10.0000** Costo unitario directo por : m2 **68.05**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	22.00	17.60
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	17.64	14.11
						31.71
Materiales						
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.2100	3.70	0.78
0202010002	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2"	kg		0.2400	3.70	0.89
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		6.7500	4.90	33.08
						34.75
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	31.71	1.59
						1.59

Partida **03.03 CONCRETO EN VIGAS f'c=175 kg/cm2**

Rendimiento **m3/DIA** MO. **12.0000** EQ. **12.0000** Costo unitario directo por : m3 **410.45**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	1.3333	22.00	29.33
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	17.64	11.76
0147010004	PEON	hh	10.0000	6.6667	15.91	106.07
						147.16
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.6500	80.00	52.00
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.5500	80.00	44.00
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		8.5000	17.30	147.05
						243.05
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	147.16	7.36
0348010011	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9 -11p3	hm	1.0000	0.6667	11.56	7.71
0349520055	VIBRADOR DE CONCRETO	hm	1.0000	0.6667	7.75	5.17
						20.24

Partida **04.01 MURO DE CABEZA LADRILLO KING-KONG DE ARCILLA C:M 1:5 x 1.5 cm.**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **6.0000** EQ. **6.0000** Costo unitario directo por : m2 **100.57**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	1.3333	22.00	29.33
0147010004	PEON	hh	0.7500	1.0000	15.91	15.91
						45.24
Materiales						
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.1000	80.00	8.00
0217000025	LADRILLO KING KONG 8 X 12 X 22 cm	u		79.0000	0.45	35.55
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		0.5500	17.30	9.52
						53.07
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	45.24	2.26
						2.26

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0302017 NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO "HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHEA" CAJAMARCA 2018**
 Subpresupuesto **001 REFORZAMIENTO PABELLÓN B** Fecha presupuesto **11/12/2009**

Partida	05.01 TARRAJEO EN INTERIORES ACABADO CEMENTO-ARENA 1:5						Rendimiento
	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000			Costo unitario directo por : m2	27.38
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	22.00	14.67	
0147010004	PEON	hh	0.3300	0.2200	15.91	3.50	
							18.17
	Materiales						
0204000000	ARENA FINA	m3		0.0160	80.00	1.28	
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		0.1170	17.30	2.02	
							3.30
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	18.17	0.91	
0348800012	ANDAMIO METALICO CON PLATAFORMA DE MADERA TORNILLO	d	12.0000	1.0000	5.00	5.00	
							5.91
Partida	05.02 TARRAJEO EN EXTERIORES ACABADO CEMENTO-ARENA 1:5						Rendimiento
	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000			Costo unitario directo por : m2	47.38
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	22.00	14.67	
0147010004	PEON	hh	0.3300	0.2200	15.91	3.50	
							18.17
	Materiales						
0204000000	ARENA FINA	m3		0.0160	80.00	1.28	
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		0.1170	17.30	2.02	
							3.30
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	18.17	0.91	
0348800012	ANDAMIO METALICO CON PLATAFORMA DE MADERA TORNILLO	d	60.0000	5.0000	5.00	25.00	
							25.91
Partida	06.01 ESTRUCTURA DE MADERA TORNILLO SOBREMUROS						Rendimiento
	u/DIA	MO. 5.0000	EQ. 5.0000			Costo unitario directo por : u	1,263.55
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	1.6000	22.00	35.20	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	1.6000	17.64	28.22	
0147010004	PEON	hh	1.0000	1.6000	15.91	25.46	
							88.88
	Materiales						
0202510014	PERNOS 1/2" X 10"	u		8.0000	7.60	60.80	
0202510104	PERNOS 3/8" X 5 1/2"	u		48.0000	3.50	168.00	
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		118.6600	4.90	581.43	
0257010004	PLANCHAS METÁLICAS 3/16"	u		18.0000	20.00	360.00	
							1,170.23
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	88.88	4.44	
							4.44

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0302017	NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO "HNO. VICTORINO ELORZ GOICOCHEA" CAJAMARCA 2018		
Subpresupuesto	001	REFORZAMIENTO PABELLÓN B	Fecha presupuesto	11/12/2009
Partida	05.01	TARRAJEO EN INTERIORES ACABADO CEMENTO-ARENA 1:5		

29/01/2020 22:28:26

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0302017 NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO "HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHEA" CAJAMARCA 2018**
 Subpresupuesto **001 REFORZAMIENTO PABELLÓN B** Fecha presupuesto **11/12/2009**

Partida		06.02 ESTRUCTURA DE MADERA TORNILLO EN TRAMOS INTERMEDIOS				
Rendimiento	u/DIA	MO. 5.0000	EQ. 5.0000	Costo unitario directo por : u		1,450.44
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	1.6000	22.00	35.20
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	1.6000	17.64	28.22
0147010004	PEON	hh	1.0000	1.6000	15.91	25.46
						88.88
Materiales						
0202510014	PERNOS 1/2" X 10"	u		8.0000	7.60	60.80
0202510104	PERNOS 3/8" X 5 1/2"	u		48.0000	3.50	168.00
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		156.8000	4.90	768.32
0257010004	PLANCHAS METÁLICAS 3/16"	u		18.0000	20.00	360.00
						1,357.12
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	88.88	4.44
						4.44

Partida		06.03 CORREAS DE MADERA TORNILLO 3"x3"				
Rendimiento	p2/DIA	MO. 280.0000	EQ. 280.0000	Costo unitario directo por : p2		9.60
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	0.0571	22.00	1.26
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	0.0571	17.64	1.01
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.0571	15.91	0.91
						3.18
Materiales						
0202010003	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2"	kg		0.2500	3.70	0.93
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		1.1000	4.90	5.39
						6.32
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	3.18	0.10
						0.10

Partida		07.01 CORREAS DE MADERA TORNILLO 3"x2"				
Rendimiento	p2/DIA	MO. 600.0000	EQ. 600.0000	Costo unitario directo por : p2		7.87
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	0.0267	22.00	0.59
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	0.0267	17.64	0.47
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.0267	15.91	0.42
						1.48
Materiales						
0202010003	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2"	kg		0.2500	3.70	0.93
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		1.1000	4.90	5.39
						6.32
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.48	0.07
						0.07

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0302017 NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO "HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHEA" CAJAMARCA 2018**
 Subpresupuesto **001 REFORZAMIENTO PABELLÓN B** Fecha presupuesto **11/12/2009**

Partida **07.02 ENCARRIZADO PARA CIELO RASO**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **10.0000** EQ. **10.0000** Costo unitario directo por : m2 **29.06**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	22.00	17.60
0147010004	PEON	hh	0.5000	0.4000	15.91	6.36
						23.96
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0500	3.70	0.19
0202010009	CLAVOS PARA MADERA SIN CABEZA DE 1 1/2 "	kg		0.0500	3.70	0.19
0243030003	CARRIZO	tercio		2.0000	2.00	4.00
						4.38
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	23.96	0.72
						0.72

Partida **07.03 CIELORRASOS CON YESO**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **10.0000** EQ. **10.0000** Costo unitario directo por : m2 **39.97**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	22.00	17.60
0147010004	PEON	hh	0.5000	0.4000	15.91	6.36
						23.96
Materiales						
0229060003	YESO EN BOLSAS DE 18 kg	bls		1.1000	13.90	15.29
						15.29
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	23.96	0.72
						0.72

Partida **08.01 PLANCHA ACANALADA METÁLICA E=0.3mm**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **80.0000** EQ. **80.0000** Costo unitario directo por : m2 **32.66**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	0.2000	17.64	3.53
0147010004	PEON	hh	4.0000	0.4000	15.91	6.36
						9.89
Materiales						
0298010181	PLANCHA ACANALADA DE ZINC E=0.3 mm	pl		0.3000	74.90	22.47
						22.47
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	9.89	0.30
						0.30

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0302017 NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACIÓN PÚBLICO "HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHEA" CAJAMARCA 2018**

Subpresupuesto **001 REFORZAMIENTO PABELLÓN B** Fecha presupuesto **11/12/2009**

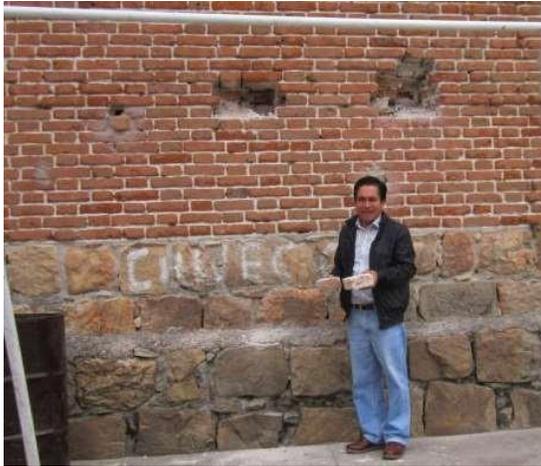
Partida		09.01 PINTURA LÁTEX EN CIELORRASO 2 MANOS					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m2			9.82
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	PrecioS/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.3200	22.00	7.04	
							7.04
Materiales							
0254030027	PINTURA LATEX SUPERMATE	gal		0.0400	22.50	0.90	
0254130001	PINTURA IMPRIMANTE PARA MUROS	gal		0.1300	11.80	1.53	
							2.43
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	7.04	0.35	
							0.35

Partida		09.02 PINTURA LATEX EN MUROS EXTERIORES 2 MANOS					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 18.0000	EQ. 18.0000	Costo unitario directo por : m2			45.40
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	PrecioS/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.4444	22.00	9.78	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.4444	17.64	7.84	
							17.62
Materiales							
0254030027	PINTURA LATEX SUPERMATE	gal		0.0400	22.50	0.90	
0254130001	PINTURA IMPRIMANTE PARA MUROS	gal		0.1300	11.80	1.53	
							2.43
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	17.62	0.35	
0348800012	ANDAMIO METALICO CON PLATAFORMA DE MADERA TORNILLO	d	90.0000	5.0000	5.00	25.00	
							25.35

Partida		09.03 PINTURA LATEX EN MUROS INTERIORES 2 MANOS					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 18.0000	EQ. 18.0000	Costo unitario directo por : m2			12.70
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	PrecioS/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.4444	22.00	9.78	
							9.78
Materiales							
0254030027	PINTURA LATEX SUPERMATE	gal		0.0400	22.50	0.90	
0254130001	PINTURA IMPRIMANTE PARA MUROS	gal		0.1300	11.80	1.53	
							2.43
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	9.78	0.49	
							0.49

APÉNDICE N° 3 PANEL

FOTOGRAFICO



Toma de muestras de ladrillo de los muros



Ensayos a compresión de los ladrillos



Ensayos de esclerometría



Sondeo del acero

ANEXOS

INFORME DE ENSAYOS DE LABORATORIO

DENSIDAD Y RESISTENCIA DE LADRILLOS DE ARCILLA

I. DATOS DEL CLIENTE

NOMBRE DEL CLIENTE: ING. CARLOS GLICERIO CERÓN BRIONES

II. DATOS DEL PROYECTO

TESIS DE MAESTRIA: NIVEL DE DESEMPEÑO SISMICO DE LA EDIFICACION DEL INSTITUTO SUPERIOR DE EDUCACION PUBLICO "HNO. VICTORINO ELORZ GOICOECHEA" - CAJAMARCA 2018.

UBICACION: CAJAMARCA

iii. FECHAS

FECHA DE RECEPCION: 2018-12-15

FECHA DE ENSAYO: 2018-12-17

FECHA DE INFORME: 2019-01-15

IV. MUESTRA Y CONTRAMUESTRA

HURTECO SRL no ha participado en la fabricación y toma de muestra de los ladrillos, dichos testigos han sido proporcionados por el CLIENTE.

No se almacena contramuestra, por ser ensayo destructivo.

El día 2018-12-15, el laboratorio recepcioné la muestra, con las siguientes características:

CUADRO N° 01: MUESTRAS

N° MUESTRA (CLIENTE)	TIPO	CANTIDAD
MUESTRA: A1 LADRILLO EDIFICACION — ISEP "Hno. VEG"	ESPECIMEN DE LADRILLO	1
MUESTRA: A2 LADRILLO EDIFICACION — ISEP "Hno. VEG"	ESPECIMEN DE LADRILLO	1
MUESTRA: A3 LADRILLO EDIFICACION — ISEP "Hno. VEG"	ESPECIMEN DE LADRILLO	1
MUESTRA: A4 LADRILLO EDIFICACION — ISEP "Hno. VEG"	ESPECIMEN DE LADRILLO	1
MUESTRA: A5 LADRILLO EDIFICACION — ISEP "Hno. VEG"	ESPECIMEN DE LADRILLO	1
MUESTRA: B1 LADRILLO EDIFICACION — ISEP "Hno. VEG"	ESPECIMEN DE LADRILLO	1
MUESTRA: B2 LADRILLO EDIFICACION — ISEP "Hno. VEG"	ESPECIMEN DE LADRILLO	1
MUESTRA: B3 LADRILLO EDIFICACION — ISEP "Hno. VEG"	ESPECIMEN DE LADRILLO	1
MUESTRA: B4 LADRILLO EDIFICACION — ISEP "Hno. VEG"	ESPECIMEN DE LADRILLO	1
MUESTRA: B5 LADRILLO EDIFICACION — ISEP "Hno. VEG"	ESPECIMEN DE LADRILLO	1

v. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de las muestras de ladrillo, se realizaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, Concreto y Pavimentos de la empresa Hnos. Urteaga Contratistas SRL, ubicado en el Jr. La Mar

Hnos• URTEAGA CONTRATISTAS S.R.L.

Domicilio social. Jr. La Mar N° 224 RUC. 20453782761 Telefax. 076- 365288

Visite nuest/a página web: 'ww.hurteco.com

N° 224 — Cajamarca. Los ensayos se realizaron bajo las Normas NTP. Los ensayos realizados son:

CUADRO N° 02: ENSAYOS DE LABORATORIO

ENSAYO	NORMA
UNIDADES DE ALBAÑILERIA: Métodos de muestreo y ensayo de ladrillos de arcilla usados en albañilería.	NTP 399.613

VI. PERSONAL RESPONSABLE

- REALIZACION DE ENSAYO: TEC. JOSE JESUS POMPA CHAUPE
- PROCESAMIENTO DE DATOS: ING. FRANK J. GONZALES VASQUEZ

NOTAS:

- El presente informe de ensayo solo puede ser difundido en su totalidad y sin modificaciones. Los extractos o modificaciones requieren la aprobación escrita del laboratorio HURTECO.
- Informes sin firma y sello carecen de validez.
- Los resultados de los ensayos no deben ser utilizados como una certificación de conformidad con normas de producto o como certificado del sistema de calidad de la entidad que lo produce.
- Los resultados corresponden a los ensayos realizados a las muestras proporcionadas por el cliente at Laboratorio HURTECO.

NOTAS REFERIDAS A LAS MUESTRAS Y ENSAYOS

- La fecha de fabricación de las probetas y la resistencia de diseño, han sido declarados por el cliente.
- El curado de las probetas ha sido realizado por el cliente, el laboratorio no se responsabiliza por el método utilizado.

HNOS URTEAGA CONTRATISTAS
Ing. Frank J. Gonzales Vásquez
Reg. CIP. 211150
JEFE DE LABORATORIO

RESISTENCIA A LA COMPRESI6N DE ESPECIMENES DE LADRILLO

Testlgo N°	Fecha de Ensayo	Identiflcaclbn	Peso (g)	Lada A (mm)	Lada B (mm)	Altura (mm)	Area (mm ²)	Dansldad (g/cm ³)	Carga Rotura (kN)	Raclstsncla Maxima (Kg/cmm)	Rasbtencia Promedlo (yfilcm*)
1	2018-12-17	MUESTRA: A1 LADRILLO - EQFICACION ISEP - "Hno. VEG"	1,614	121.47	123.65	65.21	15061.87	1.66	112.54	76.04	71.6
				122.37	123.62	63.57					
2	2018-12-17	MUESTRA: A2 LADRLLO - EDIFICACIDN ISEP - "Hno. VEG"	1,450	122.58	126.64	62.75	15424.56	1.52	115.21	76.17	
				120.94	126.72	60.88					
3	2018-12-17	MUESTRA: A3 LADRLLO - EDIFICACION ISEP - "Hno. VEG"	1,612	124.17	123.80	63.22	15351.20	1.68	112.23	74.55	
				123.41	124.22	61.57					
4	2018-12-17	MUESTRA: A4 LAOFOLLO - BXFEACIDN ISEP - "Hno. VEG"	1,546	124.99	121.62	60.25	15263.66	1.68	99.26	65.88	
				125.61	123.61	59.20					
5	2018-12-17	MUESTRA: A5 LADRILLO - EQFICACIDN ISEP - "Hno. VEG"	1,721	126.68	122.87	61.73	15831.38	1.77	101.25	65.22	
				127.67	126.10	60.83					
6	2018-12-17	MUESTRA: B1 LADRILLO - EDIFICACION ISEP - "Hno. VG"	2,284	137.32	114.84	85.77	15877.51	1.66	116.23	74.65	
				137.14	116.56	87.74					
7	2018-12-17	MUESTRA: B2 LAEGILLO - BXFEACION BEP - "Hno. VEG"	2,155	138.24	111.95	84.54	15672.68	1.65	127.25	82.79	
				139.78	113.54	82.14					
8	2018-12-17	MUESTRA: B3 LADRILLO - EDIFICACION ISO - "Hno. VEG"	2,622	138.83	114.66	91.25	16118.04	1.77	113.54	71.83	
				138.41	117.59	82.28					
9	2018-12-17	MUESTRA: B4 LADRLLO - EOFCACON DEP - "Hno. VEG"	2,472	138.21	112.11	92.94	15403.43	1.74	113.78	75.32	
				137.80	111.12	91.05					
10	2018-12-17	MUESTRA: B5 LADRILLO - BXFICACIDN ISEP - "Hno. VEG"	2,239	137.58	114.57	84.50	15728.42	1.70	112.96	73.24	
				138.20	113.56	83.29					

Hnos. URTEAGA CONTRATISTAS

HNOS URTEAGA CONTRATISTAS

Ing. Frank J. Gázquez Vásquez
Reg. CIP. 211180
JEFE DE LABORATORIO

Hnos. URTEAGA CONTRATISTAS S.R.L.

Domicilio social: Jr. La Mar N° 224 RUC. 20453782761 Telefax. 076- 365288

Visite nuestra página web: w/w.hurteoo.com



MUESTRA: A1
LADRILLO. EDIFICACIÓN
ISEP- "Hno. VEG"
17-12-2018

ANTES DEL ENSAYO



MUESTRA: A1
LADRILLO. EDIFICACIÓN
ISEP- "Hno. VEG"
17-12-2018

DESPUÉS DEL ENSAYO



MUESTRA: A2
LADRILLO. EDIFICACIÓN
ISEP- "Hno. VEG"
17-12-2018

ANTES DEL ENSAYO



MUESTRA: A2
LADRILLO. EDIFICACIÓN
ISEP- "Hno. VEG"
17-12-2018

DESPUÉS DEL ENSAYO



MUESTRA: A3
LADRILLO. EDIFICACIÓN
ISEP- "Hno. VEG"
17-12-2018

ANTES DEL ENSAYO



MUESTRA: A3
LADRILLO. EDIFICACIÓN
ISEP- "Hno. VEG"
17-12-2018

DESPUÉS DEL ENSAYO



MUESTRA: A4
LADRILLO. EDIFICACIÓN
ISEP- "Hno. VEG"
17-12-2018

ANTES DEL ENSAYO



MUESTRA: A4
LADRILLO. EDIFICACIÓN
ISEP- "Hno. VEG"
17-12-2018

DESPUÉS DEL ENSAYO



MUESTRA: A5
LADRILLO. EDIFICACIÓN
ISEP- "Hno. VEG"
17-12-2018

ANTES DEL ENSAYO



MUESTRA: A5
LADRILLO. EDIFICACIÓN
ISEP- "Hno. VEG"
17-12-2018

DESPUÉS DEL ENSAYO



MUESTRA: B1
LADRILLO. EDIFICACIÓN
ISEP- "Hno. VEG"
17-12-2018

ANTES DEL ENSAYO



MUESTRA: B2
LADRILLO. EDIFICACIÓN
ISEP- "Hno. VEG"
17-12-2018

ANTES DEL ENSAYO

HNOS URTEAGA CONTRATISTAS

Ing. Frank J. Gonzales Vásquez

Reg. CIP. 211190
JEFE DE LABORATORIO

Hnos. URTEAGA CONTRATISTAS S.R.L.

Domicilio social: Jr. La Afar/V° 224 RUC: 20453782761 Telefax: 076- 365288
Visite nuest/a página web: w i .huzteco.com



HNOS URTEAGA CONTRATISTAS

Ing. Frank J. Gonzales Vásquez
Reg. CIP. 211150
JEFE DE LABORATORIO



ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA

(Norma ASTM : C - 805, NPT 339.181)

REVISIÓN 001
fecha 14-01-2016

Proyecto: Ensayos Esclerometría ISEP "Hno. V.E.G."	Cliente: Ing. Carlos Cerquin
Preparado por: Tec° Jose Figueroa	Ubicación: Cajamarca
Área: Laboratorio de concreto	Estructura: COLUMNA 01 PABELLON D - 1° PISO
Descripción:	Reporte N°: 1.0
Tramo :	Fecha: 24/11/2018
Código:	

ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA (Norma ASTM : C - 805, NPT 339.181)

ENSAYO N°	Nº DE DISPARO	ESTRUCTURA	ANGULO DE IMPACTO	LECTURA DE IMPACTO	LECTURA DE CONVERSION (psi)	FECHA DEL ENSAYO	f'c kg./cm²	f'c PROMEDIO kg./cm²
3	1	Columna	"A"	42	5400	24-nov-18	380	390
	2		"A"	47	6400		450	
	3		"A"	39	4700		330	
	4		"A"	38	4500		316	
	5		"A"	46	6200		436	
	6		"A"	44	5700		401	
	7		"A"	46	6200		436	
	8		"A"	39	4700		330	
	9		"A"	42	5400		380	
	10		"A"	46	6200		436	
5	1	Columna	"A"	40	5000	24-nov-18	352	344
	2		"A"	38	4500		316	
	3		"A"	39	4700		330	
	4		"A"	40	5000		352	
	5		"A"	42	5400		380	
	6		"A"	39	4700		330	
	7		"A"	39	4700		330	
	8		"A"	41	5200		366	
	9		"A"	41	5200		366	
	10		"A"	38	4500		316	

Observaciones :		Promedio	367 kg/cm²
Equipo Usado : Esclerómetro Marca SCLEROMETRO PER CALCESTRUZZI CONCRETE TEST HAMMER		Factor de corrección	0.95
LABORATORIO OSMA ENGINEERING SRL		Valor corregido	349 kg/cm²
Nombre: Tec° Jose Figueroa	Nombre: Ing. Miriam Machuca		
Firma:	Firma:		
		CUMPLE	
		NO CUMPLE	
24-nov-18	24-nov-18		

