



UNIVERSIDAD JOSÉ CARLOS MARIÁTEGUI

VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y
ARQUITECTURA**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

**PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL PARA
DEVOLVERLE LA FUNCIONABILIDAD AL PABELLÓN P-3
DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA SANTA FORTUNATA
EN EL DISTRITO DE MOQUEGUA.**

PRESENTADO POR

BACHILLER JOEL RODRIGO ARANA ALMANZA

ASESOR

ING. FREDY JAIME CALSIN ADCO

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

MOQUEGUA – PERÚ

2018

CONTENIDO

PORTADA	Pág.
Página de jurado.....	i
Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento.....	iii
Contenido.....	iv
CONTENIDO DE TABLAS.....	ix
CONTENIDO DE FIGURAS.....	xi
CONTENIDO DE ECUACIONES.....	xvi
CONTENIDO DE APÉNDICES.....	xviii
RESUMEN.....	xix
ABSTRACT.....	xx
INTRODUCCIÓN.....	xxi

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 Descripción de la realidad del problema.....	1
1.2 Definición del problema.....	4
1.2.1 Problema general.....	4
1.2.2 Problemas específicos.....	4
1.3 Objetivos de la investigación.....	5
1.3.1 Objetivo general.....	5
1.3.2 Objetivos específicos.....	5
1.4 Justificación.....	5
1.5 Alcances y limitaciones.....	6

1.6 Variables	7
1.6.1 Operacionalización de variables	7
1.7 Hipótesis	8
1.7.1 Hipótesis general	8
1.7.2 Hipótesis específicas.....	8

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación	9
2.2 Bases teóricas.....	14
2.2.1 Sismicidad en el Perú	14
2.2.2 Sismicidad en Moquegua.....	15
2.2.3 Metodología de evaluación estructural	18
2.2.3.1 Alcances de la evaluación estructural	18
2.2.3.2 Procedimiento de evaluación estructural.....	18
2.2.3.3 Características estructurales	18
2.2.3.4 Solicitaciones sísmicas	19
2.2.3.5 Evaluación de resultados	28
2.2.4 Reforzamiento estructural.....	30
2.2.4.1 Generalidades	30
2.2.4.2 Definición.....	30
2.2.4.3 Métodos de reforzamiento estructural	31
2.2.4.4 Reforzamiento con inclusión de muros de corte	33
2.2.4.5 Reforzamiento mediante recrudecido con concreto armado	34
2.2.5 Funcionabilidad estructural	41

2.2.6 Descripción del proyecto de intervención	42
2.2.6.1 Ubicación del pabellón P-3	42
2.2.6.2 Recopilación de información existente	42
2.2.6.3 Arquitectura del edificio.....	43
2.2.6.4 Sistema estructural	45
2.2.6.5 Verificación de las dimensiones en campo	45
2.2.6.6 Descripción de la muestra de investigación	46
2.3 Definición de términos.....	47

CAPÍTULO III

MÉTODO

3.1 Tipo de investigación.....	50
3.2 Diseño de la investigación	50
3.3 Población y muestra.....	50
3.4 Descripción de instrumentos para recolección de datos	51

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 Presentación de resultados	53
4.1.1 Evaluación estructural (Comportamiento sísmico)	54
4.1.1.1 Evaluación estructural cualitativa del edificio	54
4.1.1.2 Evaluación estructural detallada del edificio	59
4.1.1.3 Modelo matemático.....	59
4.1.1.4 Análisis de cargas por gravedad.....	60
4.1.1.5 Análisis sísmico.....	60
4.1.2 Estado actual del sistema estructural (ESE=CDC + EC)	79

4.1.2.1 Calidad del diseño y la construcción de la estructura (CDC)	79
4.1.2.2 Estado de la conservación de la estructura (EC)	81
4.1.3 Vulnerabilidad no estructural	85
4.1.3.1 Estabilidad de tabiques.....	85
4.1.3.2 Otros elementos no estructurales.....	92
4.1.4 Diagnóstico de la evaluación.....	92
4.1.4.1 Vulnerabilidad sísmica del edificio.....	93
4.1.5 Propuesta de reforzamiento estructural	94
4.1.5.1 Restructuración del edificio	94
4.1.5.2 Modelo matemático.....	96
4.1.5.3 Análisis de cargas por gravedad.....	97
4.1.5.4 Análisis sísmico	98
4.2 Contrastación de hipótesis	107
4.3 Discusión de resultados.....	111
4.3.1 Generalidades	111
4.3.2 Validez interna de la investigación.....	111
4.3.2.1 Modelo matemático y análisis empleado	111
4.3.2.2 Trabajo de campo	113
4.3.2.3 Evaluación de la vulnerabilidad sísmica	113
4.3.2.4 Calidad de la validez extrema de la investigación	114
4.3.2.5 Discusión de resultados.....	114

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones.....	126
-----------------------	-----

5.2 Recomendaciones	129
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	131
APÉNDICE	135
MATRIZ DE CONSISTENCIA	148

CONTENIDO DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Operación de variables.....	7
Tabla 2. Porcentaje de consideración de carga viva	20
Tabla 3. Factor de zona z	23
Tabla 4. Factor de suelo s.....	24
Tabla 5. Periodo t_p y t_l	24
Tabla 6. Sistema de resistencia al corte	25
Tabla 7. Factor de uso	26
Tabla 8. Sistemas estructurales	26
Tabla 9. Irregularidad estructural en altura	27
Tabla 10. Irregularidad estructural en planta	27
Tabla 11. Límites para distorsión entre piso	29
Tabla 12. Ensayo a la compresión del ministerio transporte y comunicaciones. 57	57
Tabla 13. Ensayo a la compresión del complejo los vegetales	57
Tabla 14. Ensayo a la compresión de la I E Luis e Pinto Soto Mayor.....	58
Tabla 15. Modelo matemático.....	59
Tabla 16. Cargas aplicadas.....	60
Tabla 17. Resumen de parámetros de sitio.....	61
Tabla 18. Modos y periodos del edificio.....	65
Tabla 19. Distorsión máxima por piso en dirección xx	66
Tabla 20. Distorsión máxima por piso en dirección yy	66
Tabla 21. Coordenadas de centro de masa y centro de rigidez	67
Tabla 22. Cortante en la base por el método estático y dinámico.....	68

Tabla 23. Resumen de parámetros de sitio.....	72
Tabla 24. Evaluación de irregularidades.....	72
Tabla 25. Modos y periodos del edificio.....	74
Tabla 26. Distorsión máxima por piso en dirección xx	75
Tabla 27. Distorsión máxima por piso en dirección yy	75
Tabla 28. Cortante en la base por el método estático y dinámico.....	76
Tabla 29. Inventario de deterioros en los elementos.....	82
Tabla 30. Parámetros para evaluar la vulnerabilidad sísmica	93
Tabla 31. Rangos numéricos para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica ...	94
Tabla 32. Modelo matemático.....	97
Tabla 33. Cargas aplicadas.....	98
Tabla 34. Resumen de parámetros de sitio.....	98
Tabla 35. Estudio de irregularidades.....	99
Tabla 36. Participación modal de masas	101
Tabla 37. Distorsión máxima por piso en dirección XX.....	101
Tabla 38. Distorsión máxima por piso en dirección YY.....	101
Tabla 39. Centro de masas y rigidez	102
Tabla 40. Cortante en la base por el método estático y dinámico.....	103
Tabla 41. Cortante en la base por el método estático y dinámico.....	103

CONTENIDO DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Estado situacional de la estructura educativa en el Perú	1
Figura 2. Estado situacional de la estructura educativa con la norma sismo resistente de 1977	2
Figura 3. Situación de las estructuras educativas a nivel nacional existente	3
Figura 4. Registró histórico de los sismos producidos en el Perú desde el año 1900.	14
Figura 5. Sismicidad en la región sur del Perú para el periodo 1964 – 1996 ($M > 5,0$).....	15
Figura 6. Distribución de daños para el sismo escenario del 23-06-2001.	17
Figura 7. Vista ilustrativa de una edificación.....	19
Figura 8. Elevación de peso, representado en corte.	20
Figura 9. Modelo simplificado de masas	21
Figura 10. Coeficiente de reducción sísmica vs cortante.....	28
Figura 11. Refuerzo con adición de muros.....	33
Figura 12. Formas de encamisar estructuras de concreto armado	35
Figura 13. Encamisado de columna.	36
Figura 14. Detalle típico de incremento de peralte en vigas.	39
Figura 15. Reforzamiento de una viga con concreto armado en la cara inferior. .	39
Figura 16. Encamisado de una columna hasta la losa.	40
Figura 17. Vista satelital de la ubicación de la I E Santa Fortunata.....	42
Figura 18. Vista planta del pabellón P-3.....	43
Figura 19. Elevación interior del pabellón de la I E Santa Fortunata	43

Figura 20. Elevación Exterior del pabellón de la I E Santa Fortunata.....	44
Figura 21. Corte C'-C'	44
Figura 22. Vista planta de la distribución de los elementos estructurales de vigas y columnas.	44
Figura 23. Equipo de perforación para la extracción de núcleos.	46
Figura 24. Organigrama de la secuencia seguida para la presentación de resultados.	53
Figura 25. Vista planta del pabellón de la I E Santa Fortunata.....	54
Figura 26. Elevación principal del pabellón P-3.....	55
Figura 27. Rajaduras en los muros de albañilería	55
Figura 28. Interacción pórtico - tabique.....	56
Figura 29. Detalle de distribución de acero en vigas y columnas.....	58
Figura 30. Modelo matemático del edificio.	60
Figura 31. Espectro de pseudo – aceleración.....	64
Figura 32. Modos de vibración	66
Figura 33. Momento flector por envolvente 3-3 en dirección del eje 4.....	69
Figura 34. Momento flector por envolvente 3-3 en dirección del eje 3.....	69
Figura 35. Momento flector por envolvente 3-3 en dirección del eje 2.....	69
Figura 36. Fuerza cortante por envolvente 2-2 en dirección del eje 4.	70
Figura 37. Fuerza cortante por envolvente 2-2 en dirección del eje 3.	70
Figura 38. Fuerza cortante por envolvente 2-2 en dirección del eje 2.	70
Figura 39. Fuerza axial por envolvente en dirección del eje 4.....	71
Figura 40. Fuerza axial por envolvente en dirección del eje 3.....	71
Figura 41. Fuerza axial por envolvente en dirección del eje 2.....	71

Figura 42. Espectro de pseudo – aceleración	73
Figura 43. Modos de vibración	75
Figura 44. Momento flector por envolvente 3-3 en dirección del eje 4.....	76
Figura 45. Momento flector por envolvente 3-3 en dirección del eje 3.....	77
Figura 46. Momento flector por envolvente 3-3 en dirección del eje 2.....	77
Figura 47. Fuerza cortante por envolvente 2-2 en dirección del eje 4.	77
Figura 48. Fuerza cortante por envolvente 2-2 en dirección del eje 3.	78
Figura 49. Fuerza cortante por envolvente 2-2 en dirección del eje 2.	78
Figura 50. Fuerza axial por envolvente en dirección del eje 4.....	78
Figura 51. Fuerza axial por envolvente en dirección del eje 3.....	79
Figura 52. Fuerza axial por envolvente en dirección del eje 2.....	79
Figura 53. Fisura de orden de 0,1 mm a 0,2 mm.	83
Figura 54. Desprendimiento del recubrimiento en muros.....	83
Figura 55. Fisuras por esfuerzo en columnas y vigas	84
Figura 56. Presencia de fisuras en viga-columna.....	84
Figura 57. Fisuración por retracción por exceso de desplazamiento	84
Figura 58. Comportamiento de un muro de albañilería no aislado.....	85
Figura 59. Tensión originada por el sismo en dirección X en el paño de albañilería en el eje 4.	85
Figura 60. Tensión originada por el sismo en dirección X en el paño de albañileríaen el eje 3.	86
Figura 61. Tensión originada por el sismo en dirección X en el paño de albañilería en el eje A.	86
Figura 62. Tensión originada por el sismo en dirección X en el paño de	

albañilería en el eje C.	87
Figura 63. Tensión originada por el sismo en dirección X en el paño de albañilería en el eje E.....	87
Figura 64. Tensión originada por el sismo en dirección X en el paño de albañilería en el eje E.....	87
Figura 65. Tensión originada por el sismo en dirección Y en el paño de albañilería en el eje 4.....	88
Figura 66. Tensión originada por el sismo en dirección Y en el paño de albañilería en el eje 3.....	88
Figura 67. Tensión originada por el sismo en dirección Y en el paño de albañilería en el eje A.....	88
Figura 68. Tensión originada por el sismo en dirección Y en el paño de albañilería en el eje C.....	89
Figura 69. Tensión originada por el sismo en dirección Y en el paño de albañilería en el eje E.....	89
Figura 70. Tensión originada por el sismo en dirección Y en el paño de albañilería en el eje G.....	89
Figura 71. Sección C-C del pabellón P-3 del, donde se presencia la interacción tabique - pórtico.....	90
Figura 72. Elevación principal del pabellón P-3.....	91
Figura 73. Elevación secundaria del pabellón P-3 del primer nivel	91
Figura 74. Pabellón P-3: Vista en planta de la estructura existente.....	95
Figura 75. Pabellón P-3: Vista en planta de la estructura reforzada.....	95

Figura 76. Implementación de nuevos elementos estructurales como muros de corte y columnetas.	96
Figura 77. Encamisado de columna C-1 columna CR1 y vigas peraltados.	96
Figura 78. Modelo matemático del edificio.	97
Figura 79. Espectro de pseudo – aceleración	100
Figura 80. Sección diseñada del muro de corte P-1.	103
Figura 81. Diagrama de interacción del muro de corte P-1.	104
Figura 82. Sección diseñada del muro de corte P-1.	104
Figura 83. Diagrama de interacción del muro de corte P-1.	104
Figura 84. Verificación por flexión en vista 3D.	105
Figura 85. Verificación por flexión en vista planta.....	105
Figura 86. Verificación por corte en vista 3D.....	106
Figura 87. Verificación por corte en vista planta.	106
Figura 88. Distribución t de student.....	108
Figura 89. Periodos fundamentales de la Estructura.....	116
Figura 90. Desplazamientos acumulado	117
Figura 91. Fuerza cortante en la base.....	118
Figura 92. Distribución de fuerza cortante.....	119
Figura 93. Periodos fundamentales de la Estructura.....	122
Figura 94. Desplazamientos	123
Figura 95. Fuerza cortante en la base.....	124

CONTENIDO DE ECUACIONES

	Pág.
Ecuación 1. Peso de la edificación.....	19
Ecuación 2. Fuerzas horizontales por nivel.....	21
Ecuación 3. Cortante total	21
Ecuación 4. Relacion entre C y R	21
Ecuación 5. Pseudo aceleración	22
Ecuación 6. Respuesta maxima Elastica	22
Ecuación 7. Periodo fundamental	24
Ecuación 8. Factor de ampliación sísmica	25
Ecuación 9. Factor de ampliación sísmica	25
Ecuación 10. Factor de ampliación sísmica	25
Ecuación 11. Factor de reducción	27
Ecuación 12. Factor de reducción	28
Ecuación 13. Factor de reducción	28
Ecuación 14. Fuerzas horizontales por nivel.....	29
Ecuación 15. Factor de distribución en altura	29
Ecuación 16. Factor de periodo fundamental de vibración.....	29
Ecuación 17. Factor de periodo fundamental de vibración.....	29
Ecuación 18. Irregularidad de rigidez	61
Ecuación 19. Irregularidad de rigidez	61
Ecuación 20. Irregularidad de resistencia	61
Ecuación 21. Irregularidad extrema de rigidez	62
Ecuación 22. Irregularidad torsional	63

Ecuación 23. Irregularidad extrema torsional	63
Ecuación 24. Pseudo aceleración espectral	64
Ecuación 25. Factor de escalamiento de espectro en dirección XX	64
Ecuación 26. Factor de escalamiento de espectro en dirección YY	64
Ecuación 27. Excentricidad.....	67
Ecuación 28. Cortante en la base en dirección XX.....	68
Ecuación 29. Cortante en la base en dirección YY	68
Ecuación 30. Pseudo aceleración espectral	73
Ecuación 31. Factor de escalamiento de espectro.....	73
Ecuación 32. Cortante en la base	76
Ecuación 33. Cortante en la base año 1977.....	79
Ecuación 34. Cortante en la base año 2016.....	80
Ecuación 35. Vulnerabilidad sísmica.....	94
Ecuación 36. Vulnerabilidad sísmica.....	94
Ecuación 37. Pseudo aceleración espectral	99
Ecuación 38. Factor de escalamiento en dirección XX.....	99
Ecuación 39. Factor de escalamiento en dirección YY.....	100
Ecuación 40. Excentricidad.....	102

CONTENIDO DE APÉNDICES

	Pág.
Figura A 1. Arquitectura de la estructura existente.....	135
Figura A 2. Cortes y elevaciones de la estructura existente.....	136
Figura A 3. Columnas y vigas de la estructura existente.	137
Figura A 4. Diagnóstico de daños.	138
Figura A 5. Propuesta de reforzamiento estructural.....	139
Tabla B 1. Ficha dde registro de ambiente del estado actual del segundo nivel..	140
Tabla B 2. Ficha dde registro de ambiente del estado actual del segundo nivel..	141
Tabla B 3. Comparativo entre métodos de reforzamiento el modelo original ...	142

RESUMEN

La tesis propuesta de reforzamiento estructural para devolverle la funcionalidad al pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata en el distrito de Moquegua tiene como objetivo principal desarrollar una alternativa de reforzamiento estructural que asegure el desempeño y de esta manera reactive la funcionalidad a la cual está destinada. La metodología aplicada es experimental. Se utiliza un diseño de carácter cuasi - experimental debido al trabajo con una variable independiente; se analiza las consecuencias de las influencia sobre la otra variable considerada como dependiente. Se diseña un flujo-grama con el procedimiento del análisis, obteniendo resultados esperados y favorables que solucionan las deficiencias desde los cálculos numéricos. Como conclusión se desarrolla una propuesta de reforzamiento estructural que permite la funcionalidad al pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata en el Distrito de Moquegua teniendo en consideración el aspecto de desempeño.

Palabras clave: Propuesta, reforzamiento, estructura, funcionalidad, educación.

ABSTRACT

The proposed thesis of structural reinforcement to return the functionality to the P-3 pavilion of the Santa Fortunata Educational Institution in the district of Moquegua has as main objective to develop an alternative of structural reinforcement that ensures the performance and in this way reactivates the functionality to which it is destined. The applied methodology is experimental. A quasi - experimental design is used due to the work with an independent variable; The consequences of the influence on the other variable considered as dependent are analyzed. A flow chart is designed with the analysis procedure, obtaining expected and favorable results that solve the deficiencies from the numerical calculations. In conclusion, a structural reinforcement proposal is developed that allows the functionality of the P-3 pavilion of the Santa Fortunata Educational Institution in the Moquegua District, taking into consideration the performance aspect.

Keywords: proposal, reinforcement, structure, functionality, education.

INTRODUCCIÓN

El Perú es un país que está en vías de desarrollo, en muchos casos no se cuenta con recursos económicos para demoler una estructura con deficiencias constructivas y/o reforzarlas, de tal manera que recuperen su funcionabilidad estructural; lo que ha motivado al estudio de diversas formas y tipos de reforzamientos, que por la similitud de sistemas estructurales son aplicables para el mismo tipo de refuerzo.

El presente trabajo de investigación busca primeramente describir el estado situacional en el que se encuentra el Pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata del distrito de Moquegua, edificación que ha sido severamente deteriorada debido a los eventos sísmicos ocurridos, entre otros factores. Ante esto se plantearon los objetivos de la investigación y las hipótesis; así como las variables que servirán de lineamiento para el desarrollo del trabajo. Posteriormente en un segundo capítulo, se tiene evidencian de investigaciones anteriores de temas que guardan relación directo con el tema propuesto para investigar; así mismo se describe en las bases teóricas los conceptos básicos necesarios para el desarrollo de la presente investigación, apoyado por la definición de términos para un mayor entendimiento de los conceptos. Seguidamente en el tercer capítulo, se toca aspectos metodológicos, tales como la descripción del tipo de investigación que se realizará, el diseño de la misma, la delimitación de la población y muestra a considerar y una descripción de los instrumentos para la toma de datos y posterior desarrollo de la investigación. En el cuarto capítulo, se muestra la presentación de los resultados obtenidos, contrastación de las hipótesis y discusión los resultados. Finalmente, en el quinto capítulo, se presentan aspectos como conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 Descripción de la realidad del problema

El Perú es un país donde la precariedad de las estructuras escolares es alarmante, a esto se une la constante repetición de oscilaciones sísmicas que incrementa cada vez los daños en estructuras, que de por sí son vulnerables por el paso del tiempo.

Según el censo de estructura educativa (INEI, 2014) realizado por el instituto nacional de estadística e informática en colaboración con el ministerio de educación, contó con la participación de más de 100 ingenieros civiles quienes visitaron 42 331 establecimientos escolares en todo el ámbito nacional, determinaron que el 91 % de colegios públicos necesita intervención en su estructura, y un 9 % no requiere intervención, como se aprecia en la figura 1.



Figura 1. Estado situacional de la estructura educativa en el Perú

Fuente: Instituto nacional de estadísticas e informática, 2014

Hablar de estructura educativa, es también mencionar obligatoriamente temas sobre la seguridad del alumnado, en este aspecto la información recabada por el censo de estructura educativa (INEI, 2014) muestra que cerca de un tercio de edificaciones han sido levantadas antes de que existieran normas nacionales para la construcción como es el caso de la norma sismo-resistente E-030 del reglamento nacional de edificaciones (1977), y que el 41% de ellas han sido construidas por las asociaciones de padres de familia sin seguir los criterios de seguridad adecuados tal como se representa en la figura 2.

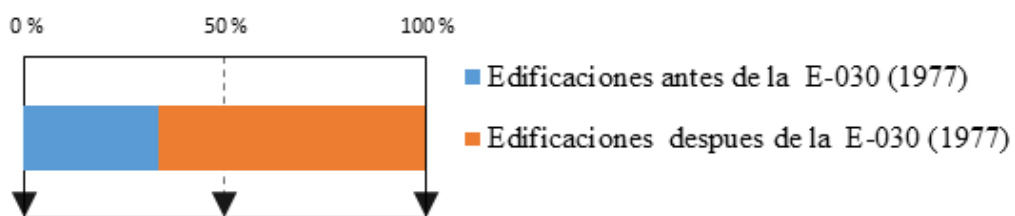


Figura 2. Estado situacional de la estructura educativa con la norma sismo resistente de 1977

Fuente: INEI, 2014

En este sentido, si se consideran las escuelas construidas con estructuras extremadamente vulnerables, se tiene que el 51 % de las edificaciones escolares requieren reforzamiento y rehabilitación tal como se observa en la figura 3, obtenido del instituto nacional de estadísticas e informática (INEI, 2014), porque representa un riesgo alto de colapso ante oscilaciones sísmicas, lo cual constituye un grave problema de seguridad en los estudiantes. Así mismo el 25 % de los locales escolares requiere sustitución de estructura y/o demolición por presentar problemas estructurales. Un 15 % requiere de mantenimiento no estructural, y solo el 9 % no requiere ningún tipo de intervención.



Figura 3. Situación de las estructuras educativas a nivel nacional existente

Fuente: INEI, 2014

Moquegua, situada al sureste del Perú, no es ajena a esta problemática nacional, ya que se encuentra en una zona altamente sísmica, donde las excitaciones son frecuentes y de mayor intensidad, lo que afecta la estructura de los locales escolares ubicados en sus distintos distritos. Un caso emblemático de este problema es la Institución Educativa Santa Fortunata, ya que según declaraciones de Richard Martínez, secretario técnico de la plataforma provincial de Moquegua de defensa civil, en la inspección realizada en el mes de septiembre del 2017 indicó haber detectado deficiencias en la estructura, lo que pone en muy alto riesgo a la población estudiantil.

La I E ubicado entre las calles: Tacna, Lima y Callao, en pleno centro de la ciudad de Moquegua, consta de un área total de 8 210,16 m². En abril del 2018 no se encuentra en funcionamiento, debido a los daños ocasionados por el terremoto ocurrido el sábado 23 de junio de 2001 de 6,9 grados en la escala de Richter que afectó gravemente la estructura, ocasionando como se indicó anteriormente deficiencias estructurales en las aulas y las vías de evacuación entre otros.

Ante la problemática de la inoperatividad de estos ambientes escolares, existe la necesidad de devolverle la funcionalidad estructural a esta edificación,

para lo cual la presente investigación busca en una primera etapa plantear una propuesta de reforzamiento estructural, la cual será evaluada desde el aspecto de desempeño.

1.2 Definición del problema

1.2.1 Problema general

¿Qué propuesta de reforzamiento estructural le devolverá la funcionalidad al pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata del distrito de Moquegua teniendo en consideración el aspecto de desempeño?

1.2.2 Problemas específicos

¿Cuál es el estado situacional y parámetros sísmicos necesarios para idealizar la estructura del pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata mediante un software ingenieril?

¿Cómo un diagnóstico sismo resistente de acuerdo a los parámetros establecidos en el reglamento nacional de edificaciones nos ayudará a determinar el estado actual del pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata?

¿Qué propuesta de reforzamiento estructural se adecua mejor a los requerimientos exigidos por la del pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata que logre devolverle la funcionalidad estructural?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo general

Desarrollar una propuesta de reforzamiento estructural para devolverle la funcionalidad al pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata en el distrito de Moquegua teniendo en consideración el aspecto de desempeño.

1.3.2 Objetivos específicos

Determinar el estado situacional y parámetros sísmicos para idealizar la estructura del pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata mediante un software ingenieril.

Realizar un diagnóstico sismo resistente del pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata de acuerdo a los parámetros establecidos en el reglamento nacional de edificaciones para determinar la situación actual de la estructura.

Plantear una propuesta de reforzamiento estructural que mejor se adecue a los requerimientos exigidos por el pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata para que logre devolverle la funcionalidad estructural.

1.4 Justificación

La presente investigación, toma como base la problemática existente y da solución a los efectos adversos ocasionados por el mal estado de la estructura del pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata en el distrito de Moquegua, para evitar que se produzca un colapso ante un sismo de gran envergadura.

Desde el punto de vista técnico, el estudio propone una propuesta reforzamiento estructural, que cumpla con los requisitos que indica el reglamento nacional de edificaciones.

Desde el punto de vista social, busca la seguridad y un desarrollo sostenible, salvaguardando la vida de las personas optimizando la estructura.

Desde el punto de vista económico, aminorará los gastos de rehabilitación, mediante una propuesta de reforzamiento estructural que le permita devolverle la funcionalidad al pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata en el distrito de Moquegua.

1.5 Alcances y limitaciones

1.5.1 Alcances

El presente trabajo de investigación determinará el estado actual de la estructura desde el punto de vista estructural numérico para hacer un diagnóstico de la necesidad de reforzamiento.

Se analiza la propuesta de reforzamiento estructural en lo referente a la funcionalidad, el mismo que será elegido midiendo el desempeño.

1.5.2 Limitaciones

La falta de equipos de prueba en el medio local para determinar la vulnerabilidad y seguridad del pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata, dificultan entrar al detalle en las patologías asociadas al estado de estructura.

1.6 Variables

1.6.1 Operacionalización de variables

1.6.1.1 Variable independiente (x)

Reforzamiento estructural (Véase tabla 1).

1.6.1.2 Variable dependiente (y)

Funcionabilidad estructural (Véase tabla 1).

Tabla 1

Operación de variables

Variables	Definición	Dimensión	Indicador	Escala de medición
Reforzamiento estructural	Corrección de anomalías originadas por diferencias, aumento en las acciones de diseño, o por un cambio de uso (Blasco, 2004).	Muro de corte Encamisado de concreto	Periodos y frecuencias Desplazamiento Cortante estática y dinámica Fuerzas internas Masa participativa Rigidez	Nominal
Funcionabilidad estructural	Generación de estabilidad en una estructura por medio del buen uso de los materiales y sus propiedades (Anónimo, 2018).	Elemento estructural en riesgo Evaluación de ambiente	Vigas Columnas Losas Muros Muros de corte Rajaduras Revestimientos Iluminación	Nominal

1.7 Hipótesis

1.7.1 Hipótesis general

El desarrollo de la propuesta de reforzamiento estructural permitirá devolverle la funcionalidad al pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata en el distrito de Moquegua teniendo en consideración el aspecto de desempeño.

1.7.2 Hipótesis específicas

La determinación del estado situacional y parámetros sísmicos mediante un software ingenieril permitirá diagnosticar el estado situacional del pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata.

El diagnóstico sismo resistente del pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata de acuerdo a los parámetros establecidos en el reglamento nacional de edificaciones determinará la situación actual de la estructura.

La propuesta de reforzamiento estructural se adecuará a los requerimientos del pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata para devolverle la funcionalidad estructural.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

2.1.1 Antecedentes internacionales

Aragón (2013) sustentó la tesis “Evaluación sistematizada multinivel de la seguridad estructural de las edificaciones”. México. El objetivo de esta tesis es presentar las condiciones físicas de una estructura y las solicitaciones por un sismo. Llegando a las siguientes conclusiones: Se observa que la evaluación básica proporciona un resultado conservador en comparación de los niveles intermedios para edificaciones de mampostería y acero estructura. La evaluación detallada para estructuras de mampostería manifestó una tendencia a valorar la vulnerabilidad por encima de la estimada a nivel intermedio, mientras que para el concreto sucedió lo contrario.

Sánchez y Benavides (2013) sustentaron la tesis “Caracterización de la condición estructural en algunas viviendas residenciales del barrio de San Antonio en Bogotá según NRS-10”. Colombia. El objetivo de esta tesis es caracterizar las condiciones estructurales de algunas edificaciones residenciales del barrio San

Antonio en Bogotá a partir de la metodología de inspección visual rápida de edificaciones atc-21, teniendo en cuenta los requerimientos de la norma colombiana de construcción sismo resistente nsr-10. Llegando a las siguientes conclusiones: Los resultados obtenidos con la metodología ATC-21, comprobaron que las edificaciones residenciales inspeccionadas son evaluadas rigurosamente, y esto en gran medida a que las edificaciones se construyeron antes de ser creada la norma NSR-10, base para aplicar la metodología de inspección; por ende, es lógico que estas edificaciones no cumplan con los parámetros estipulados en la misma, necesarios para garantizar un adecuado comportamiento de la estructura frente a un movimiento telúrico. Otro aspecto importante son los muros de los niveles superiores, debido a que no cuentan con la continuidad respecto a los muros de los niveles adyacentes, haciendo que la estructura pierda rigidez y su comportamiento frente a un sismo no sea monolítico.

Soto (2008) sustentó la tesis “Rehabilitación de estructuras de concreto”. México. El objetivo de esta tesis es presentar algunas técnicas de rehabilitación que se utilizan para reparar estructuras, encamisado de columnas, las ventajas y desventajas que presentan y comparar algunos estudios experimentales sobre encamisados de columnas que se han realizado. Llegando a las siguientes conclusiones: El espécimen con encamisado de reparación tuvo una degradación de rigidez mayor que los especímenes reforzados. Exhibieron patrones de grieta dominados por cortante. Los especímenes con encamisado de refuerzo exhibieron patrones de grieta dominados por flexión o por flexión-cortante.

2.1.2 Antecedentes nacionales

Gameros (2015) sustentó la tesis “Análisis comparativo de tres tipos de refuerzo estructural para pabellones de aulas locales de tres pisos”. Lima, Perú. El objetivo de esta tesis es analizar tres tipos de refuerzo estructural para edificaciones escolares, evaluado a partir de los puntos de análisis de desempeño versus costo. Llegando a las siguientes conclusiones: El resultado del análisis numérico expreso que la falla sería por corte antes que por flexión. El modelo con aletas evita la falla por corte con un coste entre los 20 000 y 25 000 soles, siendo un modelo aceptable.

Allauca (2006) sustentó la tesis “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones”. Lima, Perú. El objetivo es evaluar el desempeño sismo-resistente de un edificio aporticado de cinco pisos regidos bajo el reglamento nacional de edificaciones, recopilando información de trabajos similares con edificios de tres, cuatro, seis y siete [Ortiz y Rivas 2006, navarro y Fernández 2006] y establecer hipótesis con las tendencias a las que están sometidas este tipo de estructura. Llegando a las siguientes conclusiones: Según los resultados de los datos obtenidos indica que el control de desplazamiento laterales según la norma de sismo resistencia E-030 (2006), provocan el dimensionamiento de elementos de concreto con dimensiones considerables como 50 a 75 cm para edificaciones de tres a siete pisos. Las edificaciones aporticadas de este trabajo en particular, alcanzan desplazamientos importantes de orden de 10 a más.

Vega (2018) sustentó la tesis “Evaluación y reforzamiento de dos edificios contiguos construidos en la década del 60 en el centro de Lima”. Lima, Perú. El objetivo de esta tesis es demostrar la necesidad de realizar el reforzamiento estructural de dos edificios contiguos construidos en la década de los años 60 s y en función a los resultados de la investigación desarrollar una propuesta de guía metodológica de reforzamiento para 27 las edificaciones construidas en el centro de Lima que se encuentran en la misma situación. Llegando a las siguientes conclusiones: El propósito fundamental, es poder demostrar la importancia de reforzar una estructura que no cumpla con las normas actuales, así como brindar una propuesta de guía metodológica de reforzamiento que sirva como punto de partida en el proyecto de reforzamiento de edificaciones que tiene el Perú. El reforzamiento en particular de este proyecto la alternativa de reforzar con estructura de acero no era viable debido a la restricción encontrada en la junta de 5cm, la cual tenía que ser conservada, por lo que los elementos de concreto ofrecían mayor rigidez.

2.1.3 Antecedentes locales

Flores (2015) sustentó la tesis “Vulnerabilidad, peligro y riesgo sísmico en viviendas autoconstruidas del distrito de Samegua, región Moquegua”. Moquegua, Perú. El objetivo de esta tesis es realizar el estudio de vulnerabilidad, peligro y riesgo sísmico en las viviendas autoconstruidas ubicadas en el distrito de Samegua, aplicando fichas de encuestas y de reporte elaboradas en la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP). Llegando a las siguientes conclusiones: El riesgo sísmico encontrado en el análisis fue alto en un 56 % y medio en un 44. De acuerdo a las

encuestas realizadas, la mayoría de pobladores y/o albañiles no respetan los recubrimientos mínimos de los refuerzos de acero.

Flores y Flores (2015) sustentaron la tesis “Análisis comparativo de comportamiento y costos de estructuras simples utilizando aislamiento sísmico en diferentes condiciones de suelo”. Tacna, Perú. El objetivo de esta tesis es comparar el comportamiento de estructuras de concreto armado como es el caso de pórticos con la utilización de aisladores sísmicos bajo diferentes condiciones del suelo. Llegando a las siguientes conclusiones: El comportamiento de las estructuras con aisladores HDR en suelos flexibles es óptimo en estructuras de gran número de niveles. El comportamiento de las estructuras con aisladores HDR en suelos rígidos es óptimo en estructuras de poco número de niveles.

Vera (2015) sustentó la tesis “Evaluación, análisis y mitigación de problemas de figuración en reservorios apoyados de concreto armado de sección circular, estudio de reservorio R-12”. Moquegua, Perú. El objetivo de esta tesis es diseñar el reservorio R-12 de Samegua en contraposición a los códigos ACI 350-01, ACI 350.3-01, ACI 224r-01 y demás parámetros teóricos utilizados para el control de figuración en concreto hidráulicos. Llegando a las siguientes conclusiones: Se ha verificado que existe un bajo nivel de desempeño en la calidad de la estructura frente al fenómeno de figuración. Se verifico que existen diferencias significativas entre el diseño original R-12.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Sismicidad en el Perú

“La actividad sísmica en Perú es debida principalmente al proceso de subducción de la placa de nazca bajo la sudamericana. El margen continental oeste de Sudamérica, donde la litosfera oceánica subduce bajo la continental, es uno de los más activos” (Talavera, 2003, p. 1). “Como resultado de este proceso se ha formado la fosa peruano-chilena y la cordillera andina en diferentes procesos orogénicos. La alta velocidad de convergencia de las placas permite que se genere un fuerte acoplamiento entre ellas, produciendo sismos de diferentes magnitudes a diversos niveles de profundidad” (Talavera, 2003, p. 3).

La figura 4 muestra el registro histórico de sismos nacionales desde 1900.

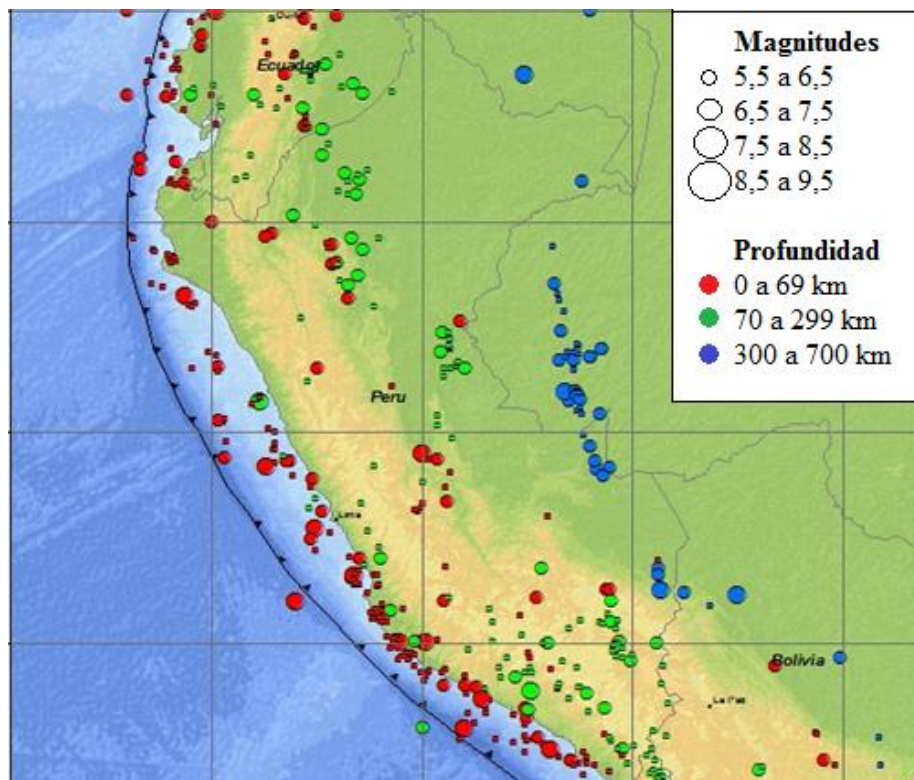


Figura 4. Registro histórico de los sismos producidos en el Perú desde el año 1900

Fuente: Instituto geofísico del Perú, 2016

En el borde oeste de Perú, los terremotos de magnitud elevada que producen diferentes grados de destrucción en superficie, presentan focos superficiales con mecanismos que obedecen a procesos compresivos, siendo los mismos asociados a la colisión de la placa de nazca y sudamericana. Sin embargo, la frecuencia de estos terremotos es menor en la región sur ya que por lo general, aquí se ha venido produciendo terremotos con focos intermedios (profundidad de 100 km) que generaban en superficie intensidades del orden de IV a V en la escala de Mercalli modificada. En la figura 5 se observa la sismicidad a nivel del sur del país.

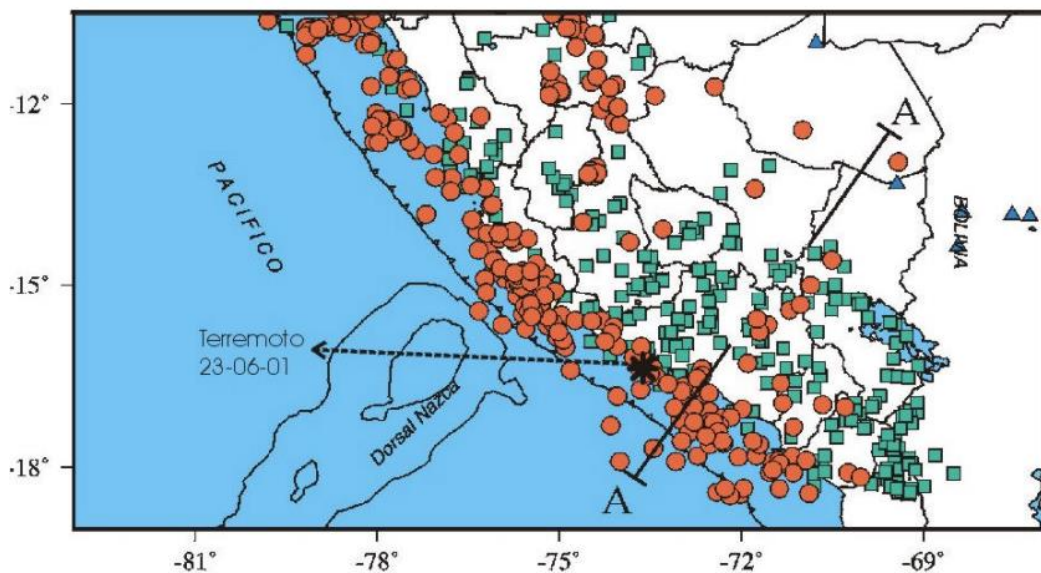


Figura 5. Sismicidad en la región sur del Perú para el periodo 1964 – 1996 ($M > 5,0$)

Fuente: Instituto geofísico del Perú, 2016

2.2.2 Sismicidad en Moquegua

Los movimientos telúricos de leve magnitud aumentaron en territorio moqueguano. Según el instituto geofísico del Perú (IGP), se produjeron 54 sismos en lo que fue del año 2017 (Enero - septiembre). Esta cifra superó largamente a los eventos del 2016, que tuvo 37 remezones.

Los temblores en estos 12 meses del 2017 alcanzaron entre tres y cuatro grados en la escala Richter. La mayoría de ellos no fueron percibidos. El de mayor magnitud se localizó al sur del distrito de Ichuña, provincia Sánchez Cerro, en mayo pasado. Ocurrió el 22 de mayo y alcanzó los 4,3 grados.

Para el especialista del instituto geofísico de la universidad nacional de San Agustín (UNSA) de Arequipa, Víctor Aguilar, este incremento es una señal que habrá un gran terremoto en las regiones del sur peruano y norte chileno. Aguilar explicó que la placa de nazca no se ha desplazado bajo la placa sudamericana hace buen tiempo. Esta recorre un promedio de ocho centímetros al año, lo que significa que hay acumulación de energía que liberar en cualquier momento.

Expertos sostienen que hay dos puntos en el sur con laguna sísmica de unos 140 años. Estas zonas son desde Camaná hasta Atico (Arequipa) de unos 100 km; y desde Ilo (Moquegua) hasta Antofagasta (Chile), de unos 650 km.

En Moquegua las zonas vulnerables son los sectores de San Francisco, el Siglo, San Antonio (figura 6), sufriendo movimientos sísmicos como son:

Sismo de Moquegua del 23 de junio del 2001. Los parámetros de los sismos del 23 de junio a 82 km al NW de la localidad de Ocoña, fueron obtenidos utilizando información de las estaciones sísmicas de la RSN-IGP. Los parámetros hipo - centrales del sismo son:

Tiempo origen	: 15 h 33 m 34,12 s (Hora local)
Latitud sur	: -16,20°
Longitud oeste	: -73,75°
Profundidad	: 82 km
Magnitud	: 6,9 en la escala MB.

Sismo de Moquegua del 26 de agosto del 2003. Los parámetros de los sismos del 26 de agosto a 31 km de la ciudad de Moquegua, fueron obtenidos utilizando información de las estaciones sísmicas de la RSN-IGP. Los parámetros hipocentrales del sismo son:

Tiempo origen : 16 h 11 m 34,91 s (Hora local)

Latitud sur : -17,39°

Longitud oeste : -71,14°

Profundidad : 31 km

Magnitud : 5,6 en la escala de MB.

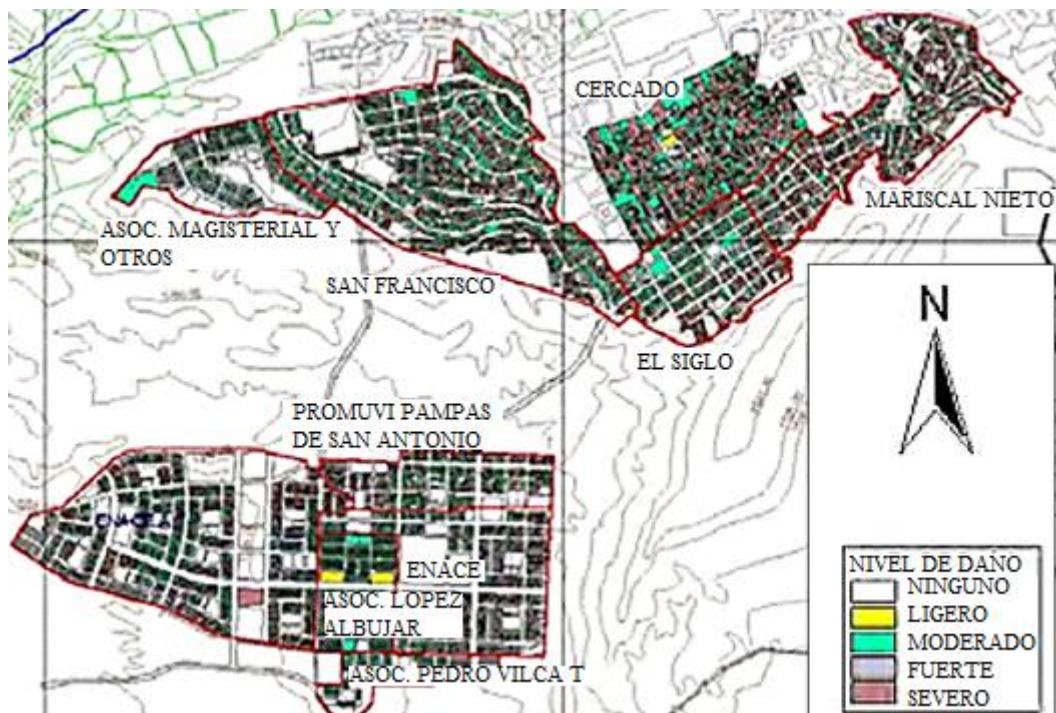


Figura 6. Distribución de daños para el sismo escenario del 23-06-2001

Fuente: Centro peruano japonés de investigaciones sísmicas y mitigación de desastres, 2016

2.2.3 Metodología de evaluación estructural

2.2.3.1 Alcances de la evaluación estructural

El presente análisis y evaluación estructural mediante métodos analíticos, tiene por finalidad determinar el comportamiento estructural de las edificaciones, frente a las diversas solicitaciones de carga, como son las solicitaciones de cargas sísmicas y las solicitaciones de cargas por gravedad.

Para la realización del estudio correspondiente, se ha tomado en consideración las siguientes normas técnicas contenidas en el reglamento nacional de edificaciones:

- Norma técnica de edificación E.020 - 2016. Cargas.
- Norma técnica de edificación E.030 - 2016. Diseño sismo resistente.
- Norma técnica de edificación E.050 - 2016. Suelos y cimentaciones.
- Norma técnica de edificación E.060 - 2016. Concreto armado
- Norma técnica de edificación E.070 - 2016. Albañilería.

2.2.3.2 Procedimiento de evaluación estructural

El análisis estructural se ha realizado por métodos elásticos utilizando el método de las rigideces y el de los elementos finitos, desarrollado por procedimientos matriciales y aplicados en el programa ETABS v16.

2.2.3.3 Características estructurales

Las características de los materiales, en cuanto a sus resistencias, han sido tomadas de los ensayos difundidos por los fabricantes, como son las unidades de albañilería, y en el caso específico del concreto estos han sido considerados de los resultados

más desfavorables obtenidos de tres registros de muestras extraídas de diamantina, representativos de la totalidad de los elementos.

2.2.3.4 Solicitaciones sísmicas

a) Análisis sísmico

El análisis sísmico se ha efectuado utilizando las sollicitaciones sísmicas reducidas, es decir una fracción de la sollicitación sísmica máxima elástica de acuerdo a lo estipulado en la norma E.030 - 2016.

b) Pesos de la edificación

El peso de la edificación está dado por:

$$P = \text{carga muerta} + \% \text{ carga viva} \dots \dots \dots (\text{Ecuación 1})$$

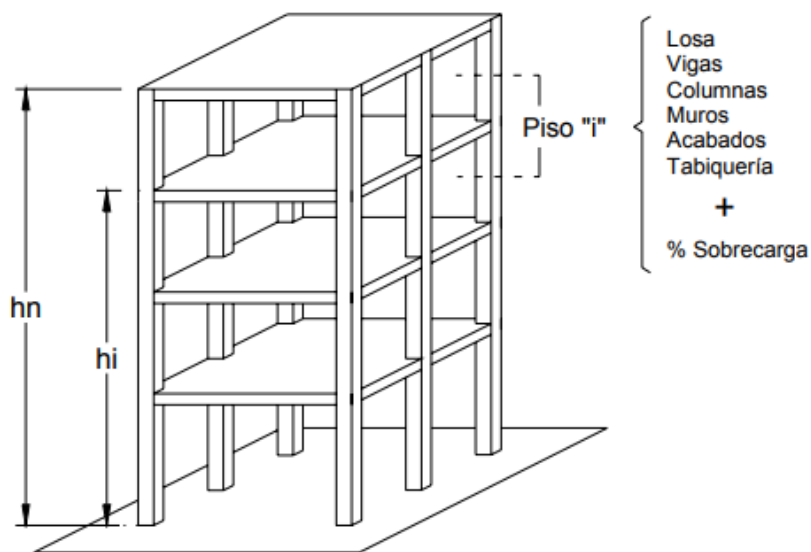


Figura 7. Vista ilustrativa de una edificación con cargas a intervenir

– Carga muerta

Toda aquella carga que permanece inmutable por el tiempo.

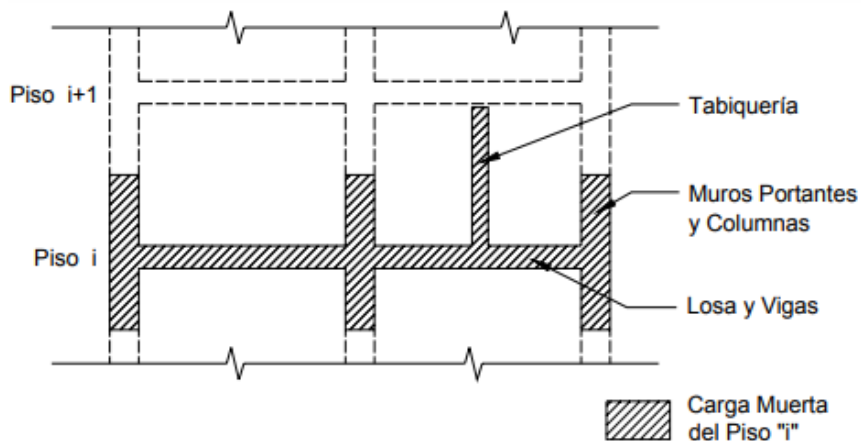


Figura 8. Elevación de peso representado en corte

– **Carga viva**

Toda aquella carga que no permanece inmutable por el tiempo. En la tabla 2 se aprecia el porcentaje de carga viva considerar según el tipo de edificación.

Tabla 2

Porcentaje de consideración de carga viva

Tipo	%	Carga
A y B	50	Viva
C	25	Viva
Depósitos	80	Peso total almacenable
Azotea, techos	25	Viva
Tabiques, silos	100	Peso total almacenable

Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2016

c) Modelo de análisis

Para la presente edificación, se ha considerado un modelo de masas concentradas, con un sistema de pisos que funcionan como diafragmas rígidos, considerando tres grados de libertad por diafragma.

d) Análisis estático

Se representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel, ubicadas donde se concentra la masa como se aprecia en la figura 9.

$F = m \times a$ (Ecuación 2)

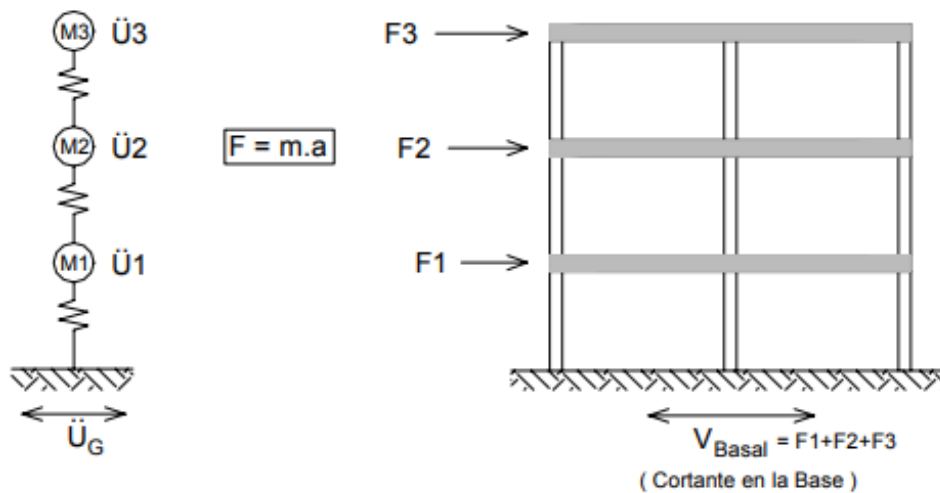


Figura 9. Modelo simplificado de masas mostrando la distribución de fuerzas cortantes

- Aplicable a estructuras regulares y menos de 30 m de altura
- Aplicable a estructuras regulares e irregulares de albañilería armada y confinada de no más de 15 m de altura

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

$V = \frac{ZUCS}{R} P$ (Ecuación 3)

El valor de C/R está regulada por:

$\frac{C}{R} \geq 0,125$ (Ecuación 4)

e) Análisis dinámico

Este proceso implica la realización de un análisis modal y un análisis espectral.

– **Análisis modal**

Se usó para determinar los períodos y frecuencias de la estructura. Éste análisis es la interacción entre la rigidez y la masa de la estructura. Se considera el porcentaje de masa participativa en cada dirección según sea el caso de irregularidad.

– **Análisis espectral**

El análisis espectral de la edificación se realizó por medio de procedimientos de superposición espectral. Para cada una de las direcciones analizadas se empleó un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \dots\dots\dots (Ecuación 5)$$

La respuesta máxima elástica esperada [r] correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados fue determinado por:

$$r = 0,25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \dots\dots\dots (Ecuación 6)$$

En cada dirección se consideraron aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas es por lo menos el 90 % de la masa de la estructura para el análisis de los modos de vibración.

f) Parámetros de sitio

Los parámetros de sitio serán determinados por la norma técnica de edificación E.030 - 2016. Diseño sísmo resistente, los cuales son:

- Zonificación – factor de zona (Z)

- Categoría de la edificación y factor de uso (U)
- Factor de ampliación sísmica (C)
- Parámetros de sitio (S, T_p , T_l)
- Factor R de reducción de fuerzas sísmica (R)
- Sistema estructural y coeficiente reducción de fuerza sísmica (R_0, I_a, I_p)
- Periodo fundamental de la estructura (T)
- **Zonificación – factor de zona (Z)**

El Perú está agrupado en cuatro zonas. La estructura analizada se encuentra en la zona 4 (Moquegua), según la tabla 3, le corresponde un valor de $Z=0,45g$.

Tabla 3

Factor de zona Z

Zona	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2016

- **Parámetros de sitio (S, T_p , T_l)**

Para los parámetros de sitio se utilizó un estudio de zonificación geotécnica sísmica de la ciudad de Moquegua, realizado por el laboratorio del centro peruano japonés de investigaciones sísmicas y mitigación de desastres (CISMID), apoyado en tres registros de estudio de mecánica de suelos.

Para proyecto de investigación, con fines de estudio, se va a considerar un suelo tipo S_2 , es decir un suelo intermedio. Según la tabla 4, el factor de amplificación del suelo es $S_2 = 1,05$.

Tabla 4

Factor de suelo S

Zona/Suelo	S₀	S₁	S₂	S₃
Z ₄	0,80	1,0	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,0	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,0	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,0	1,60	2,00

Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2016

Calculamos los períodos Tp y Tl con la tabla 5. Obteniendo Tp= 0,6 y

Tl = 2,0

Tabla 5

Periodo Tp y Tl

Perfil de suelo	S₀	S₁	S₂	S₃
T_p(S)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_l(S)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2016

Donde:

Tp: Periodo donde desciende la curva C.

Tl : Periodo del inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

– ***Periodo fundamental de la estructura***

Conformado esencialmente por pórticos; según la tabla 6, el valor de Ct = 35.

$$T_x=T_y=\frac{h_n}{C_T}=\frac{3,55+3,3}{35}=0,196 \text{ s} \dots\dots\dots \text{(Ecuación 7)}$$

Donde:

T : Periodo fundamental de la estructura.

Hn: Altura total de la edificación.

C_T : Sistema resistente al corte.

Tabla 6

Sistema de resistencia al corte

Sistema resistente al corte	C_T
Solo pórticos	35
Pórticos, cajas de ascensores, escaleras	45
Muros de Corte	60

Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2016

– **Factor de ampliación sísmica (C)**

De acuerdo a los parámetros, se define el factor por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2,5 \dots\dots\dots(\text{Ecuación 8})$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \dots\dots\dots(\text{Ecuación 9})$$

$$T_L < T \quad C = 2,5 \left(\frac{T_p T_L}{T^2} \right) \dots\dots\dots(\text{Ecuación 10})$$

Donde:

C: Factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo (Amortiguamiento del concreto de 5 %).

Con valor hallado de $T = 0,196$ s, tendríamos que $T < T_p$, por lo tanto, $C = 2,5$.

– **Categoría de la edificación y factor de uso**

La categoría de la edificación es “A2” (Edificaciones esenciales cuya función no es interrumpida inmediatamente después de que ocurra un sismo severo), con un factor de uso de $U=1,5$, según la tabla 7 de la norma técnica E.030 - 2016.

Tabla 7*Factor de uso*

Tipo	Edificaciones	U
A	Esenciales	1,5
B	Importantes	1,3
C	Comunes	1,0
D	Menores	(...)

Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2016

– **Sistema estructural y coeficiente reducción de fuerza sísmica (R_0)**

Será clasificado según el material empleado y el sistema de estructural. En ambas direcciones predominan la albañilería y los pórticos. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presenta más de un sistema estructural, se tomara el de menor coeficiente R_0 que corresponda.

Según la tabla 8, según el sistema estructural le corresponde un $R_{X0} = R_{Y0} = 3$.

Tabla 8*Sistemas estructurales*

Sistema estructural	Coeficiente básico de resuccion R_0
Acero	
Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)	8
Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)	7
Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)	6
Pórticos especiales concentricamente arriostrados (SCBF)	8
Pórticos ordinarios concentricamente arriostrados (OCBF)	6
Pórticos excéntricamente arriostrados (EBF)	8
Concreto armado	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	3
Muros de ductibilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2016

– **Factor R de reducción de fuerzas sísmica**

Para el análisis se asume un R inicial que califica a la estructura como irregular o no irregular, esto no modificará los valores de desplazamientos. Luego se corrige con los factores de irregularidad en planta y altura.

$$R_x = R_0 \times I_a \times I_p \dots \dots \dots \text{(Ecuación 11)}$$

La estructura en dirección X-X presenta irregularidad torsional extrema e irregularidad extrema de rigidez. En dirección Y-Y presenta irregularidad de rigidez – piso blando, cuyos valores están expresados en la tabla 9 y 10 respectivamente.

Tabla 9

Irregularidad estructural en altura

Irregularidades estructurales en altura	Factor de irregularidad I_a
Irregularidad de rigidez – piso blando.	0,75
Irregularidad de resistencia – piso débil.	0,75
Irregularidad extrema de rigidez.	0,50
Irregularidad extrema de resistencia.	0,50
Irregularidad de masa o peso.	0,90
Irregularidad geometría vertical.	0,90
Discontinuidad de los sistemas resistentes.	0,80
Discontinuidad extrema sistemas resistentes.	0,60

Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2016

Tabla 10

Irregularidad estructural en planta

Irregularidades estructurales en planta	Factor de irregularidad I_p
Irregularidad torsional.	0,75
Irregularidad torsional extrema.	0,60
Esquina entrante.	0,90
Discontinuidad de diafragma.	0,85
Sistemas no paralelos.	0,90

Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2016

En la ecuación 12 y 13 se calculan los coeficientes de reducción finales.

$$R_x = R_0 I_a I_p = 3 \times 0,5 \times 0,6 = 0,9 \dots \dots \dots (\text{Ecuación 12})$$

$$R_y = R_0 I_a I_p = 3 \times 0,75 \times 1,0 = 2,25 \dots \dots \dots (\text{Ecuación 13})$$

2.2.3.5 Evaluación de resultados

a) Periodos y frecuencias

El análisis modal expresa los períodos de la estructura y los porcentajes de masa participativa de cada modo de vibración, siendo los más importantes en la estructura los modos con mayor masa participativa.

Se considera que el periodo por nivel debe ser de 0,1 segundos; si se obtiene un periodo mayor indica que la estructura es flexible, entonces no cumplirá los desplazamientos laterales exigidos por la norma E.030 - 2016.

b) Cortante de diseño

Para determinar la cortante se utiliza los parámetros de sitio determinados.

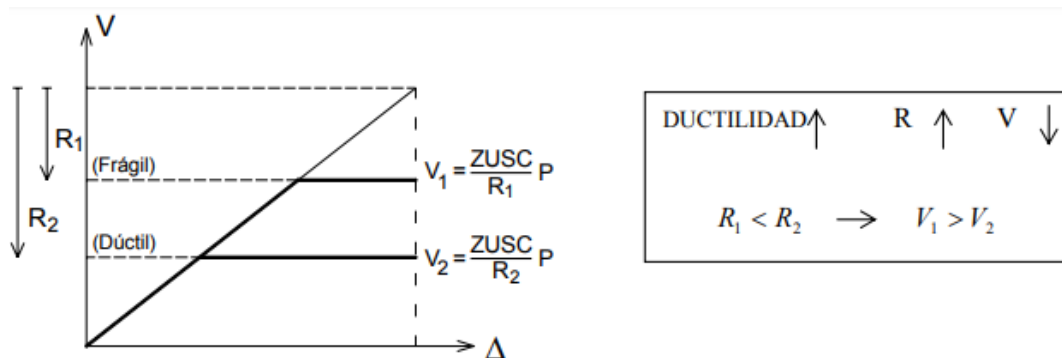


Figura 10. Coeficiente de reducción sísmica vs cortante

c) Distribución de altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel *i* se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \times V \dots\dots\dots (Ecuación 14)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \dots\dots\dots (Ecuación 15)$$

Según el periodo fundamental, se evalúa el exponente de vibración.

$$T \leq 0,5 \quad k = 1,0 \dots\dots\dots (Ecuación 16)$$

$$T > 0,5 \quad k = (0,75 + 0,5 T) \dots\dots\dots (Ecuación 17)$$

Donde:

n: Número de pisos del edificio.

k: Exponente relacionado al periodo fundamental de vibración de la estructura.

T: Periodo fundamental de vibración de la estructura.

2.2.3.5.1 Determinación de desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0,75 *R* para estructuras regulares y *R* para estructuras irregulares los resultados obtenidos del análisis. No exceder los límites que se indican en la tabla 11.

Tabla 11

Límites para distorsión entre piso

Material predominante	Δ/h_{el}
Concreto armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2016

2.2.4 Reforzamiento estructural

2.2.4.1 Generalidades

Las edificaciones se diseñan y construyen para que completen su vida útil dentro de las condiciones aceptables de servicio y resistencia y de una manera segura considerándose aspectos de capacidad estructural en el diseño, construcción, mantenimiento y operación, sin embargo, estas dejan de cumplirse cuando los elementos estructurales de la edificación no cumplen con los requisitos mínimos estructurales.

El objetivo del reforzamiento es asegurar que la edificación del funcionando, bajo la acción de las cargas y efectos de sismos que se encuentre sometido. Esto se logra mediante el refuerzo de los elementos estructurales existentes.

2.2.4.2 Definición

“El reforzamiento estructural se define como el aumento de la capacidad de carga y serviciabilidad de una estructura. Se ejecuta un reforzamiento estructural cuando se requiere subsanar errores de diseño o mano de obra” (Blasco, 2014, p. 40).

Las razones del porque se realiza una reparación de estructuras son:

- Modificación del reglamento.
- Modificación del uso.
- Errores en la construcción o malos diseños.
- Daños por sismos.

En el diseño sismo resistente convencional, el desempeño aceptable de una estructura durante un evento sísmico está basado en que el sistema resistente de fuerzas laterales sea capaz de absorber y disipar energía sísmica de una manera estable por un largo número de ciclos. La disipación de energía ocurre en regiones de rotula plástica dúctil espacialmente detalladas en las vigas y columnas, las cuales también forman parte del sistema de cargas por gravedad, el cual es frecuentemente irreparable. Estas características de diseño son aceptables por sus consideraciones económicas, por supuesto, que el colapso estructural es prevenido y que la seguridad de vida de las personas está asegurada.

2.2.4.3 Métodos de reforzamiento estructural

Los métodos de reforzamiento causan cambios en la rigidez, ductilidad y amortiguamiento. Estas propiedades son consideradas cuando se modifica la capacidad de carga de la estructura. Se clasifican en:

a) Aumento de resistencia

- Muros de corte, pórticos.
- Cierre de paños con muros de albañilería.
- Muros laterales a las columnas.
- Contravientos (armadura).
- Holguras.

b) Aumento de ductilidad

- Muros de corte.
- Contravientos (armadura).
- Refuerzo de vigas y columnas.

c) *Combinación de resistencia y ductilidad*

- Reforzamiento de la cimentación.
- Adición de muros laterales a las columnas.
- Reducción de carga muerta.

Los sistemas de reforzamiento estructural son:

a) *Incrementan la resistencia y/o la rigidez de la estructura*

- Arriostramientos metálicos.
- Pantallas en concreto reforzado.
- Encamisado en concreto reforzado.
- Encamisado metálico.
- Platinas metálicas.
- Adición de perfiles metálicos.
- Contrafuertes.
- Postensionamiento externo.
- Materiales compuestos FRP.

b) *Modifican la respuesta de la estructura*

- Disipadores de energía.
- Aislamiento sísmico.

Para el desarrollo de la presente investigación, se sigue el siguiente proceso:

- Inspección visual de estructuras.
- Análisis comparativo de la estructura existente para identificar causas de falla.

- Ejecutar el proyecto de reforzamiento, para ello analizar la estructura considerando las diferentes técnicas para reforzar, en función de los tipos de refuerzo, (tensión, compresión, flexión, estabilidad, cortante, etc.) requeridos para los elementos.

2.2.4.4 Reforzamiento con inclusión de muros de corte

La capacidad sismo resistente de una estructura es incrementada, añadiendo nuevos muros de corte (figura 11), para resistir parte la fuerza sísmica, dejando la estructura original para resistir solamente aquella parte de la acción sísmica.

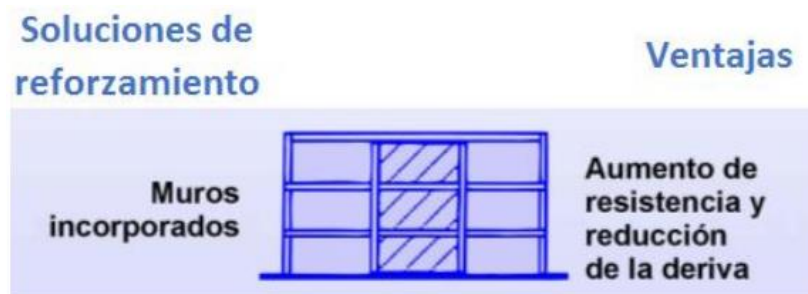


Figura 11. Refuerzo con adición de muros

Fuente: Tello, 2006

- Incrementan la resistencia al corte: Esto se obtiene incrementando el espesor del muro, se construye mediante ganchos de 90°, adheridos con resina epóxica.
- Incrementan la resistencia al corte y la flexión: Esto se logra incrementando el espesor del muro por una o dos caras y añadiendo elementos de confinamiento.

a) Fuerzas para el diseño

Los muros de corte son diseñados para la acción simultánea de las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores provenientes del análisis.

b) Condiciones para diseño

- El refuerzo longitudinal superior e inferior es continuo y no menor que a 0,005 veces el área bruta en la zona de la junta.
- El refuerzo es anclado en la zona de columna y continuo a través de la junta.
- El incremento del espesor adicional no es menor que 5 cm.
- La cuantía del refuerzo horizontal y vertical no es menor de 0,0025.
- El diámetro de los estribos es mayor de 8 mm y el espaciamiento es mayor que el espesor del muro reforzado ni mayor de 15cm.
- El espesor de los muros será dimensionado considerando la posibilidad de pandeo lateral por flexión de los bordes del muro.
- Cuando el muro reciba carga proveniente por ejemplo de vigas perpendiculares al plano del muro, se verificará si el espesor satisface la acción de las cargas axiales y de los momentos perpendiculares al plano del muro.
- La longitud del muro es efectiva para cada carga que no exceda la distancia centro a centro entre las cargas ni del ancho de apoyo más dos veces el espesor del muro a cada lado, a no ser que se demuestre mediante un análisis detallado la contribución de una longitud mayor.
- El espesor del alma no es menor a $1/25$ de la altura ni menor de 15 cm; los muros de ductilidad limitada el espesor mínimo del alma no es menor de 100 mm.

2.2.4.5 Reforzamiento mediante recrudescido con concreto armado

a) Generalidades

El encamisado de concreto armado refiere al aumento de la sección transversal (figura 12), a través de la adición de armaduras suplementarias y concretas.

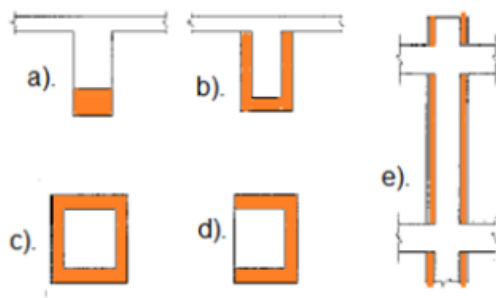


Figura 12. Formas de encamisar estructuras de concreto armado

Fuente: Appleton y Gomes, 1998

Como producto final da un acabado arquitectónico favorable, ya que el trabajo de refuerzo no es visible, simplemente es un aumento de la sección.

“La idea del encamisado es lograr una sección monolítica entre en concreto existente y el concreto nuevo” (ACI 369R-11). Se utiliza cuando el elemento está muy dañado y requiere una mayor capacidad resistente, aumentando para ello su sección transversal mediante elementos que rodean al anterior. Debido al aumento en la sección de la columna, la resistencia axial, flexión y cortante, se incrementan.

“El encamisado no sólo permite reparar elementos, sino que logra aumentar su resistencia y rigidez originales. Es por ello, que a esta técnica también se le considera como un método de refuerzo” (Soto, 2008).

b) Ventajas y desventajas

Una opción evidente para reforzar un elemento estructural de hormigón consiste en recrearlo envolviéndolo con una sección adicional de hormigón armado.

Las ventajas son:

- Gran compatibilidad entre el material original y el de refuerzo, así como una amplia superficie de contacto entre ambos.

- Permite aumentar considerablemente la sección de hormigón e incorporar una considerable cuantía de nuevas armaduras que, en caso necesario, se conecta con las armaduras originales mediante anclajes.
- Presenta buen comportamiento frente al fuego.

Las desventajas son:

- Aumenta de modo considerable las dimensiones originales de la pieza.
- Elevada dificultad constructiva y coste elevado.
- Altera la distribución de esfuerzos en el conjunto de la estructura.

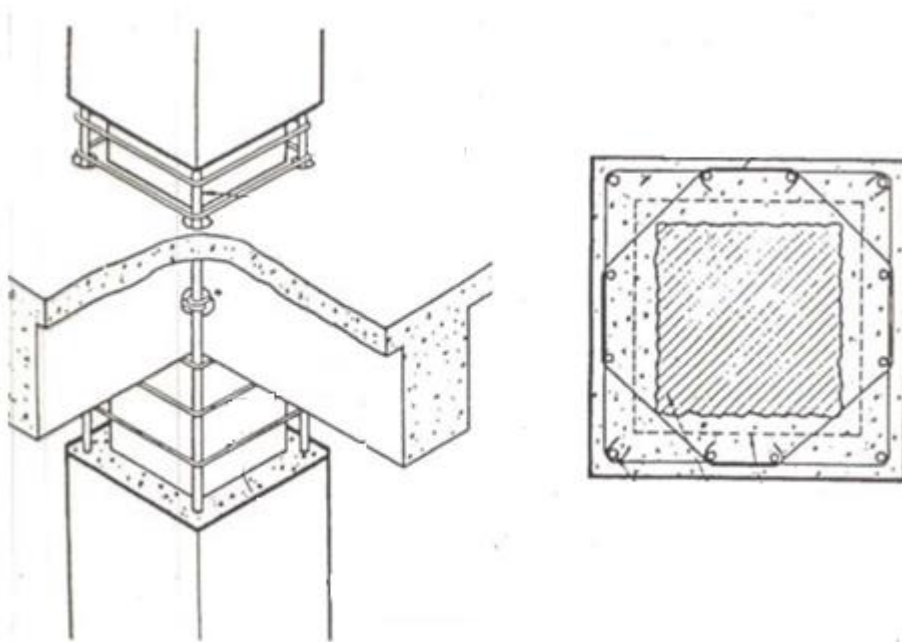


Figura 13. Encamisado de columna

c) *Consideraciones para el análisis y diseño de encamisado*

- Los elementos encamisados se analizan como elementos compuestos suponiendo una perfecta adherencia entre el concreto nuevo y el existente, siempre que se asegure un comportamiento monolítico.

- Si sólo se encamisa la columna en el entrepiso se obtiene un incremento en resistencia ante carga axial y fuerza cortante, y un comportamiento dúctil, pero no se altera la resistencia original a flexión.
- Para incrementar la resistencia a flexión es necesario extender el encamisado a través de la losa, prolongando el acero longitudinal y añadiendo algunos estribos que atraviesen el alma de las vigas.
- Cuando existen restricciones de espacio, es posible encamisar uno, dos o tres lados únicamente. En tal caso se recurre al uso de ganchos, estribos soldados o conectores entre el refuerzo longitudinal.
- Si la columna es de sección rectangular el refuerzo se concentra cerca de las esquinas para permitir confinarlo con estribos, o bien se distribuye de manera uniforme uniendo el refuerzo nuevo al existente mediante conectores soldados.
- Como en todo proyecto de reforzamiento, en el diseño del encamisado, es considerado una probable redistribución de las cargas en la estructura, posibles cambios en los mecanismos de falla.
- Si bien existe incertidumbre en la distribución de las cargas entre el elemento existente y el encamisado, un análisis suponiendo un comportamiento monolítico entre el encamisado y el elemento existente proporciona un resultado razonable para el diseño.

d) Consideraciones constructivas

- La superficie del elemento se limpiará y mantendrá rugosa para garantizar una buena adherencia entre el concreto nuevo y el existente, promoviendo con ello, un comportamiento monolítico.

- El revenimiento y el tamaño máximo del agregado grueso serán de acuerdo con la separación mínima del refuerzo y la distancia mínima entre la cimbra y el concreto existente.
- En columnas, el refuerzo longitudinal se extenderá a través de la losa de entrepiso, para proporcionar continuidad e incrementar la resistencia a flexión en los extremos del elemento.
- Cuando el encamisado no sea completo, se verificará la necesidad de colocar elementos de conexión que garanticen la transmisión de los esfuerzos cortantes entre el encamisado y el elemento por reforzar.
- Para garantizar un comportamiento monolítico del elemento encamisado, es necesario tener un adecuado mecanismo de transferencia de cortante en la zona de contacto entre el encamisado y el elemento existente, tal que evite el movimiento relativo entre ambos concretos.

e) Encamisado en vigas

Situaciones en las que se encamisado vigas:

- Dar continuidad al encamisado de columnas.
- Incrementar la resistencia y rigidez de la estructura.
- Se reduce la resistencia última de las columnas en los pisos superiores.

El encamisado se extiende sobre toda la longitud de la viga, y el refuerzo longitudinal es continuo, como se ve en la figura 14. Esto se logra pasando el refuerzo adicional a través de la unión viga-columna (ACI 369- 11).

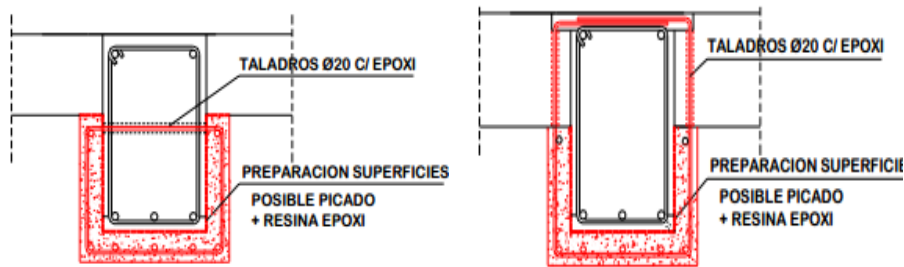


Figura 14. Detalle típico de incremento de peralte en vigas

Las consideraciones para diseño son:

- Las vigas son encamisadas a lo largo de toda su longitud.
- Se utiliza un espesor mínimo de encamisado de 8 cm si es concreto premezclado y de 4 cm si es concreto lanzado.
- Cuando la cuantía de refuerzo longitudinal del elemento existente no se conoce, la cuantía de acero del encamisado se limita al 50 % del área total de la sección compuesta.

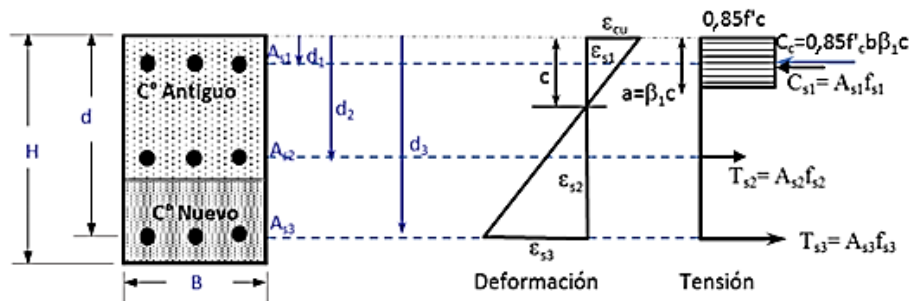


Figura 15. Reforzamiento de una viga con concreto armado en la cara inferior

Fuente: Soto, 2017

f) Encamisado de columnas

Para incrementar la ductilidad de las columnas el objetivo es incrementar su capacidad al corte. La técnica del enchaquetado de las columnas se usa para este fin dejando una pequeña junta al inicio y al fin del enchaquetado para evitar el incremento indeseado de la resistencia a flexión.

Esta técnica consiste en envolverlas con barras y estribos adicionales o con malla electro soldada y añadir un nuevo recubrimiento de concreto lanzado o premezclado. La finalidad es incrementar la capacidad a cortante de la columna, intentando así, lograr un mecanismo columna fuerte-viga débil. El objetivo es prevenir la falla por cortante de la columna e incrementar la ductilidad, o incrementar la resistencia a flexión para así incrementar el desempeño sísmico del edificio.

Las consideraciones para diseño son:

- Si es posible, se encamisa los cuatro lados de la columna.
- El espesor mínimo del encamisado es de 10 cm para concreto premezclado y de 4 cm para concreto lanzado.
- La cuantía de refuerzo del encamisado con respecto al área encamisada está limitada entre 0,015 y 0,04, y por lo menos, se utiliza barras del número cinco en cada esquina de los cuatro lados del encamisado.
- La resistencia a compresión (F'_c) del concreto nuevo es mayor que la del concreto existente por 50 kg/cm^2 .

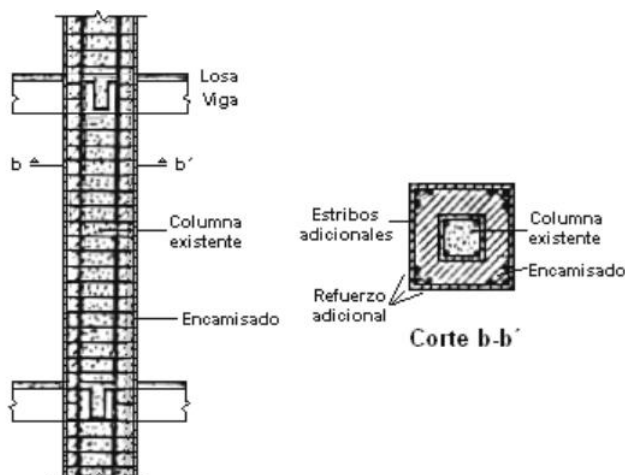


Figura 16. Encamisado de una columna hasta la losa

Fuente: Soto, 2017

2.2.5 Funcionabilidad estructural

“La principal función de una funcionabilidad estructural es generar estabilidad en una estructura por medio del buen uso de materiales, propiedades y el cumplimiento de parámetros del reglamento nacional de edificaciones” (Anónimo, 2006).

2.2.5.1 *Requerimientos básicos*

Los requisitos básicos de los edificios relativos a la funcionalidad vienen recogidos en el artículo 3.1 de la Ley de Ordenación de la Edificación (LOE) donde se establece que “con el fin de garantizar la seguridad de las personas, el bienestar de la sociedad y la protección del medio ambiente, los edificios son proyectados para construirse, mantenerse y conservarse, que satisfagan lo siguiente:

- Utilización, de tal forma que la disposición y las dimensiones de los espacios y la dotación de las instalaciones faciliten la adecuada realización de las funciones previstas en el edificio.
- Accesibilidad, de tal forma que se permita a las personas con movilidad y comunicación reducidas el acceso y la circulación por el edificio en los términos previstos en su normativa específica.
- Acceso a los servicios de telecomunicación, audiovisuales y de información de acuerdo con lo establecido en su normativa específica.
- Cumplimiento de los requerimientos de rigidez, resistencia y ductilidad.

2.2.5.2 *Evaluación de funcionabilidad*

La evaluación sísmica se inicia con un método cualitativo y de no cumplirse éste, entonces usar el método cuantitativo, el cual va acompañado de un análisis para la determinación de la funcionabilidad de la edificación (Lockhart y Benjamín, 2011).

2.2.6 Descripción del proyecto de intervención

2.2.6.1 Ubicación del pabellón P-3

Departamento : Moquegua
Provincia : Mariscal Nieto
Distrito : Moquegua
Calle : Entre las calles Tacna, Lima, Callao y avenida Balta.
Área : 233,52 m²
Perímetro : 69,81 m



Figura 17. Vista satelital de la ubicación de la I E Santa Fortunata

2.2.6.2 Recopilación de información existente

Este proceso se resume en:

- No se obtuvo conseguir los planos de arquitectura, estructura o cimentación.
- Se obtuvo un estudio de zonificación sísmica de la ciudad de Moquegua.
- Se obtuvo un registro de vulnerabilidad sísmica.
- No se obtuvo documentación que acredite la calidad de los materiales.

2.2.6.3 Arquitectura del edificio

El pabellón de primaria de la I E Santa Fortunata en estudio tiene una forma rectangular con un área de $233,52 m^2$ como se muestra en la figura 18. Dicho pabellón tiene dos niveles, en las que cada una cuenta con aulas de similar características y dimensiones.

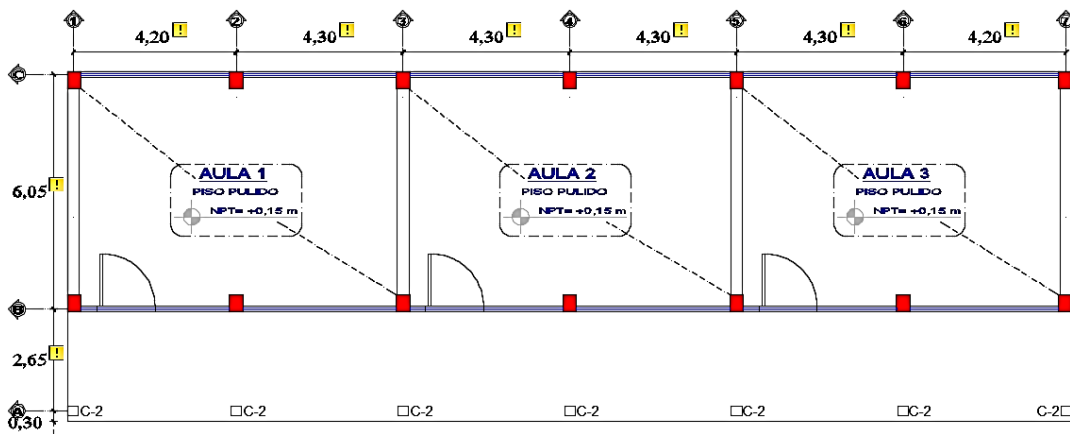


Figura 18. Vista planta del pabellón P-3

El primer y segundo nivel consta de tres aulas, cada una en su respectivo nivel. La altura del primer nivel es 3,55 m, mientras la altura del segundo nivel es 3,30 m. En la figura 19 y 20 se muestra las elevaciones principales del pabellón de primaria de la Institución Educativa Santa Fortunata.

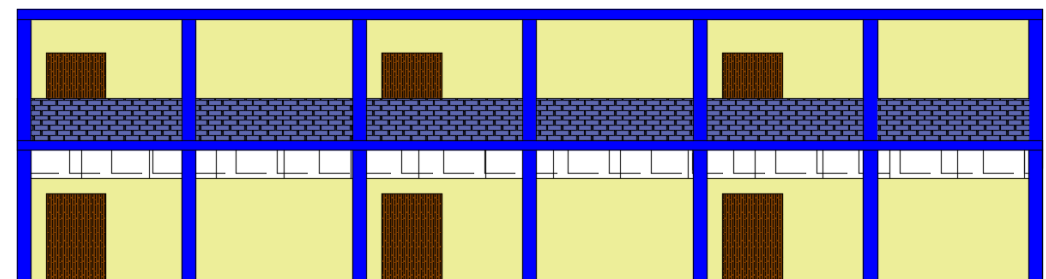


Figura 19. Elevación interior del pabellón de la I E Santa Fortunata

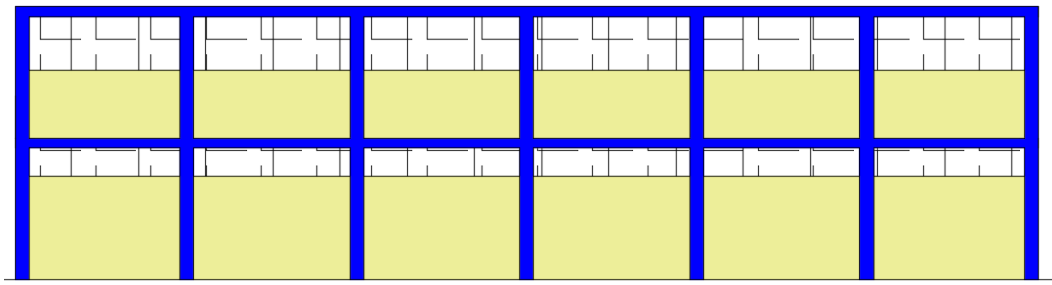


Figura 20. Elevación exterior del pabellón de la I E Santa Fortunata

En la figura 21, se observa el corte C'-C'.

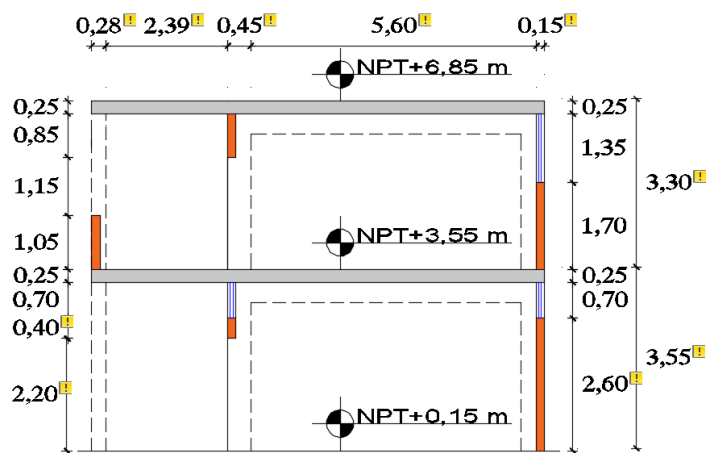


Figura 21. Corte C'-C'

En la figura 22, se observa la distribución de los elementos estructurales del pabellón P-3.

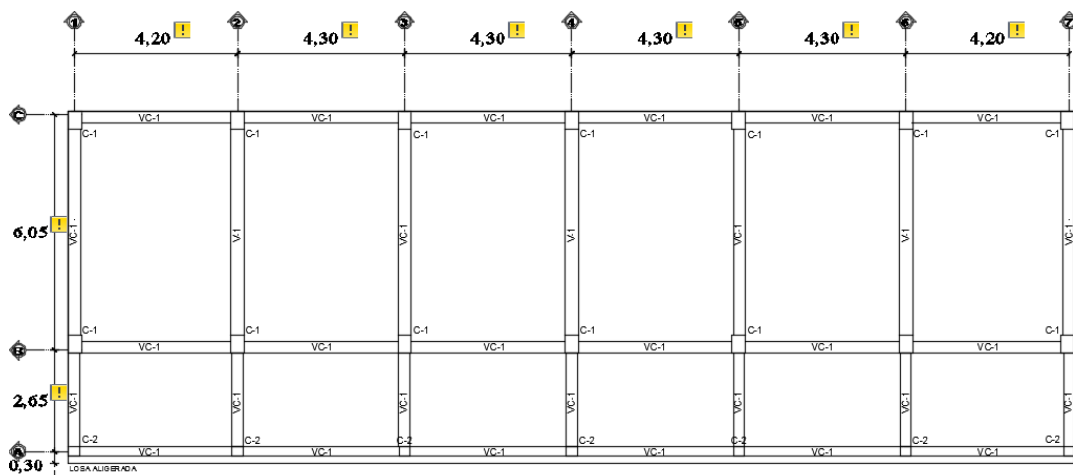


Figura 22. Vista planta de la distribución de los elementos estructurales de vigas y columnas

2.2.6.4 Sistema estructural

El sistema estructural del edificio está compuesto por:

- Pórticos, vigas, columnas, muros de albañilería y losas aligeradas.

Las propiedades de los materiales del sistema estructural son:

- Resistencia Característica del Concreto $F'c = 100,00 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad del Concreto $Ec = 150\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Corte del Concreto $G = 62\,500 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson del Concreto $\nu = 0,2$
- Módulo de Elasticidad del Acero $Es = 2,0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de Fluencia del Acero $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia de la Albañilería $F'm = 39,0 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad de la albañilería $Em = 19\,500 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson de la Albañilería $\nu = 0,25$

2.2.6.5 Verificación de las dimensiones en campo

Las mediciones de los elementos estructurales fueron hechas en campo. Los elementos estructurales constan de las siguientes dimensiones de campo:

- Columnas : C-1 (0,30 m x 0,40 m) y C-2 (0,5 m x 0,25 m).
- Vigas : V-1 (0,30 m x 0,60 m) y VC-1 (0,25 m x 0,25 m).
- Muros de albañilería : M 1 (0,15 m) y M 2 (0,25 m).
- Losa aligerada : 0,25 m.

2.2.6.6 Descripción de la muestra de investigación

a) Determinación de la resistencia del concreto

La resistencia del concreto en una estructura real se estima mediante la extracción de testigos perforados (NTP 339.034, ACI-02 artículo 5.6.5).

Este procedimiento es empleado en diferentes casos, por ejemplo, cuando han ocurrido anomalías en el desarrollo de la construcción, fallas en el curado, aplicación temprana de cargas, incendio, estructuras antiguas, o no se cuenta con registros de resistencia, etc.

- Criterios generales: Los testigos cilíndricos para ensayos de compresión se extraen con un equipo sonda provista de brocas diamantadas cuando el concreto ha adquirido suficiente resistencia para que durante el corte no se pierda la adherencia entre el agregado y la pasta. Se tomará por lo menos tres muestras. La interpretación de resultados corresponde al ensayo de compresión de probetas NTP. 339.059, ensayo que define la resistencia real del concreto.
- Referencias normativas: NTP 339.034, ACI-02 Artículo 5.6.5, ASTM C900 Extracción de núcleos diamantinos.



Figura 23. Equipo de perforación para la extracción de núcleos

b) Determinación del acero de refuerzo - micro covermeter 8010

El Micro Covermeter 8 010 es un instrumento para localizar barras de refuerzo y medir el exacto recubrimiento de concreto, al mismo la separación de las barras de refuerzo y los estribos. Los detectores de barras de refuerzo son dispositivos menos sofisticados que sólo localizan objetos metálicos debajo de la superficie.

Se utilizan diferentes disposiciones de bobina para generar varios campos magnéticos. Este procesamiento de señal avanzada apoya no sólo la localización de barras de refuerzo, sino también la determinación de la cubierta y la estimación del diámetro de la barra. Este método no es afectado por todos los materiales no conductores, tales como concreto, madera, plásticos, ladrillos, etc. Sin embargo, cualquier tipo de materiales conductores dentro del campo magnético tendrá una influencia en la medición.

2.3 Definición de términos

En este contexto, es importante revisar términos que comúnmente se confunden, como son:

- Propuesta: Proyecto o idea que se presenta a una persona para que lo acepte y dé su conformidad.
- Reparación: Son las acciones necesarias para restituir la capacidad resistente de una estructura dañada. Proceso de reemplazar o corregir los elementos dañados de una estructura.
- Reforzamiento: Son las acciones necesarias para aumentar la capacidad resistente de un elemento estructural o estructura completa.

- Restauración: Son las acciones necesarias para conseguir que una edificación antigua se encuentre en condiciones óptimas y se la pueda volver a utilizar.
- Refuerzo antisísmico: Consiste en aportar modificaciones a las estructuras, fachadas y cornisas existentes de un edificio o estructura para darles mayor resistencia frente a sismos, al movimiento del terreno, a la apertura de una falla o al derrumbe de un terreno.
- Estructura: Estructuras susceptibles a la formalización, del que se realiza un análisis o estudio de una cosa considerándola una estructura o un conjunto.
- Funcionabilidad: Estabilidad en una estructura por medio del buen uso y la demostración de las condiciones adecuadas.
- Institución: Organismo público o privado que ha sido fundado para desempeñar una determinada labor cultural, científica, política o social.
- Desplazamientos: Variación de la posición de un cuerpo entre dos instantes o tiempos bien definidos
- Periodos: Espacio de tiempo durante el cual se realiza una acción o se desarrolla un acontecimiento.
- Frecuencias: La Frecuencia es una magnitud que mide el número de repeticiones por unidad de tiempo de cualquier fenómeno o suceso periódico.
- Fuerza Cortantes: Resultado de la acción de fuerzas verticales que actúan en una sección determinada de un elemento estructural y tiende a cortar.
- Fuerzas Internas: Son los movimientos internos que se producen en los elementos estructurales. Estas originan grandes cambios.

- Rehabilitaciones: Relacionadas a aquellas situaciones de recuperación de la resistencia de la estructura en aquellos sitios donde se encuentra comprometida su seguridad, debido a la degradación continua de sus elementos.
- Prevención: Disminuye la vulnerabilidad de los elementos estructurales por actualización de nuevas cargas que interactuaran en el edificio.
- Correctivas: Restituye Condiciones originales en elementos dañados (fuego, ambientes agresivos, sismos, etc.) y mejora el comportamiento de la misma.
- Mejoramiento: Planear los recursos logísticos, financieros y humanos del procedimiento. Planear el diseño, rediseño y mejoramiento de los procesos y procedimientos de la entidad, según la metodología aplicada.
- Diseño Estructural: El diseño estructural se realiza a partir de un adecuado balance entre las funciones propias que un material, a partir de sus características naturales específicas, sus capacidades mecánicas.
- Construcción: Se designa con el término de Construcción a aquel proceso que supone el armado de cualquier cosa, desde cosas consideradas más básicas como ser una casa, edificios, hasta algo más grandilocuente como es el caso de un rascacielos, un camino y hasta un puente.
- Derivas: Desplazamientos de entre piso entre dos niveles distintos.

CAPÍTULO III

MÉTODO

3.1 Tipo de investigación

La investigación es de tipo cuasi - experimental, porque se asemeja a los experimentos cuantitativos y cualitativos, pero carecen de la asignación aleatoria de los grupos o los controles adecuados, por lo tanto un firme análisis estadístico es muy difícil.

3.2 Diseño de la investigación

La presente investigación es de carácter experimental pues se utiliza una variable independiente para analizar las consecuencias de tal incidencia sobre la otra variable considerada como dependiente.

3.3 Población y muestra

Para la presente investigación se considera como población y muestra lo siguiente:

- Muestra: Pabellón P-3
- Población: Institución Educativa Santa Fortunata

3.4 Descripción de instrumentos para recolección de datos

Para diagnosticar su estado actual es necesario hacer una visita a campo, que nos permita tomar fotografías del daño y medir las longitudes. Para esto se utilizó un celular con cámara y cinta métrica.

a) *Sony xperia modelo E5306*

Un teléfono con cámara fotográfica es un teléfono móvil que tiene una cámara fotográfica. Posee una cámara de 13 MP.

b) *Cinta métrica uyustool*

Instrumento de medición, que cuentan con unas líneas marcadas longitudinalmente donde se observa las unidades de medidas y sus divisiones. Longitud total de la cinta métrica 30 metros.

Desde lo cuantitativo para la evaluación se describe los instrumentos y procesos a continuación:

Para el análisis fue necesario introducir los datos a los programas estructurales SAP2000 V18.0.0, ETABS 2015 V15.2 y Excel 2013. La evaluación de los resultados es interpretada según parámetros establecidos en norma.

a) *SAP2000 V18.0.0.*

El SAP2000 es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfico 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento de lo más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras. Las diversas herramientas de análisis y los procesos desarrollados en SAP2000 permiten la evaluación:

- Grandes desplazamientos en cada etapa de la estructura.
- El análisis de pandeo, rigidez o plástica entre nudos, y finalmente, la secuencia constructiva.
- Los análisis no lineales son estáticos y/o en función del tiempo, con opciones para análisis dinámico.

b) Etabs 2015 V15.2

ETABS dispone de una interfaz única donde es posible modelar, analizar, dimensionar, detallar y generar informes. A través del model explorer es posible acceder rápidamente a los objetos, propiedades y reportes. La herramienta utilizada será:

- La vista de las plantas y alzados se generan automáticamente para cada cuadrícula, permitiendo la navegación rápida en el modelo.
- En ETABS los datos visibles y editables a través de tablas.
- ETABS presenta varias opciones para generar mallas de cálculo automáticas.
- ETABS contiene un amplio catálogo de secciones de hormigón armado, metálicas y mixtas estandarizadas de acuerdo con normativas internacionales.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 Presentación de resultados

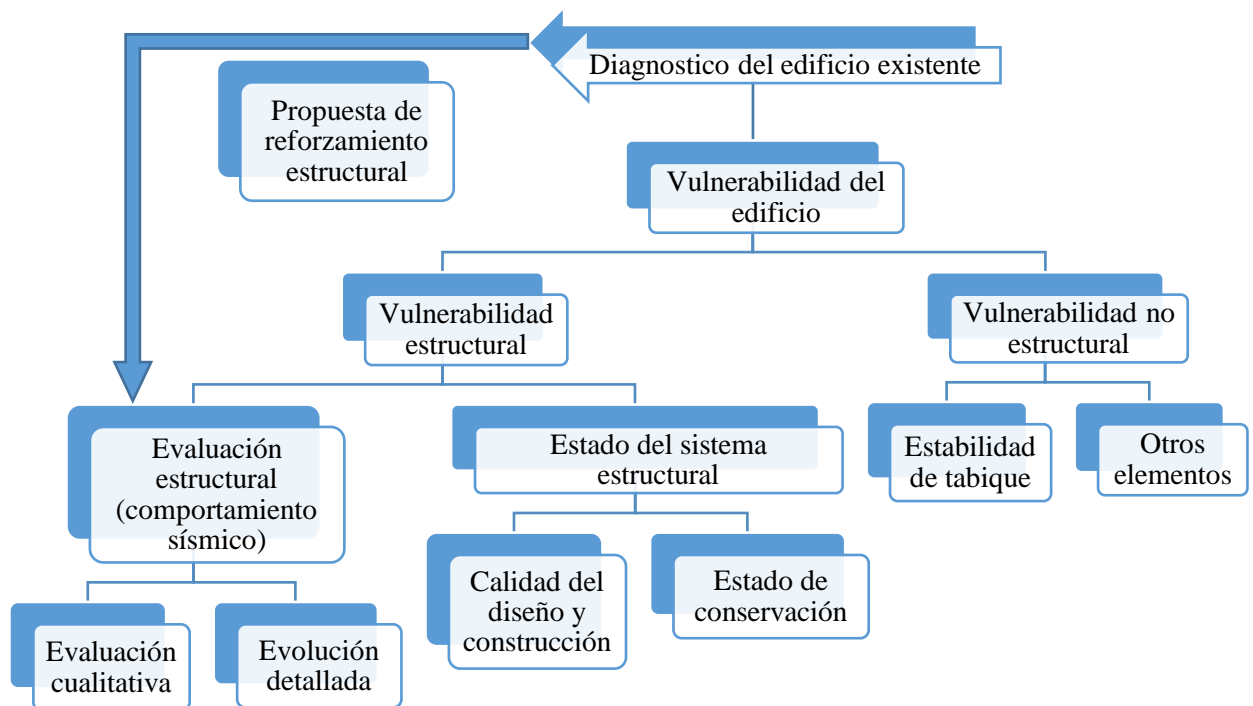


Figura 24. Organigrama de la secuencia seguida para la presentación de resultados

4.1.1 Evaluación estructural (Comportamiento sísmico)

Consta de una evaluación cualitativa y una evaluación detallada.

4.1.1.1 Evaluación estructural cualitativa del edificio

Consta de un diagnóstico visual de la estructura y ensayos de laboratorio.

a) Diagnóstico visual de la estructura existente

– Columna corta

Se observó irregularidad de columna corta, indicada de color rojo en la figura 25.

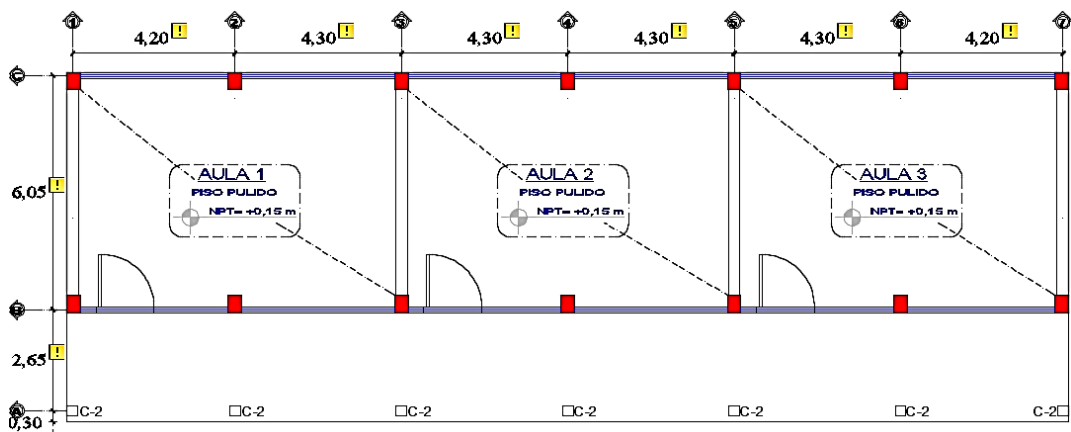


Figura 25. Vista planta del pabellón de la I E Santa Fortunata

Nota: Se muestra de color rojo los elementos afectados por el efecto de columna corta en las aulas del pabellón

En la figura 26 se presencia el efecto de columna corta resalta, en elevación de la fachada principal.



Figura 26. Elevación principal del pabellón P-3 de columnas cortas

– ***Piso blando***

No se presenció la irregularidad de piso blando. Se comprobará más adelante.

– ***Excentricidad y torsión***

Se detecta la presencia de irregularidad torsional, debido a que no presente una simetría en planta en sus lados respecto a la distribución de los elementos estructurales. Se comprobará más adelante.

– ***Fallas de elementos no estructurales***

A simple vista se ve fisuras por tracción diagonal en los muros de albañilería, únicamente fisuras menores como se aprecia en la figura 27 y figura 28. Este tipo de fallas se produce por una interacción entre tabique y pórtico.



Figura 27. Rajaduras en los muros de albañilería por fisuras diagonales



Figura 28. Interacción pórtico – tabique por fractura de tabique

b) Ensayos de laboratorio

– Determinación de la resistencia del concreto existente

Para esta investigación no se pudo realizar este ensayo debido principalmente a la negatividad por parte los encargados de administración.

Por consiguiente, se vio necesario utilizar registros de tres ensayos practicados a estructuras de características similares y periodos de construcción, cuyos resultados se utilizan para esta investigación. Los registros obtenidos se expresan en la tabla 12, tabla 13 y tabla 14 respectivamente.

Tabla 12*Ensayo a la compresión del Ministerio de Transporte y Comunicaciones*

N°	Desc	Dia (cm)	Área (cm ²)	Lect (kg)	Fuerza (kg)	Comp (kg/cm ²)	Alt (cm)	esbel tez	Comp. (kg/cm ²)
1	V-1	6,8	36,32	5340	5289	146,3	13,6	1,0	146,3
2	V-2	6,8	36,32	4116	4074	112,8	13,6	1,0	112,8
3	V-3	6,8	36,32	5389	5338	147,7	13,6	1,0	147,7
4	V-4	6,8	36,32	3890	3850	106,6	13,6	1,0	106,6
5	V-5	6,8	36,32	4064	4022	111,3	13,6	1,0	111,3
6	C-1	6,8	36,32	3431	3395	94,0	13,5	1,0	94,0
7	C-2	6,8	36,32	3186	3151	87,2	13,5	1,0	87,2
8	C-3	6,8	36,32	2681	2650	73,4	13,5	1,0	73,4
9	C-4	6,8	36,32	2498	2468	68,4	13,5	1,0	68,4
10	C-5	6,8	36,32	2523	2493	69,1	13,5	1,0	69,1
11	C-6	6,8	36,32	3136	3101	85,9	13,5	1,0	85,9
12	C-7	6,8	36,32	3935	3895	107,8	13,5	1,0	107,8
F'c Promedio									101

Fuente: Laboratorio Geotécnico e Investigación de materiales Federico Paucar Tito EIR, 2017

Tabla 13*Ensayo a la compresión del complejo Los Vegetales*

N°	Desc	Dia (cm)	Área (cm ²)	Lect (kg)	Fuerza (kg)	Comp (kg/cm ²)	Alt (cm)	esbe ltez	Comp. (kg/cm ²)
1	V-1	6,9	37,39	5215	5301	140,6	13,5	1,0	140,6
2	V-2	6,9	37,39	4006	4508	113,8	13,5	1,0	113,8
3	V-3	6,9	37,39	4652	6820	153,4	13,5	1,0	153,4
4	V-4	6,9	37,39	4535	4820	125,1	13,5	1,0	125,1
5	C-1	6,9	37,39	4055	4152	109,7	13,5	1,0	109,7
6	C-2	6,9	37,39	4505	4600	121,7	13,5	1,0	121,7
7	C-3	6,9	37,39	4862	5010	132,0	13,5	1,0	132,0
8	C-4	6,9	37,39	4328	4862	122,9	13,5	1,0	122,9
9	C-5	6,9	37,39	4085	4582	115,9	13,5	1,0	115,9
F'c Promedio									149

Fuente: Laboratorio Geotécnico e Investigación de materiales Federico Paucar Tito EIRI, 2010

Tabla 14

Ensayo a la compresión de la I. E. Luis e Pinto Soto Mayor

N°	Desc	Dia (cm)	Área (cm ²)	Lect (kg)	Fuerza (kg)	Comp (kg/cm ²)	Alt (cm)	esbe ltez	Comp. (kg/cm ²)
1	V-1	6,8	36,32	5001	5030	138,1	13,2	1,0	138,1
2	V-2	6,8	36,32	4294	4358	119,1	13,2	1,0	119,1
3	V-3	6,8	36,32	5420	5500	150,3	13,2	1,0	150,3
4	V-4	6,8	36,32	4201	4300	117,0	13,2	1,0	117,0
5	V-5	6,8	36,32	4125	4250	115,3	13,2	1,0	115,3
6	V-6	6,8	36,32	5014	5200	140,6	13,2	1,0	140,6
7	V-7	6,8	36,32	6214	6450	174,4	13,2	1,0	174,4
8	C-1	6,8	36,32	5661	6004	160,6	13,2	1,0	160,6
9	C-2	6,8	36,32	5078	5210	141,6	13,2	1,0	141,6
10	C-3	6,8	36,32	4987	5254	141,0	13,2	1,0	141,0
11	C-4	6,8	36,32	5041	5240	141,5	13,2	1,0	141,5
12	C-5	6,8	36,32	6008	6210	168,2	13,2	1,0	168,2
13	C-6	6,8	36,32	5892	6041	164,3	13,2	1,0	164,3
14	C-7	6,8	36,32	6058	6214	169,0	13,2	1,0	169,0
F'c Promedio									126

Fuente: Laboratorio Geotécnico e Investigación de materiales Federico Paucar Tito EIR, 2012

Para el proyecto de investigación con fines de estudio, se va a considerar el F'c más crítico, debido a la magnitud e importancia se resuelve utilizar $F'c = 100 \text{ kg/cm}^2$.

– **Determinación del acero de refuerzo existente**

La mayoría de centros educativos del Perú construidos en ese tiempo, constan con una distribución de acero común para ese periodo, como se aprecia en la figura 29.

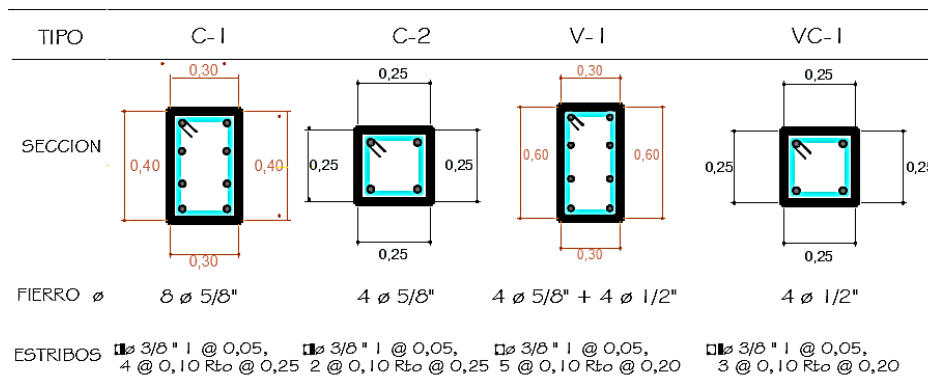


Figura 29. Detalle de distribución de acero en vigas y columnas

4.1.1.2 Evaluación estructural detallada del edificio

Consta de un análisis estático y dinámico para evaluar el comportamiento sísmico del edificio. El objetivo básico de estos análisis es evaluar los periodos y frecuencias, desplazamientos, cortante dinámica y estática, masa participativa y esfuerzos internos en los elementos estructurales.

4.1.1.3 Modelo matemático

En la tabla 15 se muestra las consideraciones del modelamiento matemático.

Tabla 15

Modelo matemático

Elemento	Descripción
Programa estructural	Modelada con ETABS v16.2
Vigas y columnas	Modeladas como elementos tipo “Frames”.
Losas	Modeladas como elementos unidireccionales tipo “Shell”, de tipo membrana y espesor despreciable.
Apoyos	Se consideró la cimentación como un elemento empotrado, es decir, con cero grados de libertad (Rotaciones y traslaciones).
Cargas	De acuerdo al uso, fuerzas distribuidas por unidad de área a las losas y fuerzas distribuidas por unidad de longitud a los parapetos (Norma E.020 de cargas).
Muros	Los muros de albañilería se diseñaron como elementos área tipo “Shell”.
Sistema estructural	El sistema estructural resistente se basa de pórticos de concreto armado.

En la figura 30 se muestra una ilustración del modelamiento matemático con el programa ingenieril.

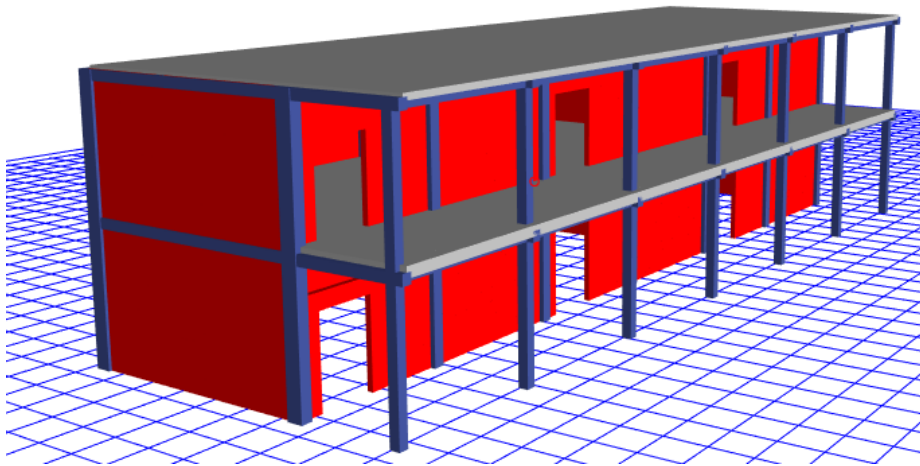


Figura 30. Modelo matemático del edificio

4.1.1.4 Análisis de cargas por gravedad

En la tabla 16 se muestra un resumen de las cargas según la norma E.020 -2016.

Tabla 16

Cargas Aplicadas

Tipo	Descripción	Cantidad
Carga muerta	Peso del concreto	2,40 tn/m^3
	Peso del aligerado (25 cm)	0,35 tn/m^2
	Peso de piso terminado	0,10 tn/m^2
	Tabiques de Albañilería	1,80 tn/m^3
Carga viva	s/c aulas	0,25 tn/m^2
	s/c corredores	0,40 tn/m^2
	Techo de último piso	0,10 tn/m^2

4.1.1.5 Análisis sísmico

El análisis sísmico para los modelos estructura tabique – pórtico y aporticado.

a) Análisis sísmico de estructura tabique – pórtico

– Parámetros sísmicos

En la tabla 17 se presenta un resumen de los parámetros sísmicos de sitio.

Tabla 17

Resumen de parámetros de sitio

Parámetros sísmicos	Dirección		Descripción
	X	Y	
Z	0,45	0,45	Zona 4 – Moquegua
U	1,5	1,5	Categoría A2: Edificación importante
C	2,5	2,5	$C = 2,5 \times (T_p / T)$; $C \leq 2,5$
S	1,05	1,05	$T_p = 0,6$; $T_l = 2,0$ Suelos blandos
Ia	0,5	0,75	Irregularidad extrema de rigidez e irregularidad de rigidez en X, Y respectivamente
Ip	0,6	1,0	Irregularidad torsional extrema en X
Ro	3	3	X: Sistema de albañilería Y: Sistema de albañilería
R	0,9	2,25	$R = R_o I_a I_p$

– *Estudio de irregularidades*

Irregularidad de rigidez - piso blando

Cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso es mayor que 1,4 veces el valor del entrepiso inmediato superior, o mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso de tres niveles superiores.

X: $4,0 > 1,7$ o $4,0 > 1,5$(Ecuación 18)

Y: $1,6 > 1,58$(Ecuación 19)

Presenta irregularidad de rigidez en ambas direcciones. El factor $I_a = 0,75$.

Irregularidad de resistencia – piso débil

Cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

X: $37344,18 < 41612,10$ (Ecuación 20)

Presenta irregularidad de resistencia en dirección X. El factor será $I_a = 0,75$.

Irregularidad extrema de rigidez

Cuando en las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso es mayor a 1,6 veces el correspondiente valor en el entrepiso superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.

X: $4,0 > 1,9$ o $4,0 > 1,7$ (Ecuación 21)

Presenta irregularidad extrema de rigidez en dirección X. El factor $I_a = 0,50$.

Irregularidad extrema de resistencia

No presenta esta irregularidad.

Irregularidad de masa o peso

Esta irregularidad no es aplicada a azoteas. No presenta esta irregularidad.

Irregularidad geometría vertical

No presenta esta irregularidad.

Irregularidad en los sistemas resistentes

No presenta esta irregularidad.

Irregularidad torsional

Cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga muerta.

Esto se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo es mayor que 50 % del desplazamiento permisible.

X: $4,0 > 0,01$ y $4,0 > 3,5$ (Ecuación 22)

Presenta irregularidad torsional en dirección X. El factor será $I_p = 0,75$.

Irregularidad torsional extrema

Cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga muerta.

Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo es mayor que 50 % del desplazamiento permisible.

X: $4,0 > 0,01$ y $4,0 > 3,5$ (Ecuación 23)

Presenta irregularidad torsional extrema en dirección X. El factor $I_p = 0,60$.

Irregularidad de esquinas entrantes

No presenta esta irregularidad.

Irregularidad de discontinuidad de diafragmas

No presenta esta irregularidad.

Irregularidad de sistemas no paralelos

No presenta esta irregularidad.

– Análisis modal

Se cumple las condiciones de rigidez del capítulo 05 del RNE E.030 - 2016, el cual en su tabla N° 11 exige que, de acuerdo al material predominante, no supere cierta distorsión máxima relativa: 0,005 para sistema estructural de albañilería.

– *Análisis espectral*

La pseudo-aceleración del espectro está dado por:

$$S_0 = \frac{ZUCS}{R} g \dots\dots\dots (Ecuación 24)$$

Calculamos el factor de escala:

$$FE_{xx} = \frac{(0,45)(1,5)(1,05)(9,81)}{(0,5)(0,6)(3)} C = 7,73 C \dots\dots\dots (Ecuación 25)$$

$$FE_{yy} = \frac{(0,45)(1,5)(1,05)(9,81)}{(0,75)(1,0)(3)} C = 3,09 C \dots\dots\dots (Ecuación 26)$$

Luego el coeficiente de amplificación sísmica C, definido para nuestro suelo S₂ (C varía con el período), lo multiplicamos con el factor de escala, para obtener los valores de pseudo-aceleración.

En la figura 31 se aprecia una gráfica de los espectro de pseudo – aceleración.

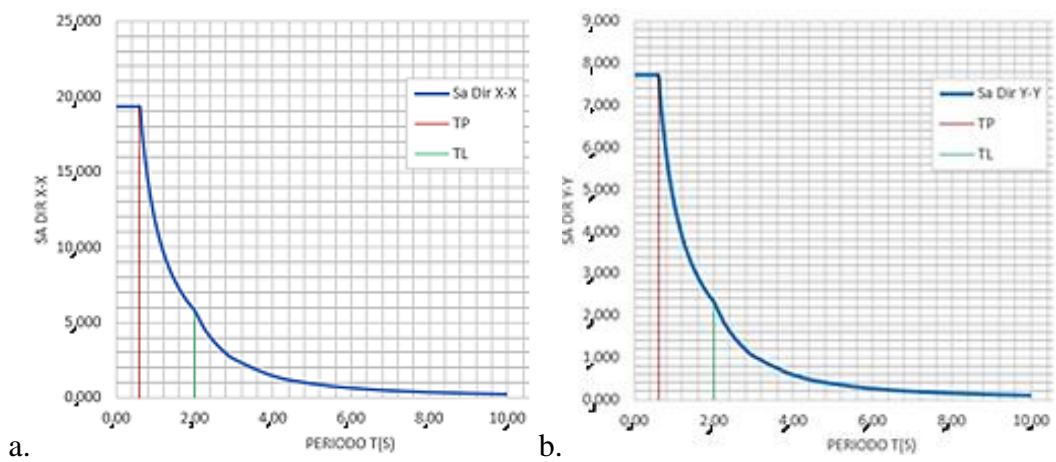


Figura 31. Espectro de pseudo – aceleración

Nota: Representación gráfica de (a) aceleración espectral X y (b) aceleración espectral Y

– *Análisis de resultados*

Modos de vibración y periodos fundamentales:

Para este caso se tiene seis modos de vibración; tres por nivel, del cual nos interesa los periodos con mayor porcentaje de masa participativa para determinar el factor k (Factor exponencial de altura de edificio).

En la tabla 18, los modos uno, cuatro y dos, cinco son de traslación en X, Y, los modos tres y seis de torsión. Se observa que el mayor porcentaje de masa participativa en dirección X es de 97,64 %; se produce en el periodo $T_x = 0,217$ s; mientras que para la dirección Y es de 91,97 %; se produce en el periodo de $T_y = 0,141$ s.

Tabla 18

Modos y periodos del edificio

Modo	Periodo (seg)	Masa X (%)	Masa Y (%)	Masa acum. X (%)	Masa acum. Y (%)
1	0,217	97,64	0,06	97,64	0,06
2	0,141	0,08	91,97	97,72	92,03
3	0,132	0,28	0,01	98,00	92,04
4	0,072	1,94	0,12	99,94	92,16
5	0,061	0,00	0,47	99,94	92,63
6	0,061	0,00	0,00	99,94	92,63

En la figura 32, el modo de vibración uno representa la deformación traslacional en dirección X, el modo de vibración dos representa la deformación traslacional en dirección Y el modo de vibración tres representa a la distorsión torsional alrededor de Z.

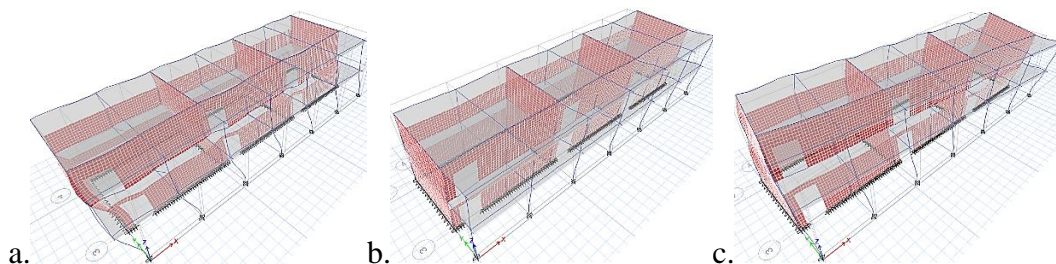


Figura 32. Modos de vibración

Nota: Representación gráfica de vibración (a) dirección X, (b) dirección Y y (c) dirección Z

Desplazamientos y derivas de entre piso:

En la tabla 19, para el modelo tabique – pórtico en dirección X se obtuvo desplazamientos altos, donde el segundo nivel excede con la deriva de 5 % como exige la norma de sismo resistencia E.030 - 2016.

Tabla 19

Distorsión máxima por piso en dirección X

Nivel	Desp. X (mm)	Derivas (%)	Deriva < 5 %
1	21,277112	5,39	No cumple
2	27,439808	1,68	Cumple

En la tabla 20, para el modelo tabique - pórtico en dirección Y no se obtuvieron desplazamientos bajos, con derivas menores al 5 % como exige la norma de sismo resistencia E.030 - 2016.

Tabla 20

Distorsión máxima por piso en dirección Y

Nivel	Desp. Y (mm)	Derivas (%)	Deriva < 5 %
1	3,366934	2,13	Cumple
2	5,847502	1,69	Cumple

Los valores obtenidos de los desplazamientos y derivas demuestran la existencia de un sistema bastante rígido en el primer nivel y flexible en el segundo nivel en dirección X, incumpliendo lo exigido por la norma E.030 - 2016.

Centro de masa y centro de rigidez:

Los resultados de los cálculos se muestran en la tabla 21.

Tabla 21

Coordenadas de centro de masa y centro de rigidez

Nivel	Xcm (m)	Ycm (m)	Xcr (m)	Ycr (m)	Excent. X	Excent. Y
1	12,838	4,757	12,822	6,167	0,016	-1,411
2	12,815	4,541	12,851	4,555	-0,035	-0,014

Según normas internacionales y la experiencia del reconocido investigador Roberto Meli, considera a una estructura irregular cuando $e > 0,10 L$, así:

$$e_y = 1,411 > 0,1(9) = 0,9 \dots\dots\dots (Ecuación 27)$$

Donde:

e: Excentricidad

L: Longitud del edificio en el mismo sentido de la excentricidad

La excentricidad en dirección Y es superior al 0,1 L, por lo tanto la estructura presenta irregularidad torsional en X, lo que se corrobora con el estudio de irregularidades. Este efecto es producto de la asimetría en la ubicación de los elementos.

Cortante en la base:

Calculo de cortantes estáticas.

$$V_{XX} = \frac{ZUCS}{R} (\text{Peso}) = \frac{0,45 \times 1,5 \times 2,5 \times 1,05}{0,9} (391,94) = 773,03 \text{ tn} \dots\dots\dots (\text{Ecuación 28})$$

$$V_{YY} = \frac{ZUCS}{R} (\text{Peso}) = \frac{0,45 \times 1,5 \times 2,5 \times 1,05}{2,25} (391,94) = 310,00 \text{ tn} \dots\dots\dots (\text{Ecuación 29})$$

Del programa se obtuvo las cortantes estáticas y dinámicas como se muestran en la tabla 22.

Tabla 22

Cortante en la base por el método estático y dinámico

Dirección	Cort. estática (tn)	Cort. dinámica (tn)	VD > 0,9 VE	FE
X	773,0328	754,6716	Cumple	0,9219
Y	309,9979	284,2686	Cumple	0,9815

En ambas direcciones la cortante dinámica cumple con ser mayor al 90 % (estructuras irregulares) de la cortante estática, por lo que no es necesario un escalamiento.

Fuerzas internas en los elementos:

Momento flector (tn-m)

En la figura 33, figura 34 y figura 35 se muestra la gráfica de momentos flectores.

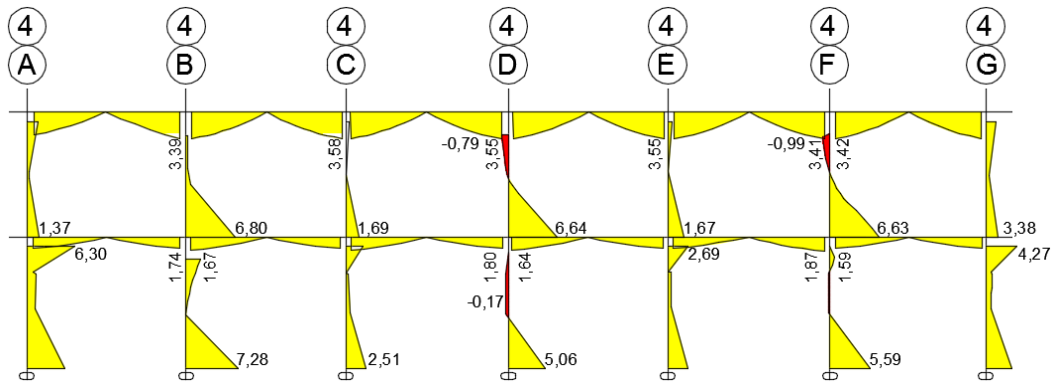


Figura 33. Momento flector por envoltente 3-3 en dirección del eje 4

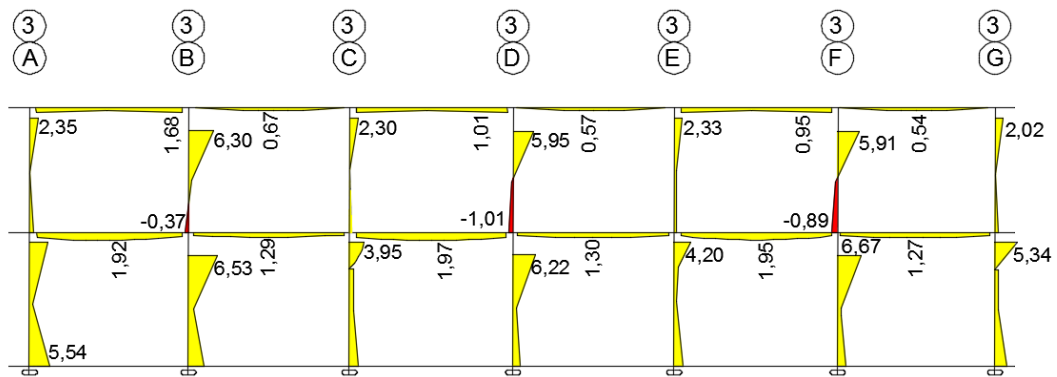


Figura 34. Momento flector por envoltente 3-3 en dirección del eje 3

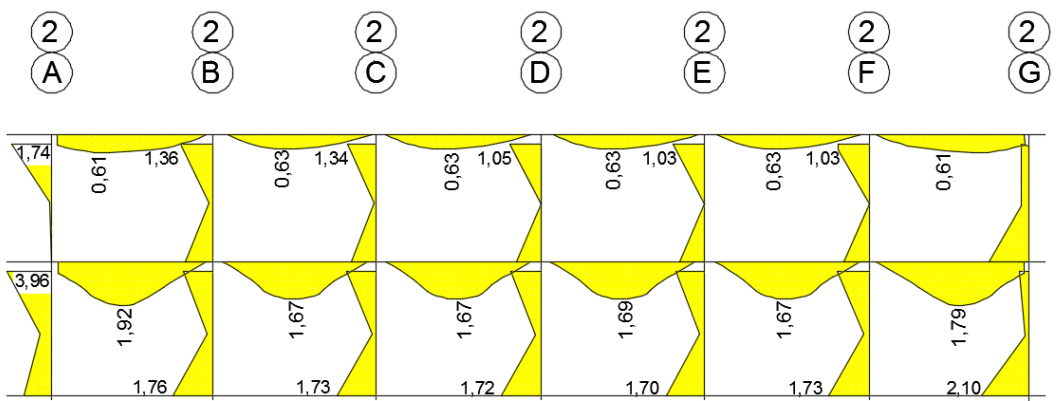


Figura 35. Momento flector por envoltente 3-3 en dirección del eje 2

Fuerza cortante (tn)

En la figura 36, figura 37 y figura 38 se muestra la gráfica de las fuerzas cortantes.

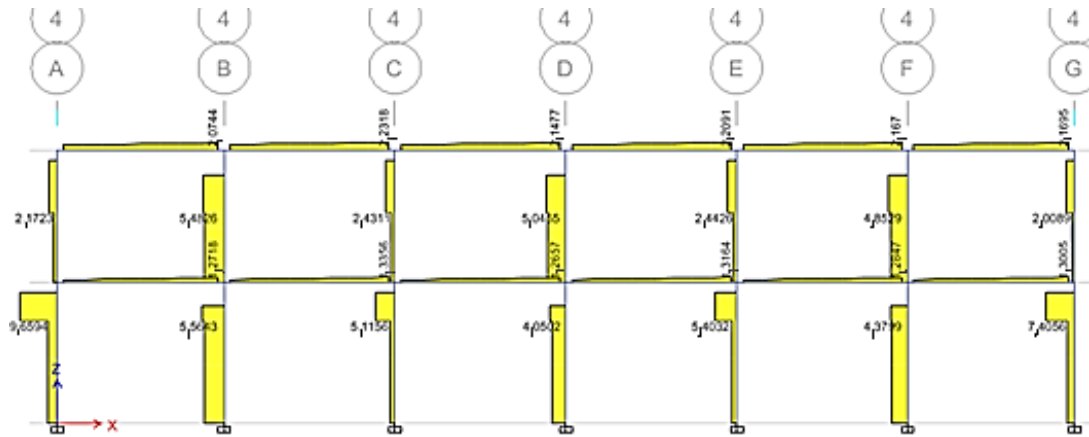


Figura 36. Fuerza cortante por envoltura 2-2 en dirección del eje 4

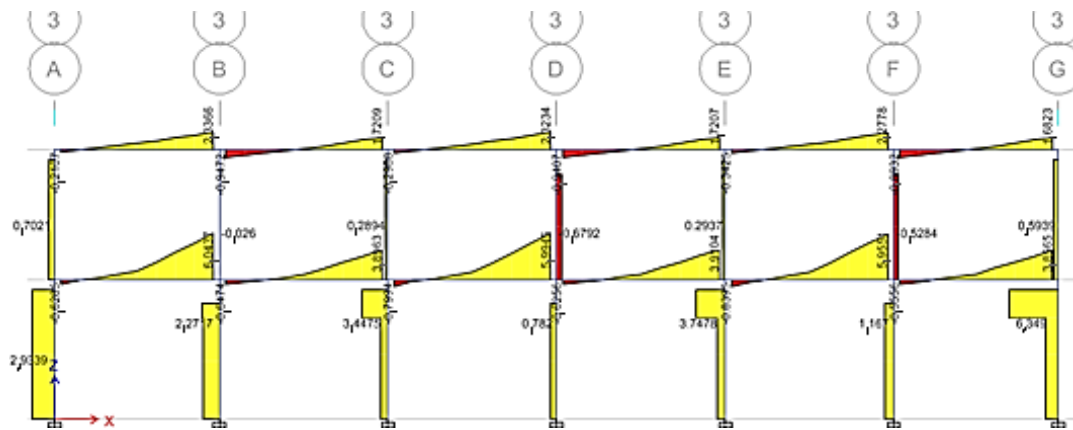


Figura 37. Fuerza cortante por envoltura 2-2 en dirección del eje 3

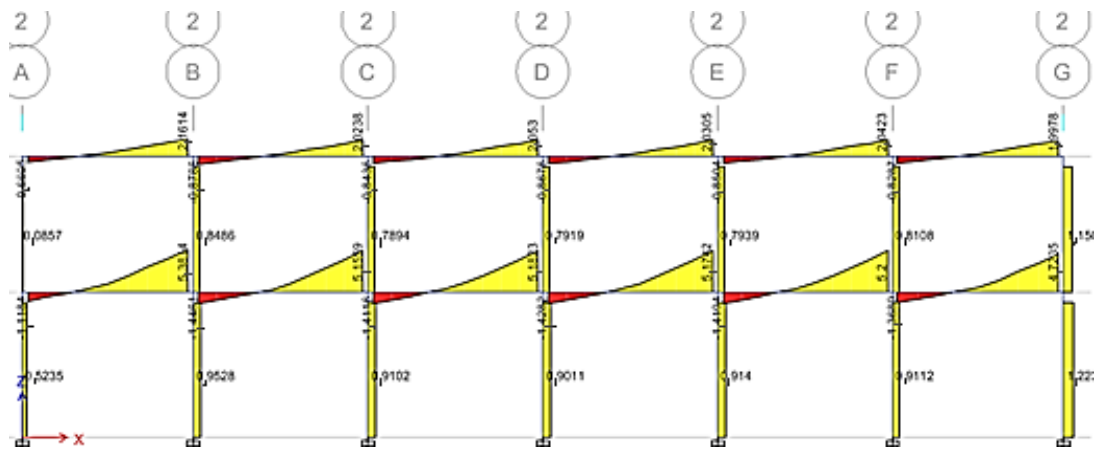


Figura 38. Fuerza cortante por envoltura 2-2 en dirección del eje 2

Fuerza axial (tn)

En la figura 39, figura 40 y figura 41 se muestra la gráfica de las fuerzas axiales.

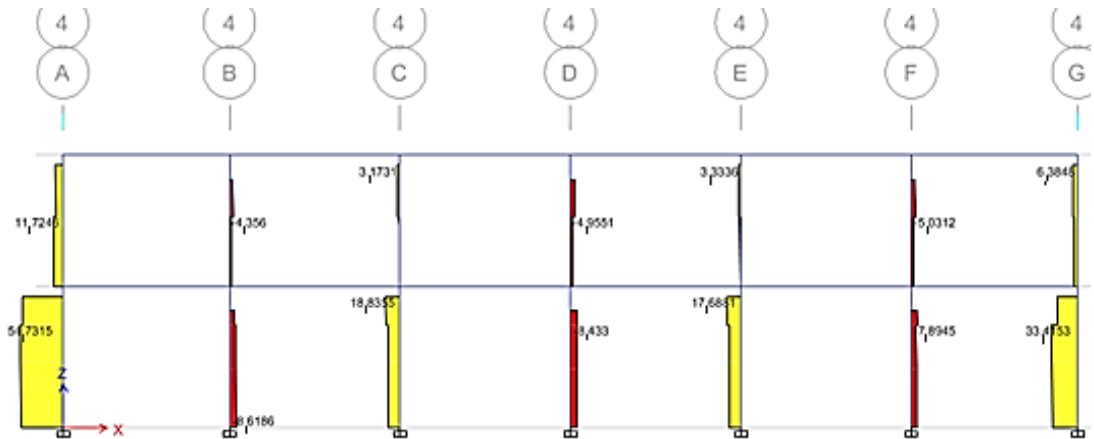


Figura 39. Fuerza axial por envoltorio en dirección del eje 4

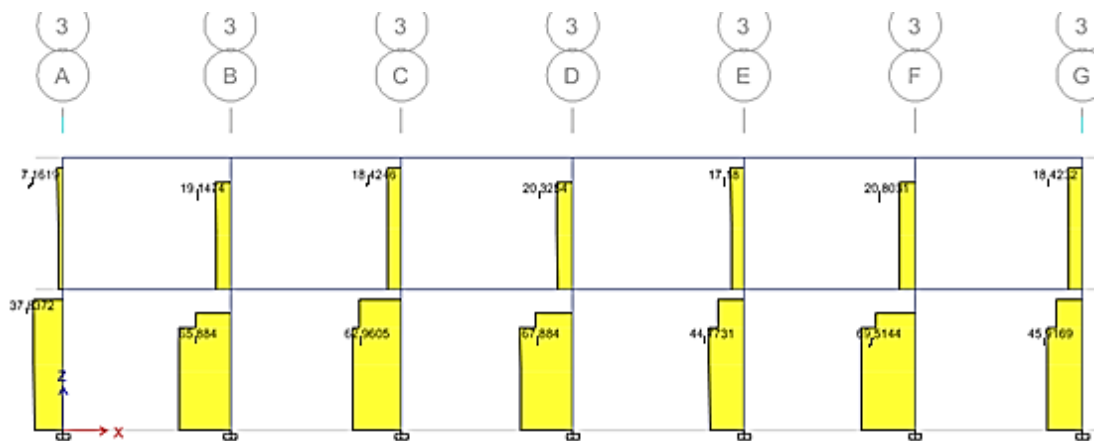


Figura 40. Fuerza axial por envoltorio en dirección del eje 3

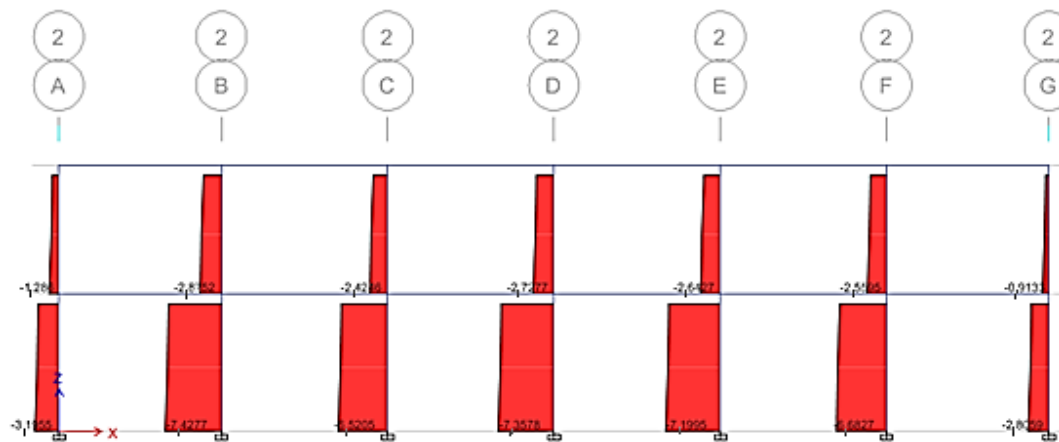


Figura 41. Fuerza axial por envoltorio en dirección del eje 2

b) *Análisis sísmico de la estructura aporticado*

– *Parámetros sísmicos*

En la tabla 23 se presenta un resumen de los parámetros sísmicos.

Tabla 23

Resumen de parámetros de sitio

Parámetros sísmicos	Dirección		Descripción
	X	Y	
Z	0,45	0,45	Zona 4 – Moquegua
U	1,5	1,5	Categoría A2: Edificación importante
C	2,5	2,5	$C = 2,5 \times (T_p / T)$; $C \leq 2,5$
S	1,05	1,05	$T_p = 0,6$; $T_l = 2,0$ Suelos blandos
Ia	1,0	1,0	No presencia irregularidad
Ip	0,6	0,6	Irregularidad torsional extrema en X, Y
Ro	8	8	X, Y: Sistema de pórticos
R	4,8	4,8	$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p$

– *Evaluación de irregularidades*

En la tabla 24 presenta un resumen de la evaluación de las irregularidades.

Tabla 24

Evaluación de irregularidades

Irregularidad altura	Dirección X, Y
Irregularidad de rigidez – piso blando	No se produce
Irregularidades de resistencia – piso débil	No se produce
Irregularidad extrema de rigidez	No se produce
Irregularidad extrema de resistencia	No se produce
Irregularidad de masa o peso	No se produce
Irregularidad geométrica vertical	No se produce
Discontinuidad en los sistemas resistentes	No se produce
Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes	No se produce
Irregularidad planta	
Irregularidad torsional	Se produce
Irregularidad torsional extrema	Se produce
Esquinas entrantes	No se produce
Discontinuidad del diafragma	No se produce
Sistemas no Paralelos	No se produce

– *Análisis modal*

Se cumple las condiciones de rigidez del capítulo cinco del RNE E.030 - 2016, el cual en su tabla N° 11 exige que, de acuerdo al material, no supere la distorsión máxima relativa: 0,007 sistema estructural de concreto armado

– *Análisis espectral*

La pseudo-aceleración del espectro está dado por:

$$S_0 = \frac{ZUCS}{R} g \dots\dots\dots (Ecuación 30)$$

Calculamos el factor de escala:

$$FE_{yy} = FE_{xx} = \frac{(0,45)(1,5)(1,05)(9,81)}{(1,0)(0,6)(8)} C = 1,45 C \dots\dots\dots (Ecuación 31)$$

Luego el coeficiente de amplificación sísmica C, definido para nuestro suelo S₂ (C varía con el período), lo multiplicamos con el factor de escala, para obtener los valores de pseudo-aceleración.

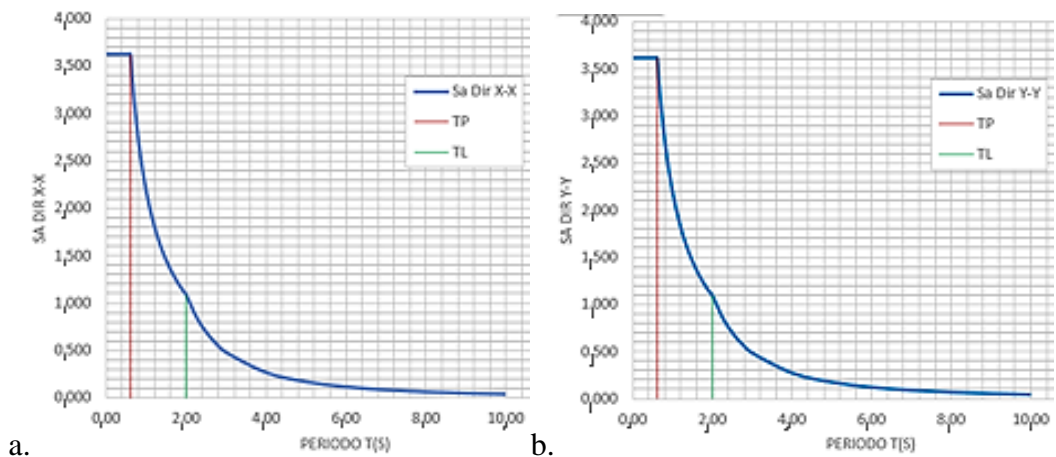


Figura 42. Espectro de pseudo – aceleración

Notas: representación gráfica de (a) aceleración espectral X y (b) aceleración espectral Y

– *Análisis de resultados*

Modos de vibración y periodos fundamentales:

Se tiene seis modos de vibración, tres por nivel; del cual nos interesa los periodos con mayor porcentaje de masa participativa en dirección X y en dirección Y.

La tabla 25, los modos uno, cuatro y dos, cinco son los de traslación en X, Y. Los modos tres, seis son los de torsión. Se observa que el mayor porcentaje de masa participativa en dirección X es de 89,91 %; se produce en el periodo $T_x = 0,735$ s; mientras que en dirección Y es de 90,90 %; se produce en el periodo de $T_y = 0,543$ s.

Tabla 25

Modos y periodos del edificio

Modo	Periodo (seg)	Masa X (%)	Masa Y (%)	Masa acum. X (%)	Masa acum Y (%)
1	0,735	89,91	0,00	89,91	0,00
2	0,543	0,00	90,90	89,91	90,90
3	0,532	0,07	0,00	89,97	90,90
4	0,234	9,93	0,00	99,91	90,90
5	0,180	0,00	9,10	99,91	100,00
6	0,172	0,09	0,00	100,00	100,00

En la figura 43, se aprecia el modo de vibración uno representando la deformación traslacional en dirección X, el modo de vibración dos representando la deformación traslacional en dirección Y. Finalmente el modo de vibración tres representando la distorsión torsional alrededor de Z.

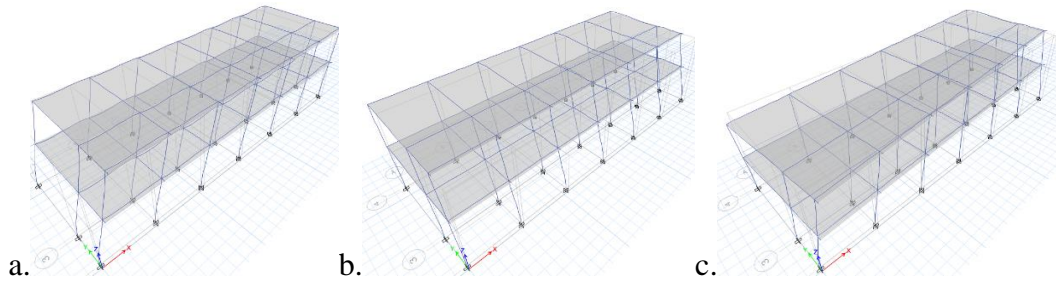


Figura 43. Modos de vibración

Nota: Se aprecia modo de vibración en (a) dirección X, (b) dirección Y y (c) dirección Z

Desplazamientos y derivas de entre piso:

En la tabla 26, para el modelo aporticado en dirección X se obtuvo desplazamientos altos, con derivas mayores al 7 % como exige la norma E.030 - 2016.

Tabla 26

Distorsión máxima por piso en dirección X

Nivel	Se X (mm)	Derivas (%)	Deriva < 7 %
1	27,803067	37,59	No Cumple
2	53,343937	37,15	No Cumple

En la tabla 27, para el modelo aporticado en dirección Y se obtuvieron desplazamientos altos, con derivas mayores al 7 % como exige la norma E-0.30.

Tabla 27

Distorsión máxima por piso en dirección Y

Nivel	Se Y (mm)	Derivas (%)	Deriva < 7 %
1	22,205269	30,02	No Cumple
2	41,413479	27,94	No Cumple

Los valores obtenidos de desplazamientos demuestran la existencia de un sistema bastante flexible, incumpliendo lo que indica la norma E 0.30 - 2016.

Cortante en la base:

Se calcula la cortante estática.

$$V_{XX}=V_{YY}=\frac{ZUCS}{R}(P)=\frac{0,45*1,5*2,5*1,05}{4,8}(306,181)=113,287 \text{ tn} \dots \dots \dots \text{ (Ecuación 32)}$$

Del programa se obtuvo las cortantes estáticas y dinámicas como se muestran en la tabla 28.

Tabla 28

Cortante en la base por el método estático y dinámico

Direc	Cortante está (tn)	Cortante diná (tn)	VD > 0.8 VE	FE
X	113,2869	84,1447	Escalar	1,2117
Y	113,2869	103,313	Cumple	0,9869

Para la dirección X, la cortante dinámica no cumple con ser mayor al 90 % (estructuras irregulares) de la cortante estática, por lo que es necesario realizar un escalamiento; mientras para la dirección Y no es necesario un escalamiento.

Fuerzas internas en los elementos:

Momento flector

En la figura 44, figura 45 y figura 46 se muestra la gráfica de momentos flectores.

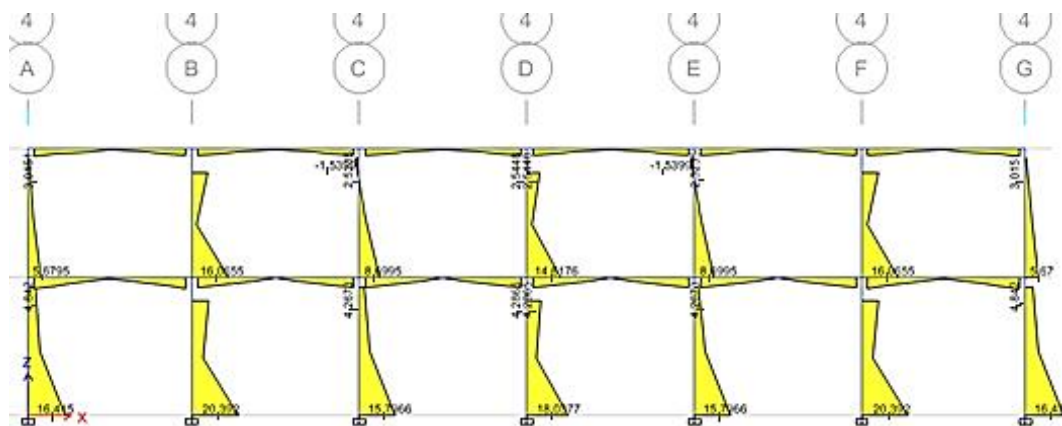


Figura 44. Momento flector por envolvente 3-3 en dirección del eje 4

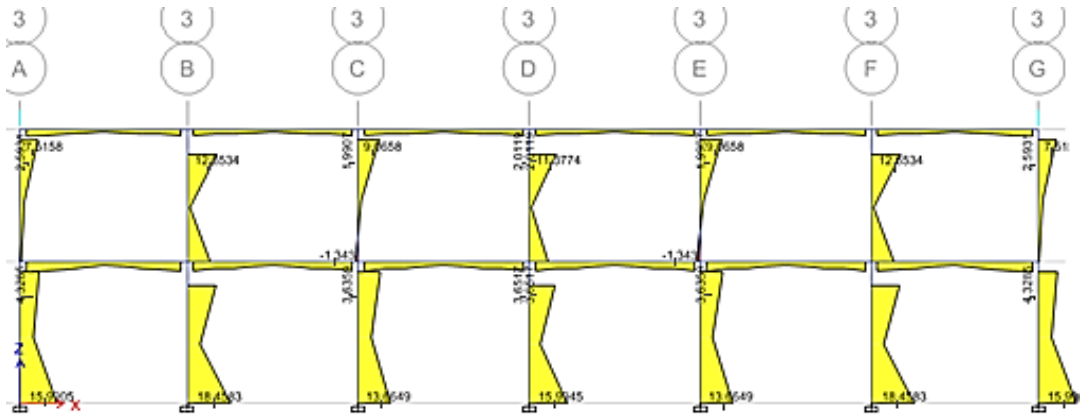


Figura 45. Momento flector por envolvente 3-3 en dirección del eje 3

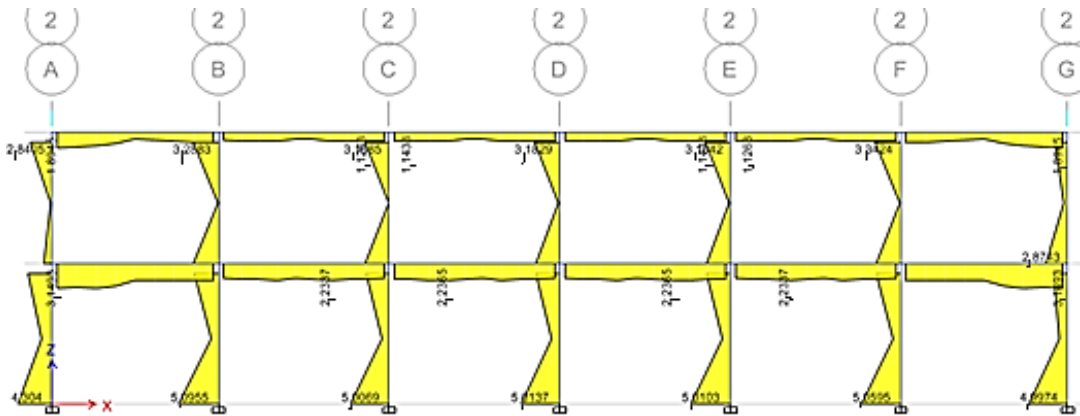


Figura 46. Momento flector por envolvente 3-3 en dirección del eje 2

Fuerza cortante

En la figura 47, figura 48 y figura 49 se muestra la gráfica de las fuerzas cortantes.

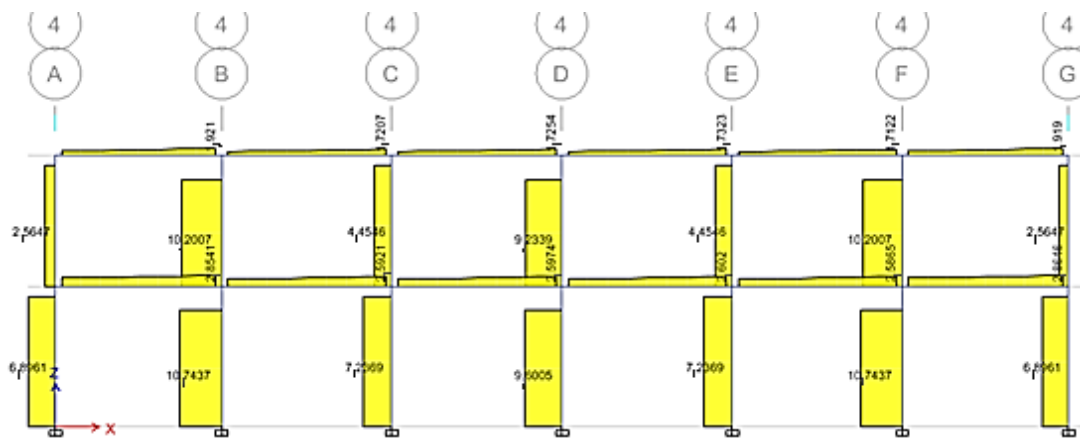


Figura 47. Fuerza cortante por envolvente 2-2 en dirección del eje 4

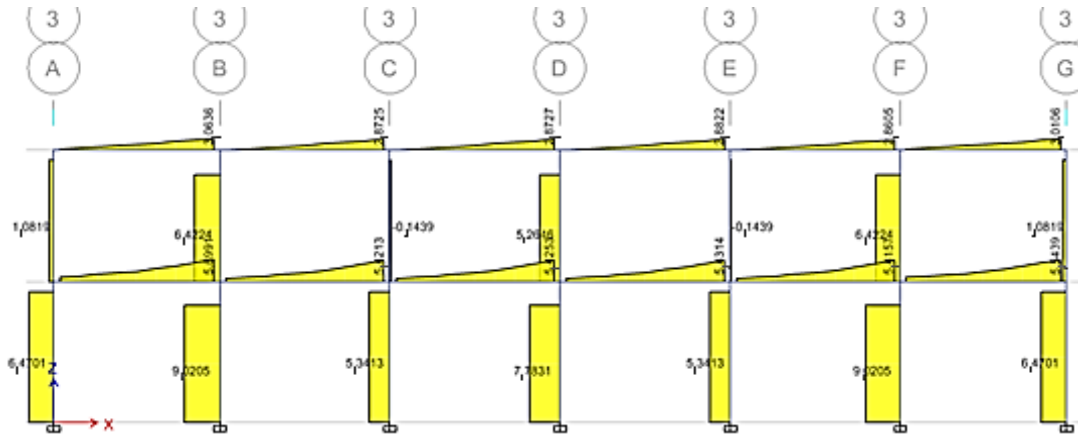


Figura 48. Fuerza cortante por envoltorio 2-2 en dirección del eje 3

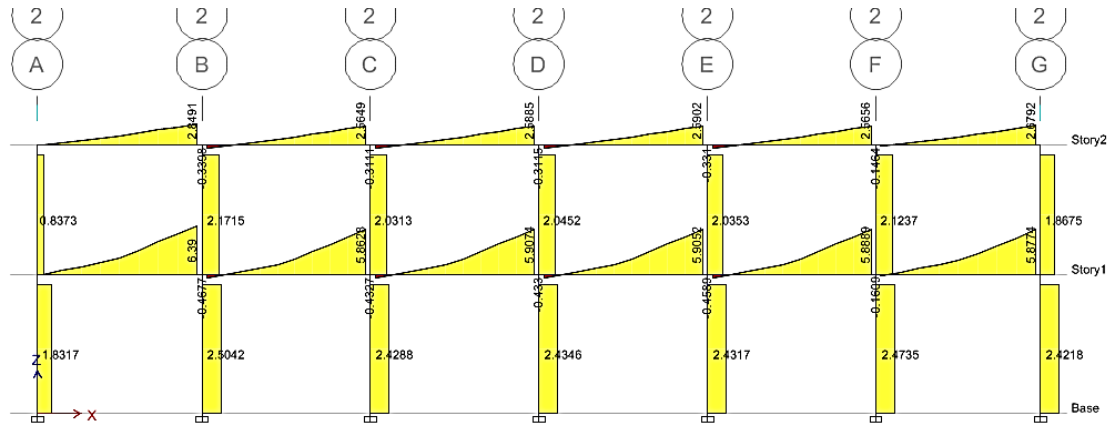


Figura 49. Fuerza cortante por envoltorio 2-2 en dirección del eje 2

Fuerza axial

En la figura 50, figura 51 y figura 52 se muestra la gráfica de las fuerzas axiales.

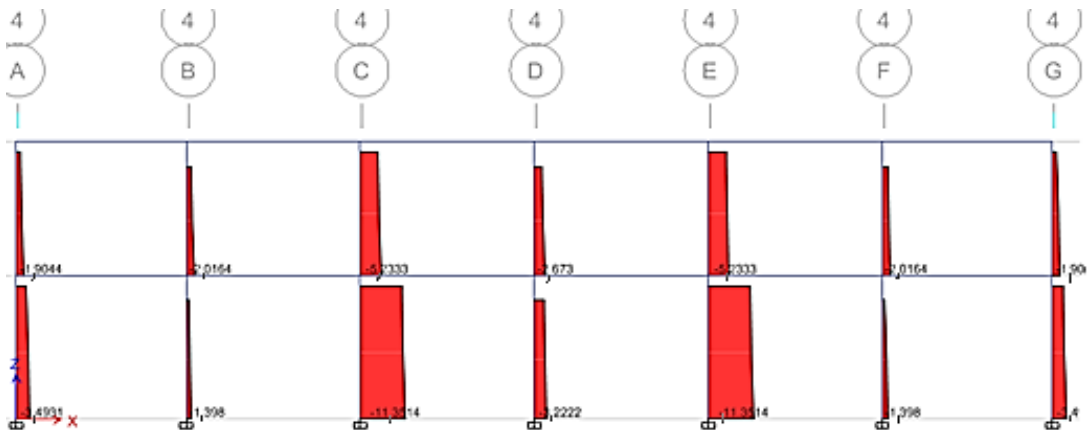


Figura 50. Fuerza axial por envoltorio en dirección del eje 4

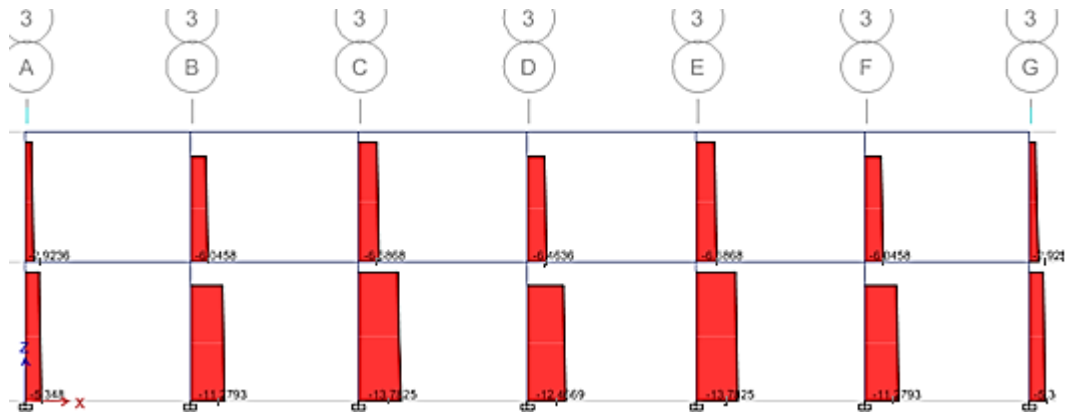


Figura 51. Fuerza axial por envoltorio en dirección del eje 3



Figura 52. Fuerza axial por envoltorio en dirección del eje 2

4.1.2 Estado actual del sistema estructural (ESE=CDC + EC)

4.1.2.1 Calidad del diseño y la construcción de la estructura (CDC)

Esta edificación fue diseñada estructuralmente con la norma del año de 1977.

Año 1977: $V = ZUCSP/Rd$(Ecuación 33)

- $U = 1,3$ (Uso de la estructura).
- $S = 1,4$ (Suelo de la edificación).
- $C = 0,4$ (Espectro de respuesta).
- $Z = 1,0$ (Factor de zona)

- $R_d = 2,5$ (Factor de reducción, albañilería).

Producto de los cálculos el cortante sísmico en referencia al peso de la edificación representa el 0,29 P. Se comprobó una deficiencia en los desplazamientos laterales calculados. Los controles técnicos y de calidad, así como los procedimientos disponibles hasta esa fecha, carecían de eficiencia, como es lógico. Estas son las razones principales por la que se modificó en el año 1997, posteriormente en el año 2006 y 2016.

Año 2016: $V=ZUCSP/R_d$(Ecuación 34)

- $U = 1,5$ (Uso de la estructura).
- $S = 1,05$ (Suelo de la edificación).
- $C = 2,5$ (Espectro de respuesta).
- $Z = 0,45$ (Factor de zona).
- $R_d = 3,0$ (Factor de reducción, albañilería).

Producto de los cálculos el cortante sísmico en referencia al peso de la edificación representa el 0,59 P.

La norma sismo resistente del 2016 incrementa la fuerza sísmica en un 103,45 % respecto a la norma sismo resistente del 1977 (Año de construcción).

La norma sísmica sismo resistente del 2016 incrementa los desplazamientos y los coeficientes R_d en un 20 % en referencia a la norma sismo resistente del 1977 (Año de construcción). Las fuerzas internas representan un orden de tres veces los resultados obtenidos por la anterior norma.

En capítulos anteriores, la presencia de irregularidades estructurales en planta y elevación, son causas de deficiencia en la configuración, los cuales no se consideraron en la norma en años anteriores.

El diseño estructural como consecuencia de lo anteriormente mencionado, incumplen con las exigencias del reglamento nacional de edificaciones.

4.1.2.2 Estado de la conservación de la estructura (EC)

La calificación para determinar el parámetro del estado actual de la estructura se realiza de manera cualitativa según indica la norma NSR 10.

Según los indicadores esta estructura soportó, hasta la fecha, un movimiento sísmico de gran envergadura como lo es el del 23 de junio del 2001. Siguiendo este aspecto se encontraron los siguientes indicadores:

- Asentamientos: No se encontró indicios de asentamiento en la estructura.
- Deflexiones: No se encontró indicios de evidencia de deflexiones considerables en vigas.
- Conexión Viga – Columna: se encontró presencia de daños notorios.
- Humedad: No se encontró indicios de humedad en el suelo, muros o pisos que puedan afectar a los elementos estructurales, a excepción de desprendimiento de la capa de pintura en columnas que colindan con el jardín.
- Conexión Pórtico – Tabique: Existe presencia de columnas cortas.

a) Evaluación de las fisuras en los elementos de concreto


La evaluación de las fisuras en los elementos de concreto armado por lo general se concentra en columnas perimetrales y en menor cantidad en losas.

– *Inventario de deterioros*

La evaluación es detallada en el apéndice B. A continuación en la tabla 29, se describe los elementos estructurales observados en la inspección realizada.

Tabla 29

Inventario de deterioros en los elementos

Ilustración	Descripción
	<p>Fisuración producto de la retracción plástica del concreto.</p>
	<p>Fisuración producto del aplastamiento de la losa que genera rajadura en la parte superior del muro.</p>
	<p>Fisuración producto de la concentración de esfuerzos de tracción en la parte superior de las esquinas, lo que genera una grieta vertical que se propaga.</p>
	<p>Fisuración producto de la interacción tabique - pórtico se genera fisuras por tracción diagonal.</p>
	<p>No presenta fisuras horizontales en niveles cercanos al piso, por lo que no se trata de un problema del terreno</p>

Después de una inspección minuciosa de trabajo de campo, se estableció la causa de las fisuras por los siguientes motivos:

- Fisuración por retracción plástica, debido a la evaporación superficial.
- Fisuración por corrosión, debido al desgaste del paso de los años.
- Fisuración por exceso de desplazamiento, debido a los sismos.
- Fisuración por interacción pórtico – tabique.

La mayoría de estas fisuras están en el rango de 0,1 mm a 0,2 mm.

En la figura 53, figura 54 y figura 55 se presenta alguno de estos casos.



Figura 53. Fisura de orden de 0.1 mm a 0.2 mm.



Figura 54. Desprendimiento del recubrimiento en muros.

– *Evaluación de fisuras por esfuerzo en vigas y columnas.*

La evaluación de las fisuras por esfuerzo en vigas y columnas realizadas en campo evidencio las fallas por cortante, momento o torsión en dichos elementos de conexión, como se presencia en la figura 55, figura 56 y figura 57.



Figura 55. Fisuras por esfuerzo en columnas y vigas, desprendimiento de concreto en columnas



Figura 56. Presencia de fisuras en viga-columna justamente en la intersección entre ambos



Figura 57. Fisuración por retracción por exceso de desplazamiento

4.1.3 Vulnerabilidad no estructural

4.1.3.1 Estabilidad de tabiques

Se analizó la estabilidad de los tabiques ante cargas sísmicas paralelas y perpendiculares al área de acción, véase figura 58.

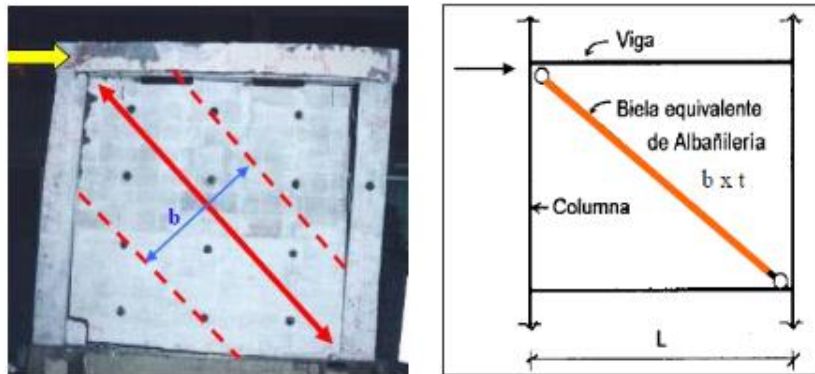


Figura 58. Comportamiento de un muro de albañilería no aislado

Fuente: Ángel San Bartolomé, 2008

Los muros al estar compuesto de unidades pegadas no resisten la fuerza de tracción por lo que tienden a despegarse bajo cargas elevadas. Es necesario controlar este efecto, mientras más bajo sea la fuerza de tracción será mucho mejor el comportamiento frente a solicitaciones sísmicas.

El confinamiento existente reduce la tracción.

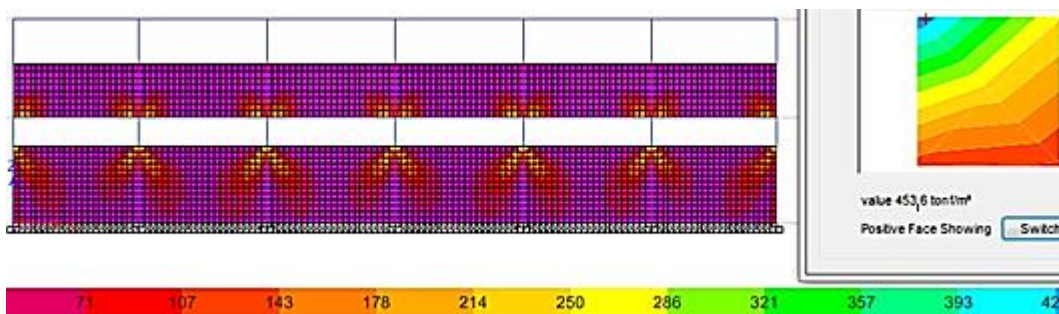


Figura 59. Tensión originada por el sismo en dirección X en el paño de albañilería en el eje 4

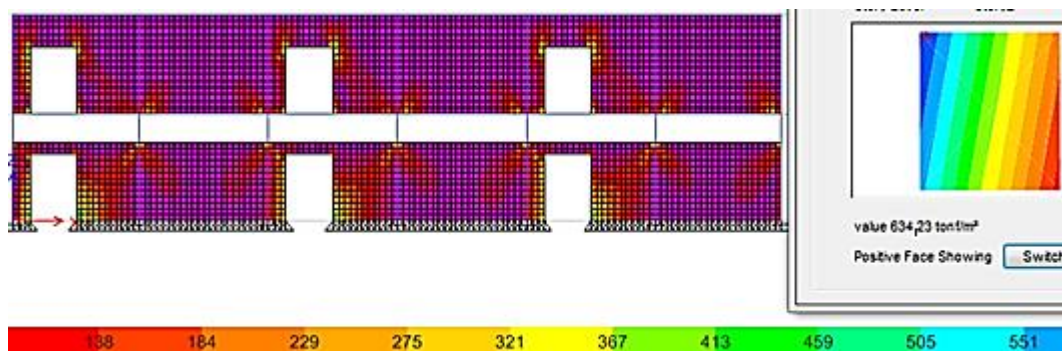


Figura 60. Tensión originada por el sismo en dirección X en el paño de albañilería en el eje 3

Las mayores tensiones van desde los $+ 400 \text{ tn/m}^2$ a $+ 650 \text{ tn/m}^2$, cuyos valores al ser positivos generan un efecto de tracción con un área de influencia menor pero si perjudicial por los puntos en los que se acciona ya que provocarían desprendimiento.

Es notorio la variación de los esfuerzos en los puntos exactos de conexión con los pórticos y en aberturas de entre paños, produciendo una falla notable y deterioro en un sismo paralelo (dirección X).

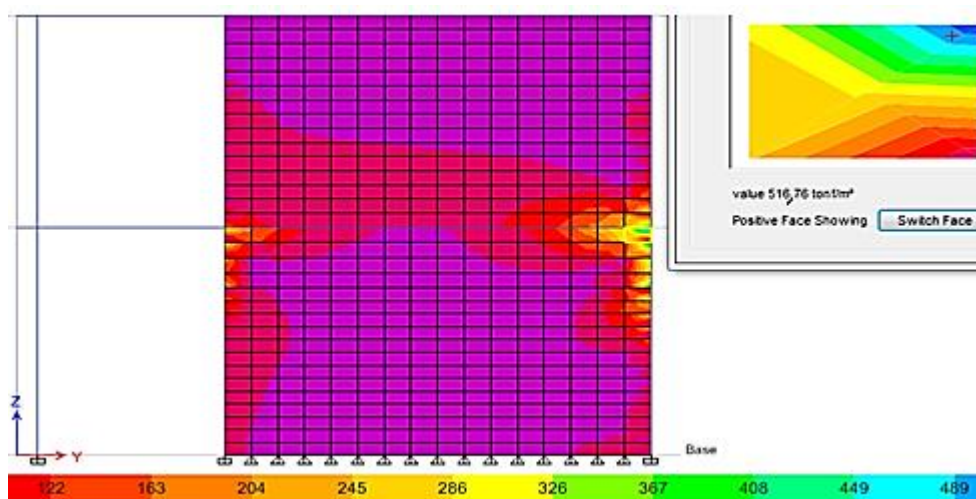


Figura 61. Tensión originada por el sismo en dirección X en el paño de albañilería en el eje A

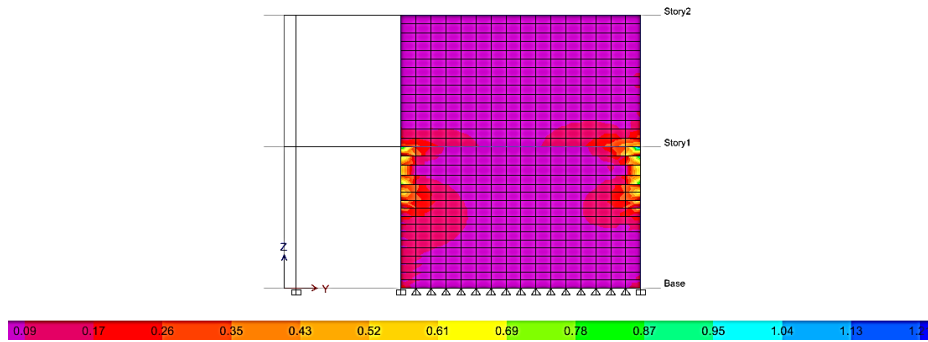


Figura 62. Tensión originada por el sismo en dirección X en el paño de albañilería en el eje C

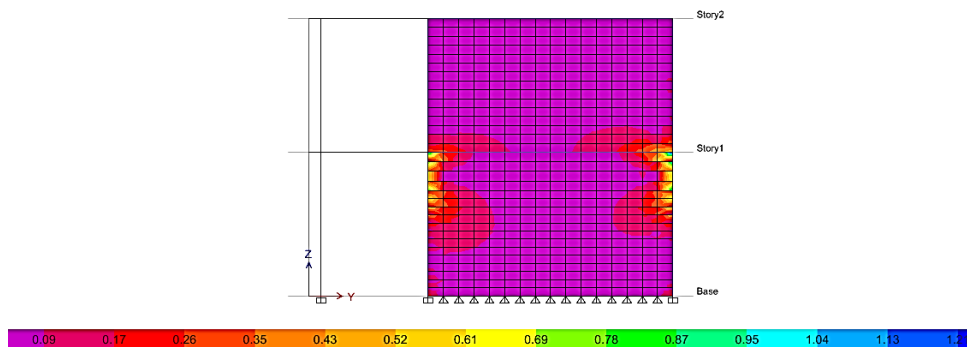


Figura 63. Tensión originada por el sismo en dirección X en el paño de albañilería en el eje E

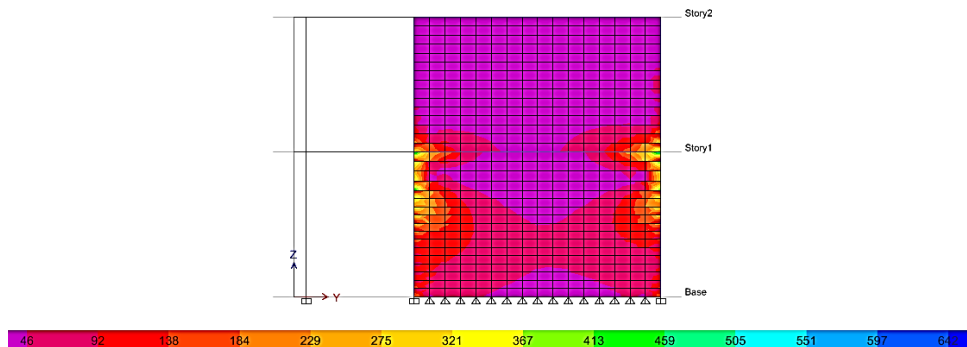


Figura 64. Tensión originada por el sismo en dirección X en el paño de albañilería en el eje E

En nivel de mayor influencia de daño en un sismo perpendicular (dirección X) es el primero, siendo este aceptable por el confinamiento existente en el sentido vertical y horizontal. Frente a un sismo severo, se asegura que los muros de albañilería fallaran por tracción diagonal (Talace, 2004).

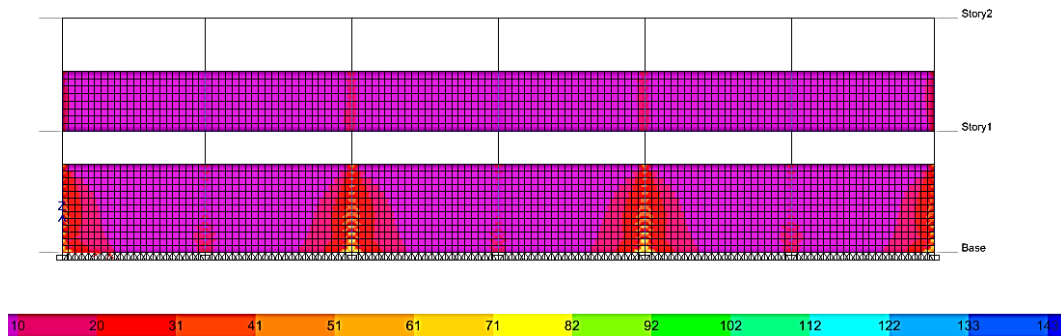


Figura 65. Tensión originada por el sismo en dirección Y en el paño de albañilería en el eje 4

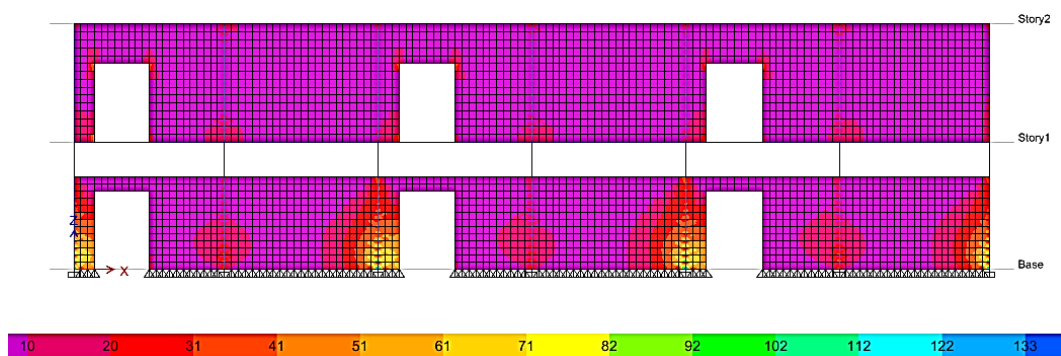


Figura 66. Tensión originada por el sismo en dirección Y en el paño de albañilería en el eje 3

Para este sentido en un sismo perpendicular (dirección Y), los esfuerzos generados provocarían un daño en las aberturas de paños del primer nivel sobre todo en aquellos cuyas dimensiones sean menores.

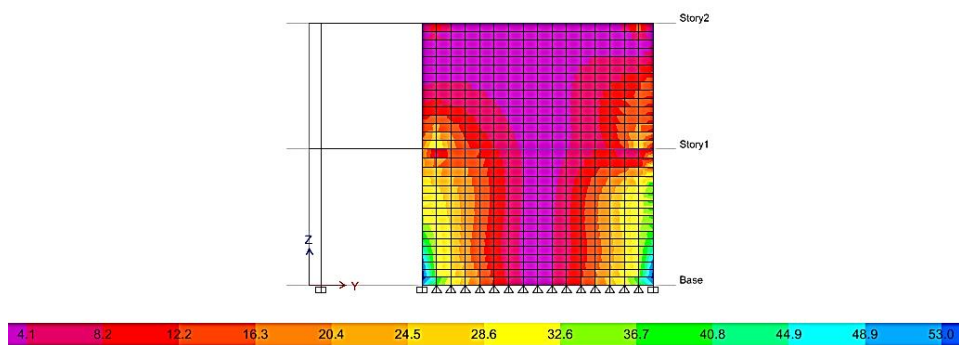


Figura 67. Tensión originada por el sismo en dirección Y en el paño de albañilería en el eje A

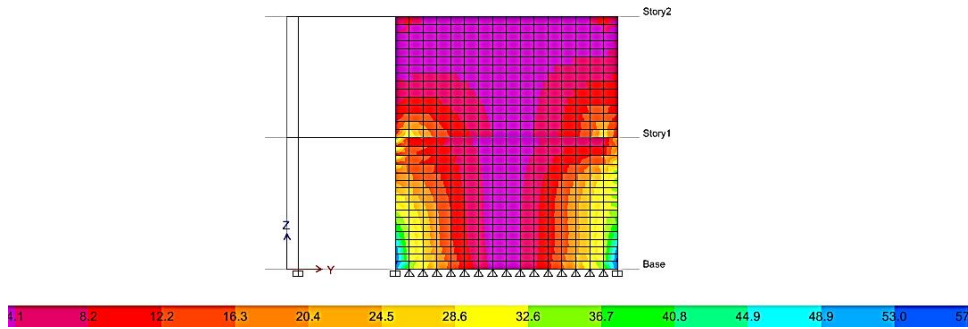


Figura 68. Tensión originada por el sismo en dirección Y en el paño de albañilería en el eje C

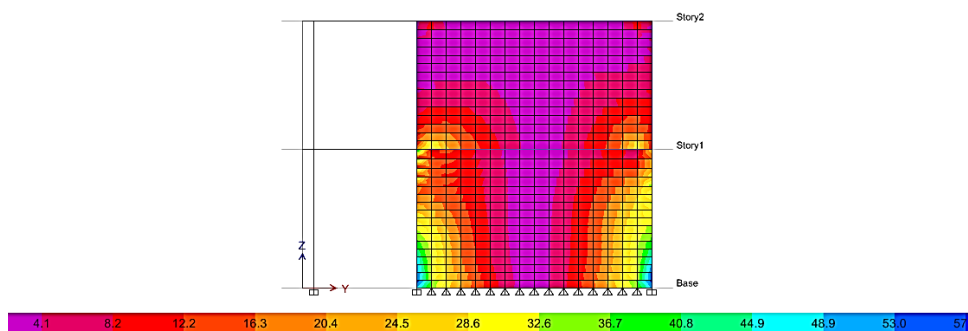


Figura 69. Tensión originada por el sismo en dirección Y en el paño de albañilería en el eje E

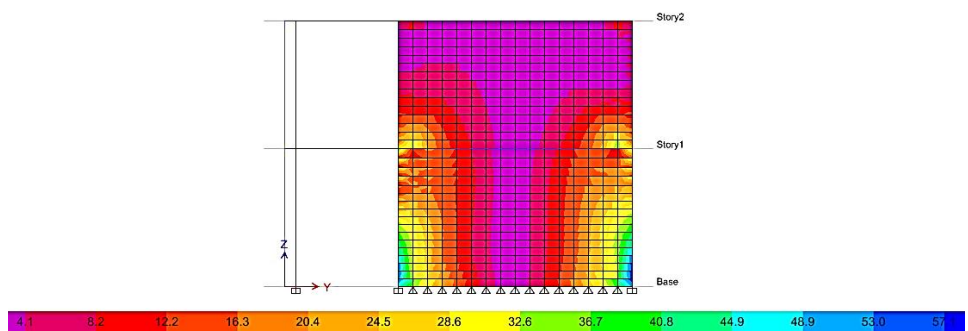


Figura 70. Tensión originada por el sismo en dirección Y en el paño de albañilería en el eje G

En un sismo paralelo al área de acción (dirección Y), generarían esfuerzos producto de la rigidización que le otorga la interacción del tabique – pórtico, sobretodo en la parte inferior que colinda con la base. Como se mencionó anteriormente este sería aceptable por el confinamiento horizontal y vertical.

Cuando existe interacción tabique – pórtico, ante un movimiento sísmico, este incrementa considerablemente su rigidez lateral del pórtico y genera los siguientes problemas según la norma E.070:

- Torsión en el edificio.
- Concentración de esfuerzos en las esquinas del pórtico.
- Fractura de tabique.
- Piso blando, se presenta cuando un piso está libre de tabiques, mientras los otros se encuentran rigidizados con tabiques.
- Columnas cortas, se presenta cuando el parapeto restringe el desplazamiento lateral de la columna.
- Incremento de fuerzas sísmicas, ya que el periodo fundamental de la estructura disminuye y el valor espectral aumenta.

En la figura 71 se observa la presencia de la interacción de tabique – pórtico en el pabellón P-3, lo que rigidiza en la dirección Y.



Figura 71. Sección C-C del pabellón P-3

En la figura 72 y figura 73 se observa presencia de columnas cortas con la interacción tabique - pórtico en el pabellón P-3, ocasionando la restricción de los desplazamientos. Lo que provoca el seccionamiento en dos tipos de columna, una larga y una corta en un solo elemento vertical, todo esto producido en dirección X.



Figura 72. Elevación principal del pabellón P-3



Figura 73. Elevación secundaria del pabellón P-3 del primer nivel

En el primer y segundo piso no existen juntas en ambas direcciones. Teniendo como base las deficiencias explicadas, los muros de albañilería son inestables frente a un sismo severo y fallarían por cortante (Talace, 2004).

Como posible solución es recomendable utilizar columnetas para los muros, asilándolos del pórtico mediante una junta de solo 2 cm.

“Para solucionar esto se emplea elementos de anclaje que lo conecten a la estructura principal para evitar su volcamiento ante las acciones ortogonales a su plano” (San Bartolomé, 2006, p. 45) o en todo caso se sustituye los tabiques de albañilería por otro sistema de división (Drywall por ejemplo).

4.1.3.2 Otros elementos no estructurales

Solo presenta peligros como vidrios de ventanas altas, fluorescentes lineales y caída de carpetas o pizarrones.

4.1.4 Diagnóstico de la evaluación

Basándonos en la evaluación cualitativa y la evaluación detallada se diagnosticó lo siguiente:

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

Se obtuvieron distorsiones de entre piso máximas de 5,39 % 1,68 % en el primer nivel y segundo respectivamente en dirección de X y 2,13 % y 1,69 % en el primer nivel y segundo respectivamente en dirección de Y. El desplazamiento de entre piso del primer nivel en dirección X excede el límite permitido por la norma E.030 – 2016.

De igual manera el excesivo peso en la edificación genera un aumento considerable de la fuerza cortante en la base. En dirección X pasa de ser 113 tn a 773 tn por, mientras que para la dirección Y pasa de ser de 113 tn a 309 tn, por influencia de la tabiquería.

No predomina el mecanismo de falla de columna fuerte – viga débil.

La resistencia existente (RE) en los elementos estructurales es inadecuado para la exigencia de un sismo.

b) Estado actual del sistema estructural (ESE = CDC+EC) es inadecuado

Como resultado de la investigación en base al CDC y el EC, se resuelve que el Estado del Sistema Estructural (ESE) como inadecuado.

- La calidad del diseño y la construcción (CDC) es inadecuado

La calidad de diseño y la construcción de la estructura es mala debido a la presencia de irregularidades (Piso blando extrema, piso débil, torsional extrema).

- Estados de la conservación de la estructura (EC) es inadecuado

El estado de la conservación de la estructura es inadecuado debido a la presencia de fisuras y grietas en columnas y muros producto del paso de los años y los movimientos sísmicos producidos.

c) Estado de los muros de albañilería (EMA)

Como resultado de la investigación se resuelve que el estado de los muros de albañilería (EMA) como inadecuado.

4.1.4.1 Vulnerabilidad sísmica del edificio

La vulnerabilidad sísmica del edificio es alta, media o baja. Se consideró el comportamiento sísmico (CS), el estado actual del sistema estructural (ESE) y la vulnerabilidad no estructural (VNE), que se muestran en la tabla 30.

Tabla 30

Parámetros para evaluar la vulnerabilidad sísmica

		Estructural (VE)		No estructural (VNE)	
Comportamiento sísmico (60 %)		Estado actual del sistema estructural (30 %)		Muros de albañilería (10 %)	
Adecuada	1	Adecuada	1	Adecuada	1
Aceptable	2	Aceptable	2	Aceptable	2
Inadecuada	3	Inadecuada	3	Inadecuada	3

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

Valores asignados para calificar numéricamente la vulnerabilidad sísmica:

Vulnerabilidad sísmica=0,6 CS+0,3 ESE+0,1 VNE (Ecuación 35)

Para definir la vulnerabilidad sísmica como alta, media o baja nos basamos en los rangos numéricos de la tabla 31.

Tabla 31

Rangos numéricos para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica

Vulnerabilidad sísmica	Rango
Baja	1,0 – 1,4
Media	1,5 – 2,1
Alta	2,2 – 3,0

Fuente: Adaptado de Mosqueira y tabla N° 4.03 “Recomendaciones técnicas para mejorar la seguridad sísmica de viviendas de albañilería confinada de la Costa Peruana”, Lima, 2005

Considerando la ecuación 33 se cuantifica la vulnerabilidad sísmica:

Vulnerabilidad sísmica=0,6 (3)+0,3 (3)+0,1 (2)=2,9 (Ecuación 36)

Según la tabla 31, el resultado indica una vulnerabilidad sísmica alta.

4.1.5 Propuesta de Reforzamiento estructural

4.1.5.1 Restructuración del edificio

En función a la evaluación son necesario los siguientes cambios:

- **Incrementar rigidez lateral.** En el sentido X en los ejes cuatro y tres, se adicionan muros de concreto armado de espesor $e=0,20$ m con un $F'C = 210$ kg/cm^2 , distribuidos de forma simétrica para reducir los desplazamientos. Realizar un recrecido de las columnas C-1 (figura 74), aumentando en 0,10 m por lado, para evitar rotulas plásticas (Columna fuerte – viga débil).

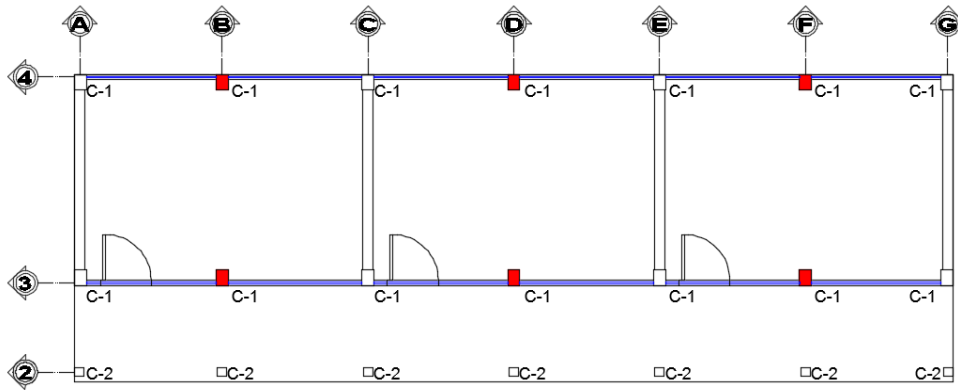


Figura 74. Pabellón P-3: Vista en planta de la estructura existente

- **Reducir excentricidad entre centro de masa y centro de rigidez.** La disposición de los elementos estructurales genera un alejamiento del centro de masa respecto al centro de rigidez, por lo que con la adición de muros de corte se planea corregir este efecto, como se muestra en la figura 75.

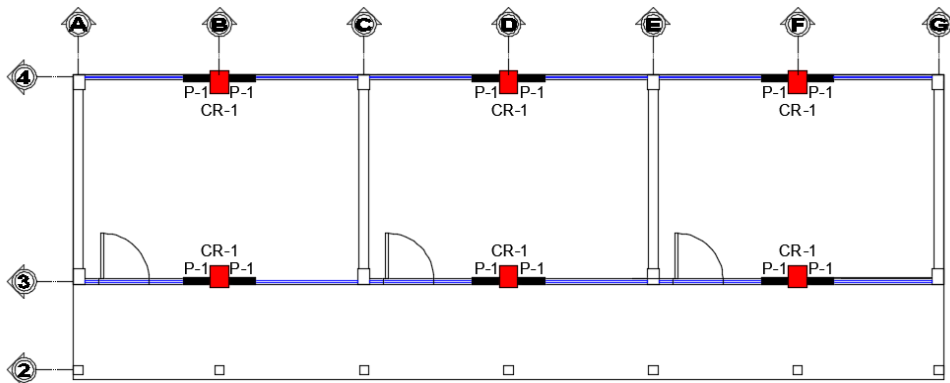


Figura 75. Pabellón P-3: Vista en planta de la estructura reforzada

Las medidas tomadas permiten garantizar un comportamiento sísmico adecuado. Se presenta las características de las nuevas secciones de concreto armado:

a) Muros de concreto armado y columnetas

Se adiciono los siguientes muros de corte de concreto armado en el eje X de 0,20 m x 1,0 m como se indica en la figura 76. Se implementó columnetas y soleras de 15 cm x 15 cm para arriostre de tabiques.

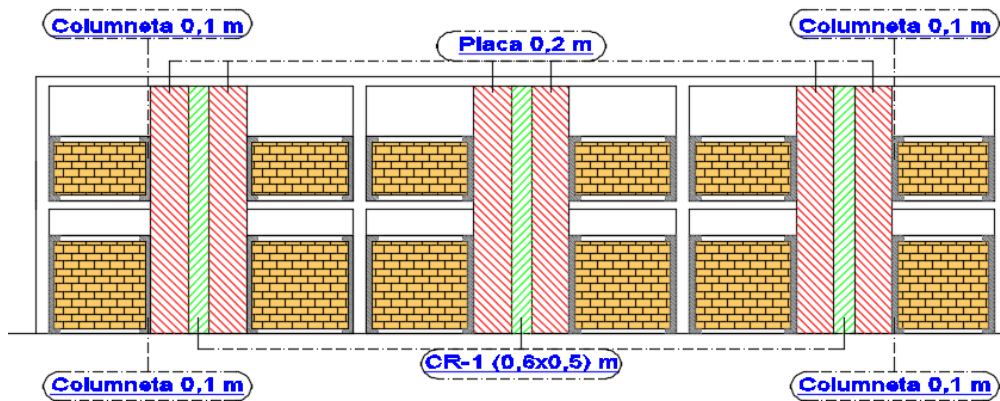


Figura 76. Implementación de nuevos elementos estructurales como muros de corte y columnetas

b) Encamisado de columna

Las columnas C-1 de 0,30 m x 0,40 m se encamisán con 10 cm de espesor por lado, alcanzando una nueva sección modificada de CR-1 de 0,50 m x 0,60 m (figura 77).

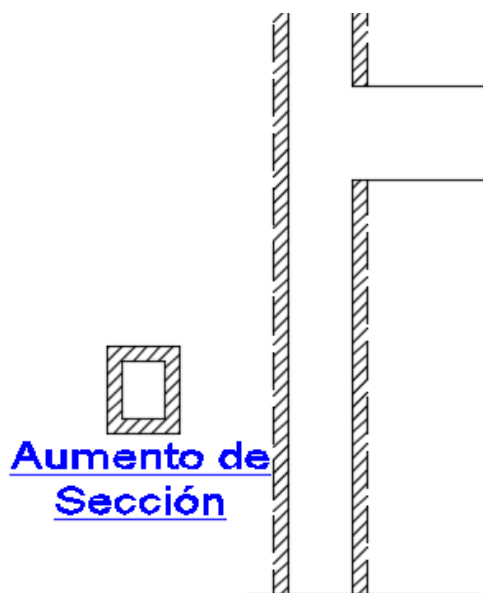


Figura 77. Encamisado de columna C-1 columna CR1 y vigas peraltados

4.1.5.2 Modelo matemático

En la tabla 32 se muestran las consideraciones para el modelamiento matemático.

Tabla 32

Modelo matemático

Elemento	Descripción
Programa estructural	Modelada con ETABS v16.2
Vigas y columnas	Modeladas como elementos tipo “Frames”.
Losas	Modeladas como elementos unidireccionales tipo “Shell”, de tipo membrana y espesor despreciable.
Apoyos	Se consideró la cimentación como un elemento empotrado, es decir, con cero grados de libertad (rotaciones y traslaciones).
Cargas	De acuerdo al uso, fuerzas distribuidas por unidad de área a las losas y fuerzas distribuidas por unidad de longitud a los parapetos (Norma E.020 de cargas).
Muros	Los muros de albañilería se diseñaron como elementos área tipo “Shell”.
Sistema estructural	El sistema estructural resistente se basa de pórticos de concreto armado.

En la figura 78 se muestra una ilustración del modelamiento matemático con el programa ingenieril.

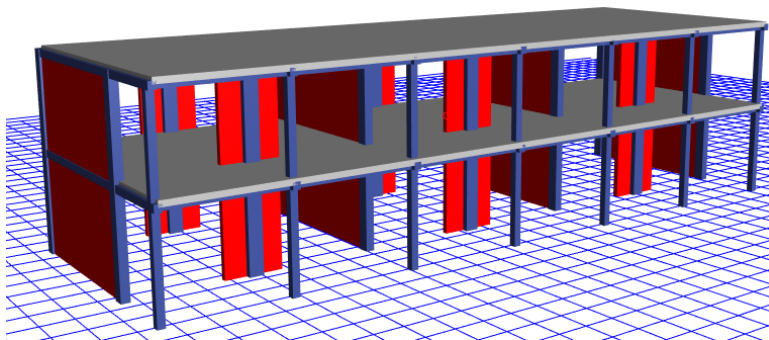


Figura 78. Modelo matemático del edificio

4.1.5.3 Análisis de cargas por gravedad

En la tabla 33 se muestra un resumen de las cargas según la Norma E.020 – 2016.

Tabla 33*Cargas Aplicadas*

Tipo	Descripción	Cantidad
Carga muerta	Peso del concreto	2,40 tn/m ³
	Peso del aligerado (25 cm)	0,35 tn/m ²
	Peso de piso terminado	0,10 tn/m ²
	Tabiques de albañilería	1,80 tn/m ³
Carga viva	s/c aulas	0,25 tn/m ²
	s/c corredores	0,40 tn/m ²
	Techo de último piso	0,10 tn/m ²

4.1.5.4 Análisis sísmico**a) Parámetros sísmicos**

Los siguientes parámetros sísmicos son presentados en la tabla 34.

Tabla 34*Resumen de parámetros de sitio*

Parámetros sísmicos	Dirección		Descripción
	X	Y	
Z	0,45	0,45	Zona 4 – Moquegua
U	1,5	1,5	Categoría A2: edificación importante
C	2,5	2,5	$C = 2,5 \times (T_p / T)$; $C \leq 2,5$
S	1,05	1,05	$T_p = 0,6$; $T_l = 2,0$, suelos blandos
Ro	6	3	X: Sistema de muros estructurales Y: Sistema de albañilería
Ia, Ip	1	1	Será comprobado más adelante
R	6	3	$R = R_o I_a I_p$

b) Categoría y regularidad de las edificaciones

De acuerdo a la categoría de la edificación y la zona donde se ubique, esta se proyecta respetando las restricciones a la irregularidad de la tabla N° 10 de la norma de sismo resistencia E.030 - 2016.

Evaluando la categoría de la edificación “A2” y la zona 4, no se permite irregularidad.

c) Estudio de irregularidades

En la tabla 35 presenta un resumen de la evaluación de las irregularidades.

Tabla 35

Estudio de Irregularidades

Irregularidad altura	Dirección X, Y
Irregularidad de rigidez – piso blando	No se produce
Irregularidades de resistencia – piso débil	No se produce
Irregularidad extrema de rigidez	No se produce
Irregularidad extrema de resistencia	No se produce
Irregularidad de masa o peso	No se produce
Irregularidad geométrica vertical	No se produce
Discontinuidad en los sistemas resistentes	No se produce
Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes	No se produce
Irregularidad planta	
Irregularidad torsional	No se produce
Irregularidad torsional extrema	No se produce
Esquinas entrantes	No se produce
Discontinuidad del diafragma	No se produce
Sistemas no paralelos	No se produce

Al no presentar irregularidad se califica como una estructura regular, como lo solicita la norma de sismo resistencia E.030 - 2016.

d) Espectro de respuesta inelástico

La pseudo-aceleración del espectro está dado por:

$$S_0 = \frac{ZUCS}{R} g \dots\dots\dots (Ecuación 37)$$

Calculamos el factor de escala:

$$FE_{xx} = \frac{(0,45)(1,5)(1,05)(9,81)}{(1,0)(1,0)(8)} C = 0,869 C \dots\dots\dots (Ecuación 38)$$

$$FE_{yy} = \frac{(0,45)(1,5)(1,05)(9,81)}{(1,0)(1,0)(3)} C = 2,318 C \quad \dots\dots\dots (Ecuación 39)$$

Luego el coeficiente de amplificación sísmica C, definido para nuestro suelo S₂ (C varía con el período), lo multiplicamos con el factor de escala, para obtener los valores de pseudo-aceleración. Se muestra una representación en la figura 79.

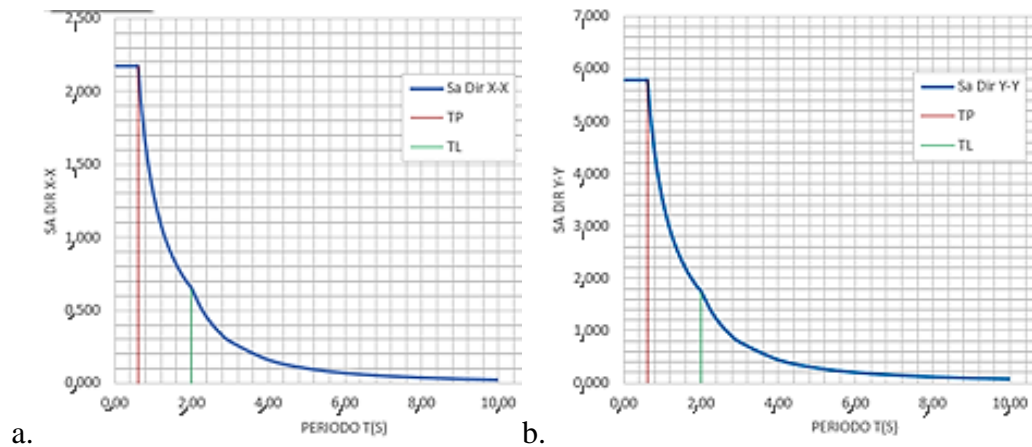


Figura 79. Espectro de pseudo – aceleración

Nota: Representación gráfica de (a) aceleración espectral en X y (b) aceleración espectral en Y

e) *Análisis de resultados de la edificación reforzada*

Se realiza de acuerdo al reglamento RNE E.030 - 2016, ítem 4.6.

– *Periodos fundamentales y modos de vibración*

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa de la estructura...

En la tabla 36, los modos uno, cuatro y dos, cinco son de traslación en X, Y; los modos tres, seis de torsión. El mayor porcentaje masa participativa en dirección X es de 77,23 % se produce en el periodo de Tx = 0,184 s; mientras que en la dirección Y es de 91,70 % se produce en el periodo de Ty = 0,120 s.

Tabla 36*Participación Modal de Masas*

Modo	Periodo (seg)	Masa X (%)	Masa Y (%)	Masa acum. X (%)	Masa acum. Y (%)
1	0,184	77,23	0,00	77,23	0,00
2	0,120	0,00	91,70	77,23	91,70
3	0,104	0,15	0,00	77,38	91,70
4	0,045	0,00	8,29	77,38	99,99
5	0,039	4,39	0,00	81,76	99,99
6	0,032	18,23	0,00	100,00	99,99

– *Desplazamientos y derivas de entre piso*

Según la tabla 37, en dirección X se obtuvo desplazamientos bajos, pero con derivas menores al 7 % como exige la norma de sismo resistencia E.030 - 2016.

Tabla 37*Distorsión máxima por piso en dirección X*

Nivel	Se X (mm)	Derivas (%)	Deriva < 7 %
1	1,187099	1,50	Cumple
2	3,390895	3,01	Cumple

Según la tabla 38, en dirección Y se obtuvo desplazamientos bajos, pero con derivas menores al 5 % como exige la norma de sismo resistencia E.030 - 2016.

Tabla 38*Distorsión máxima por piso en dirección Y*

Nivel	Se Y (mm)	Derivas (%)	Deriva < 5 %
1	1,706894	1,08	Cumple
2	3,082770	0,94	Cumple

En resumen, en ambas direcciones se obtuvieron desplazamientos bajos, pero con derivas menores al 7 % y 5 % según sea el caso como exige la norma de sismo resistencia E.030 - 2016, cumpliendo con las restricciones de irregularidad.

– **Centro de masa y centro de rigidez**

Luego de la adición de nuevos elementos de concreto armado: muros de concreto armado y columnas; los centros de rigidez y centro de masa cambian de ubicación favorablemente, véase tabla 39.

Tabla 39

Centro de masas y rigidez

Nivel	X cm (m)	Y cm (m)	X cr (m)	Y cr (m)	Exc. X (m)	Exc. Y (m)
1	12,8	4,6423	12,8	5,5465	0,0	0,9
2	12,8	4,7846	12,8	5,6952	0,0	0,9

Según normas internacionales y la experiencia del reconocido investigador Roberto Meli, considera a una estructura irregular cuando $e > 0,10 L$; así:

$$e_y = 0,9 \leq 0,1(9) = 0,9 \dots\dots\dots (Ecuación 40)$$

Donde:

e: Excentricidad.

L: Longitud del edificio en el mismo sentido de la excentricidad.

La excentricidad no supera al 0,1 L; por lo la distribución de elementos estructurales adicionados que se propusieron, procura generar una estructura con excentricidad aceptable.

– **Cortante en la base**

Se obtiene las cortantes estáticas y dinámicas como se muestran en la tabla 40. Si la cortante dinámica es mayor al 80 % (estructuras regulares) de la cortante estática es necesario realizar un escalamiento de fuerza.

Tabla 40

Cortante en la base por el método estático y dinámico

Dirección	Cortante estática	Cortante dinámica	VD > 0,8 VE	FE
X	113,9703	89,6455	Escalar	1,017
Y	227,9406	206,7432	Cumple	0,88

Se observa que en la dirección X la cortante dinámica no cumple con ser mayor al 80 % de la cortante estática, por lo que se realizar un escalamiento.

Con escalamiento se obtiene los resultados finales mostrados en la tabla 41.

Tabla 41

Cortante en la base por el método estático y dinámico

Dirección	Cortante estática	Cortante dinámica	VD > 0,8 VE	FE
X	113,9703	91,17630	Cumple	0,999999
Y	227,9406	206,7432	Cumple	0,88

– *Evaluación y diseño de los nuevos elementos incorporados*

El diseño de columnas encamisadas y de muros de corte adicionado se realiza en base a la norma NTP E.060 – 2016.

Muros de corte P-1

Con los resultados obtenidos del programa ingenieril se obtiene un diseño de 12 Ø 1/2", como se muestra en la figura 80.

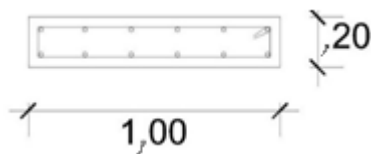


Figura 80. Sección diseñada del muro de corte P-1

En la figura 81 se observa el diagrama de integración.

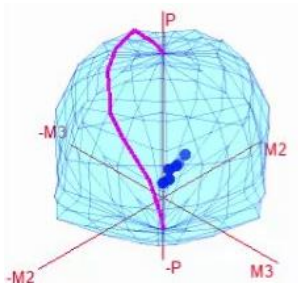


Figura 81. Diagrama de interacción del muro de corte P-1

Columna CR-1

Con los resultados obtenidos del programa ingenieril se obtiene un diseño de 14 Ø 1/2", como se muestra en la figura 82.

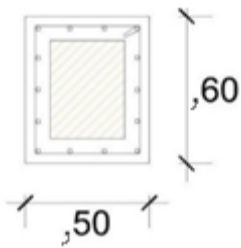


Figura 82. Sección diseñada del muro de corte P-1

En la figura 83 se observa el diagrama de integración.

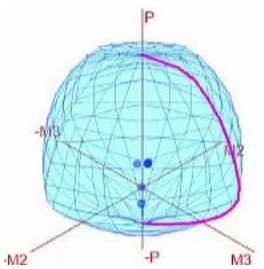


Figura 83. Diagrama de interacción del muro de corte P-1

Verificación por flexión

Los aceros con los que fue diseñada la presente estructura, cumplen con los requerimientos actuales par el diseño de aceros longitudinales (figura 84 y 85).

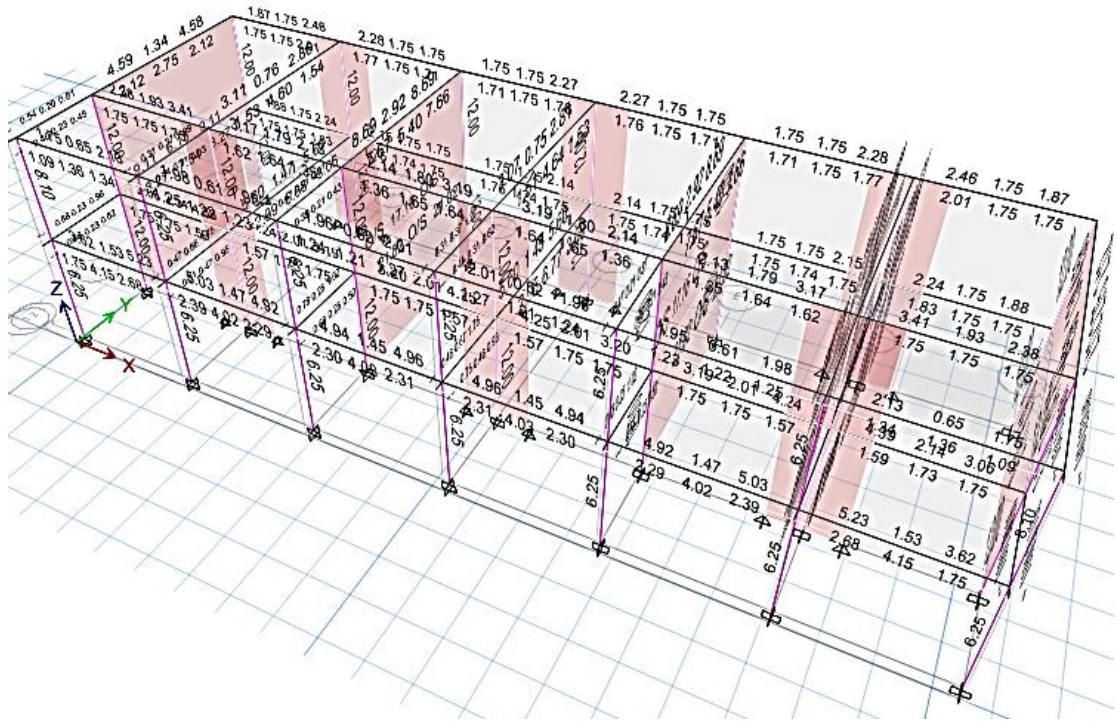


Figura 84. Verificación por flexión en vista 3D

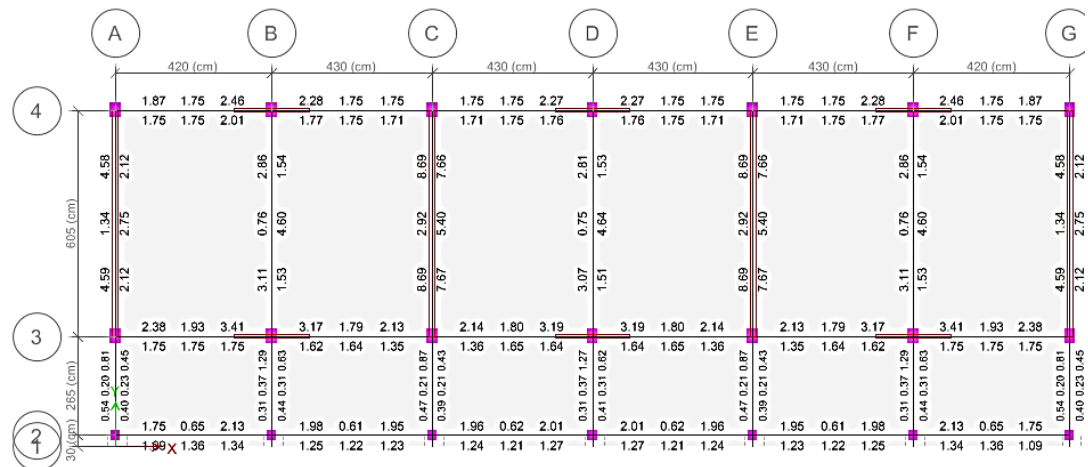


Figura 85. Verificación por flexión en vista planta

Verificación por corte

Las vigas de la presente edificación cumplen con un peralte óptimo para el servicio para el cual fueron diseñadas (figura 86 y 87).

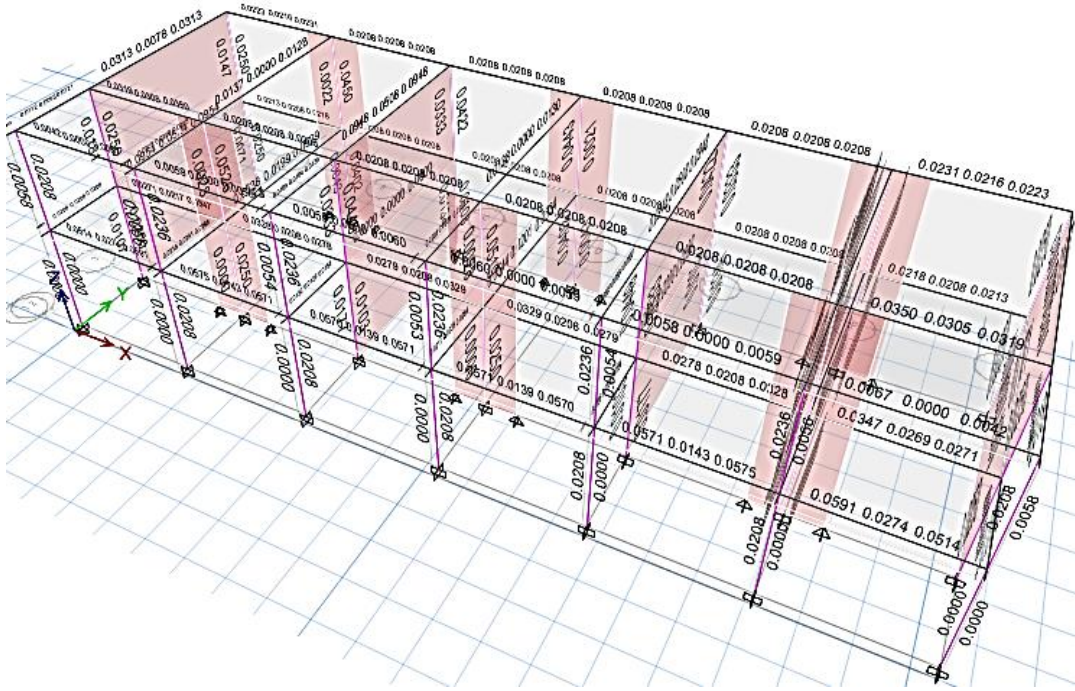


Figura 86. Verificación por corte en vista 3D

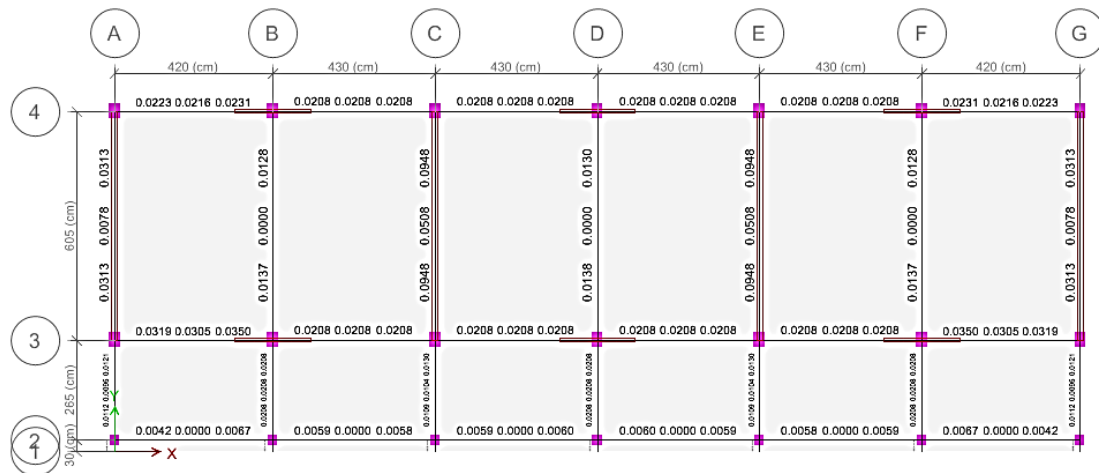


Figura 87. Verificación por corte en vista planta

4.2 Contrastación de hipótesis

El capítulo IV de esta investigación permitió conocer la propuesta de reforzamiento estructural, mediante la aplicación del análisis estructural de la estructura en su estado actual (modelo tabique – pórtico) y la estructura con la propuesta de reforzamiento (modelo reforzado). A continuación se realiza la contrastación de las hipótesis:

a) *Hipótesis general*

El desarrollo de la propuesta de reforzamiento estructural permitirá devolver la funcionalidad al pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata en el Distrito de Moquegua teniendo en consideración el aspecto de desempeño.

– *Contrastación de hipótesis*

Hipótesis nula (H₀): La propuesta no permitirá la funcionalidad.

Hipótesis no nula (H₁): La propuesta permitirá la funcionalidad.

Media	: 7,716 - 1,252
Varianza	: 89,807 - 1,644
Observaciones	: 24,000 - 24,000
Coefficiente de correlación de Pearson	: 0,655
Diferencia hipotética de las medias	: 0,0000
Grados de libertad	: 23,000
Estadístico t	: 3,644
P(T<=t) dos colas	: 0,001
Valor crítico de t (dos colas)	: 2,069
Teórico t	: 1,713

Trabajando con un margen de error del 5 %, si $P < 0,05 \rightarrow$ se rechaza H_0 .

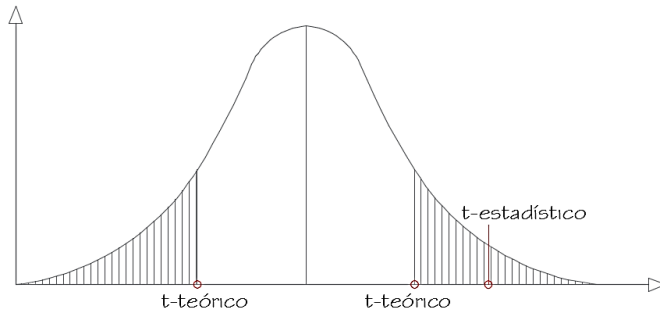


Figura 88. Distribución t de student

Se rechaza la hipótesis nula para un alfa 5 %. Se ACEPTA la hipótesis general.

b) Hipótesis específica 1

La determinación del estado situacional y parámetros sísmicos mediante un software ingenieril permitirá diagnosticar el estado situacional del pabellón P-3.

– **Contrastación de hipótesis**

Hipótesis nula (H_0): La propuesta no permitirá la funcionabilidad.

Hipótesis no nula (H_1): La propuesta permitirá la funcionabilidad.

Media	: 1,500 - 1,000
Varianza	: 0,333 - 0,000
Observaciones	: 4,000 - 4,000
Coefficiente de correlación de Pearson	: 0,702
Diferencia hipotética de las medias	: 0,000
Grados de libertad	: 3,000
Estadístico t	: 1,732
$P(T \leq t)$ dos colas	: 0,182
Valor crítico de t (dos colas)	: 3,182

Teórico t : 2,353

Trabajando con un margen de error del 5 %, si $P < 0,05 \rightarrow$ se rechaza H_0 .

Se rechaza la hipótesis nula para alfa 5 %. Se RECHAZA hipótesis específica uno.

c) Hipótesis específica 2

El diagnóstico Sismo Resistente del pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata de acuerdo a los parámetros establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones determinará la situación actual de la estructura.

– **Contrastación de hipótesis**

Hipótesis nula (H_0): La propuesta no permitirá la funcionabilidad.

Hipótesis no nula (H_1): La propuesta permitirá la funcionabilidad.

Media : 14,483 - 2,342

Varianza : 13,393 - 1,129

Observaciones : 4,000 - 4,000

Coefficiente de correlación de Pearson : 0,171

Diferencia hipotética de las medias : 0,000

Grados de libertad : 3,000

Estadístico t : 2,096

$P(T \leq t)$ dos colas : 0,128

Valor crítico de t (dos colas) : 3,182

Teórico t : 2,353

Trabajando con un margen de error del 5 %, si $P < 0,05 \rightarrow$ se rechaza H_0 .

Se rechaza la hipótesis nula para alfa 5 %. Se RECHAZA hipótesis específica dos.

d) Hipótesis específica 3

La propuesta de reforzamiento estructural se adecuará a los requerimientos del pabellón P-3 para lograr devolverle la funcionalidad estructural.

– **Contrastación de hipótesis**

Hipótesis nula (Ho): La propuesta no permitirá la funcionalidad.

Hipótesis no nula (H1): La propuesta permitirá la funcionalidad.

Media : 1,500 - 2,000

Varianza : 0,286 - 0,000

Observaciones : 8,000 - 8,000

Coefficiente de correlación de Pearson : 0,253

Diferencia hipotética de las medias : 0,000

Grados de libertad : 7,000

Estadístico t : -2,646

P(T<=t) dos colas : 0,033

Valor crítico de t (dos colas) : 2,364

Teórico t : 1,895

Trabajando con un margen de error del 5 %, si $P < 0,05 \rightarrow$ se rechaza Ho.

Se rechaza la hipótesis nula para un alfa 5 %. Se ACEPTA hipótesis específica tres.

4.3 Discusión de resultados

4.3.1 Generalidades

Todas las investigaciones presentan un margen de error, por lo que no son “perfectas”, es por ello que es aceptable la crítica asumida por una posición. En este capítulo se analiza aspectos como son:

- La calidad de la validez interna de la investigación y la comparación de los resultados obtenidos con la bibliografía e investigaciones previas.

El objetivo general de la presente tesis, como se mencionó en el capítulo I, es desarrollar una propuesta de reforzamiento estructural para devolver la funcionalidad al pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata en el Distrito de Moquegua teniendo en consideración el aspecto de desempeño.

4.3.2 Validez interna de la investigación

4.3.2.1 Modelo matemático y análisis empleado

La NTP E.060 – 2016 en el acápite 3.4, menciona que los sistemas estructurales a considerarse se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad. Por tal motivo se consideró un sistema pórtico – tabique, debido a que la albañilería se encuentra confinada; es por ello que, frente a un sismo severo, estos actuarían como un puntal diagonal, volviendo a la estructura rígida por el aporte de rigidez y modifica sustancialmente el análisis estructural elástico. En ambas existe la presencia del sistema de albañilería y pórticos. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presenta más de un sistema estructural, se tomara el de menor

coeficiente R_o que corresponda. Para tener en cuenta esto, se usó un R_o igual a tres (Albañilería confinada) en ambos sentidos, puesto a que es el coeficiente de menor valor. Es recomendable un análisis inelástico de los muros de albañilería, para determinar la aportación de rigidez por punto. Dicho análisis no fue considerado en la presente tesis ya que no forma parte de los objetivos.

La NTP E.060 – 2016 en el acápite 4.2, menciona que se verifica los diafragmas rígidos para una adecuada distribución de fuerzas horizontales, sin embargo, no se indica una metodología. Se aplicó diafragma rígido por nivel.

Existe diversas teorías, que explican desde donde es modelada la estructura; por ejemplo, el Dr. Villareal ratifica que es adecuado hacer el modelamiento a partir de zapata – columna, pues en un sismo severo, parte de la columna enterrada sufre una pequeña deformación. Para este caso se modelo a partir del inicio de columna a nivel de terreno, dado a nuestro suelo es tipo S_2 (Suelos Intermedios) medianamente rígido y la respuesta sísmica con y sin interacción de suelo – estructura no presente una variación significativa. Es recomendable usar un análisis considerando suelo – estructura.

Para identificar el tipo de suelo es necesario realizar un estudio de mecánica de suelo. Para nuestro caso, se dio negatividad por parte de los encargados para realizar el estudio, en su mayoría argumentando que esta se encuentra en una disputa judicial, por lo que no está permitido el estudio. Ante estas dificultades de vio por conveniente usar un registro de zonificación geotécnica sísmica de la ciudad de Moquegua realizado por el CISMID – UNI. Esta investigación recomienda considerar los parámetros sísmicos correspondientes a suelo tipo S_2 (Suelo Intermedio); ya que se trata de un material de relleno medianamente compactado

de 2 m de profundidad, conformada por gravas con matriz arenosa y limosa de velocidad de onda de propagación de 300 m/s, con periodos fundamentales de 0,1 a 0,4 segundos.

La evaluación del comportamiento de columnas, se realiza en función al diagrama de interacción, para fines que persigue la presente tesis.

4.3.2.2 Trabajo de campo

Como es lógico no se pudo extraer a voluntad propia el número de diamantinas deseadas por limitaciones de las autoridades. Para esto se utilizó el valor más crítico de tres registros de ensayos de diamantinas practicados a estructuras diferentes del mismo periodo en la que fue construida. Con la finalidad de realizar esta investigación se optó por F²C de 100 kg/cm², los cuales serán asignados al modelo del edificio. De todas maneras, se recomienda extraer algunas muestras.

4.3.2.3 Evaluación de la vulnerabilidad sísmica

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la estructura se basa en:

- Comportamiento sísmico de la estructura (CS)
- Estado de sistema estructural (ESE)
- Vulnerabilidad no estructural (VNE)

Para complementar la evaluación sería necesario aplicar un análisis no lineal (Pushover), mencionado anteriormente. Ello sería un complemento importante para evaluar la vulnerabilidad sísmica (CS).

4.3.2.4 *Calidad de la validez extrema de la investigación*

Esta investigación es aplicable a estructuras de concreto y albañilería de baja a mediana altura, para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

Esta metodología de investigación es aplicable en su gran mayoría a edificaciones en Moquegua, pues simplemente están compuestas de criterios secuenciales y lógicos.

Los resultados numéricos de la presente tesis (desplazamientos, cortante, fuerzas internas, etcétera), son válidos para el pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata.

4.3.2.5 *Discusión de resultados*

Se realiza la discusión de resultados de la evaluación cualitativa, vulnerabilidad sísmica y evaluación detallada

a) Difusión sobre la evaluación cualitativa del edificio bajo condiciones actuales

La evaluación cualitativa ha sido aplicada en varias investigaciones en el Perú, para diagnosticar la vulnerabilidad de edificios.

Mediante una inspección visual la evaluación cualitativa refleja la presencia de rajaduras en muros y columnas que son síntomas de un sistema estructural dañado.

No obstante, se identifica la existencia de excentricidad y torsión, pero que a pesar de ello demuestran a simple vista un sistema rígido, pero con problemas evidentes de columna corta.

Esto se comprobará más adelante con la evaluación detallada a partir de los datos numéricos obtenidos del análisis sísmico con el programa ingenieril.

b) Difusión sobre la vulnerabilidad sísmica bajo condiciones actuales

El comportamiento sísmico de la estructura es inadecuado correspondiéndole un valor de tres según la tabla 24, debido a dos factores:

- Excesivos desplazamientos en el segundo nivel en dirección X.
- Exceso de rigidez por parte de la albañilería en dirección X, produciendo el efecto de columna corta.

Es importante también resaltar la configuración estructural básica de la estructura está basada en pórticos, que de por si debido a la arquitectura no proporcionan un buen comportamiento sísmico.

El estado actual del sistema estructural es inadecuado correspondiéndole un valor de tres según la tabla 24. Este se vio afectada por la cantidad de años de funcionamiento y los sismos producidos en la región, reflejados en la calidad de fisuras encontradas.

Los elementos no estructurales como son los muros de albañilería presentan un aceptable estado correspondiéndoles un valor de dos según la tabla 24.

Evaluated estos tres aspectos y aplicando la ecuación 28, obtenemos una vulnerabilidad sísmica de 2.9 que según los rangos de la tabla 25 es alta, por lo que en síntesis se implementará una propuesta de reforzamiento.

c) *Difusión sobre la evaluación detallada del edificio bajo condiciones actuales*

– *Comparativo: tabique – pórico vs aporticado*

Periodos

En el Figura 89 se muestra un comparativo entre los periodos fundamentales del modelo tabique – pórico y el modelo aporticado.

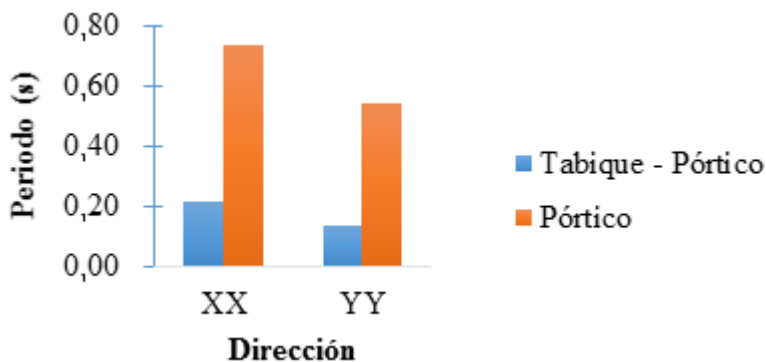


Figura 89. Periodos fundamentales de la Estructura

Del análisis:

Dirección X: Para el modelo tabique – pórico el periodo fundamental de 0,217 denota un sistema rígido, mientras que para el modelo aporticado el periodo fundamental de 0,735 denota un sistema flexible.

Dirección Y: Para el modelo tabique – pórico el periodo fundamental de 0,141 denota un sistema rígido, mientras que para el modelo aporticado el periodo fundamental de 0,543 denota un sistema flexible.

Los periodos para el modelo tabique - pórico son menores a los periodos del modelo aporticado. Se busca un modelo equilibrado que sea flexible y a la vez garantice la estabilidad para la funcionabilidad.

Desplazamientos

En la figura 90 se muestra un comparativo de los desplazamientos acumulado del modelo tabique – p \acute{o} rtico y el modelo aporticado en direcci \acute{o} n X, Y respectivamente.

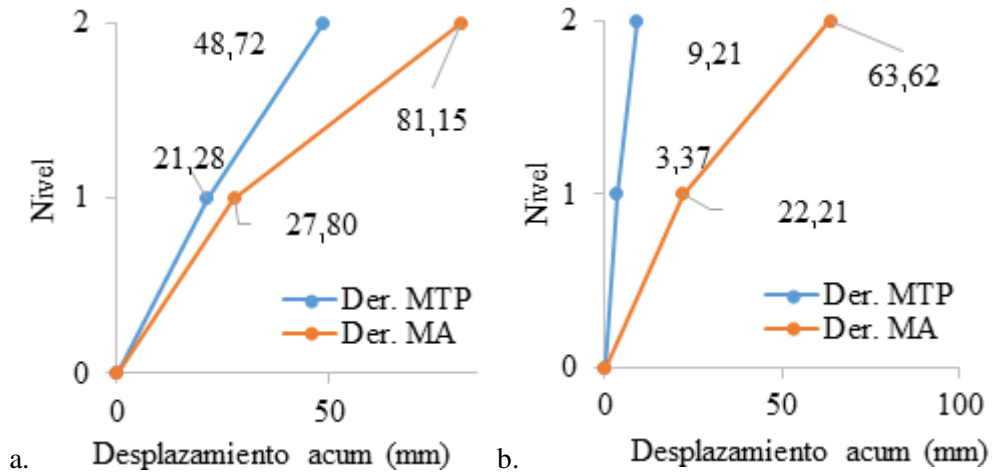


Figura 90. Desplazamientos acumulado en (a) direcci \acute{o} n X y (b) direcci \acute{o} n Y

Del an \acute{a} lisis:

Direcci \acute{o} n X: En el primer nivel los desplazamientos se incrementan en un 31 %, mientras que para el segundo nivel los desplazamientos se incrementan en un 67 % (entre el modelo tabique – p \acute{o} rtico y el modelo aporticado).

Direcci \acute{o} n Y: En el primer nivel los desplazamientos se incrementan en un 559 %, mientras que para el segundo nivel los desplazamientos se incrementan en un 591 % (entre el modelo tabique – p \acute{o} rtico y el modelo aporticado).

La tabiquer \acute{a} tiene una considerable influencia en la direcci \acute{o} n Y; mientras que para la direcci \acute{o} n X no influye por lo que debe ser aislado de la estructura, para evita el efecto de columna corta y controlado mediante el uso de muros de corte.

Fuerza cortante basal

En la figura 91 se muestra un comparativo de las fuerzas cortantes en la base.

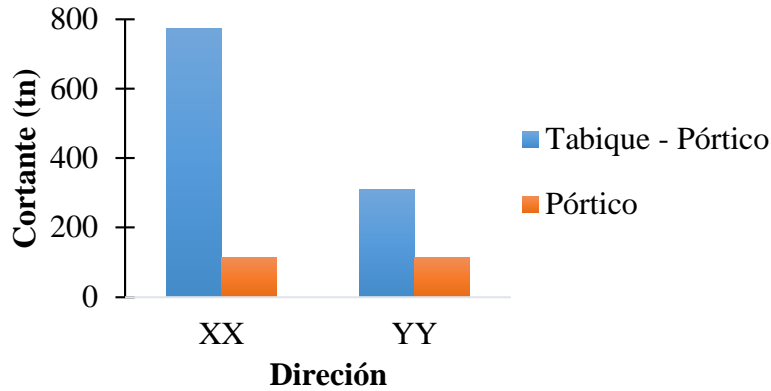


Figura 91. Fuerza cortante en la base

Del análisis:

Dirección X: Las fuerzas cortantes en la base que se obtienen, se incrementaron por lo menos en 582 %, (entre el modelo tabique – pórtico y el aporticado).

Dirección Y: Las fuerzas cortantes en la base que se obtienen, se incrementaron por lo menos en 174 %, (entre el modelo tabique – pórtico y el aporticado).

El tabique aumenta considerablemente el peso de la edificación, por ende, el aumento de las fuerzas cortantes en la base. Es necesario disminuir dicho peso, según el análisis, siendo la más desfavorable la que está en dirección X.

En la figura 92 se muestra un comparativo de la distribución de fuerza cortante en altura en dirección X y dirección Y respectivamente.

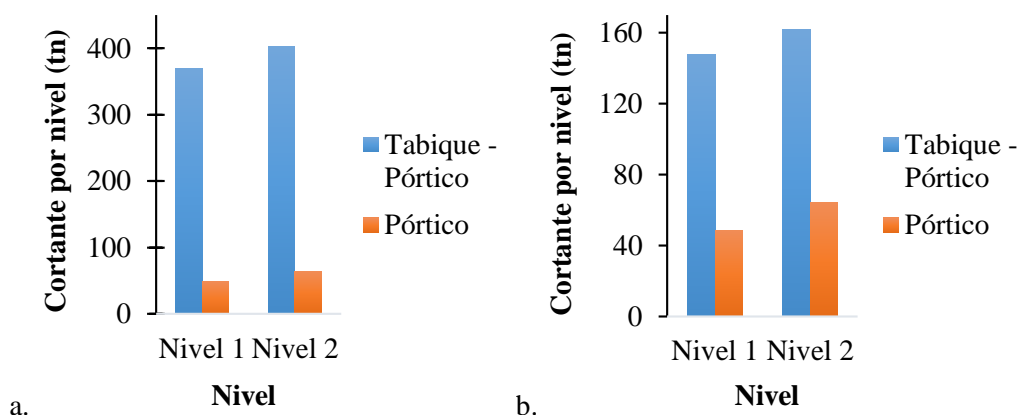


Figura 92. Distribución de fuerza cortante en dirección X (a) y dirección Y (b)

Del análisis:

El modelo tabique – pórtico refleja un incremento considerable en la distribución de la cortante respecto al modelo aporticado. Esto refleja que la tabiquería en dirección X es mucho más perjudicial que la tabiquería en dirección Y.

Fuerzas internas en los elementos:

Las fuerzas internas como son momentos flectores (Véase figura 33, figura 34), fuerzas cortantes (figura 36, figura 37) y fuerzas axiales (figura 39, figura 40), aumentan en las columnas intermedia de cada ambiente (Eje 4–4 con el Eje B, D, F y Eje 3-3 con el Eje B, D, F), véase anexo A, figura A 1; en referencia a las otras columnas, por ejemplo:

Los momentos flectores en las columnas intermedias de cada ambiente van en el rango de cinco a siete tn-m, mientras que para las otras columnas van en el rango de uno a dos tn-m, todo esto en el Eje 4-4.

Los momentos flectores en las columnas intermedias de cada ambiente van en el rango de cinco a ocho tn-m, mientras que para las otras columnas van en el rango de cuatro a dos tn-m, todo esto en el Eje 3-3.

Las fuerzas cortantes en las columnas intermedias de cada ambiente van en el rango de cuatro a cinco tn-m, mientras que para las otras columnas van en el rango de uno a dos tn-m, todo esto en el Eje 4-4.

Las fuerzas cortantes en las columnas intermedias de cada ambiente van en el rango de tres a seis tn-m, mientras que para las otras columnas van en el rango de uno a dos tn-m, todo esto en el Eje 3-3.

Las fuerzas axiales no presentan mayor variación.

Este incremento sustancial refleja un sobreesfuerzo en las columnas centrales (Eje 4-4 con el Eje B, D, F y Eje 3-3 con el Eje B, D, F), por lo que se debe reforzar. Analizando las fuerzas cortantes (Véase figura 36 y figura 37), demuestra una variación considerable a partir de donde se inicia la división de la columna por el efecto de la tabiquería, lo que demuestra el efecto de columnas corta.

En resumen

Para la dirección X es necesario aislar la tabiquería e implementar muros de corte por las siguientes razones:

- La tabiquería genera irregularidad de columna corta
- La tabiquería no tiene mayor influencia en los desplazamientos para el análisis en esta dirección.
- Ayuda a reducir el peso de la estructura y por ende menor cortante en la base.
- El aporte de rigidez por parte de la albañilería es considerable sobretodo en dirección Y.
- Con la implementación de muros de corte se controla los desplazamientos de entre piso y absorberá gran parte de la fuerza sísmica.

Para la dirección Y es necesario la conservación de la tabiquería por las siguientes razones:

- La tabiquería tiene influencia en desplazamientos del análisis en esta dirección.
- Restringe los movimientos para esta dirección generando pocos daños debido a corta longitud, teniendo cuidado que cumpla con tipos de falla y resistencia asociada a los tabiques.

– *Comparativo: tabique - pórtico vs estructura reforzada*

Periodos

En el Figura 93 se muestra un comparativo entre los periodos fundamentales del modelo tabique – pórtico y el modelo reforzado.

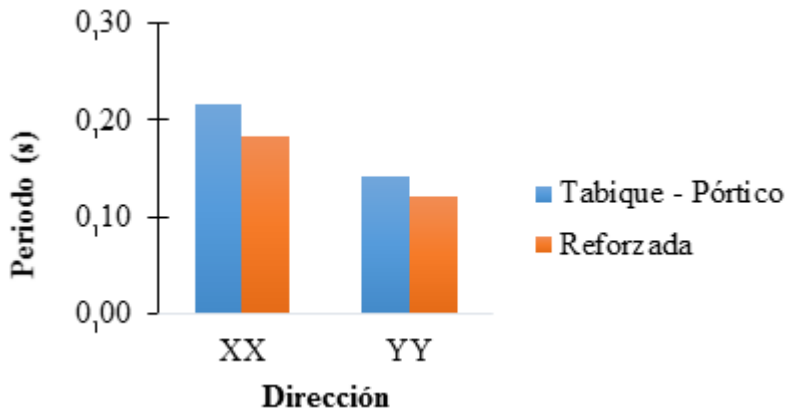


Figura 93. Periodos fundamentales de la Estructura en dirección X, Y respectivamente

Del análisis:

Dirección X: Para el modelo tabique – pórtico el periodo fundamental de 0,217 denota un sistema flexible, mientras que para el modelo reforzado el periodo fundamental de 0.184 denota un sistema rígido.

Dirección Y: Para el modelo tabique – pórtico el periodo fundamental de 0,141 denota un sistema rígido, mientras que para el modelo reforzado el periodo fundamental de 0,120 denota un sistema rígido.

El modelo reforzado denota periodos menores que el modelo tabique – pórtico, reflejando un sistema rígido sin la intervención de la albañilería, únicamente con la implementación de muros de corte y encamisado de columnas.

Desplazamientos

En la figura 94 se muestra un comparativo de los desplazamientos acumulados del modelo tabique – pórtico y el modelo reforzado.

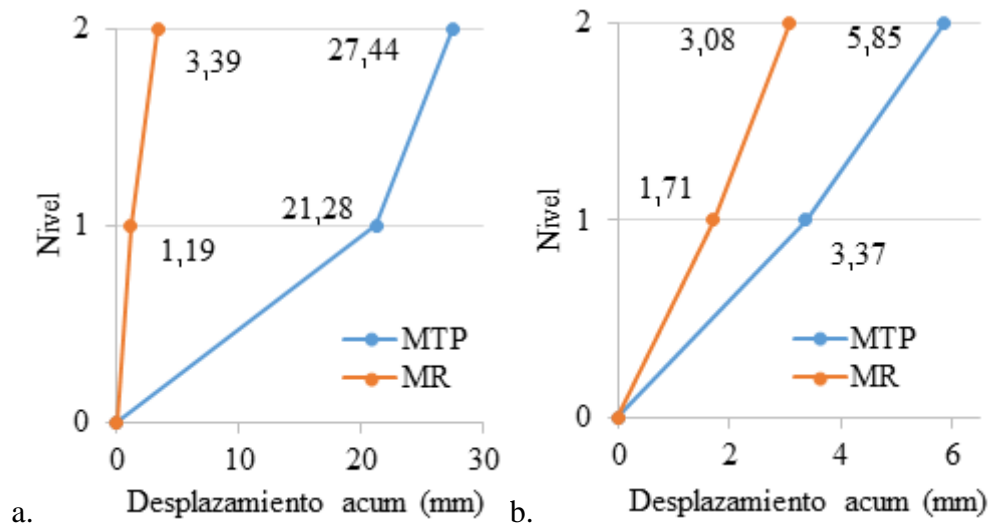


Figura 94. Desplazamientos en la dirección X (a) y en la dirección Y (b)

Del análisis:

Dirección X: Los desplazamientos se reducen en un 95 % en el primer nivel y 87 % en el segundo nivel (Entre en modelo tabique – pórtico y el modelo reforzado).

Dirección Y: Los desplazamientos se reducen en un 50 % en el primer nivel y 47 % en el segundo nivel (Entre en modelo tabique – pórtico y el modelo reforzado).

Los desplazamiento para el modelo reforzado son mayores que para el modelo tabique – pórtico, siendo el modelo reforzado un sistema rígido con la capacidad de desplazarse sin producir daños mayores, además de cumplir con los requerimientos exigidos por la norma E.030 – 2016.

Fuerza cortante basal

En la figura 95 se muestra un comparativo de las fuerzas cortantes en la base.

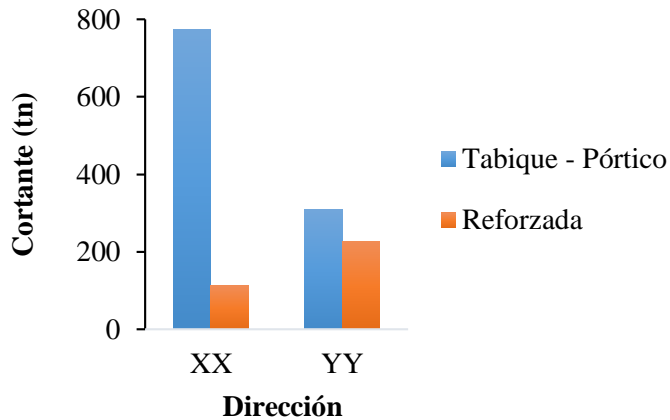


Figura 95. Fuerza cortante en la base

Del análisis:

Dirección X: La cortante basal se reduce en 86 % a favor del modelo reforzado.

Dirección Y: La cortante basal se reduce en 16 % a favor del modelo reforzado.

El modelo reforzado reduce considerablemente la cortante basal, produciendo un menor efecto en un sismo.

En resumen

El modelo reforzado es más funcional que el modelo tabique – pórtico por los siguientes motivos:

- Reduce los periodos de la estructura, generando un sistema rígido, con límites cercanos al flexible.

- Incrementa los desplazamientos, permitiendo una mejor disipación de la energía producida por un sismo, pero a la vez cumpliendo con los desplazamientos de entre piso (deriva) requeridos por la NTP E 0.30 – 2016.
- Reduce considerablemente la cortante basal, aminorando el efecto de un sismo.
- Inicialmente se consideró un modelo de reforzamiento únicamente con muros de corte, que cumplieran con los requerimientos de la NTP E 0.30 – 2016 cercanos al límite. Por motivos de seguridad se vio necesario complementar con ensanchamiento de columnas (encamisado).
- Mejora el comportamiento sísmico de la estructura.
- Los muros de corte absorben el mayor porcentaje de la fuerza sísmica, dejando que el resto de la estructura no se vea tan afectado por este fenómeno.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Primera. Se desarrolló una propuesta de reforzamiento estructural con muros de corte y ensanchamiento de columnas (encamisado), que le devolvió funcionalidad al pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata en el Distrito de Moquegua teniendo en consideración el aspecto de desempeño.

Segunda. Se determinó el estado situacional como inadecuado por las rajaduras encontradas en muros y columnas, y que en base a los parámetros sísmicos de zona (Moquegua), uso (Edificaciones importantes A-2), suelo (Blando) y sistema estructural (Albañilería), se idealizó la estructura del pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata mediante un software ingenieril.

Tercera. Se realizó el diagnóstico Sismo Resistente del pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata de acuerdo a los parámetros establecidos de zona, uso, suelo y sistema estructural establecidos en el

Reglamento Nacional de Edificaciones que determinó lo siguiente:
Excesivo peso de la estructura, derivas del orden de 5.39 % que excede el límite de 5 % (albañilería confinada) en dirección en X en el primer nivel, rigidización de los tabiques de albañilería que producen el efecto de columna corta, irregularidad extrema de rigidez e irregularidad torsional. En base a estos aspectos señalados se determinó como poco funcional.

Cuarta. Se planteó la propuesta de reforzamiento estructural con muros de corte y ensanchamiento de columnas (encamisado) porque produce una mejora considerable del comportamiento de la estructura de acuerdo a lo siguiente: Los muros de corte en conjunto con el ensanchamiento de columnas (encamisado) controlan las derivas con un aceptable rango de seguridad, reduciendo los periodos; permite un mayor control de la fuerza sísmica, por la reducción de la cortante basal y la absorción de gran porcentaje de la misma por parte de los muros de corte, permitiendo un sistema mucho más eficiente y funcional que logró devolverle la funcionalidad estructural.

Quinta. Por efecto de las columnas cortas, irregularidad de extrema de rigidez, irregularidad torsional extrema e irregularidad de resistencia; no solo es necesario incorporar muros de corte en ambos niveles para obtener el desempeño requerido y corregir las irregularidades, sino también el ensanchado de columnas (encamisado) que aporten mayor rigidez a la estructura.

Sexta. La vulnerabilidad sísmica de la estructura del pabellón P-3 es alta. En un sismo severo, en las condiciones actuales de la estructura, el edificio en estudio incumple con las exigencias de desplazamientos e irregularidades de la norma de diseño sismo resistente E.060 – 2016.

Séptima. La propuesta de reforzamiento estructural analizada es funcionalmente viable. Tanto las derivas en dirección X y en dirección Y son menores a las distorsiones máximas requeridas 7 % y 5 % respectivamente, el cual ante un sismo severo causará daños aceptables.

Octava. De acuerdo a la evaluación, los resultados obtenidos por la incorporación de muros de corte y ensanchamiento de columnas (encamisado) son efectivos para este tipo de estructura, no solo porque absorben gran parte de la fuerza sísmica, sino que ayuda a controlar las derivas e irregularidades exigidas por la norma de diseño sismo resistente E.060 – 2016.

5.2 Recomendaciones

Primera. Se recomienda la propuesta de reforzamiento estructural desarrollada en la presente investigación para asegurar la funcionabilidad de infraestructuras educativas en la región Moquegua.

Segunda. Se recomienda que el diagnóstico Sismo Resistente del pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata de acuerdo a los parámetros establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones sirva como referencia y no como un diagnóstico en general.

Tercera. Se recomienda a las autoridades competentes encargados de la administración del lugar evaluar la propuesta de reforzamiento al pabellón P-3 de Institución Educativa Santa Fortunata lo más pronto posible, debido a la considerable vulnerabilidad Sísmica en la que se encuentra y la necesidad de brindar un adecuado ambiente que garantice la seguridad para la comunidad estudiantil.

Cuarta. Se recomienda que cuando se presenta el efecto de columna corta en una estructura se plantee una propuesta de muros de corte y ensanchamiento de columnas (encamisado), sustentado en un análisis propio. No obstante, el cuidado con la ubicación de estos elementos es importante.

Quinta. Se recomienda para el estudio de estos casos realizar un análisis no lineal (Pushover), para obtener una evaluación más real del daño posible a la estructura.

Sexta. Debido a la vulnerabilidad sísmica existente en la ciudad de Moquegua, se recomienda realizar un análisis de vulnerabilidad sísmica a las estructuras escolares en la región, puesto a que muchas de ellas presentan deficiencias estructurales y no estructurales, para ello, la presente investigación es muy útil.

Séptima. Finalmente se recomienda continuar con la investigación sobre metodologías de diagnóstico de vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural aplicados a realidad peruana.

Referencias bibliográficas

- Allauca, L. (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones* (Tesis de Grado). Pontificia universidad Católica del Perú. Perú. Recuperado de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/1260>.
- Alva, J. y Vásquez, D. (1999). Terremoto de Nazca, 12 de noviembre de 1996. Ponencia presentada a la segunda conferencia internacional de ingeniería geotécnica sísmica. Recuperado de http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/redacis/redacis21_a.pdf.
- Appleton, J. y Gomes, A. (1998), “Reparación y fortalecimiento de elementos de hormigón bajo carga cíclica”, Actas de la 11ª Conferencia Europea sobre Ingeniería de Terremotos. París, Francia, pp. 1-12.
- Aragón, F. (2013). *Evaluación sistematizada multinivel de la seguridad estructural de las edificaciones* (Tesis de Grado). Universidad Politécnica de Cataluña. España. Recuperado de <https://www.google.com.pe/search?q=evaluacion+sistematizada+multinivel&oq=evaluacion+sistematizada+multinivel&aqs=chrome.69i57.12533j0j7&sourceid=chrome&ie=UTF-8>.
- Blanco, A. (2005). *Las Estructuras de los Centros Educativos en el siglo XX en el Perú*. Diversos proyectos de reforzamiento y ejemplos de estructuración de edificaciones de la universidad Católica del Perú. Perú. Recuperado de http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/7628/BLANCO_JUAN_ESTRUCTURAS_COLEGIOS_REFORZAMIENTO_EDIFICACIONES.pdf?sequence=3&isAllowed=y.

- Cayetano, G. (2014). *Verificación de daños estructurales en la Institución Educativa Santa Fortunata*. Recuperado de <http://www.munimoquegua.gob.pe/noticia/alcalde-provincial-dr-hugo-isaias-quispe-realiza-verificacion-i-e-santa-fortunata>.
- Flores, R. (2015). *Vulnerabilidad, peligro y riesgo sísmico en viviendas autoconstruidas del distrito de Samegua, región Moquegua* (Tesis de Grado). Universidad José Carlos Mariátegui. Moquegua, Perú. Recuperado de <http://repositorio.ujcm.edu.pe/handle/ujcm/159>.
- Flores, S. y Flores, F. (2015). *Análisis comparativo de comportamiento y costos de estructuras simples utilizando aislamiento sísmico en diferentes condiciones de suelo* (Tesis de Grado). Universidad Privada de Tacna, Perú. Recuperado de <http://repositorioacademico.upc.edu.pe/upc/bitstream/10757/592408/1/Tesis+Carmona+-+Rosas.pdf>.
- Gameros, S. (2015). *Análisis comparativo de tres tipos de refuerzo estructural para pabellones de aulas locales de tres pisos* (Tesis de Grado). Pontificia Universidad Católica del Perú. Perú. Recuperado de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/6448>.
- Instituto Nacional de Estadísticas e Informática. (2014). *Censo de Infraestructura Educativa*. Perú. Recuperado de https://webinei.inei.gob.pe/anda_inei/index.php/catalog/265.
- Ollanta, F. (2016). *Por una educación con dignidad*. Lima: Ministerio de Educación
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2017). *Norma Técnica Peruana E.020 - 2016 Cargas*. Perú: ICG.

- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2017). *Norma Técnica Peruana E.030 - 2016 Diseño Sismo Resistente*. Perú: ICG.
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2017). *Norma Técnica Peruana E.050 - 2016 Suelo y Cimentaciones*. Perú: ICG.
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2017). *Norma Técnica Peruana E.060 - 2016 Concreto Armado*. Perú: ICG.
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2017). *Norma Técnica Peruana E.070 - 2016 Albañilería*. Perú: ICG.
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2017). *Norma Técnica Peruana 339.034 Resistencia Mecánica del Concreto*. Perú: ASTM.
- Mosqueira, M. (2005), *Recomendaciones técnicas para mejorar la seguridad sísmica de viviendas de albañilería confinada de la Costa Peruana*. Universidad Privada del Norte. Perú. Recuperado de: <http://dspace.unitru.edu.pe/handle/UNITRU/8202>.
- San Bartolomé, A. (1999), *Estudio Experimental de una Técnica de Reforzamiento para Edificaciones Existentes con Problemas de Columna Corta*, DI-SIC-9901. PUCP.
- Sánchez, N. y Benavides, M. (2013). *Caracterización de las condiciones en algunas viviendas residenciales del barrio de San Antonio en Bogotá* (Tesis de grado). Universidad Católica de Colombia. Colombia. Recuperado de: <http://metadirectorio.org/bitstream/10983/2782/1/TRABAJO%20DE%20GRADO%20CARACTERIZACION%20DE%20LAS%20CONDICIONES%20ESTRUCTURALES%20EN%20VIVIENDAS%20RESIDENCIALES%20DEL%20BARRIO%20CIUD>

AD%20JARDIN%20SUR%20EN%20BOGOTA%20SEG%C3%9AN%
20NSR-10.pdf.

Soto, E. (2008). *Rehabilitación de estructuras de concreto* (Tesis de grado).

Universidad Nacional Autónoma de México. México. Recuperado de:
http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_11/25.PDF.

Tolmos, L.; Lacambra, J. y Tsuneki, P. (2010). Remezón Sísmico. Caretas. Lima,

pp. 34-36. Consulta 02 de junio de 2014. Recuperado de
<http://www.caretas.com.pe/Main.asp?T=3082&id=12&idE=871&idSTo=355&idA=45459#.U4zXIVldVps>.

Vega, C. (2018). *Evaluación y reforzamiento de dos edificios contiguos construidos*

en la década del 60 en el centro de Lima (Tesis de Grado). Universidad
Peruana de Ciencias Aplicadas. Perú. Recuperado de
http://biblioteca.universia.net/html_bura/ficha/params/title/evaluacion.reforzamiento.dos.edificios.contiguos.construidos.decada.60.centro.lima/id/50510137.html.

Vera, A. (2015). *Evaluación, análisis y mitigación de problemas de fisuración en*

reservorios apoyados de concreto armado de sección circular, estudio de
reservorio R-12 (Tesis de Grado). Universidad José Carlos Mariátegui.
Perú. Recuperado de <http://repositorio.ujcm.edu.pe/handle/ujcm/111>.