UNIVERSIDAD NACIONAL
“SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO”

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE 1 DE LAS AULAS COMUNES DE LA UNASAM, MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL – PUSHOVER”

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR EL BACHILLER:

ANTONIO RAMIREZ KEVVIN FRANCIS

ASESOR:

ING. LUIS ALBERTO ITA ROBLES

HUARAZ – ANCASH – PERÚ

2023

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

UNIVERSIDAD NACIONAL
"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

REGISTRO	
LIBRO	FOLIO
01	289

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS N° 285

En la ciudad de Huaraz, al (a los) 14 día (s) del mes de FEBRERO del DOS MIL VEINTITRES, siendo las 10:15 horas, se reunieron el Jurado Evaluador integrado por:

PRESIDENTE : Ing. FELISMERO SALINAS FERNÁNDEZ
PRIMER MIEMBRO : Ing. CARLOS HUGO OLAZA HENOSTROZA
SEGUNDO MIEMBRO : Ing. JORGE LUIS VARGAS GARCÍA

Para proceder al Acto de Sustentación para optar el Título Profesional de INGENIERO(A) CIVIL, bajo la modalidad de:

[X] Tesis [ ] Trabajo de suficiencia profesional , del (de la) Bachiller

KEVVIN FRANCIS ANTONIO RAMÍREZ

(de la Tesis) - (del Trabajo de suficiencia profesional) titulada:

"ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE 1 DE LAS AULAS COMUNES DE LA UNASAM, MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTATÍCO NO LINEAL - PUSHOVER".

desarrollada bajo el asesoramiento de:

ASESOR : Ing. LUIS ALBERTO ITA ROBLES
CO - ASESOR : ----------

En cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil; se procedió a recepcionar la exposición del aspirante; luego de las interrogantes, objeciones y, aclaraciones y su absolución, el Jurado Evaluador determinó la calificación de:

APROBADO

Siendo las 11:15 horas del mismo día, se dio por concluido el Acto de Sustentación, firmando la presente por triplicado, en señal de conformidad.

PRESIDENTE
Ing. FELISMERO SALINAS FERNÁNDEZ

PRIMER MIEMBRO
Ing. CARLOS HUGO OLAZA HENOSTROZA

SEGUNDO MIEMBRO
Ing. JORGE LUIS VARGAS GARCÍA

ASESOR
Ing. LUIS ALBERTO ITA ROBLES

CO - ASESOR

SUSTENTANTE
KEVVIN FRANCIS ANTONIO RAMÍREZ

NOMBRE DEL TRABAJO

TESIS_70571750 - Ing. Ita -Exclusion.pdf

RECUENTO DE PALABRAS

21959 Words

RECUENTO DE CARACTERES

108003 Characters

RECUENTO DE PÁGINAS

141 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

8.3MB

FECHA DE ENTREGA

Feb 9, 2023 9:24 AM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Feb 9, 2023 9:25 AM GMT-5

25% de similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base d

- 23% Base de datos de Internet
- 4% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de Crossref
- Base de datos de contenido publicado de Crossr
- 19% Base de datos de trabajos entregados

Excluir del Reporte de Similitud

- Material bibliográfico
- Material citado
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 8 palabras)
- Fuentes excluidas manualmente
- Bloques de texto excluidos manualmente

DEDICATORIA

A mi madre Cledy por darme la vida y apoyarme incondicionalmente en todo lo que necesitaba en busca de mis propósitos y nunca dejar que me rindiera a pesar de todas las dificultades que se presentaban.

A mi padre Fredy por el apoyo permanente en toda mi etapa universitaria y siempre animándome a seguir adelante.

A Madeleyne y a mi Hijo Edward, que no tengo palabras para describir todo lo que han sacrificado para que pueda culminar con uno de mis más grandes sueños.

Kevvin F. Antonio Ramirez

Repositorio Institucional - **UNASAM** - Perú

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por estar en todo momento conmigo y haber forjado mi camino y destino.

Agradecido con mi familia en general por el apoyo en todo momento y la confianza, por educarme y tratar de hacer una persona de bien.

Mi agradecimiento a la universidad, UNASAM-FIC, por brindarme conocimientos y oportunidades.

Repositorio Institucional - **UNASAM** - Perú

INDICE

DEDICATORIA ..... **I**

AGRADECIMIENTOS ..... **II**

INDICE ..... **III**

INDICE DE FIGURAS ..... **VII**

INDICE DE TABLAS ..... **XI**

RESUMEN ..... **XIV**

ABSTRACT ..... **XVI**

CAPÍTULO 1: PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN **18**

1.1. Descripción de la realidad problemática 18
1.2. Formulación del problema de investigación 19
1.2.1. Problema General 19
1.2.2. Problemas Específicos 19
1.3. Formulación de hipótesis y variables 20
1.3.1. Hipótesis 20
1.3.2. Variables 21
1.4. Objetivo de la investigación 22
1.4.1. Objetivo general 22
1.4.2. Objetivos específicos 22
1.5. Justificación e importancia de la investigación 23

CAPÍTULO 2 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN **25**

2.1. Perspectiva metodológica y tipo de investigación 25
2.2. Diseño de la investigación 26
2.3. Límites y alcances de la investigación 27
2.4. Contexto y unidad de análisis 27

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

2.5. Población y muestra 27
2.5.1. Población 27
2.5.2. Muestra 28
2.6. Plan de recolección, procesamiento, análisis e interpretación 28
2.6.1. Plan de recolección 28
2.6.2. Revisión de planos y especificaciones técnicas de los materiales 28
2.6.3. Arquitectura del proyecto 29
2.6.4. Estructuración del proyecto 30
2.6.5. Inspección visual 33
2.6.6. Plan de procesamiento de datos 33
2.6.7. Análisis e interpretación de la información 34
CAPÍTULO 3 MARCO TEÓRICO 35

3.1. Antecedentes de la investigación 35
3.2. Bases teóricas 36
3.2.1. Filosofía de la norma E030 en términos de daños esperado 36
3.2.2. Normativas internacionales principales 38
3.3. Sismo ocurrido en el Perú 41
3.3.1. Sismo del 15 de Agosto del 2007 44
3.3.2. Sismo del 31 de Mayo de 1970 46
3.4. Configuración estructural de edificaciones 47
3.4.1. Pórticos resistentes a momentos 48
3.4.2. Albañilería confinada 48
3.5. Metodologías y criterios Sismorresistentes. 52
3.5.1. Diseño basado en fuerzas 52
3.5.2. Diseño por capacidad 53
3.5.3. Diseño basado en desplazamientos 55
3.5.4. Diseño basado en desempeño 56
3.6. Análisis no lineal estático “PUSHOVER” según ASCE 41-17 58
3.6.1. Curva de capacidad 60
3.6.2. Modelo de comportamiento de los materiales 61
3.6.3. Modelos de plasticidad para elementos estructurales 64
3.6.4. Cálculo del punto de desempeño mediante el método del espectro de capacidad (ATC-40 Y FEMA 440) 68

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

3.6.5. Cálculo del desempeño SISMICO mediante el método de coeficientes (ASCE41-17 & FEMA 440). ... 73
3.6.6. Determinación del nivel de desempeño según el SEAOC VISION 2000.... 75
CAPÍTULO 4 CALIBRACIÓN DEL MURO DE ALBAÑILERÍA CONFINDA .. 78
4.1. Importancia de la calibración y ensayo a calibrar ... 78
4.2. Representación del modelo computacional y comparación de resultados ... 78
CAPÍTULO 5 ANÁLISIS LINEAL DE LA ESTRUCTURA... 86
5.1. Ubicación del edificio estudiado ... 86
5.2. Descripción de la estructura a ser evaluada ... 86
5.3. Análisis lineal estático según método de fuerzas equivalentes de la norma NTE.030 ... 87
5.4. Análisis Dinámico Modal Espectral de acuerdo a la NTE.030 ... 89
5.4.1. Definición de parámetros ... 89
5.4.2. Zonificación ... 89
5.4.3. Condiciones geotécnicas ... 91
5.4.4. Factor de amplificación sísmica. ... 91
5.4.5. Categoría de clasificación ... 92
5.4.6. Coeficiente de reducción ... 93
5.4.7. Definición del Peso Sísmico. ... 94
5.4.8. Verificación de la Irregularidad Estructural. ... 94
5.4.9. Análisis Estructural: ... 106
CAPÍTULO 6 ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE LA ESTRUCTURA.... 128
6.1. Modelos de los materiales ... 128
6.2. Plasticidad considerada en los elementos estructurales ... 129
6.2.1. Modelamiento de los elementos tipo Frame ... 129
6.2.2. Modelamiento no lineal para el muro de albañilería confinada. ... 131
6.3. Asignación del caso de carga de análisis no lineal estático acorde al ASCE 41-17 ... 138
6.4. Curva de capacidad de la Estructura en ambas direcciones ... 139
6.5. Cálculo del punto de desempeño según el método de coeficientes del ASCE 41-17 ... 140
6.5.1. Respuesta para sismo máximo ... 140
6.5.2. Respuesta para sismo muy raro, raro y de servicio ... 143

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

6.6. Secuencia de formación de rótulas hasta el colapso 150
6.7. Cálculo del desempeño acorde al SEAOC VISION 2000 154
CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... 156

7.1. Conclusiones: 156
7.2. Recomendaciones:..... 158
8. REFERENCIAS..... 159

Repositorio Institucional - **UNASAM** - Perú

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Arquitectura del primer nivel 29
Figura 2. Arquitectura de la planta típica..... 29
Figura 3. Arquitectura del último nivel..... 30
Figura 4. Arquitectura Elevación frontal 30
Figura 5. Estructuración de niveles típicos 31
Figura 6. Estructuración del último nivel 31
Figura 7. Detalles de columnas 31
Figura 8 Detalles de vigas en sentido longitudinal. 32
Figura 9. Detalles de vigas en sentido transversal 32
Figura 10. Participación como practicante preprofesional en dicho proyecto de investigación 33
Figura 11. Relación entre Amenaza Sísmica y Niveles de Desempeño 38
Figura 12. Documento FEMA – 440 40
Figura 13. ASCE41-13 & ASCE41-17 41
Figura 14. Registro sísmico 42
Figura 15. Propagación de energía sísmica desde el epicentro hasta la estructura 43
Figura 16. Colegio Santa Ana, ubicada en Chincha 45
Figura 17. Daños en colegio de Huaraz Mariscal Luzurriaga 46
Figura 18. Cortante Vs. Distorsión 51
Figura 19. Analogia de la cadena ductil – Diseño por capacidad de edificaciones. 54
Figura 20. Procedimiento Pushover. 59
Figura 21. Factor de Ductilidad. 61
Figura 22. Comparación de los modelos esfuerzo–deformación para un concreto simple y uno confinado. 62
Figura 23. Comparación de curvas esfuerzo–deformación de un concreto simple y uno confinado. 63
Figura 24. Curva esfuerzo-deformación del modelo elastoplástico perfecto para el acero sometido a tensión. 64

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Figura 25. Plasticidad tipo concentrada y distribuida para elementos estructurales vigas y columnas sometidas a flexión. 65
Figura 26. Vista general de elemento tipo fibra. a) Sección dividida a lo largo del elemento b) Sección divida en el plano en secciones de concreto y acero de refuerzo con sus respectivos diagramas constitutivos. 66
Figura 27. Cálculo del diagrama momento-curvatura mediante elemento tipo fibra mediante compatibilidad de deformaciones, esfuerzos acordes a leyes constitutivas y equilibrio 66
Figura 28. Curva trilineal para caracterizar el comportamiento de un muro de albañilería confinada. 67
Figura 29. Rótula de corte colocada en columna ancha con vigas rígidas para representar un muro de albañilería. 68
Figura 30. Representación gráfica del método del espectro de capacidad 69
Figura 31. Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad 69
Figura 32. Conversión del espectro de respuesta en espectro de demanda 70
Figura 33. Representación bilineal del espectro de capacidad 70
Figura 34. Derivación de la energía disipada por amortiguamiento ED 71
Figura 35. Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la interacción directa (Procedimiento A) 71
Figura 36. Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la interacción del espectro de capacidad con MADRS (Procedimiento B) 72
Figura 37. Lugar de posibles puntos de desempeño (Procedimiento C) 73
Figura 38. Sectorización de la curva de capacidad para el cálculo del desempeño acorde al SEAOC VISION 2000. 77
Figura 39. Dimensiones y refuerzo para el muro experimental de albañilería confinada 79
Figura 40. Lazos histeréticos de las 10 fases del ensayo experimental del muro de albañilería confinada. 81
Figura 41. Curva de capacidad MA correspondiente al del muro de albañilería confinada de arcilla en análisis. 81
Figura 42. Modelo numérico de columna ancha con rótula de corte en el medio 82
Figura 43. Valores de la rótula por corte del muro de albañilería confinada 83

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Figura 44. Comparativa entre la curva de capacidad del modelo experimental y numérico computacional 85
Figura 45. Plano de zonificación de la ciudad de Huaraz 86
Figura 46. Zonificación "Z" 90
Figura 47. Factor de amplificación acorde al periodo 91
Figura 48. Peso sísmico 94
Figura 49. Irregularidad Torsional. 102
Figura 50. Irregularidad Esquina Entrantes. 103
Figura 51. Irregularidad por sistemas no paralelo. 105
Figura 52. Espectro de Pseudo-aceleraciones Dirección X-X 106
Figura 53. Espectro de Pseudo-aceleraciones Dirección Y-Y 107
Figura 54. Modelo estructural del bloque 1 de aulas comunes de la UNASAM 108
Figura 55. Modo 1: T = 0.506 s. Tipo de movimiento: Traslación en X 109
Figura 56. Modo 2: T = 0.274 s. Tipo de movimiento: Traslación en Y 109
Figura 57. Modo 3: T = 0.274 s. Tipo de movimiento: Traslación en Y + Rotación 109
Figura 58. Deriva inelástica en la dirección “X” 111
Figura 59. Deriva inelástica en la dirección “Y” 112
Figura 60. Fuerza en la base del muro de albañilería confinada 115
Figura 61. Cortante en cada muro del primer nivel 116
Figura 62. Verificación de fuerzas en los muros 116
Figura 63. Diagramas constitutivas del concreto y acero de refuerzo. 128
Figura 64. Rótulas tipo fibra en columnas, vigas y rótulas tipo corte en muros de albañilería confinada. 130
Figura 65. Rótula tipo fibra donde se observan los materiales discretos formando la columna en este caso. 130
Figura 66. Rótula tipo corte del muro de albañilería. 131
Figura 67. Punto de control para el desplazamiento de la curva de capacidad. 138
Figura 68. Curva de capacidad en ambas direcciones. 139
Figura 69. Punto de desempeño para sismo máximo en la dirección X-X. 141
Figura 70. Punto de desempeño para sismo máximo en la dirección Y-Y. 141
Figura 71. Punto de desempeño para sismo muy raro en la dirección XX. 143

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Figura 72. Punto de desempeño para sismo muy raro en la dirección YY. 144
Figura 73. Punto de desempeño para sismo raro en la dirección XX. 146
Figura 74. Punto de desempeño para sismo de raro en la dirección YY. 146
Figura 75. Punto de desempeño para sismo de servicio en la dirección XX. 148
Figura 76. Punto de desempeño para sismo de servicio en la dirección YY. 148
Figura 77. Patrón de rótula plásticas para primera rótula y sismo de servicio en vista 3D en la dirección del Pushover X-X 151
Figura 78. Patrón de rótula plásticas para sismo raro y muy raro en vista 3D en la dirección del Pushover X-X 151
Figura 79. Patrón de rótula plásticas para sismo máximo y colapso en vista 3D en la dirección del Pushover X-X 152
Figura 80. Patrón de rótula plásticas para primera rótula y sismo de servicio en vista 3D en la dirección del Pushover Y-Y 152
Figura 81. Patrón de rótula plásticas para sismo raro y muy raro en vista 3D en la dirección del Pushover Y-Y 153
Figura 82. Patrón de rótula plásticas para sismo máximo y al mismo tiempo de colapso en vista 3D en la dirección del Pushover Y-Y 153
Figura 83. Desempeño estructural para sismo de servicio, raro y máximo en a la dirección XX. 154
Figura 84. Desempeño estructural para sismo de servicio, raro y máximo en la dirección YY. 155

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Matriz de operacionalización de variables..... 21
Tabla 2. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)..... 37
Tabla 3. *Categoría y Sistema Estructural de las Edificaciones*..... 47
Tabla 4. Factor de Masa Efectiva. 74
Tabla 5. Factor de Modificación..... 75
Tabla 6. *Significado del estado de daño de los niveles de desempeño según SEAOC VISION 2000* 76
Tabla 7. Resistencia a la compresión de pilas de ladrillos de arcilla..... 80
Tabla 8. Resistencia al corte de muretes de ladrillo de arcilla. 80
Tabla 9. Datos de modelamiento del muro a calibrar..... 82
Tabla 10. *Factor de Zona "Z", Fuente: NTE.030.* 90
Tabla 11. *Relación entre factor de zona, suelo y periodo.* 91
Tabla 12. *Categoría de la edificación y factor de uso "U"*..... 92
Tabla 13. *Sistemas estructurales*..... 93
Tabla 14. *Periodo fundamental y masa participativa.*..... 110
Tabla 15. *Deriva – Distorsión Inelástica dirección longitudinal "X".* 111
Tabla 16. *Deriva – Distorsión Inelástica dirección transversal "Y".*..... 112
Tabla 17. *Cortante basal dinámica y estática.* 113
Tabla 18. Verificación de la Carga Axial...... 115
Tabla 19. Resistencia del muro de albañilería confinada. 117
Tabla 20. *Formulación de la rótula tipo corte para el muro central de albañilería confinada – Techo 1* 132
Tabla 21. *Formulación de la rótula tipo corte para el muro central de albañilería confinada – Techo 2* 132
Tabla 22. *Formulación de la rótula tipo corte para el muro central de albañilería confinada – Techo 3* 133
Tabla 23. *Formulación de la rótula tipo corte para el muro central de albañilería confinada – Techo 4* 134

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Tabla 24. *Formulación de la rótula tipo corte para el muro lateral de albañilería confinada – Techo 1* 135
Tabla 25. *Formulación de la rótula tipo corte para el muro lateral de albañilería confinada – Techo 2* 135
Tabla 26. Formulación de la rótula tipo corte para el muro lateral de albañilería confinada – Techo 3 136
Tabla 27. Formulación de la rótula tipo corte para el muro lateral de albañilería confinada – Techo 4 137
Tabla 28. *Formulación de la rótula tipo corte para el muro lateral de albañilería confinada – Techo 5* 138
Tabla 29. Tipos de sismo, aceleración y periodos de retorno 140
Tabla 30. Parámetros para el cálculo del punto de desempeño por el método de coeficientes del ASCE 41-17 para sismo máximo en la dirección XX 142
Tabla 31. Parámetros para el cálculo del punto de desempeño por el método de coeficientes del ASCE 41-17 para sismo máximo en la dirección YY 142
Tabla 32. Comparativa entre respuesta del punto de desempeño manual y del software 143
Tabla 33. Parámetros para el cálculo del punto de desempeño por el método de coeficientes del ASCE 41-17 para sismo muy raro en la dirección XX 144
Tabla 34. Parámetros para el cálculo del punto de desempeño por el método de coeficientes del ASCE 41-17 para sismo muy raro en la dirección YY 145
Tabla 35. Comparativa entre respuesta del punto de desempeño manual y del software 145
Tabla 36. Parámetros para el cálculo del punto de desempeño por el método de coeficientes del ASCE 41-17 para sismo raro en la dirección XX 147
Tabla 37. Parámetros para el cálculo del punto de desempeño por el método de coeficientes del ASCE 41-17 para sismo raro en la dirección YY 147
Tabla 38. Comparativa entre respuesta del punto de desempeño manual y del software 147
Tabla 39. Parámetros para el cálculo del punto de desempeño por el método de coeficientes del ASCE 41-17 para sismo de servicio en la dirección XX 149

Repositorio Institucional - **UNASAM** - Perú

Tabla 40. Parámetros para el cálculo del punto de desempeño por el método de coeficientes del ASCE 41-17 para sismo de servicio en la dirección YY 149
Tabla 41. Comparativa entre respuesta del punto de desempeño manual y del software 149

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

RESUMEN

Se ha efectuado el estudio del edificio correspondiente al bloque 1 de las aulas comunes de la Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo (UNASAM) la cual alberga una gran cantidad de estudiantes del nivel universitario, por lo que es deseable saber el estado de daño que se encontraría posterior a distintos niveles de intensidad sísmica. De manera específica se revisa la condición actual de la edificación planteando un análisis lineal de la estructura con el análisis modal estableciendo un factor de reducción de respuesta, obteniendo su respuesta dinámica en términos de desplazamientos, derivas de piso, cortante basal y demandas de fuerzas sobre los elementos que formas parte del sistema resistente a sismo, es decir, ese es lo que constituye el diseño convencional.

El objetivo principal de esta tesis está orientado a la evaluación por desempeño estructural del bloque 1 de las aulas comunes de la UNASAM mediante el uso del análisis estático no lineal – PUSHOVER basado en los lineamientos de los códigos americanos el ASCE 41-17 a fin de obtener posibles rotulas plásticas, curva de capacidad y punto de desempeño sisimico acorde a lo planteado en el SEAOC VISION 2000. Se propone primero realizar un análisis lineal estático y modal de acuerdo a la norma peruana sismorresistente NTE030 y posteriormente conocer el desempeño estructural del edificio mediante un enfoque no lineal estático al considerar el diseño actual y someterle al sismo de diseño de una edificación esencial de 2500 años de periodo de retorno, 1000 años, 475 años y 100 años, con la finalidad de evaluar el estado del daño y/o funcionalidad de la estructura, definiendo diferentes niveles de intensidad sísmica. Al analizar la estructura existente bajo la condición actual que es la norma peruana NTE030-2018 se obtiene que por deformación de la estructura (por derives) en la dirección XX (pórticos) se obtiene una deriva de 7.2/1000 siendo a la deriva límite de 7/1000 y en la dirección YY (albañilería confinada)

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

de 2/1000 frente al límite de 5/1000, por lo que cumple prácticamente en temas de deriva, sin embargo los muros de albañilería se deben de revisar por cortante al ser elementos más frágiles, donde se observa que la demanda supera ampliamente la resistencia, por lo que en esta dirección estaría en una condición de vulnerabilidad. Al analizar no linealmente, en la dirección del eje X-X cumple con el desempeño de resguardo de vida que no pone en riesgo la vida y se observa un daño moderado en elementos estructurales y no estructurales, mientras que en la dirección Y-Y se encontraría en una condición de colapso, esto es concordante con el análisis lineal, debido a que en la dirección X-X se sobrepasa la deriva un 2.78% de lo permisible, mientras que en la dirección Y-Y la resistencia por corte es ampliamente superada por la demanda, por lo que se esperaba una condición desfavorable. Se concluye que en la dirección X-X para el sismo máximo de periodo de retorno de 2500 años bajo el cual se diseñan estas edificaciones esenciales se encontraría en un desempeño adecuado, mientras que en la dirección Y-Y se encontraría en una condición de colapso, por lo que sería necesario un reforzamiento.

Palabras clave: Albañilería confinada, desempeño sísmico, análisis lineal y no lineal, análisis no lineal estático, calibración del muro de albañilería.

Repositorio Institucional - **UNASAM** - Perú

ABSTRACT

The study of the building corresponding to block 1 of the common classrooms of the Santiago Antúnez de Mayolo National University (UNASAM) has been carried out, which houses a large number of university students, so it is desirable to know the state of damage that would find later at different levels of seismic intensity. Specifically, the current condition of the building is reviewed, proposing a linear analysis of the structure with the modal analysis, establishing a response reduction factor, obtaining its dynamic response in terms of displacements, floor drifts, basal shear and force demands on the elements that are part of the earthquake resistant system, that is, that is the conventional design.

The main objective of this thesis is oriented to the structural performance evaluation of block 1 of the common classrooms of UNASAM through a non-linear static analysis - PUSHOVER based on the guidelines of the American standards ASCE 41-17 in order to obtain possible plastic hinges, capacity curve and seismic performance point according to what is stated in the SEAOC VISION 2000. It is proposed first to carry out a linear static and modal analysis according to the Peruvian earthquake resistant standard NTE030 and then to know the structural performance of the building through a non- static linear when considering the current design and subjecting it to the design earthquake of an essential building with a return period of 2,500 years, 1000 years, 475 years and 100 years, in order to assess the state of damage and/or functionality of the structure, defining different levels of seismic intensity. When analyzing the existing structure under the current condition, which is the Peruvian standard NTE030-2018, it is obtained that due to deformation of the structure (due to drifts) in the XX direction (frames), a drift of 7.2/1000 is obtained, with a drift limit of 7 /1000 and in the YY direction (confined masonry) of 2/1000 compared to the limit of 5/1000, so it practically complies with drift issues, however masonry

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

walls must be checked for shear as they are more fragile elements , where it is observed that the demand widely exceeds the resistance, so in this direction it would be in a vulnerable condition. When analyzing non-linearly, in the XX direction it complies with the life-saving performance that does not endanger life and moderate damage is observed in structural and non-structural elements, while in the YY direction it would be in a collapse condition. , this is consistent with the linear analysis, because in the XX direction the drift is exceeded by 2.78% of what is permissible, while in the YY direction the resistance due to shear is widely exceeded by the demand, for which a unfavorable condition. It is concluded that in the XX direction for the maximum earthquake with a return period of 2500 years under which these essential buildings are designed, it would be in an adequate performance, while in the YY direction it would be in a collapse condition, so reinforcement would be necessary.

Keywords: Confined masonry, seismic performance, linear and nonlinear analysis, static nonlinear analysis, masonry wall calibration.

Repositorio Institucional - **UNASAM** - Perú

CAPÍTULO 1:

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Descripción de la realidad problemática

El Perú representa un gran reto para la ingeniería civil, cuya labor se concentra en reducir y evaluar los riesgos estructurales debido a la acción sísmica en las edificaciones llevando a los ingenieros a la continua investigación, enfocado al estudio del comportamiento sísmico de las estructuras en un intento de asemejar y comprender el comportamiento real de las mismas.

El país está situado, en una de las zonas más propensas a fenómenos de sismicidad en el mundo, llamada Cinturón de Fuego del Pacifico, esta área está delimitada por varias placas tectónicas que interactúan entre sí y están en constante movimiento. Es aquí donde la mayor fuente generadora de la actividad sísmica de origen tectónico se desarrolla, cuya interacción es capaz de generar eventos sísmicos de gran magnitud ocasionados por desplazamientos repentinos que ocurren al liberarse la energía acumulada de largos períodos de deformación y acumulación de esfuerzos.

La importancia de las edificaciones pertenecientes a una universidad frente a solicitaciones sísmicas es grande puesto que alberga a una gran cantidad de alumnos y por ello, más allá de un análisis de la norma E030 de carácter prescriptivo se desea realizar un análisis no lineal estático con códigos y/o normativas americanas que permite conocer el comportamiento dentro de un rango inelástico. Actualmente la gran mayoría de universidades y colegios son de una tipología estructural mixta, en una dirección de albañilería confinada y en la otra de pórticos de concreto armado, por lo que debido a su uso, sería óptimo realizar un análisis no lineal en estos edificios

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

donde se limite con criterios de aceptación por deformación unitaria, rotación de los componentes estructurales en caso de flexión y de desplazamientos en caso de elementos por corte como los muros de albañilería, por ello, es necesario una mayor investigación para la evaluación con norma peruana.

1.2. Formulación del problema de investigación

Siendo los edificios las estructuras más afectadas ante las acciones sísmicas, parte de la ingeniería estructural se ha enfocado al desarrollo y validación de Metodologías de evaluación del desempeño estructural.

1.2.1. Problema General

¿Qué desempeño sísmico se obtendrá en la estructura mixta del bloque I de aulas comunes de la UNASAM mediante un análisis estático no lineal?

1.2.2. Problemas Específicos

¿El modelo tipo rótula de corte para la albañilería confinada representa el modelo experimental?

¿Qué desempeño se obtendrá acorde al SEAOC VISION 2000 al determinar el punto de desempeño mediante el método de coeficientes del ASCE 41-17?

¿Si la edificación cumple con la norma E030, se obtendrá un desempeño mínimo de resguardo de viga?

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

1.3. Formulación de hipótesis y variables

1.3.1. Hipótesis

1.3.1.1. *Hipótesis general*

La aplicación de las metodologías de análisis estático no lineal “Pushover” nos permite determinar el desempeño sísmico de la estructura en su condición actual que presenta una tipología estructural mixta de pórticos de concreto armado en la dirección longitudinal y muros de albañilería confinada en la dirección transversal. Se espera que si la edificación cumple con la norma sismorresistente E030 se obtenga como mínimo un desempeño de resguardo de vida.

1.3.1.2. *Hipótesis específica*

La selección del objetivo de desempeño esencial / peligroso está enteramente relacionada con la importancia de la edificación. Para el sismo de servicio, la estructura no presente daños, quedando totalmente operacional, para el sismo de diseño, permanezca en una condición de servicio (operacional) y para el sismo máximo, la misma presente daños significativos, pero sin riesgo de colapso.

Los puntos de desempeño para cada nivel de intensidad sísmica, no deberán exceder los estados límite de comportamiento del sistema estructural mixto, tanto en la dirección longitudinal de un sistema de pórticos de concreto armado como para el sistema de muros de albañilería confinada en la dirección transversal.

El modelo computacional del muro de albañilería confinada representará el modelo experimental en función de obtener una misma curva fuerza-desplazamiento.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

1.3.2. Variables

1.3.2.1. Variable independiente

La calibración es una variable independiente, esta variable implica manipular el modelo computacional con la finalidad de tener un resultado similar al experimental y partiendo de aquí recién pueda ser utilizado para modelar el edificio.

1.3.2.2. Variable dependiente

Como variable dependiente se tiene al desempeño estructural, este parte de una previa calibración. El desempeño estructural brinda la respuesta del edificio frente a una demanda sísmica.

1.3.2.3. Operacionalización de variables

Se presentan dos variables de estudio, la calibración del muro confinado de albañilería para tener confianza en el modelo numérico y el cálculo del desempeño de la edificación, la definición conceptual, operacional, dimensión, indicadores y escalas de medición se presentan en la siguiente tabla1.

Tabla 1
Matriz de operacionalización de variables.

Matriz de Operacionalización de Variables					
Variables de estudio	**Definición conceptual**	**Definición operacional**	**Dimensión**	**Indicadores**	**Escala de medición**
Variable 1: Calibración de un ensayo de laboratorio (Variable Independiente)	La calibración se define en la modificación de la rótula plástica para obtener un comportamiento cercano al experimental	La medición se realiza en función de la rigidez inicial, postfluencia, resistencia máxima y última	Curva de capacidad	rigidez inicial	Pendiente en la primera recta
				rigidez postfluencia	Pendiente en la segunda recta
				Resistencia	Valor máximo de la curva de capacidad
			Análisis no lineal estático	Carga lateral incremental	Ejecución del aumento de carga
				Métodos numéricos	Convergencia del modelo y obtención de una curva de capacidad coherente
Variable 2: Cálculo del desempeño de la edificación (Variable Dependiente)	El análisis no lineal estático se basa en aplicar fuerzas laterales incrementales y obtener un punto de desempeño	La medición se realiza en función de en qué punto se ubique el desempeño respecto del punto de colapso.	Desempeño del edificio	Sectorización según SEAOC	Punto que pertenece el desempeño en la sectorización
				Tipo de sismo	Periodo de retorno del sismo
			Mecanismo de falla	Formación de rótulas	Orden del ingreso al régimen plástico de las rótulas plásticas
				Ingreso al rango no lineal en elementos estructurales	Estado de daño de los elementos estructurales respecto del desplazamiento para corte y rotación en flexión

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

1.4. Objetivo de la investigación

El objetivo general, así como el especifico se estructurará en torno a los temas principales que se abordarán en el presente proyecto.

1.4.1. Objetivo general

El objetivo principal de este trabajo es evaluar el desempeño sísmico de una edificación de tipología estructural mixta del Bloque 1 de las aulas comunes de la UNASAM mediante el SEAOC VISION 2000 a partir de un análisis estático no lineal "Pushover" acorde al ASCE/SEI 41-17.

1.4.2. Objetivos específicos

Evaluar si la estructura de tipología estructural mixta, pórticos de concreto armado en la dirección longitudinal y albañilería confinada en la dirección transversal empleando criterios de las normas técnicas peruanas de Concreto Armado (NTE.060), Albañilería Confinada (NTE.070) y la Norma actual de Diseño Sismorresistente (NTE.030) y la norma ACI 318 – 18 cumple con los requerimientos mínimos de Verificación y Análisis estructural.

Modelar la plasticidad de los elementos "frame" como modelos tipo fibra y el muro de albañilería confinada como columnas anchas con rótulas de corte.

Calibrar el modelo numérico del muro de albañilería confinada con rótula de corte para que pueda simular el modelo experimental.

Aplicar el análisis estático no lineal "Pushover" a la estructura, siguiendo las consideraciones de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE 41 – 17) para obtener la curva de capacidad de la estructura y determinar el punto de desempeño.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Establecer mediante el punto de desempeño obtenido con el método de análisis estático no lineal “Pushover” el desempeño de la estructura global acorde al SEAOC VISION 2000.

1.5. Justificación e importancia de la investigación

La seguridad estructural es una de las principales metas de la ingeniería civil y sobre todo en zonas con alta sismicidad como el Perú. Por eso, es muy importante desarrollar la aplicación del análisis estático no lineal.

El presente tema de investigación busca poder modelar las vigas, columnas y muros de albañilería en una etapa elástica e inelástica. Las columnas estructurales, muros de albañilería confinada y las vigas estructurales son los elementos estructurales que forman las tipologías constructivas más utilizadas para la construcción de viviendas y locales educativos. El modelo en la no linealidad tiene la finalidad de que dicho modelo sirva para obtener la curva de capacidad y el punto de desempeño con el método de coeficientes del ASCE 41-17 y con este punto calcular el desempeño acorde al SEAOC VI- SION 2000. Debido a que actualmente no existe una metodología ampliamente difundida para albañilería como sí existe para las columnas y vigas por flexión, se realizará una calibración en los muros de albañilería confinada con la finalidad de mostrar que el modelo numérico brinda resultados cercanos al experimental. Se busca que de acuerdo a la filosofía de la NTE.030 “Diseño Sismorresistente” el edificio quede en un desempeño de resguardo de vida, por tal razón se esperará que el edificio quede en dicho desempeño acorde al SEAOC VISION 2000.

Es por tal razón y debido a la inminente posibilidad de un sismo que ponga en evidencia las limitaciones con las cuales este edificio en específico fue diseñado y construido, no solo se busca que el edificio tenga un buen comportamiento estructural, sino también operacional. Siendo por ello que se hace de vital importancia un análisis que determine la capacidad estructural del

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

mismo. Ya que gran parte de las pérdidas se componen por el costo de reconstrucción, reposición, reparación del edificio. En consecuencia, es importante investigar, el nivel de operacionalidad después de un sismo de gran magnitud, además, se estaría beneficiando y contribuyendo a la seguridad personal de la población estudiantil universitaria actual, población de nuevo ingreso y personal que labora en el lugar. El análisis no lineal verifica el desempeño del edificio e incluso detectar las zonas que ingresan más al rango no lineal con la finalidad de que en caso de un evento sísmico estas sean reforzadas o sean materia de investigación como reforzamiento estructural y estas aulas puedan permitir la continuidad de las labores académicas, así como también ser utilizadas como zona de refugio de familias damnificadas.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

CAPÍTULO 2

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

2.1. Perspectiva metodológica y tipo de investigación

La meto a emplear en la siguiente investigación es el soporte conceptual que define la forma en que utilizamos este procedimiento de investigación, se describen, los criterios, métodos y técnicas que se utilizan en todo el mundo para evaluar el desempeño estructural de los edificios, en términos globales, de la metodología a seguir tendrá tres elementos metodológicos más relevantes para este trabajo, las cuales serán: identificación y análisis de las amenazas sísmicas para comprender y conocer el espectro de diseño y por lo tanto comprender la acción sísmica probable del emplazamiento, el análisis de la estructura seleccionada y la evaluación del desempeño. De acuerdo al procedimiento y análisis de resultados conforme al código ASCE 41-17, incluyendo en todos los casos un enfoque determinístico, abordando los criterios de aceptación previamente establecidos definiendo si las propiedades estructurales del sistema estructural son adecuadas.

Para poder desarrollar el análisis no lineal se utilizará el programa ETABS (Extended Tri-dimensional Analysis of Building Systems) de la compañía estadounidense CSI (Computers Structures) en este software se aplicará los modelos matemáticos, considerando las propiedades no lineales de los elementos mediante la asignación de mecanismos de falla estructural más allá del rango lineal.

El modelo contemplará rótulas a flexión tipo fibra para vigas y columnas, además de mecanismos de comportamiento por corte para albañilería confinada. Antes de utilizar el

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

mecanismo de comportamiento por corte de la albañilería confinada se va a calibrar con la finalidad de que pueda representar al modelo experimental.

El material que se tomará en consideración para el ladrillo es el de la norma peruana E070 de albañilería para ladrillo del tipo industrial de f'm=65kg/cm2, esta resistencia de 65kg/cm2 se describe en los planos y las especificaciones técnicas de forma similar para el Concreto figura una resistencia de f'c=210 kg/cm2.

El patrón de cargas a emplear para el análisis Pushover será el modal, acorde a los lineamientos del ASCE 41-17, en el que se considera el primer modo traslacional.

La curva de capacidad será formada a partir de un nodo y/o punto de control de desplazamiento ubicado en el último nivel de la edificación en el punto más cercano al centro de masas y la fuerza será acorde a la cortante basal conforme a los lineamientos del ASCE 41-17.

El punto de desempeño será calculado acorde al método de coeficientes del ASCE 41-17 en el que se utiliza el espectro de la norma peruana conforme a lo mencionado por la E.030.

El desempeño de la edificación se realizará sectorizando la curva de capacidad para determinar el desempeño acorde a dónde caiga el punto de desempeño, la sectorización se llevará acabo según los criterios del SEAOC VISION 2000.

El tipo de investigación es APLICADA, porque es constructiva y busca dar solución al problema de investigación, porque tiene un propósito practico claro e inmediato bien definidos; es decir, se investiga para actuar, transformar, modificar o producir un cambio en un determinado sector de la realidad y es descriptivo, ya que manifiesta la recopilación de datos tal como fueron observados durante la construcción.

2.2. Diseño de la investigación

El diseño de investigación, es un estudio del tipo transversal no experimental.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

2.3. Límites y alcances de la investigación

La presente tesis presentara cálculos y procedimientos del Análisis y Evaluación del Desempeño Estructural del edificio en estudio, usando la metodología Pushover, debido a la importancia que tiene en nuestro medio, conocer el comportamiento de los elementos estructurales bajo la acción de fuerzas sísmicas para poder determinar el estado en que puedan quedar las estructuras. Los resultados obtenidos abrirán oportunidades para nuevos temas de investigación, lo que ayudara a dar continuidad y fortalecer el trabajo realizado, más allá de que todos los temas considerados serán ampliamente estudiados.

2.4. Contexto y unidad de análisis

Dicho contexto está ubicado en el departamento de Ancash, Provincia de Huaraz, Distrito de Independencia, Sector Shancayan Ciudad Universitaria. El estudio se realizó bajo el modelo de un edificio en su condición actual de 5 niveles concreto armado conformado por pórticos y muros de corte de 5 pisos, de uso para categoría A2, Zona 3, en un suelo intermedio S2.

2.5. Población y muestra

2.5.1. Población

En la presente investigación la población de esta investigación está constituida por las estructuras y/o bloques de estudio de la Ciudad Universitaria de la UNASAM, en el distrito de Independencia, Huaraz – Ancash, por tener una tipología estructural similar.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

2.5.2. Muestra

La técnica de muestreo utilizada es del tipo no Probabilística, Intencional o Dirigida, para efectos de la presente investigación se consideró: como la muestra al Módulo "1" del proyecto "AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS DE AULAS Y DE LOS SERVICIOS DE SOPORTE ACADÉMICO DE LA OFICINA GENERAL DE ESTUDIOS DE LA UNASAM, DISTRITO DE INDEPENDENCIA, PROVINCIA DE HUARAZ, DEPARTAMENTO DE ANCASH".

2.6. Plan de recolección, procesamiento, análisis e interpretación

2.6.1. Plan de recolección

Se consultó diferentes fuentes y documentos que proporcionaron información en torno al tema de estudio. Para la recolección de información se obtuvo el expediente técnico del proyecto: "AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS DE AULAS Y DE LOS SERVICIOS DE SOPORTE ACADÉMICO DE LA OFICINA GENERAL DE ESTUDIOS DE LA UNASAM, DISTRITO DE INDEPENDENCIA, PROVINCIA DE HUARAZ, DEPARTAMENTO DE ANCASH", es de propiedad de la UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO, con Código SNIP N° 209621.

2.6.2. Revisión de planos y especificaciones técnicas de los materiales

Las propiedades mecánicas de los materiales y de los elementos estructurales se obtuvieron de los documentos técnicos - expediente técnico.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

2.6.3. Arquitectura del proyecto

El edificio en estudio cuenta con 05 niveles o pisos (aulas + áreas administrativas) de altura total de 20.80 metros, cuenta con la siguiente distribución:

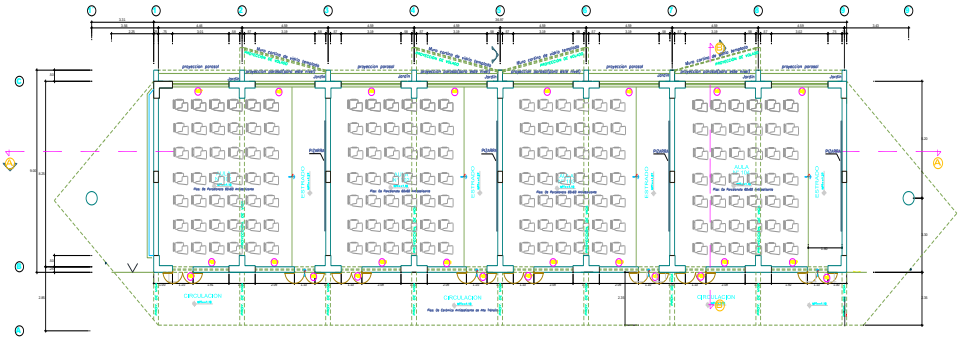


Figura 1. Arquitectura del primer nivel

Fuente: Propia

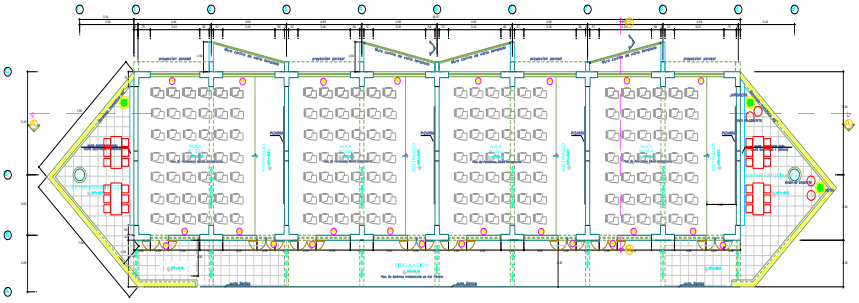


Figura 2. Arquitectura de la planta típica

Fuente: Propia

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

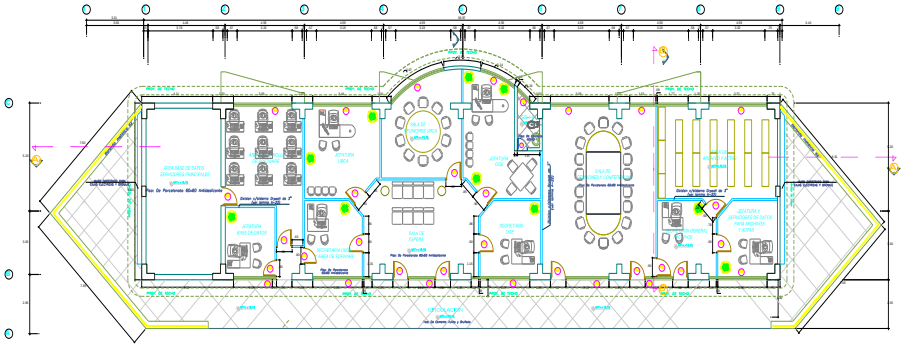


Figura 3. Arquitectura del último nivel

Fuente: Propia

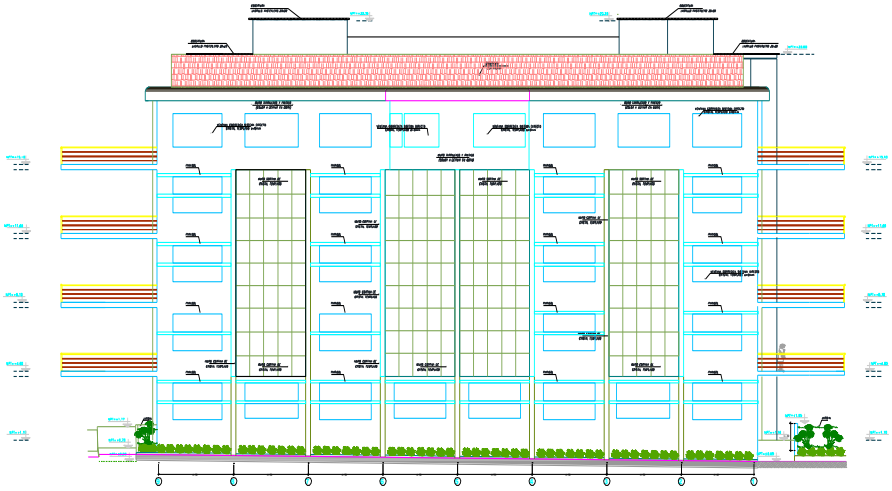


Figura 4. Arquitectura Elevación frontal

Fuente: Propia

2.6.4. Estructuración del proyecto

Se ha considerado un sistema estructural de tipología mixta de pórticos de concreto armado en la dirección longitudinal y albañilería confinada en la dirección transversal.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

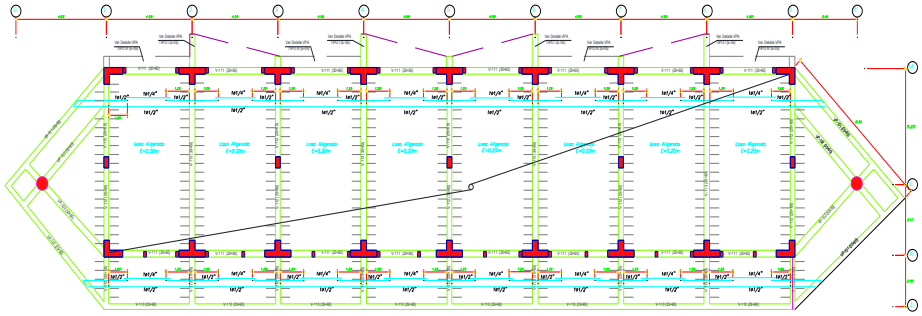


Figura 5. Estructuración de niveles típicos

Fuente: Propia

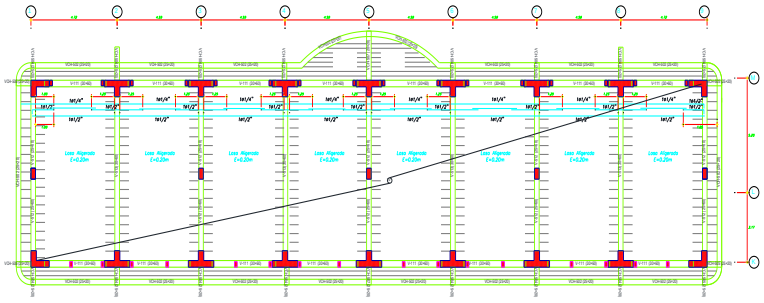


Figura 6. Estructuración del último nivel

Fuente: Propia

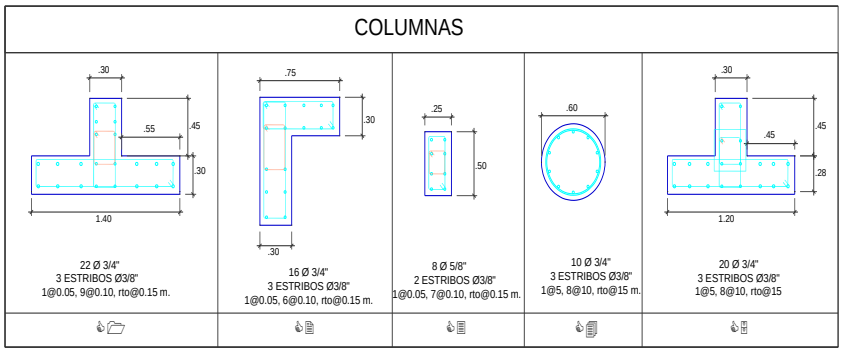


Figura 7. Detalles de columnas

Fuente: Propia

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

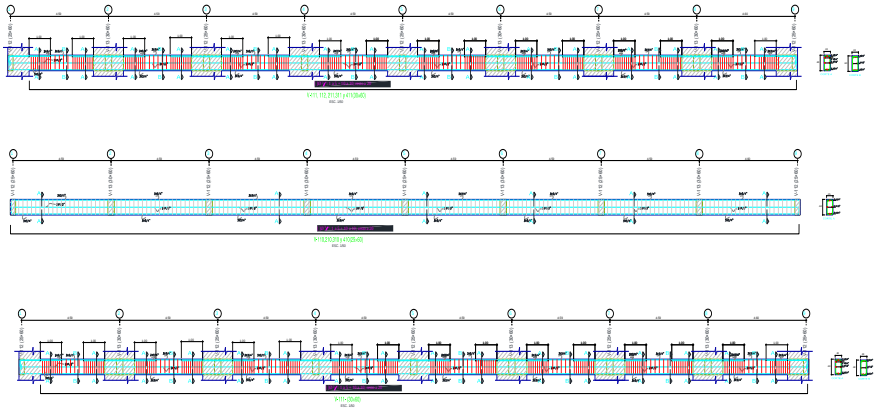


Figura 8 Detalles de vigas en sentido longitudinal.

Fuente: Propia

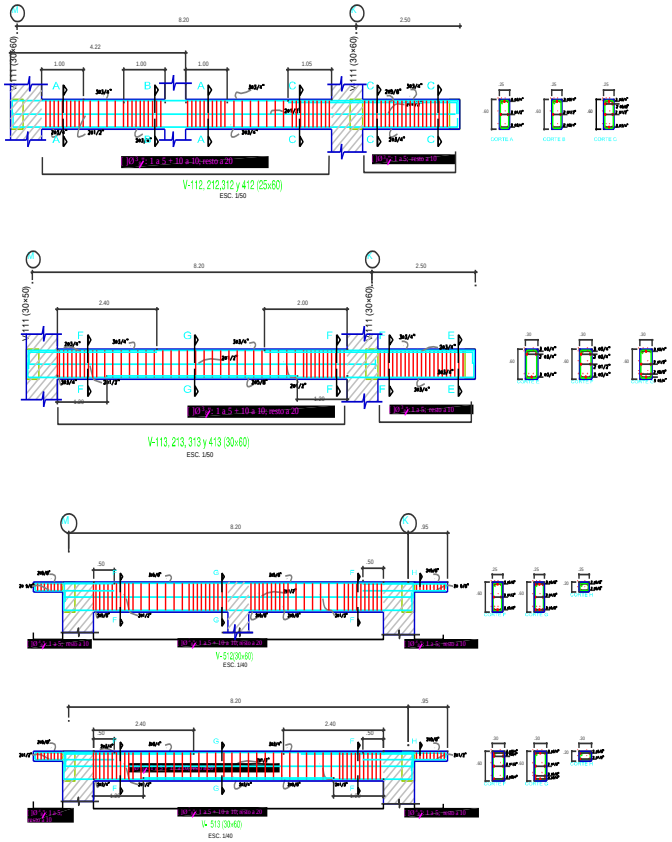


Figura 9. Detalles de vigas en sentido transversal

Fuente: Propia

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

2.6.5. Inspección visual

Una vez realizada la inspección visual de la estructura, se pudo evidenciar que la edificación no presenta daños en ninguno de los elementos estructurales.

2.6.5.1. Revisión de las condiciones existentes de la edificación

En el año 2017, participé como Practicante Preprofesional, donde evidencié las condiciones existentes y el proceso constructivo.

Figura 10. Participación como practicante preprofesional en dicho proyecto de investigación

Fuente: Propia

2.6.6. Plan de procesamiento de datos

Una vez obtenida y recopilada la información se continuo con el procesamiento, presentando de forma ordenada, lógica y comprensible los resultados obtenidos:

- Selección de los materiales y los parámetros sísmicos a tener en cuenta, el tipo de suelo, zonificación, el tipo de sistema estructural

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

- El modelado de la estructura elegida con el software de diseño estructural: ETABS 2019.
- Cálculos de derivas en ambas direcciones.
- Cálculo de los desplazamientos en entrepisos.
- Cálculo de la curva o función de capacidad y estimación de la respuesta debido a la demanda sísmica.
- Cálculo del desempeño del edificio.
- Finalmente se concluirá sobre los resultados obtenidos

2.6.7. Análisis e interpretación de la información

Se estudió diferentes fuentes bibliográficas relacionadas con el tema en estudio; los diferentes tipos de análisis y diseño sísmico, así como el análisis por desempeño, de tal forma que se pueda conocer los métodos utilizados para determinar el desempeño sísmico de una estructura.

Selección de información, la información obtenida se sistematizará adecuadamente conforme a criterios y parámetros elegidos por tipo de estudio.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

CAPÍTULO 3

MARCO TEÓRICO

3.1. Antecedentes de la investigación

En la actualidad los métodos aproximados de evaluación y diseño sísmico han adquirido una gran popularidad entre los diseñadores de la práctica en ingeniería estructural. Estos incluyen el Análisis Estático no Lineal – Pushover basado en la construcción y uso de la curva de capacidad que relacionan el cortante basal con el desplazamiento de un punto de control de la estructura en el último nivel, pues se aplica un patrón de cargas laterales incrementales de manera estática. Esta curva es necesaria para la evaluación del desempeño de la edificación conforme al punto de capacidad por demanda o punto de objetivo (ATC, 1996; Chopra y Goel, 1999), que se puede obtener mediante dos métodos: método de coeficientes y método de espectro de demanda y capacidad. En el método del espectro de demanda y capacidad se obtiene mediante la intersección del espectro de demanda (Dicho espectro lo define la norma sísmica NTE.030) y la curva de capacidad, a la cual se le aplica una modificación de variables para poderla representar en coordenadas de Pseudo-Aceleración vs Pseudo-Desplazamiento. Mediante el método de coeficientes se calcula en función de un desplazamiento objetivo obtenido acorde a las propiedades dinámicas de la estructura, tipo de suelo y características de esta.

La evaluación del desempeño estructural de edificios en su condición actual es una tarea muy difícil en relación al análisis y diseño sísmico de nuevas estructuras debido a que son necesarios las metodologías de análisis no lineales.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

3.2. Bases teóricas

3.2.1. Filosofía de la norma E030 en términos de daños esperado

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establece el NTE0.30 se tiene:

- La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- Para las edificaciones esenciales, definidas en la tabla N°05 de la norma NTE.030, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

La norma no especifica literalmente que busca el desempeño de resguardo de vida, puesto que, tendría que dar lineamientos para el análisis por desempeño y la norma actualmente no llega a ese nivel de análisis. Sin embargo, brinda estas 3 sentencias anteriormente nombradas dentro de la filosofía y principios del diseño sismorresistente donde se entiende que la estructura debe permanecer operativa posterior al sismo severo, puede experimentar daño, que debe ser factible reparar, siendo en normas internacionales correspondiente a un desempeño de resguardo de vida.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Tabla 2.

Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)

Tabla N° 5 - NTE030		
CATEGORÍA	**DESCRIPCIÓN**	**FACTOR U**
	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
A **Edificaciones Esenciales**	**A2**: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría **A1**. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5
B **Edificaciones Importantes**	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C **Edificaciones Comunes**	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D **Edificaciones Temporales**	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U es como mínimo 1,5.
Nota 2: En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Fuente: NTE.030 – Tabla N° 5

Estas aspiraciones en términos de daño, costo de reparación y funcionabilidad posterior al evento sísmico se puede plasmar en niveles de desempeño, sin embargo, nuestra norma peruana

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

E030 aún no lo plasma, sin embargo, acorde al SEAOC VISION 2000 se pueden plasmar 4 niveles de desempeño: Operacional (O), Ocupación Inmediata (IO), Protección de Vidas (LS), Cercado al Colapso (PC) y Colapso (C).

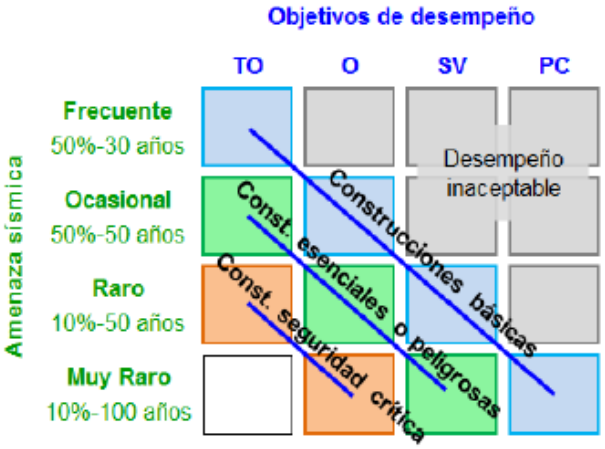


Figura 11. Relación entre Amenaza Sísmica y Niveles de Desempeño

Fuente: Diseño Sismorresistente – Francisco Javier Crisafulli

3.2.2. Normativas internacionales principales

Existen muchas metodologías respecto a evaluación sísmica para poder determinar el comportamiento sísmico adecuado de las estructuras, así como los daños y posibles mecanismos de falla a los que se ven sometidas hasta el nivel de colapso. Dichas metodologías se dividen en métodos estáticos y dinámicos avanzados de análisis no lineal, dentro de la evolución de las principales normas enfocadas al análisis por desempeño sísmico de edificaciones se tienen:

- SEAOC (ASOCIACION DE INGENIEROS ESTRUCTURALES DE CALIFORNIA): COMITÉ VISIÓN 2000 (1992) “Ingeniería sísmica basada en el desempeño de Edificaciones” (SEAOC, 1995).
- ATC (CONSEJO DE TECNOLOGIA APLICADA): ATC – 40 “Evaluación y reforzamiento sísmico de edificios de concreto” (ATC, 1996).

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

- FEMA (AGENCIA FEDERAL PARA EL MANEJO DE EMERGENCIA): FEMA – 273 “Directrices para la rehabilitación sísmica de edificaciones” (FEMA, 1997).
- FEMA – 356 “Pautas y comentarios para la rehabilitación sísmica de edificaciones” (FEMA356, 2000).
- FEMA – 440 “Mejora de los Procedimientos de Análisis Sísmico Estático no Lineal” (A. FEMA, 2005).
- ASCE (SOCIEDAD AMERICANA DE INGENIEROS CIVILES): ASCE 41 – 13 “Evaluación y reforzamiento sísmico de edificaciones existentes” (Pekelnicky, Engineers, Chris Po- land, y Engineers, 2012).
- ASCE 41 -17 “Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Edificios Existentes” (ASCE-41- 17, 2017).
- MINISTERIO DE CONSTRUCCION DEL JAPON Y OTROS: “Nuevo Marco de la In- geniería Para Edificaciones” (JAPON, 1998).

Con respecto a los métodos para la evaluación sísmica y mejora de edificios existentes, a través de los años, las entidades estatales en coordinación con los comités técnicos FEMA 356 y ATC 40 se enfocan en la aplicación del diseño por desempeño sísmico de edificaciones, basado en un análisis no lineal, pero con procedimientos diferentes FEMA 356 aplica el Método de los Coeficientes, mientras que el ATC 40 el Método del Espectro de Capacidad; ambos métodos apuntan en obtener el punto de desempeño de una estructura para una determinada acción sísmica, luego de muchos años de su aplicación y utilidad de las mismas ATC propone a FEMA la realización de un documento con las mejoras de la aplicación de ambos métodos desarrollando FEMA 440.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

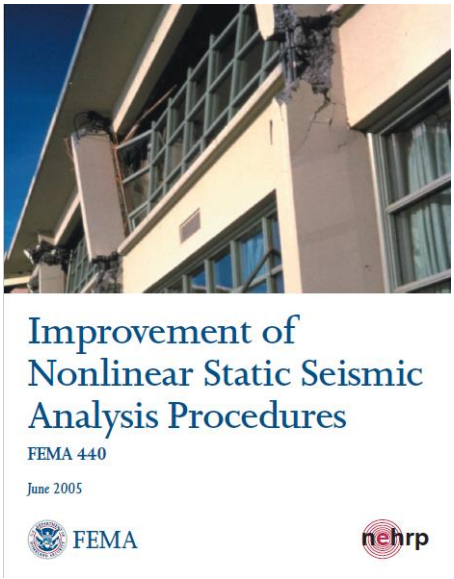


Figura 12. Documento FEMA – 440

Fuente: (A. FEMA, 2005)

La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) genera un documento completo para la evaluación sísmica y adecuación de edificaciones existentes, aplicando el Método de los Coeficientes denominada el ASCE/SEI 41 – 13, el cual plantea un proceso de tres pasos para la evaluación estructural de acuerdo a una sectorización de niveles de desempeño (desde operacional hasta prevención del colapso).

Posteriormente actualiza y reemplaza al ASCE 41 – 13 por la ASCE 41 – 17 manteniendo un enfoque similar.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

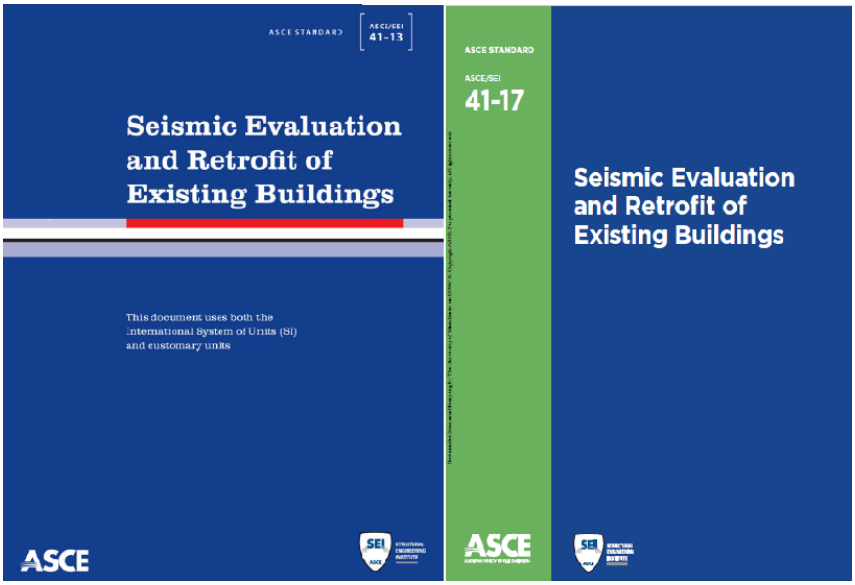


Figura 13. ASCE41-13 & ASCE41-17

Cabe resaltar que el ASCE 41-17 es la norma más actual para la evaluación de edificaciones existentes mediante un análisis no lineal, además de ser la recomendada por la norma peruana E030.

3.3. Sismo ocurrido en el Perú

Para obtener los registros sísmicos ocurridos en el Perú; es necesario tener redes Acelerográficas.

El Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) que se encuentra ubicado en la Universidad Nacional de Ingeniería cuenta con ello; es una herramienta principal para las investigaciones, proporciona a nivel nacional registros sísmicos presentados en sus diferentes Estaciones Acelerográficas ordenadas por las principales ciudades y con mayor actividad sísmica.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

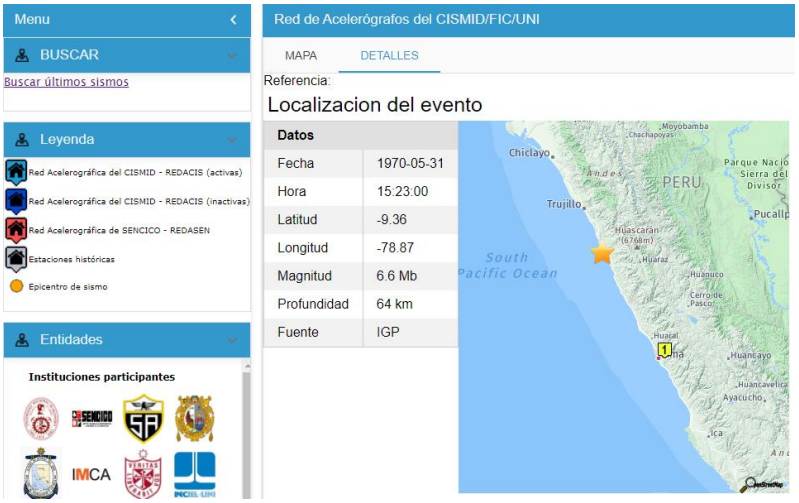


Figura 14. Registro sísmico

Fuente: (CISMID, 2022)

Dichos sismos ocurridos en el Perú tienen su origen en roturas bruscas de la corteza terrestre seguidas de la liberación de la energía acumulada. Los principales fenómenos que se producen a lo largo de un evento sísmico consisten en deformaciones tectónicas y en la emisión y transmisión de ondas a través de la tierra.

- **Propagación de Ondas Sísmicas:** Las ondas sísmicas se reflejan, se refractan, se atenúan o se amplifican, desde el epicentro hasta llegar al basamento rocoso que se encuentra debajo del emplazamiento de una estructura dada, en forma de una excitación X1. Las ondas sufren un nuevo filtrado a través de los estratos del suelo por la función de transferencia A, obteniéndose la señal X2. Debido al fenómeno de inter- acción suelo-estructura descrito por una función de transferencia I, la señal sufrirá nuevos cambios hasta obtenerse la señal X3, que será la excitación en la base de la estructura. Finalmente, la respuesta de la estructura X4 es el resultado de la convolución de la señal X3 a través de la función de transferencia D de la estructura. La evaluación de las funciones de transferencia I y D es un problema de ingeniería estructural, mientras que

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

el cálculo de la función de transferencia A y la evaluación de la excitación X1 deben solucionarse mediante estudios de peligrosidad sísmica.

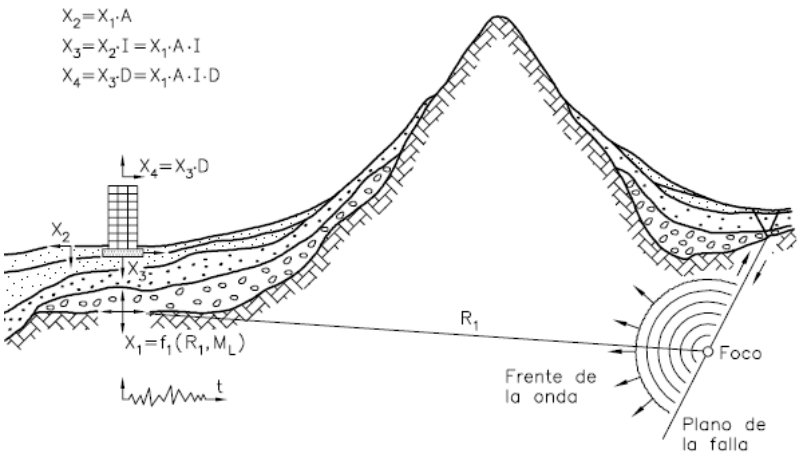


Figura 15. Propagación de energía sísmica desde el epicentro hasta la estructura

Fuente: (V. V. Bertero y Uang, 1992)

- **Intensidad y magnitud:** Con el objetivo de conocer la severidad de los sismos, surgen los conceptos de intensidad y magnitud. Por un lado, la magnitud fue introducida por Richter en 1935 y caracteriza la energía total de los terremotos. Por otro lado, la intensidad es un parámetro que describe los daños producidos en el terreno, edificios, estructuras, entre otros. Aunque exista un método analítico para calcularla, el más extendido es un procedimiento subjetivo. Por lo tanto, podemos observar que el primer parámetro es una característica propia del terremoto, mientras que el segundo depende del lugar y la forma en que se evalúe.
- **Espectro de un sismo:** Un espectro mide la respuesta de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta. Hay diferentes tipos de espectros según la reacción que se quiere comparar, ya sea espectro de respuesta de velocidad, deformación, aceleración, entre otros. Este último es el más habitual ya que se asocia al cortante en la base de la estructura originado por el terremoto.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Las estructuras reciben la vibración del terremoto en la base y, tal y como se ha explicado anteriormente, esta se transmite al edificio. Si este fuese de rigidez infinita la vibración en la base y en la estructura serían exactamente iguales pero dada la flexibilidad del edificio estas son diferentes. Normalmente los espectros se generan para estructuras con un grado de libertad pudiendo ser lineales elásticos o no lineales.

3.3.1. Sismo del 15 de Agosto del 2007

El miércoles 15 de agosto, un sismo de magnitud Mw 8.0 ocurrió en el mar, frente a la Región Ica, con epicentro en las coordenadas 13.39° S y 76.57° W y con una profundidad focal de 39 km, según el Servicio de Geología de los Estados Unidos (USGS). El instituto Geofísico del Perú reporto Mw 7.9.

La cuidad afectada más cercana fue Chincha Alta, pues el epicentro se ubicó a 50 km al este de dicha localidad. La intensidad máxima se produjo en la parte central de Pisco y en Pisco Playa, donde se registró grado VIII en la escala de Mercalli Modificada, al igual que en las zonas rurales de las provincias de Chincha y Pisco, en particular en el sector comprendido entre la carretera Panamericana y el mar. (Kuroiwa Horiuchi Salas Peña, Manual para la Reparación y Reforzamiento de Viviendas de Albañilería Confinada Dañadas por Sismos, 2009).

Adicionalmente, el terremoto de Pisco – Perú de 2007 (Magnitud de 7.0 en la escala de Richter, 7.9 momento y VIII de escala Mercalli Modificada) se estimaron 461 millones de dólares para la rehabilitación y deben de invertirse en un plazo de 3 años. 178 millones para viviendas, 53 millones para proyectos de agua y saneamiento y 230 millones para los sectores de educación, salud, urbanismo y producción. (terremoto de Pisco – Perú, organización panamericana de la salud). Así mismo, según el instituto nacional de defensa civil hubo 53 397 familias resultaron afectados (30.9 % de la población de las provincias de Cañete, Chincha, Ica, Pisco y Yauyos).

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

3.3.1.1. Daños en los centros educativos

Se reportaron numerosos centros educativos con daños, sobre todo de aquellos construidos antes de 1998, fecha en que se inició la aplicación de normas sismo resistentes. En este sector, se reportaron 1 328 aulas con daño estructural, de las cuales el 50 % presentaban daño severo.

- En Chincha se desplomaron 300 aulas de un total de 1 201.
- En Pisco, en más de la mitad se presentaron graves daños, 316 de un total de 622 aulas.
- En Ica, se destruyeron 204 aulas de 1 284
- En Palpa, 86 aulas con daños
- En Nazca, 82 aulas dañadas
- En la municipalidad de Yauyos, 28 aulas destruidas, 173 aulas inhabitables y 139 afectadas

Figura 16. Colegio Santa Ana, ubicada en Chincha

Fuente: Nota de interés publicada 15/08/2007

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

3.3.2. Sismo del 31 de Mayo de 1970

El 31 de mayo de 1970 se produjo un terremoto de Ancash, de magnitud Richter 7.8, con epicentro en el mar, frente a Casma. El área macro sísmica abarcó más de 50 000 km2, afectando, principalmente, el departamento de Ancash, el sur del departamento de La Libertad y el norte del departamento de Lima. La intensidad máxima, en general, fue de VIII MMI, sobre una superficie que se extendió entre Virú, en La Libertad, y el sur de Huarmey, en Ancash, con un ancho de oeste a este desde la costa, de unos 60 km; y, al otro lado de la Cordillera Negra, una angosta franja localizada en el fondo del Callejón de Huaylas.

Según el reporte del CATDAT Damaging Earthquakes Database, el Sismo de Ancash – Perú 1970 está considerado entre los 10 terremotos más mortíferos del mundo (66 794 muertes).

Zona neta destrucción: 40,000 km2 (Trujillo – Cordillera Blanca – Huacho), 60,000 viviendas destruidas 6,730 aulas destruidas 77 % de los caminos de la Libertad a Ancash interrumpidas 110,000 hectáreas de terrenos sin irrigar.

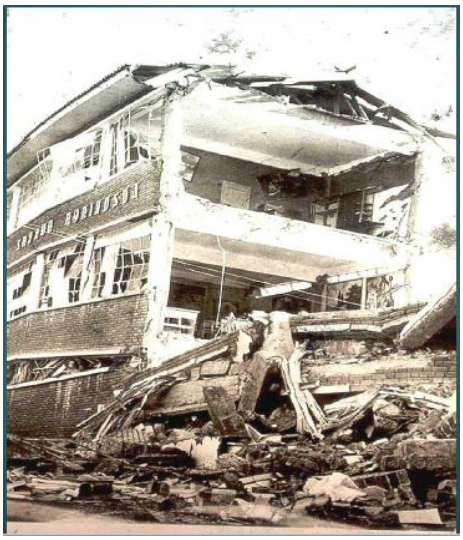


Figura 17. Daños en colegio de Huaraz Mariscal Luzurriaga

Fuente: Doc-Ing.M. HERMOZA CONDE, 2017

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

3.4. Configuración estructural de edificaciones

Existen varios sistemas estructurales para las edificaciones de concreto armado, pero cuando se trata de edificaciones en zonas de alta peligrosidad sísmicas, los sistemas estructurales más recomendados son: Pórticos, Muros Estructurales, Dual y Muros de Ductilidad Limitada. También se tienen sistemas estructurales de albañilería.

El sistema estructural de una edificación está relacionada a la zonificación y categoría como se muestra en la siguiente tabla 3.

Tabla 3.

Categoría y Sistema Estructural de las Edificaciones

Tabla N° 6 (*) - NTE 030		
CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (**)	4,3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF Y EBF. **Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado.** **Albañilería Armada o Confinada.**
	1	Cualquier Sistema.
B	4,3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF Y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de Madera.
	1	Cualquier Sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier Sistema.

(*) Para edificaciones con cobertura liviana se podrá usar cualquier sistema estructural
(**) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas medicas, se puede usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

Fuente: NTE.030 – Tabla N° 6

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Está presente investigación evaluará el desempeño estructural de una edificación de tipología estructural, pórticos de concreto armado en la dirección longitudinal y muros de albañilería confinada en la dirección transversal.

3.4.1. Pórticos resistentes a momentos

Está conformado por vigas y columnas, conectados entre sí, por medio de nodos rígidos, lo cual permite la trasferencia de momentos flectores y las cargas axiales hacia las columnas.

Los pórticos resistentes a momentos son lo que presentan mayor capacidad de disipación de energía por lo que se diseñan con un factor de respuesta elevado, se espera que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente en las vigas y en menor medida en los paneles nodales de las columnas.

La estructura debe diseñarse para limitar la distorsión del panel nodal, evitar la rotulación en columnas y controlar los efectos de pandeo local, los extremos de las vigas se consideran como zonas protegidas. logrando una respuesta dúctil y estable.

3.4.2. Albañilería confinada

La albañilería es un material no homogéneo que posee un comportamiento no lineal para niveles pequeños de carga y deformación. En la práctica, para simplificar su análisis, se considera como un material isótropo que cumple con un comportamiento y con las leyes de elasticidad hasta que alcanza su resistencia de diseño.

El análisis de los muros de albañilería se ha convertido en un problema complejo a lo largo del tiempo, ya que el comportamiento de este material no es tan conocido como materiales como el acero y el concreto, a pesar de que la albañilería tiene una antigüedad de más de diez mil años y cuenta con más de cuarenta años de estudio. Una de las razones principales para que aún no esté

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

claro su comportamiento es su complejidad y las diferentes variables que se deben tomar en cuenta para su estudio.

La norma E070 presenta diversos requisitos para el diseño de los muros de albañilería confinada, los cuales se presentan a continuación:

3.4.2.1. Requisitos estructurales mínimos

- **Esfuerzo axial máximo. -** El esfuerzo axial máximo (σm), generado por carga de gravedad máximo de servicio (Pm), incluyendo el 100 % de sobrecarga, será inferior a:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L * t}$$

$$\sigma_m \leq 0.20 * f'm \left[1 - \left(\frac{h}{35 * t}\right)^2\right]$$

$$\sigma_m \leq 0.15 * f'm$$

Donde "L" es la longitud total del muro (incluyendo el peralte de las columnas y según la NTP E.070 para muros estructurales Lmin = 1.2 m. De no cumplirse lo mencionado habrá que mejorar la calidad de albañilería (f´m), aumentar la sección del muro, transformarlo en concreto armado, o ver la manera de reducir la magnitud de la carga axial "Pm".

- **Densidad mínima del muro. -** La densidad mínima de muros portantes en cada dirección del edificio se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Área de Corte de los Muros Reforzados}}{\text{Área de la Planta Típica}} = \frac{\Sigma\, L.t}{Ap} \geq \frac{Z.U.S.N}{56}$$

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Donde:

"Z", "U" y "S" corresponden a los factores de zona sísmica, importancia y de suelo, respectivamente, especificados en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

"N" es el número de pisos del edificio.

"L" es la longitud total del muro (incluyendo columnas, si existiesen).

"t" es el espesor efectivo del muro.

Cuando no se cumpla la expresión mencionada, podrá cambiarse la calidad de ladrillo o el espesor de algunos de los muros, o agregarse placas de concreto armado, en cuyo caso, para hacer uso de la fórmula deberá amplificarse el espesor real de la placa por la relación Ec/Em, donde Ec y Em son los módulos de elasticidad del concreto y de la albañilería, respectivamente.

3.4.2.2. Tipos de sismos según la norma E070 para consideraciones en diseño

Para el caso de esta investigación se dará uso las siguientes definiciones:

- **Sismo severo. -** Tipo de sismo establecido por la NTP E.030 empleando un coeficiente de reducción sísmica R = 3 Sistema estructural de albañilería confinada".
- **Sismo moderado. -** Tipo de sismo que establece las fuerzas de inercia igual a la mitad de los valores obtenidos por el sismo severo. También conocido como sismo de servicio, es aquél que no origina el agrietamiento de los muros de albañilería confinada. El hecho de suponer que este sismo origina fuerzas de inercia iguales a la mitad del "sismo severo" ("V" en la Norma E.030), equivale a emplear R = 6 en un análisis elástico cuando la estructura está sometida al "sismo moderado".

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

En edificaciones ubicadas suelo firme en la zona sísmica 3, se considera que el límite entre el sismo moderado y el severo corresponde a un sismo con aceleración máxima correspondiente a 0.2g, luego la severidad de este u otro sismo puede incrementarse hasta alcanzar una aceleración máxima de hasta 0.4g (Norma E.030), en esta etapa (Figura 18) la estructura incurre en el rango inelástico hasta alcanzar distorsiones de 0.005 en los entrepisos, que corresponde al límite de reparación de la albañilería (SENCICO – San Bartolomé).

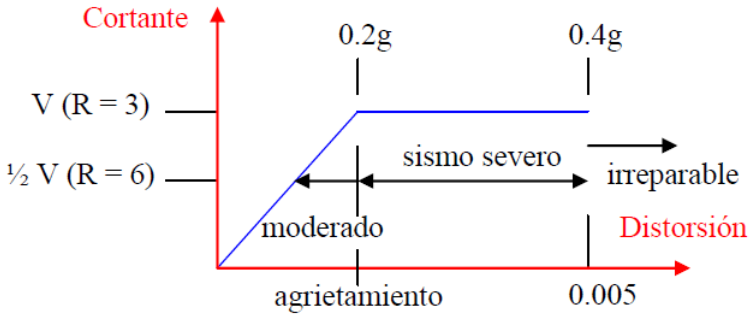


Figura 18. Cortante Vs. Distorsión

Fuente: Comentarios a la norma técnica de edificación E.070 albañilería

La Norma especifica que el diseño de los muros de albañilería cubra todo su rango de comportamiento, desde la etapa elástica hasta su probable incursión en el rango inelástico, proveyendo suficiente ductilidad y control de la degradación de resistencia y rigidez. El diseño es por el método de resistencia, con criterios de desempeño. Por lo tanto el diseño está orientado, en consecuencia, a proteger a la estructura contra daños ante eventos sísmicos frecuentes (sismo moderado) y a proporcionar la resistencia necesaria para soportar el sismo severo, conduciendo el tipo de falla y limitando la degradación de resistencia y rigidez con el propósito de limitar el nivel de daños en los muros, de manera que éstos sean económicamente reparables mediante procedimientos sencillos (SENCICO – San Bartolomé).

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

3.4.2.3. Resistencia por corte en muros de albañilería confinada

Frente a solicitaciones por corte, la norma E070 presenta evaluar el muro de albañilería confinada por control de fisuración para sismo frecuente y por agrietamiento diagonal para sismo severo. La resistencia por corte se calcula para unidades de arcilla y concreto mediante la siguiente expresión:

$$V_m = 0.5 * v'_m * \alpha * t * L + 0.23Pg$$

Donde:

V'm: Resistencia caracterísitca a corte de albañilería.

Pg: Carga gravitacional de servicio.

t: espesor efectivo del muro

L: Longitud total del muro (incluyendo las columnas de confinamiento).

α: Factor de reducción a la resistencia al corte por efectos de esbeltez.

Por agrietamiento diagonal hay que verificar que Vm sea mayor a la demanda Vu debido a un sismo raro y que por control de fisuración la demanda debido a un sismo frecuento Ve sea menor a 0.55Vm.

3.5. Metodologías y criterios Sismorresistentes.

A continuación, se detallan diferentes tipos de metodología de diseño sismorresistente:

3.5.1. Diseño basado en fuerzas

La filosofía del diseño sísmico basado en fuerzas, consiste en diseñar los elementos estructurales en base a los resultados obtenidos de un análisis lineal, utilizando fuerzas derivadas

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

de espectros de diseño elásticos, afectados por factores de reducción, los cuales consideran el comportamiento inelástico de las estructuras, es decir, que consideran intrínsecamente la aceptación de daño en ciertos elementos estructurales durante sismos intensos (López y Gustavo Ayala, 2013).

Este método consiste en garantizar que la capacidad de los elementos estructurales sea mayor a la demanda a la que se verá sometida la estructura.

En resumen, el diseño basado en fuerzas considera que la capacidad de desplazamiento elástico es proporcional a la resistencia, generaliza la capacidad de ductilidad de las estructuras, es decir se utilizan factores de reducción para reducir la demanda elástica de resistencia, induciendo así demanda de ductilidad en la estructura, y éstos factores están relacionados con la capacidad de ductilidad atribuida a la estructura o a un sistema estructural, es decir, asumen que todas las estructuras dentro de un sistema estructural alcanzan la misma demanda de ductilidad durante el sismo de diseño y utiliza el análisis elástico como herramienta de diseño Si bien este método incluye al final del procedimiento una revisión indirecta de desplazamientos o distorsiones de entrepiso e índices de desempeño, éstos no son capaces de garantizar el desempeño estructural de manera eficiente (López y Gustavo Ayala, 2013), es por tal sentido que el diseño basado en desplazamientos ha sido desarrollado como una herramienta para el diseño sísmico de estructuras.

3.5.2. Diseño por capacidad

La filosofía del diseño por capacidad se desarrolló para asegurar que la cedencia ocurra sólo en zonas dúctiles escogidas, como una estrategia de diseño para evitar el colapso ante sismos severos (Piqué del Pozo, 2004).

Algunos de los principios en los que se basa este procedimiento son (Burgos y Pique del Pozo, 2007):

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

- Las zonas de comportamiento inelástico son clara y previamente definidas y diseñadas para alcanzar la resistencia necesaria.
- Las formas indeseables de deformación inelástica (fallas por corte o anclaje) deben evitarse, asegurándose que su resistencia sea mayor a la capacidad incluyendo la sobrerresistencia de las rótulas plásticas.
- Las zonas potencialmente frágiles, o elementos que no puedan estar aptos para disipar energía, se protegen asegurando que su resistencia sea mayor que las demandas que se originan por la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas.

El objetivo del diseño por capacidad es lograr una estructura que pueda resistir a los desplazamientos inducidos por el sismo y que en caso de fluir sea con un comportamiento deseado y conocido. Si el comportamiento de un sistema estructural puede representarse mediante una cadena (Ver Figura 19.), toda cadena se rompe por el eslabón más débil, pero si ese eslabón más débil es diseñado expresamente para que antes de romperse se comporte como si fuera dúctil, entonces toda la cadena se comportará como dúctil (Burgos y Pique del Pozo, 2007).

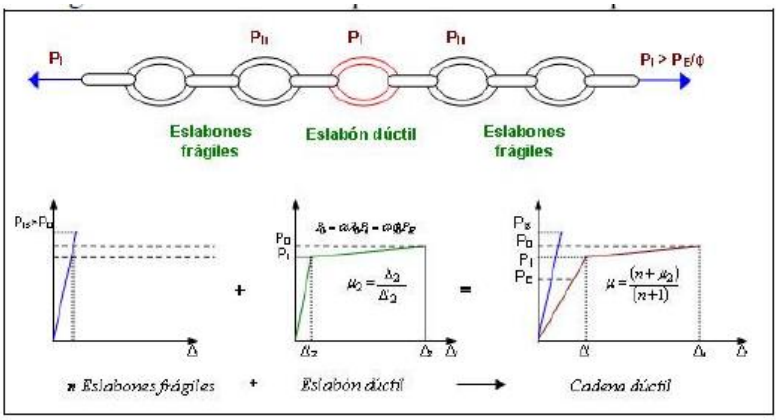


Figura 19. Analogia de la cadena ductil – Diseño por capacidad de edificaciones.

Fuente: (Burgos y Pique del Pozo, 2007)

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

La fuerza aplicada a todos los eslabones de la cadena es la misma, por consiguiente, si se provee a los eslabones frágiles con una resistencia mayor que la máxima o resistencia real, se habrá conseguido una cadena dúctil que resiste la fuerza aplicada (Paulay y Priestley, 1992).

3.5.3. Diseño basado en desplazamientos

El método de diseño basado en desplazamientos puede definirse como un procedimiento en el cual los desplazamientos de la estructura, asociados a las deformaciones de acuerdo a las leyes constitutivas de los materiales, son empleados como criterio básico de diseño, por lo que los desplazamientos se utilizan directamente como criterios de aceptación del desempeño, lo cual contrasta con el diseño basado en fuerzas, donde el criterio de aceptación de una edificación frente a un sismo se basa en la comparación de la fuerza actuante y la fuerza resistente (Ospina Trujillo et al., 2012).

Este diseño se desarrolla estableciendo un desplazamiento objetivo, la resistencia y rigidez no se consideran como variables de diseño sino como resultados finales del diseño, es decir, éste método verifica el equilibrio de la sección de cada elemento estructural, basado en la compatibilidad de deformaciones y luego éstas se utilizan para calcular los desplazamientos de la estructura y las características mecánicas finales de los componentes estructurales con el fin de comprobar el periodo de vibración de la estructura.

El procedimiento de diseño basado en desplazamientos se resume a los siguientes pasos (Suárez, 2009):

- Dimensionamiento inicial de los elementos estructurales.
- Determinación del desplazamiento de diseño, basándose en los estados límites de deformación u otros aplicables.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

- Determinación del amortiguamiento viscos efectivo, basándose en las demandas de ductilidad para el desplazamiento de diseño.
- Determinación de la rigidez requerida y resistencia, usando un espectro de desplazamiento.

3.5.4. Diseño basado en desempeño

La experiencia de sismos recientes ha revelado una limitación significativa del enfoque implícito en los códigos de diseño sísmico, ya que el desempeño de una edificación durante un sismo no está claramente especificado en los códigos y los métodos utilizados no conducen a un eficiente control de daños ni a una plena satisfacción de la filosofía de diseño sismorresistente (V. Bertero, 1992).

Por lo tanto se han impulsado una serie de propuestas para la evaluación y diseño de edificaciones basadas en los conceptos de desempeño sísmico, donde la aceptación de los diferentes niveles de daños se determina en función de las frecuencia con los cuales estos daños ocurren reduciendo el costo total esperado.

El concepto de desempeño pretende designar el comportamiento global de la construcción, en relación con los principales aspectos envueltos: protección de la vida de sus ocupantes, posibles daños estructurales y grado de reparabilidad, daños no estructurales (incluyendo equipos e instalaciones) y efectos en la ocupación o el funcionamiento. Dentro del diseño basado en el desempeño estructural, se engloban aquellas metodologías según las cuales los criterios estructurales se expresan en términos de determinados niveles de desempeño. La valoración del desempeño estructural debe atender a la suma de eventos sísmicos sin limitarse a los sismos severos, distinguiendo entre sismos frecuentes, sismos ocasionales, sismos excepcionales y sismos extremos.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

En razón de los diversos grados de amenaza sísmica, del uso de las construcciones y de la clase de comportamiento estructural se conciben diferentes Estados Límites de Desempeño (SEAOC, 1995):

- **Estado límite de Operación:** Daños no estructurales poco importantes, respuesta estructural elástica.
- **Estado límite de Servicio:** Daños estructurales menores, operatividad mantenida.
- **Estado límite de Seguridad:** Daños estructurales reparables, evacuación posible, operatividad restringida.
- **Estado límite de Capacidad:** Daños prácticamente irreparables, aunque estable verticalmente, evacuación posiblemente obstruida pero la población substancialmente amparada.
- **Estado límite de Colapso:** Desplome parcial o total.

Entre las principales propuestas que impulsaron el desarrollo de estos conceptos destacan las recomendaciones del SEAOC – Visión 2000 (1995) y las propuestas del ATC – 40 (1996) y con el paso de los años se tiene más propuestas entre ellas FEMA 440 (2005) y ASCE/SEI 41 – 13 (2013) ASCE/SEI 41 – 17 (2017).

La Agencia Federal de Administración de Emergencias - FEMA establece algunos procedimientos de análisis con diferentes niveles de jerarquía, donde la determinación del desempeño de la edificación será más precisa a mayor jerarquía, pero asimismo los recursos numéricos e informáticos y datos de entrada requeridos serán mayores. A continuación, se van a mostrar los diferentes procedimientos de menor a mayor jerarquización:

- Análisis Estático No Lineal
- Análisis Dinámico No Lineal

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

- Análisis estático no lineal también llamado “Análisis Pushover”, el cual usa técnicas no lineales simplificadas para estimar las deformaciones sísmicas estructurales.
- Análisis dinámico no lineal También conocido como “Análisis Tiempo-Historia No Lineal”, modela tanto los efectos dinámicos como la respuesta inelástica.

3.6. Análisis no lineal estático “PUSHOVER” según ASCE 41-17

Es una técnica para determinar la capacidad total de la estructura, dependiendo de la resistencia y deformación de los componentes estructurales, bajo la acción de un vector de fuerzas o desplazamientos que se incrementan gradualmente y que representan el patrón esperado de las fuerzas de inercia o de los desplazamientos de respuesta de la estructura, estos vectores son aplicados monotónicamente y ante carga gravitacional constante hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. La estructura es modificada para tener en cuenta la resistencia reducida de los elementos donde su capacidad ha sido evaluada y se han producido rótulas plásticas. Una distribución de fuerzas laterales es otra vez aplicada hasta que en elementos adicionales se produzcan rótulas.

Este proceso es secuencial hasta que la estructura se vuelva inestable o hasta que un predeterminado límite sea alcanzado. Debido a la constante aplicación de las cargas laterales (Pushover), la estructura se ira dañando, de manera que existirá un cambio en la rigidez del componente dañado. Al principio la estructura inicia con una respuesta elástica asociada a la rigidez inicial, con el incremento de las fuerzas los componentes superan su resistencia, se produce una reducción de rigidez y con ello, dicha estructura consigue incursionar en el rango inelástico. El cambio de rigidez de la estructura se realiza en función del diagrama momento curvatura de los

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

elementos que componen, el cual se calcula para cada incremento de carga, y la rigidez se evalúa de acuerdo con el modelo de plasticidad adoptado.

Este tipo de análisis se utiliza para la aplicación del diseño basado en desempeño, donde los dos elementos fundamentales de un procedimiento de diseño basado en desempeño son la demanda y la capacidad, la demanda como una representación del movimiento sísmico y la capacidad que tiene la estructura para resistir la demanda sísmica, para lo que se utiliza este tipo de análisis.

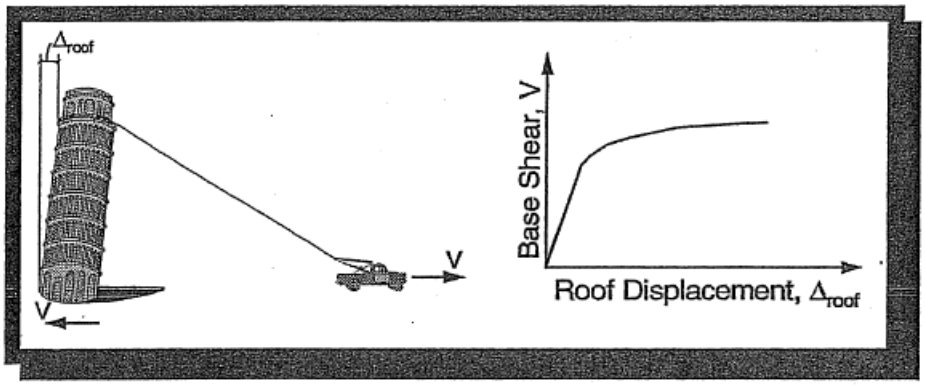


Figura 20. Procedimiento Pushover.

Fuente: (ATC-40, 1996)

Este procedimiento utiliza una serie de análisis secuenciales elásticos, superpuestos para aproximar una función de capacidad (fuerza-desplazamiento). El modelo analítico de la estructura es modificado para tomar en cuenta la resistencia reducida producto de la cedencia de los componentes, proceso que se repite hasta que la estructura llegue a ser inestable o hasta que un predeterminado límite o punto objetivo sea alcanzado. La función de capacidad es generalmente construida para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura basado en la suposición que el modo fundamental de la vibración es la respuesta predominante de la estructura, lo que le hace válido para estructuras con periodos fundamentales de vibración no

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

mayor a un segundo, por lo que para estructuras más flexibles el análisis debería considerar el efecto de los modos más altos (Montoya-Coronado, Biondini, Titi, & Bairán, 2017).

3.6.1. Curva de capacidad

En la evaluación mediante el Análisis Estático no Lineal (AENL), se obtendrán las curvas de capacidad resistente de la estructura. Esta curva será convertida, en un "espectro de capacidad" (Capacity Spectrum, CS) (ATC, 1996), en formato "Sa-Sd" es decir, en formato aceleración espectral (Spectral acceleration Sa), en ordenadas, y desplazamiento espectral (Spectral displacement Sd) en abscisas.

Relacionar la cortante en la base con el desplazamiento lateral en el último nivel de la estructura; así como su punto de desempeño y su correspondiente nivel de desempeño esperado para esta estructura. Ya que para la aplicación del método es necesario conocer la disposición de acero de refuerzo y las propiedades mecánicas de los materiales con los que está construido la edificación en su estado actual.

La curva de capacidad se desarrolla para proporcionar la respuesta del modo fundamental de vibración corresponde a la respuesta predominante. La curva de capacidad nos indica cómo la estructura se comporta después de exceder su límite elástico.

3.6.1.1. Sobrerresistencia y ductilidad

La curva de capacidad generada por este análisis o acción de carga sísmica sobre la edificación permitirá conocer los indicadores y/o factores de comportamiento sísmico: la ductilidad (μ) y la sobre resistencia (Ω).

- La sobre resistencia es identificado como (Ω), al usar el método estático no lineal se conocerá la capacidad global de la estructura, así mismo podremos determinar la

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

resistencia última y al dividirla entre la resistencia de diseño podremos obtener la sobre resistencia.

- Algo parecido sucede con la ductilidad, otro indicador de la respuesta sísmica, es la capacidad que permite que la estructura se deforme más allá del rango lineal generalmente está representado por (μ). Nuestra norma no considera alguna relación de la ductilidad con el periodo de la estructura o si esta varia para edificios altos o pequeños, al evaluar dicho edificio en el rango no lineal y ver su comportamiento podremos determinar el valor de ductilidad dividiendo el desplazamiento máximo entre el desplazamiento de fluencia.

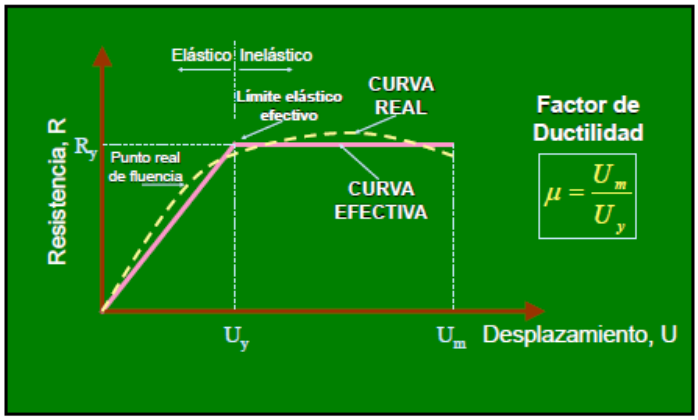


Figura 21. Factor de Ductilidad.

Fuente: (Rafael Salinas Basualdo, 2001)

3.6.2. Modelo de comportamiento de los materiales

3.6.2.1. Modelo de esfuerzo deformación del concreto

3.6.2.1.1. Modelo de Mander

El modelo de (Mander et al., 1988), es aplicable a concreto no confinado y confinado, es definido por una curva continua que considera que el efecto del confinamiento no solo aumenta la

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

capacidad de deformación del concreto Ec, sino también su resistencia a compresión. Siendo aplicable para secciones circulares y rectangulares o cuadradas, (Popovics, 1973).

En este modelo la deformación unitaria última o de falla Ecu del concreto se presenta cuando falla el refuerzo transversal y por lo tanto ya no es capaz de confinar al núcleo de concreto, por lo que las deformaciones transversales del núcleo de concreto tenderán a ser muy grandes. En la Figura 22 se comparan las curvas esfuerzo-deformación para un concreto no confinado y uno confinado, según el modelo propuesto por (Mander et al., 1988). La curva esfuerzo-deformación propuesta por (Mander et al., 1988) se basa en las ecuaciones propuestas por (Popovics, 1973).

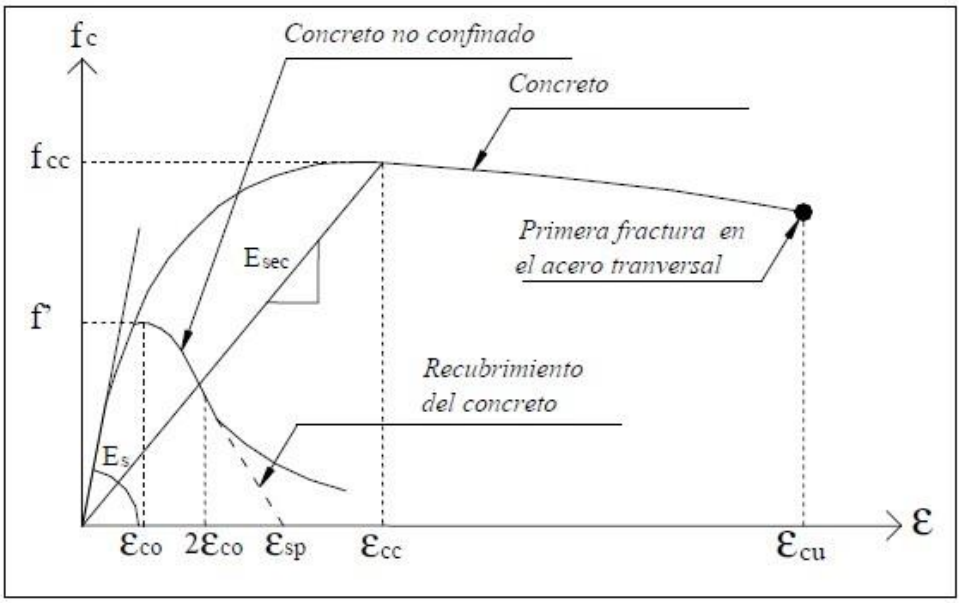


Figura 22. Comparación de los modelos esfuerzo–deformación para un concreto simple y uno confinado.

Fuente: (Mander et al., 1988)

3.6.2.1.2. Modelo de Kent - Park

El modelo de (Kent y Park, 1971) está basado en pruebas experimentales y es aplicable únicamente a secciones rectangulares o cuadradas de concretos no confinado y confinado. La función esfuerzo-deformación para este modelo está formada por tres sectores (A, B y C), tal como se muestra en la figura 23. En el tramo A el efecto del confinamiento aún no se presenta y la forma

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

de la curva es igual al tramo de un concreto simple propuesta por (Hognestad y Elstner, 1951), la cual es idealizada como una parábola de segundo grado. El tramo B se idealiza por una recta que inicia cuando el concreto alcanza su resistencia máxima y concluye cuando la resistencia se ha degradado en 80 % (fc=0.20f'c). La pendiente del tramo B es función de factores relacionados con el confinamiento de la sección. El tramo C es definido por una línea recta.

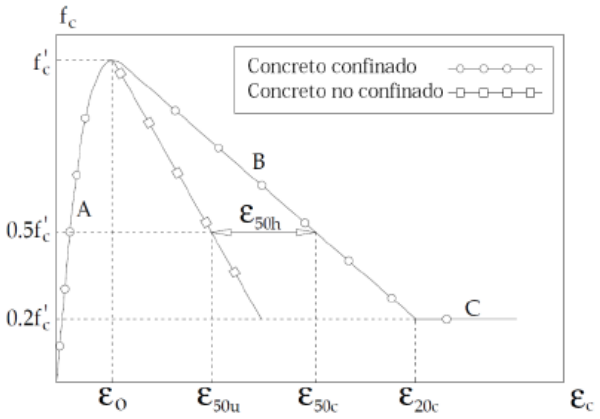


Figura 23. Comparación de curvas esfuerzo–deformación de un concreto simple y uno confinado.

Fuente: (Kent y Park, 1971)

3.6.2.2. Modelo de esfuerzo deformación para el acero de refuerzo

El acero de refuerzo es un material con gran resistencia a tracción muy alta, se utiliza para resistir principalmente los esfuerzos de tracción que se inducen en los elementos estructurales de concreto reforzado por las acciones de diseño. Es común que en el diseño y evaluación sísmica se utilice una aproximación de la curva esfuerzo-deformación llamado "modelo elastoplástico perfecto", (figura 24).

Al igual que en los modelos anteriores para la etapa de comportamiento elástico, antes de la cedencia los esfuerzos en el acero fs, son proporcionales a las deformaciones. La simplificación en este modelo se basa principalmente en despreciar el endurecimiento del acero por deformación,

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

ya que el material no es capaz de tomar esfuerzos mayores al de fluencia, pero si deformaciones mayores a ésta.

Las principales desventajas de utilizar un modelo perfectamente elastoplástico para fine de diseño o evaluación sísmica son:

- Se ignora la capacidad del acero para soportar esfuerzos mayores al de fluencia fy.
- Existe la posibilidad de que el concreto falle sin que fluya el refuerzo, causando una falla frágil por compresión.

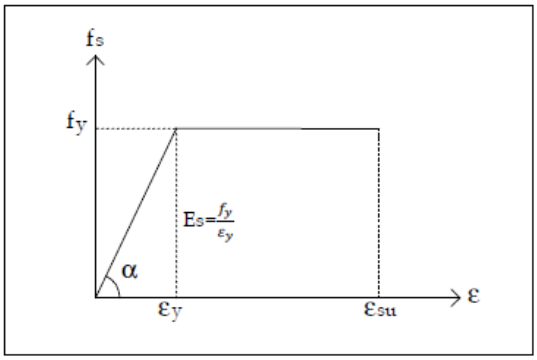


Figura 24. Curva esfuerzo-deformación del modelo elastoplástico perfecto para el acero sometido a tensión.

Fuente: (Situaci y Regi, 2008)

3.6.3. Modelos de plasticidad para elementos estructurales

3.6.3.1. Modelos de plasticidad para viga y columna

La plasticidad puede ser expresada principalmente en dos grandes tipos: Modelos de plasticidad concentrada y modelos de plasticidad distribuida. En el caso de la plasticidad concentrada tiene este nombre debido a que la no linealidad se representa en un punto en específico donde se encuentra reflejado en el caso de elementos estructurales a flexión como momento flector y rotación plástica, estas rótulas son colocadas en un extremo debido a que en dicho punto las solicitaciones sísmicas son mayores. En el caso de la plasticidad distribuida se tiene no solo, la

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

plasticidad en los extremos, si no, a lo largo del elemento estructural y en su mismo plano también puede ser dividido para determinar el momento flector y rotación plástica en función del área que ocupa, los diagramas de esfuerzo-deformación, compatibilidad y equilibrio (Deierlein et al., 2010).

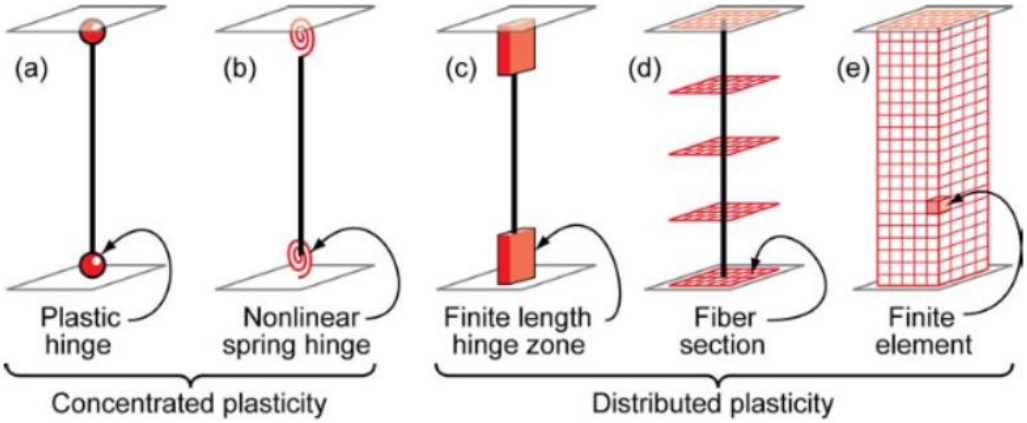


Figura 25. Plasticidad tipo concentrada y distribuida para elementos estructurales vigas y columnas sometidas a flexión.

Fuente: (Deierlein et al., 2010) Nonlinear structural analysis for seismic design. NEHRP seismic design technical brief

(Lopez-Almansa, 2014) menciona que la plasticidad tipo fibra tiene bastante precisión acorde a las divisiones que se realicen, la principal limitación de esta plasticidad es que solo considera el aporte por flexión y que en elementos estructurales cortos que tengan comportamiento por corte no sería posible su uso. La siguiente figura 26 muestra un ejemplo del modelo de plasticidad distribuida con sus diagramas constitutivos y cortes a lo largo del elemento y visto desde el mismo plano.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

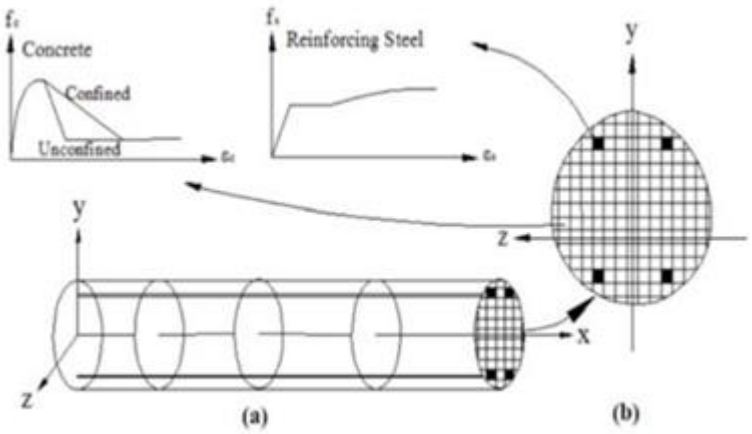


Figura 26. Vista general de elemento tipo fibra. a) Sección dividida a lo largo del elemento b) Sección divida en el plano en secciones de concreto y acero de refuerzo con sus respectivos diagramas constitutivos.

Fuente: Numerical simulation of RC frame testing with damaged plasticity model. Lopez-Almansa, F., Alfarah, B., & Oller, S. (2014, August)

Mediante este método de cálculo se puede determinar el diagrama de momento y rotación al establecer una deformación en un punto y del resto por el principio de compatibilidad de deformaciones, con ello se puede conocer los esfuerzos en cada sección y su área acorde a cómo ha sido dividido. El momento flector es calculado al conocer las fuerzas y el brazo de palanca a cada fuerza, además de poder saber la curvatura al tener la deformación del concreto y la longitud en que cambia de compresión a tracción. Se ilustran los esfuerzos, deformaciones y fuerzas en la siguiente figura 27.

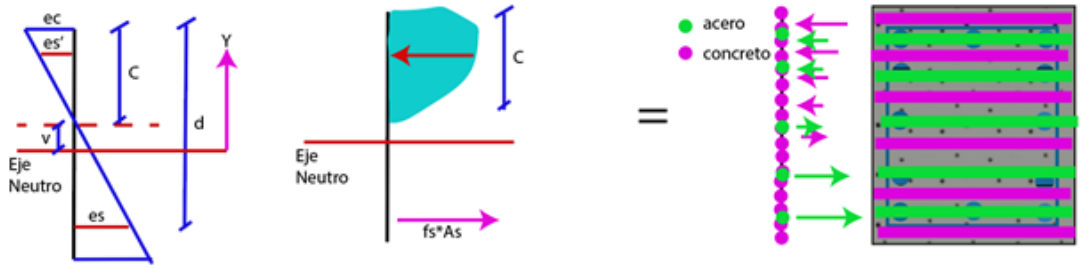


Figura 27. Cálculo del diagrama momento-curvatura mediante elemento tipo fibra mediante compatibilidad de deformaciones, esfuerzos acordes a leyes constitutivas y equilibrio

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

3.6.3.2. Modelos de plasticidad para albañilería confinada.

Para modelar el comportamiento no lineal en muros de albañilería es necesario utilizar rótulas por corte y esta rótula contiene valores de desplazamiento lateral y cortante que deben de reflejar el comportamiento experimental de estos muros, por ello, se utilizan los ensayos realizados por (Alva y Ornella, 2018) para caracterizar a los muros de albañilería confinada mediante una curva de capacidad trilineal.

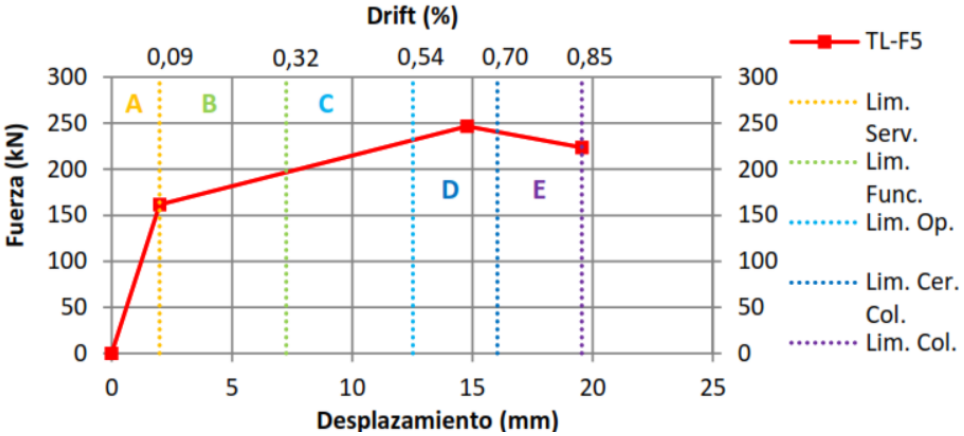


Figura 28. Curva trilineal para caracterizar el comportamiento de un muro de albañilería confinada.

Fuente: (Alva y Ornella, 2018)

Además, estas rótulas por corte se colocan en el centro de columnas anchas que tienen las dimensiones del muro y el módulo de elasticidad correspondiente al del muro de albañilería, por último, las vigas soleras son representadas como vigas infinitamente rígidas para representar el comportamiento de un muro (Gonzales y Huaco, 2020)

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

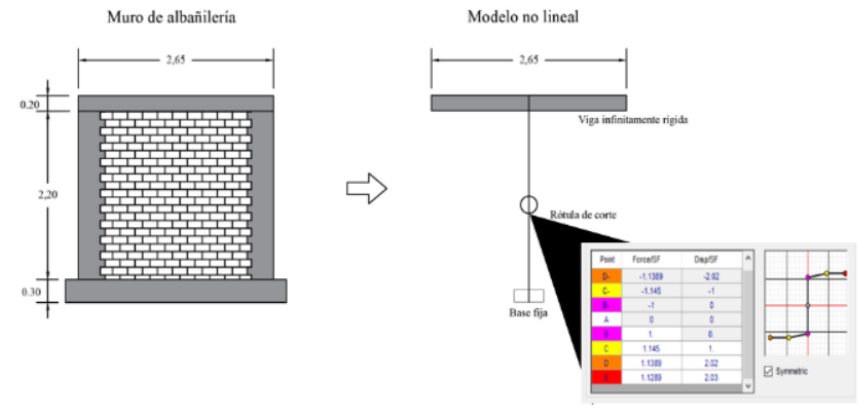


Figura 29. Rótula de corte colocada en columna ancha con vigas rígidas para representar un muro de albañilería.

Fuente: (Gonzales y Huaco, 2020)

El modelo de columna ancha con rótulas de corte son los que se utilizarán para representar la no linealidad en los muros de albañilería confinada. Para validar que las rótulas por corte en albañilería pueden representar la realidad, se realizará una calibración de un ensayo experimental.

3.6.4. Cálculo del punto de desempeño mediante el método del espectro de capacidad (ATC-40 Y FEMA 440)

El método del espectro de capacidad se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineal es de la estructura, la metodología de alguna manera lo que plantea es ir reduciendo el espectro conforma se va degradando la estructura y eso a lo que conlleva es a un incremento de amortiguamiento totales de la estructura y el punto de desempeño se encuentra cuando hay un balance en esa disipación de energía.

Una vez identificado el punto de desempeño en la curva de capacidad que experimentará la edificación durante el movimiento sísmico, se podrá decir la funcionalidad de la edificación en función a donde cae el punto de desempeño sabremos si tenemos un daño controlado, seguridad limitada.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

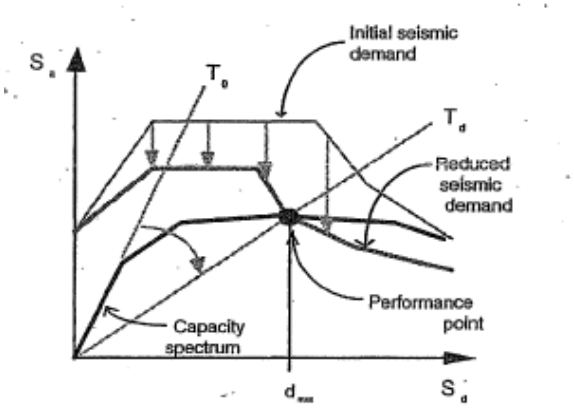


Figura 30. Representación gráfica del método del espectro de capacidad

Fuente: (ATC-40)

3.6.4.1. PROCEDIMIENTO GENERAL PARA OBTEBNER EL PUNTO DE DESEMPEÑO SEGUN ATC-40

- **PASO 1:** Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad.

El procedimiento general para convertir una curva de capacidad en espectro de capacidad, es calcular el factor de participación modal y el coeficiente de masa modal. Para luego realizar la conversión.

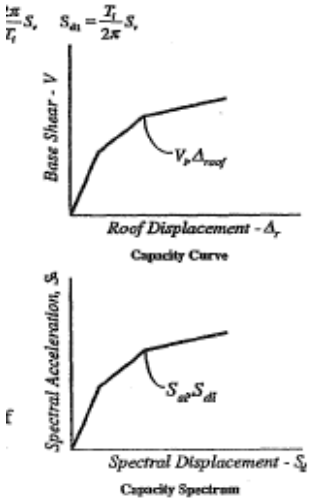


Figura 31. Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad

Fuente: (ATC-40, pag.112)

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

- **PASO 2:** Conversión del espectro de respuesta en espectro de demanda.

El espectro de respuesta que representa la demanda también debe ser convertida

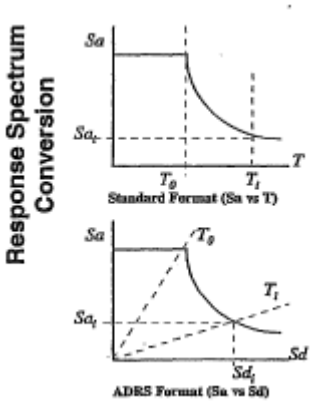


Figura 32. Conversión del espectro de respuesta en espectro de demanda

Fuente: (ATC-40, pag.112)

- **PASO 3:** Construcción de la representación bilineal del espectro de capacidad.

Se requiere de una representación bilineal del espectro de capacidad para estimar el amortiguamiento efectivo y la reducción apropiada de la demanda espectral.

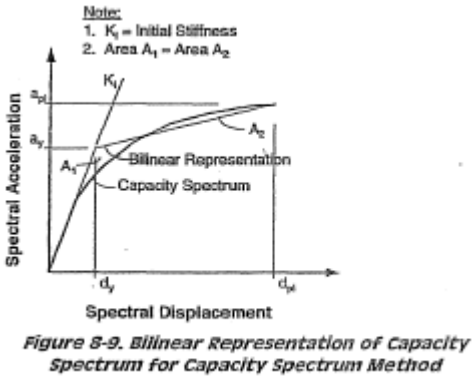


Figura 33. Representación bilineal del espectro de capacidad

Fuente: (ATC-40, pag.167)

- **PASO 4:** Reducción de la demanda por efectos no lineales

El amortiguamiento que ocurre en la estructura cuando entra en un rango inelástico producto de un sismo, puede ser visualizado como una combinación de amortiguamiento histérico

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

viscoso inherente a la estructura, está relacionado al área contenido dentro de los lazos de la curva histereticos formados cunado la fuerza sísmica se grafica contra el desplazamiento de la estructura.

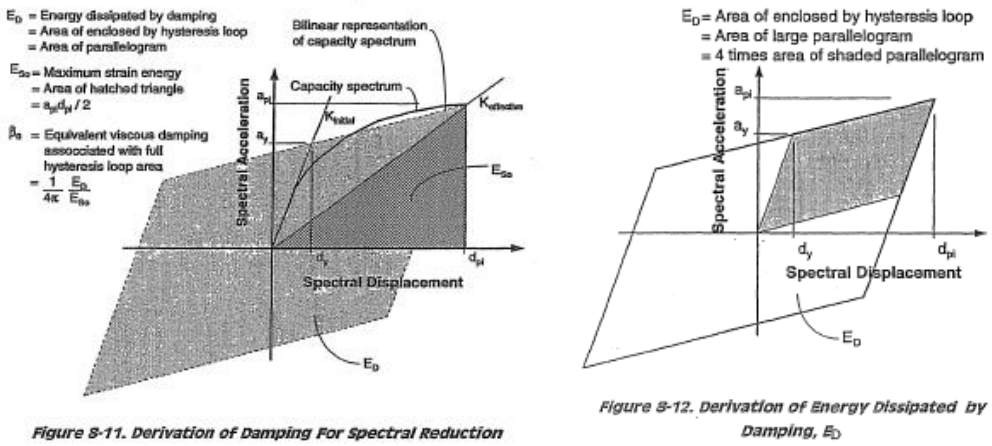


Figura 34. Derivación de la energía disipada por amortiguamiento ED

Fuente: (ATC-40, pag.169)

3.6.4.2. MEJORAS PARA EL PROCEDIMIENTO PROPUESTO POR FEMA 440

FEMA 440 presenta tres posibles procedimientos a seguir:

- **PROCEDIMIENTO A**: (Iteraccion directa)

Ajustar la demanda en formato ADRS, utilizando el amortiguamiento efectivo.

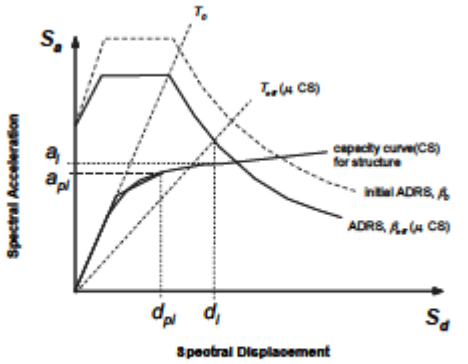


Figure 6-8 Determination of estimated maximum displacement using direct iteration (Procedure A)

Figura 35. Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la interacción directa (Procedimiento A)

Fuente: (FEMA-440, pag.80)

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

- **PROCEDIMIENTO B:** (Intersección con demanda MADRS)

Ajustar la demanda inicial en formato ADRS, utilizando el amortiguamiento efectivo, determina la estimación de la máxima aceleración y desplazamiento mediante la intersección de la demanda MADRS con la curva de capacidad como se muestra en la figura 36.

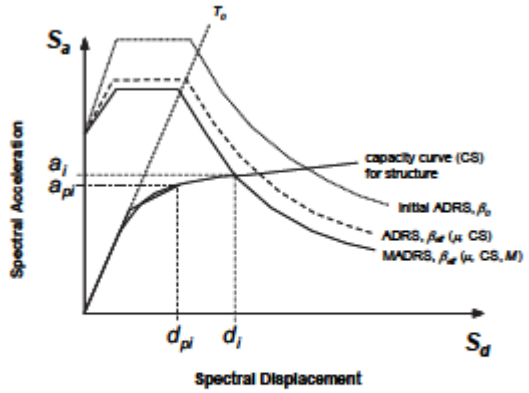


Figure 6-9 Determination of estimated maximum displacement using intersection of capacity spectrum with MADRS (Procedure B)

Figura 36. Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la interacción del espectro de capacidad con MADRS (Procedimiento B)

Fuente: (FEMA-440, pag.80)

- **PROCEDIMIENTO C:** (Búsqueda de posibles puntos de desempeño)

Ajustar la demanda inicial en formato ADRS, utilizando el amortiguamiento efectivo, se genera un posible punto de desempeño mediante la intersección del periodo radial secante con la demanda MADRS, el punto de desempeño será el que interseque al espectro de capacidad. Se generan varios espectros con diferentes ductilidades hasta encontrar el punto de desempeño.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

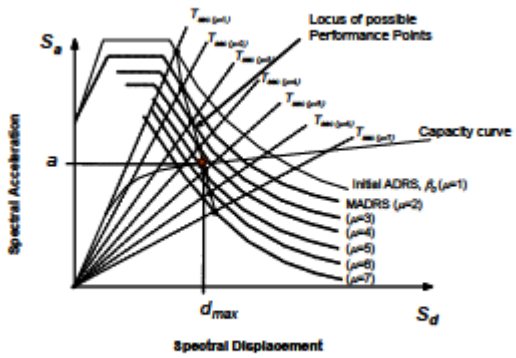


Figure 6-10 Locus of possible performance points using MADRS.

Figura 37. Lugar de posibles puntos de desempeño (Procedimiento C)

Fuente: (FEMA-440, pag.81)

3.6.5. Cálculo del desempeño SISMICO mediante el método de coeficientes (ASCE41-17 & FEMA 440).

El método de coeficientes acorde al ASCE/SEI 41-17 permite calcular el punto de desempeño mediante la bilinealización de una recta que llega hasta el punto de desempeño objetivo, calculado con la siguiente ecuación:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Donde:

C0: Factor de modificación acorde al tipo de edificación calculada según la tabla 7-5 del ASCE 41-17

C1: Factor de modificación que relaciona la respuesta inelástica con la elástica

C2: Factor de modificación que representa la forma de los ciclos histeréticos

Sa: Aceleración espectral correspondiente al periodo efectivo

Te: Periodo efectivo de la edificación en la dirección en consideración

δt: Desplazamiento de respuesta frente a eventos sísmicos.

g: Aceleración de la gravedad tomada como 9.81m/seg2.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Donde C1 y C2 pueden ser calculados mediante las siguientes expresiones:

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{aT_e^2}$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{T_e}\right)^2$$

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{V_y/W}.C_m$$

$$T_e = T_i\sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Tabla 4.
Factor de Masa Efectiva.

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Note: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

72 STANDARD ASCE/SEI 41-17

Fuente: (ASCE 41-17)

Donde:

a: Factor de sitio acorde al tipo de suelo

Vy: Cortante de fluencia de la recta bilineal trazada con desplazamiento objetivo

W: Peso sísmico

Sa: Aceleración espectral calculado para el periodo efectivo

Ki: Rigidez inicial de la curva de capacidad

Ke: Rigidez efectiva de la primera recta de la curva bilinealizada

Ti: Periodo del modo fundamental en la dirección analizada

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Te: Periodo efectivo

Cm: Factor en función del número de pisos y tipo de sistema estructural

C_0 puede ser calculado de acuerdo a la siguiente tabla 5:

Tabla 5.
Factor de Modificación.

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

	Shear Buildings[a]		Other Buildings
Number of Stories	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Note: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
[a] Buildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

Fuente: (ASCE 41-17)

El factor C0 se calcula en función del número de pisos y si el edificio es del tipo corte. El edificio es del tipo corte si para todos los niveles la deriva decrece conforme se incrementa en altura.

3.6.6. Determinación del nivel de desempeño según el SEAOC VISION 2000

Acorde al SEAOC VISION 2000 existen 5 niveles de desempeño: Completamente operativo, operativo, resguardo de vida, cercano al colapso y colapso, donde cada uno implica un daño mayor. El estado de daño de cada nivel de desempeño se puede observar en la siguiente tabla:

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Tabla 6.

Significado del estado de daño de los niveles de desempeño según SEAOC VISION 2000

Desempeño	Comentarios sobre el significado del estado en el desempeño según SEAOC
Completamente operacional	No hay daño. El edificio es seguro. Todas las instalaciones y servicio operan normalmente. La estructura conserva su rigidez y resistencia.No es necesario hacer reparaciones.
Ocupación inmediata	Daño reducido en componentes no estructurales sin compromiso para la seguridad de los ocupantes. Daño muy reducido en elementos estructurales sin compromiso de la seguridad general. La estructura mantiene casi íntegramente su resistencia y rigidez. Luego del sismo, las instalaciones y servicios están operativos o podrían estar parcialmente interrumpidos, pero podrían ser fácilmente recuperados.
Resguardo de vida	Daño estructural y no estructural moderado. La estructura ha perdido una parte importante de su rigidez y resistencia, pero conserva un margen de seguridad contra el colapso. Luego del sismo, es baja la probabilidad de derrumbes. Los ascensores podrían estar fuera de servicio, pero las rutas de evacuación están seguras. El edificio podría repararse aunque no siempre resulte económicamente aconsejable.
Cerca al colpaso	Daño importante y extendido. La estructura ha sido seriamente afectada en su capacidad de resistir acciones laterales y cargas de gravedad, pero aún conserva un pequeño margen contra el colapso. Componentes no estructurales desplomadas o en peligro de hacerlo. Probablemente, no es técnica o económicamente posible reparar el edificio. Las réplicas podrían ocasionar el colapso.
Colapso	La estructura no puede ya resistir acciones laterales y ha perdido su competencia para cargas de gravedad. Pérdida de verticalidad y problemas de inestabilidad. Colapso parcial o total. No es posible reparar la edificación.

Fuente: (SEAOC, 1995)

Para el cálculo del desempeño acorde al SEAOC VISION 2000 es necesario realizar una división de la curva de capacidad en los 5 niveles de desempeño trazando una recta bilineal que cumpla el principio de energía y con ello se obtenga un punto de fluencia (FE) y otro de colapso que en su diferencia refleje el desplazamiento plástico, este desplazamiento plástico es dividido en tramos de 0.3, 0.3, 0.2 y 0.2 con la finalidad de sectorizar dicha curva y teniendo en cuenta donde caiga el punto de desempeño poder clasificar el desempeño de la estructura.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

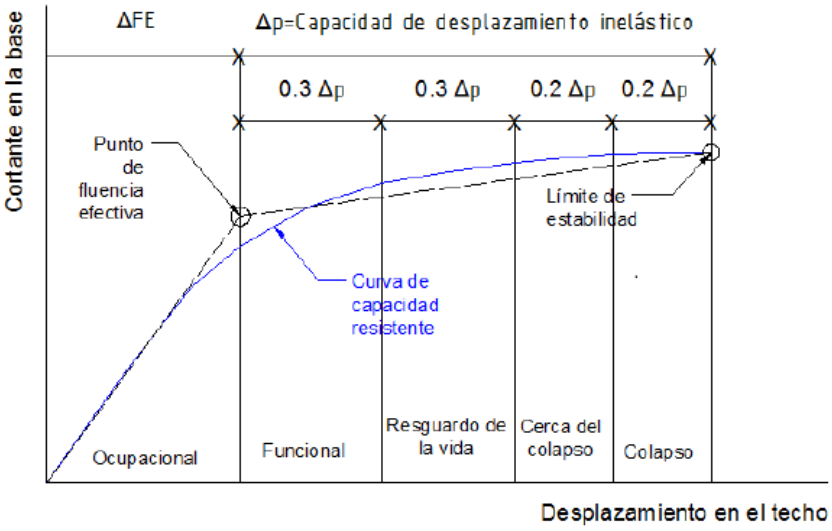


Figura 38. Sectorización de la curva de capacidad para el cálculo del desempeño acorde al SEAOC VISION 2000.

Fuente: (SEAOC, 1995)

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

CAPÍTULO 4

CALIBRACIÓN DEL MURO DE ALBAÑILERÍA CONFINDA

4.1. Importancia de la calibración y ensayo a calibrar

La importancia de una calibración radica en que se alcance un conocimiento de la cercanía del ensayo experimental respecto de la computacional al reproducir el ensayo en el software que se utilizará para el modelaje (Villacorta, s.f.). Además, se menciona que las variables que principalmente se comparan entre la curva obtenida experimentalmente y computacionalmente son las siguientes:

- Rigidez inicial.
- Rigidez post-fluencia.
- Desplazamiento último.
- Resistencia máxima.
- Ancho de lazos histeréticos.

4.2. Representación del modelo computacional y comparación de resultados

El proceso de calibración consiste en comprobar que el modelo numérico pueda representar la realidad, por ello se modificarán los valores de la rótula por corte con la finalidad de alcanzar una respuesta similar a la experimental, en este caso el muro de albañilería será modelado mediante una columna ancha con las propiedades elásticas del muro y una rótula de corte en el medio que representará el comportamiento no lineal. El modelo experimental que se tomará en consideración

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

fue ensayado en el laboratorio de estructuras de la PUCP y está documentado en la tesis de pregrado de “Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado de ladrillos de concreto y ladrillos de arcilla” (Angles, 2008). La calibración partirá de la existencia de un modelo trilineal de un comportamiento por corte conforme a los resultados experimentales que obtiene (Alva, 2018) al buscar caracterizar el comportamiento fuerza-desplazamiento de los muros de albañilería confinada. Este ensayo fue elegido debido a que presenta un muro de albañilería confinada con ladrillo King Kong de 18 huecos con esbeltez mayor a 1 similar al de la investigación a analizar construido de forma convencional a como se realiza en Perú, además porque es un muro que fue sometido a cargas laterales hasta observar una importante degradación de resistencia que es necesario simular en el modelo computacional. El muro de albañilería confinada tiene las siguientes dimensiones:

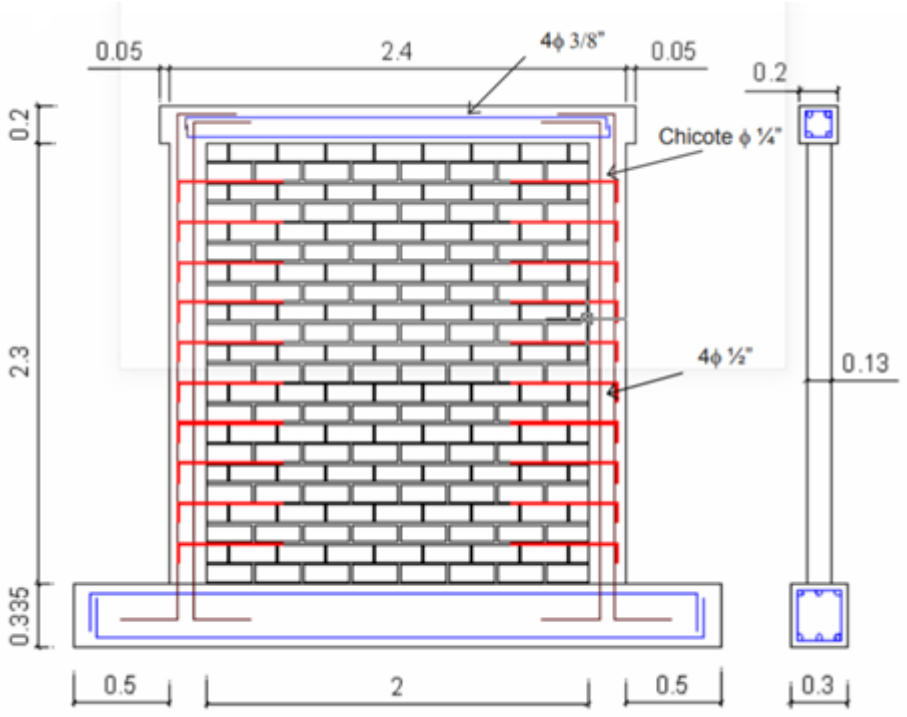


Figura 39. Dimensiones y refuerzo para el muro experimental de albañilería confinada

Fuente: (Angles Pari, 2018)

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

El presente muro también ha sido ensayado en pilas con la finalidad de calcular el f ′m y a tracción diagonal para obtener la resistencia al corte V′m.

Tabla 7.

Resistencia a la compresión de pilas de ladrillos de arcilla.

	Dimensiones			Esbeltez	P máx.	Área	fm	Factor	fm (Kg/cm2)
Espécimen	L mm	t mm	H mm	(H/t)	Ton	cm2	kg/cm2	Corrección	Corregido
PA-01	239	130	600	4.615	47.28	310.7	152.16	0.985	149.88
PA-02	240	130	602	4.631	42.94	312.0	137.64	0.985	135.57
PA-03	240	129	600	4.651	40.93	309.6	132.20	0.986	130.35
PA-04	240	130	601	4.623	47.67	312.0	152.79	0.985	150.50
							fm :	141.57	Kg/cm2
							σ :	10.18	Kg/cm2
							f´m:	131	Kg/cm2

Fuente: (Angles Pari, 2008)

Tabla 8.

Resistencia al corte de muretes de ladrillo de arcilla.

	Dimensiones			Dimensiones con Capping			P Max.	Area	v´m
Espécimen	L	A	t	D(mm)	Lo mm)	Ao (mm)	Kg	cm2	Kg/cm2
PA-01	600	590	130	878	610	607	19,127	1,141.4	16.76
PA-02	605	590	130	877	605	605	19,024	1,140.1	16.69
PA-03	600	590	130	876	610	590	20,076	1,138.8	17.63
PA-04	600	590	130	877	610	592	20,189	1,140.1	17.71
							vm prom :	17.20	Kg/cm2
							S :	0.55	Kg/cm2
							v´m :	16.65	Kg/cm2

Fuente: (Angles Pari, 2008)

El muro tiene valores de resistencia mayores al que normalmente se utiliza en la norma peruana para ladrillo industrial de f'm = 65kg/cm2, este valor corresponde a una resistencia característica que trabaja con una desviación estándar, además se supone que tiene un alto valor de seguridad, debido a ello, se presenta una diferencia notoria entre las resistencias del ensayo de laboratorio respecto del de la norma.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

El muro ha sido ensayado en 10 fases, donde en cada fase se llega a un desplazamiento mayor hasta alcanzar una pérdida importante de resistencia muy cercana a la falla del muro de albañilería confinada.

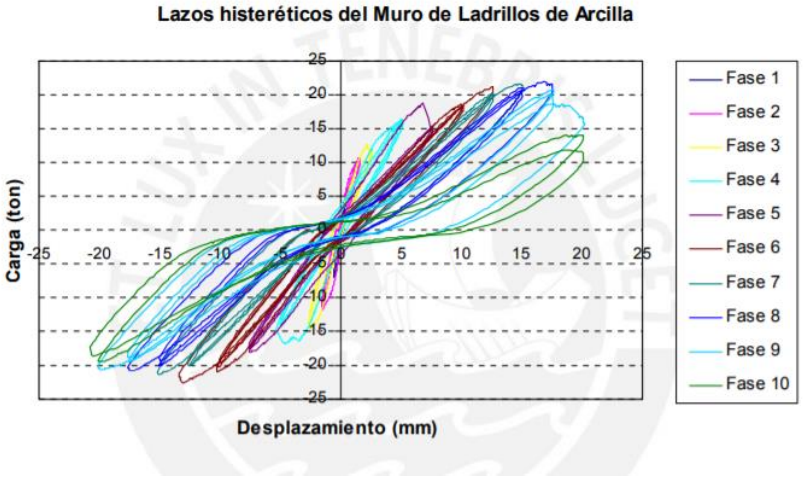


Figura 40. Lazos histeréticos de las 10 fases del ensayo experimental del muro de albañilería confinada.

Fuente: (Angles Pari, 2008)

Debido a que en la presente tesis se busca analizar un comportamiento no lineal estático, no intervienen los ciclos histeréticos por lo que se tiene como objetivo lograr que en el modelo numérico pueda representar la envolvente de los lazos histeréticos (curva de capacidad, MA).

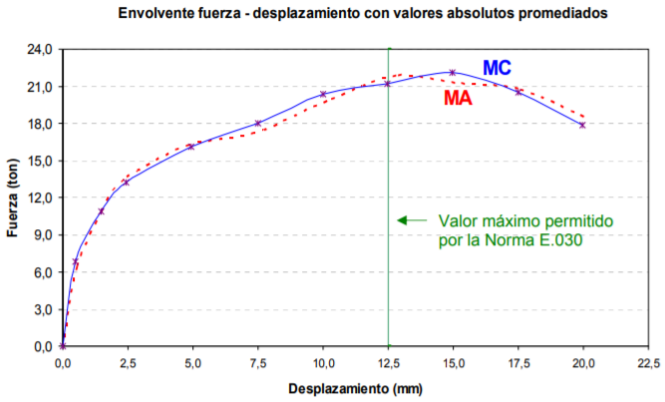


Figura 41. Curva de capacidad MA correspondiente al del muro de albañilería confinada de arcilla en análisis.

Fuente: (Angles Pari, 2008)

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Debido a que el análisis no lineal intenta recrear la realidad en sus resultados, se deben de trabajar con los valores más probables, el valor más probable corresponde al de la media aritmética, es por ello que Acorde al ASCE/SEI 41-17 se trabajan con valores promedio cuando se plantea un análisis no lineal, por ello se ha considerado los valores promedio de los ensayos de murete y tracción diagonal de la albañilería confinada, se resumen los datos utilizados para el modelamiento del muro de albañilería en la siguiente tabla 9:

Tabla 9.

Datos de modelamiento del muro a calibrar

Ensayo	Fm (kg/cm2)	V'm(kg/cm2)	L(cm)	H(cm	t (cm)
Albañilería	141	11.87	240	250	13

Ensayo	f'c(kg/cm2)	b(cm)	h(cm)	Acero	As(cm2)
Columna	175	20	20	4φ3/8"	2.84
Viga	175	20	20	4φ1/2"	5.16

El modelo numérico se realizó partiendo de los resultados obtenidos en Coral Alva y tanto como lo planteado por Huaco, se observa el modelo numérico con su rótula de corte en la siguiente figura 42:

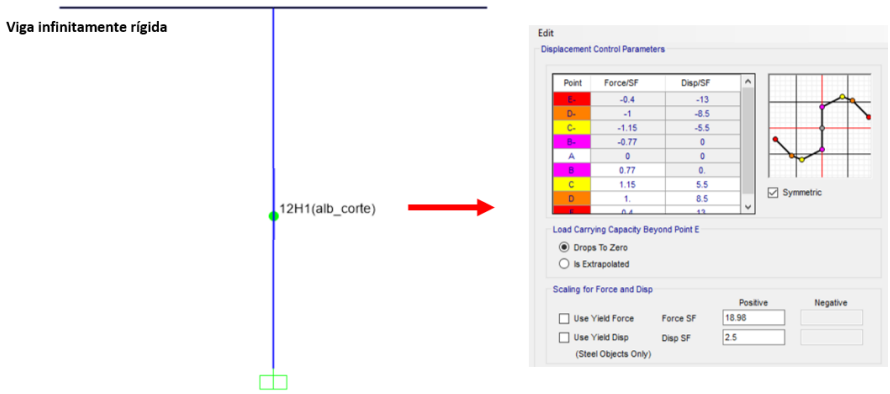


Figura 42. Modelo numérico de columna ancha con rótula de corte en el medio

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Fuente: Propia

Se muestra en cada paso un punto clave A, B, C, D y E. El punto A indica el inicio que se da en el origen de coordenadas, el punto B representa la finalización de la parte elástica, este punto es definido al otorgarse una fuerza a la que debería de alcanzar y el desplazamiento se obtiene de forma elástica mediante el módulo de elasticidad y propiedades geométricas del muro de albañilería confinada. El punto C se formuló para que en dicho punto alcance la resistencia máxima del muro de albañilería confinada, en este caso también se brindó el desplazamiento plástico. El punto D representa una primera caída con una pendiente no muy elevada. El punto E representa la falla final del muro de albañilería confinada. La siguiente imagen muestra los valores considerados en la rótula tipo corte del muro de albañilería confinada calibrada.

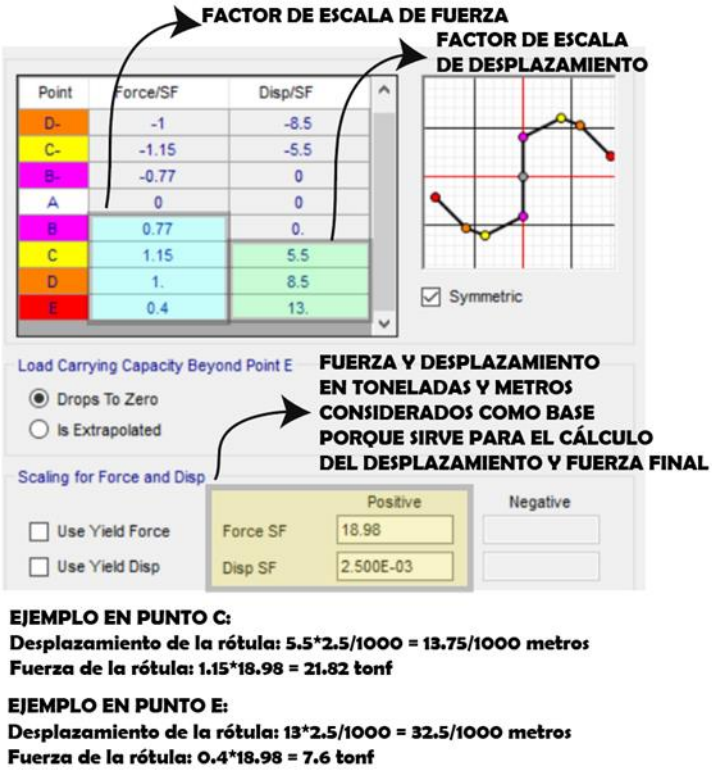


Figura 43. Valores de la rótula por corte del muro de albañilería confinada

Fuente: Propia

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

La calibración radica en calcular los factores de escala, para el caso de fuerza en función de la cortante del muro de albañilería obtenida de la norma E070 que involucra la carga axial, factor de esbeltez, propiedades del material, espesor y largo de este. Por otro lado, el factor de escala de desplazamiento se obtiene en función de las derivas obtenidas en el ensayo experimental y la altura del muro. Se muestran los datos del muro y los factores finales utilizados para que el modelo computacional se parezca al ensayo experimental.

CALIBRACION MURO CENTRAL DE ALBAÑILERIA CONFINADA

Tipo de Muro de Albañileria	Industrial		
f_m	141	kgf/cm²	Resistencia a la compresión del muro
E_m	70500	kgf/cm²	7050 MPa N/mm²
Espesor del muro	13	cm	Espesor efectivo del muro
Altura del muro	250	cm	
Longitud del muro 1	240	cm	Longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)
Longitud del muro 2		cm	
Longitud del muro 3		cm	
Diagonal	346.55	cm	
α(°)	46.17		
α	1		Factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez
V'm	11.87		Resistencia característica a corte de la albañilería
Pg	2	tonf	Carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida
Vm	18.98	tonf	La Resistencia al Corte
Force SF	18.98		
Disp SF	0.25		

Estado Límite	Fuerza % de Vm	Fuerza (kgf)	Fuerza (kN)	Drift	Desplazamiento	
A	0.000	0	0.00	0	0	cm
B	0.770	14617.66	14.62	-	-	cm
C	1.150	21831.57	21.83	0.0055	1.38	cm
D	1.000	18983.97	18.98	0.0085	2.13	cm
E	0.400	7593.59	7.59	0.0130	3.25	cm

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Se procede a comparar la curva de capacidad del modelo obtenido del análisis no lineal estático del muro de albañilería modelado con el método de columna ancha con rótula de corte con el ensayo experimental.

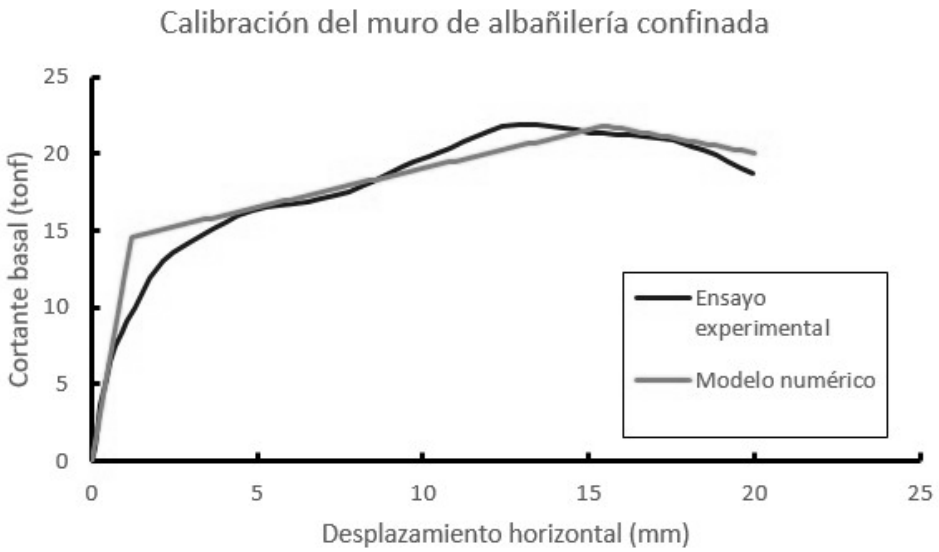


Figura 44. Comparativa entre la curva de capacidad del modelo experimental y numérico computacional

Fuente: Propia

Se observa que el resultado del modelo numérico es similar al modelo experimental en términos de rigidez inicial, post-fluencia, resistencia máxima y final.

Se observa una rigidez inicial de la curva de capacidad del ensayo es de 13.6tonf/m y el del modelo computacional de 12.3tonf/m, además la resistencia máxima del ensayo de 22tonf y el del modelo computacional de 21.8tonf/m y en desplazamiento último ambos alcanzan un desplazamiento de 20mm.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS LINEAL DE LA ESTRUCTURA

5.1. Ubicación del edificio estudiado

La edificación en estudio se encuentra ubicada en el distrito de Independencia, provincia Huaraz, departamento de Ancash.

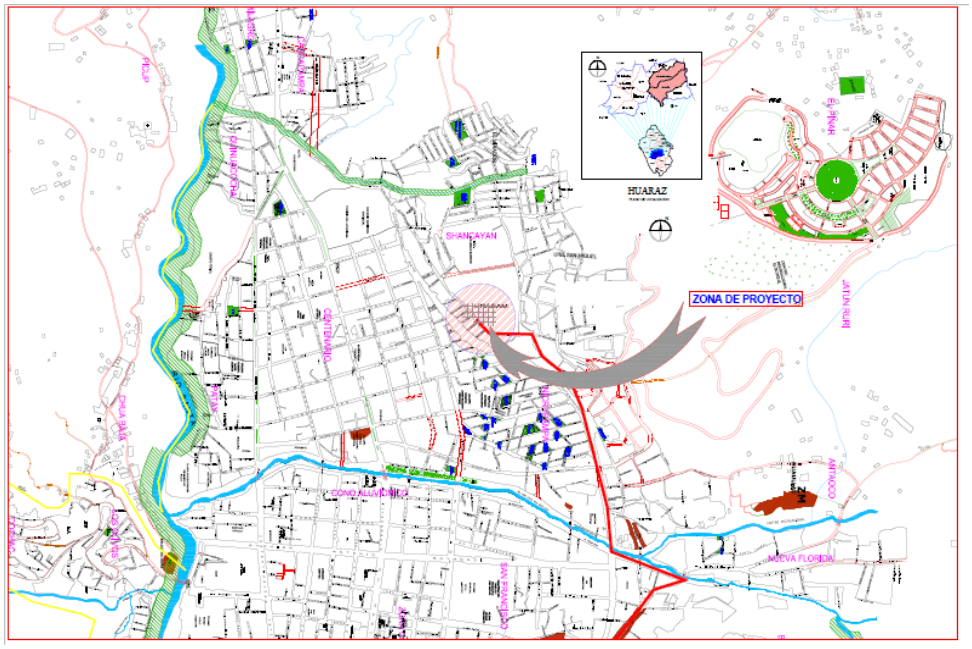


Figura 45. Plano de zonificación de la ciudad de Huaraz

Fuente: Propia

5.2. Descripción de la estructura a ser evaluada

La edificación del bloque 1 de tipología estructural con pórticos de concreto armado en la dirección longitudinal (X-X) presenta pórticos con columnas en T Y L y vigas conectadas con estas columnas, mientras que en la dirección TRANSVERSAL (Y-Y) principalmente se tiene un

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

sistema estructural de muros de albañilería confinada. es una edificación de 5 pisos de altura, con una altura de entrepiso de 3.50m. posee una estructura rectangular en planta, presenta pasillo de circulación en volado y distribución de muros de albañilería en los entrepisos iguales excepto en la última planta.

5.3. Análisis lineal estático según método de fuerzas equivalentes de la norma NTE.030

En método de análisis representa las fuerzas de inercia por un conjunto de fuerzas aplicadas a cada uno de los centros de masa de cada nivel de la edificación, estas cargas provienen de la cortante basal. La fuerza cortante basal de la estructura se expresa mediante la siguiente fórmula.

- Calculo respecto a la dirección de análisis del eje X-X.

ANALISIS ESTATICO DIRECCION "X" E030-2018

ZONA	Z3
CATEGORIA	A2
SUELO	S2
Tp	0.6
Tl	2
T(x)	0.506
Ro	8
Ip	1
Ia	1

Artículo 14.- Factor de Amplificación Sísmica (C)
De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

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

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

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

Z	0.35
U	1.5
C	2.50
S	1.15
R	8

Fuerza Cortante:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

$$\frac{C}{R} \geq 0{,}11$$

ZUCS/R	0.188672
K	1.00
C/R>=0.11	OK

(no mayor a 2)

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

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

PISO	MASA	PESO	H	Pi*(Hi)^k	αi	Fi	Vi
	[Kg]	[Ton]	[m]			[Kg]	[Kg]
Piso 5	35286.03	346037.746	17.5	6107882	0.237	115726.82	115726.82
Piso 4	55839.81	547601.473	14	7727357.9	0.300	146411.24	262138.05
Piso 3	57563.4	564504.117	10.5	5969252.9	0.232	113100.20	375238.25
Piso 2	57563.4	564504.117	7	3974664.2	0.154	75308.47	450546.72
Piso 1	57563.4	564504.117	3.5	1983203.9	0.077	37576.02	488122.74
Base	8219.91	80609.780	0	0	0.000	0.00	0.00
		0	0	0	0.000	0.00	ok
TOTAL		2587151.57	Σ Pi*(Hi)k	25762361			

V basal=	488122.74	[Kg]
V basal=	488.12	[Tn]

Se muestra la masa por piso de la edificación, y la distribución de fuerzas cortantes por cada nivel respecto a la dirección de análisis del eje "x"

- Calculo respecto a la dirección de análisis del eje Y-Y.

ANALISIS ESTATICO DIRECCION "Y" E030-2018

ZONA	Z3
CATEGORIA	A2
SUELO	S2
Tp	0.6
Tl	2
T(y)	0.274
Ro (FC)	3
Ip	1
Ia	1

Artículo 14.- Factor de Amplificación Sísmica (C)
De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (*C*) por las siguientes expresiones:

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

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

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

Z	0.35
U	1.5
C	2.50
S	1.15
R	3

Fuerza Cortante:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

$$\frac{C}{R} \geq 0{,}11$$

ZUCS/R	0.503125
K	1.00
C/R>=0.11	OK

(no mayor a 2)

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

PISO	MASA	PESO	H	Pi*(Hi)^k	αi	Fi	Vi
	[Kg]	[Ton]	[m]			[Kg]	[Kg]
Piso 5	35286.03	346037.746	17.5	6055661	0.237	308187.72	308187.72
Piso 4	55839.81	547601.473	14	7666421	0.300	390163.33	698351.06
Piso 3	57563.4	564504.117	10.5	5927293	0.232	301654.79	1000005.84
Piso 2	57563.4	564504.117	7	3951529	0.154	201103.19	1201109.04
Piso 1	57563.4	564504.117	3.5	1975764	0.077	100551.60	1301660.63
Base	8219.91	80609.780	0	0	0.000	0.00	
TOTAL		2587151.57	Σ Pi*(Hi)k	25576668			

V basal=	1301660.63	[Kg]
V basal=	1301.66	[Tn]

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

5.4. Análisis Dinámico Modal Espectral de acuerdo a la NTE.030

Es un análisis en el cual se somete la estructura a una demanda sísmica definido por la NTE.030. Este análisis conduce a tener respuestas más cercanas a la realidad y poder tenerlos en cuenta para el diseño. El análisis sísmico de edificios consiste en estimar la probable respuesta que se tendrá cuando ésta sea sometida a fuerzas inerciales causada por una aceleración en la base de la estructura debido a un sismo.

El Perú es un país con alta actividad sísmica, por lo que es necesario verificar el comportamiento y desempeño de las estructuras bajo la influencia de los sismos. La NTE.030 establece varios criterios que debe cumplir una edificación para que se comporte de manera adecuada lo cual se explicará a continuación. En el presente capítulo se mostrarán tablas con los resultados obtenidos para ser comparados con los requerimientos, además de hacer algunas comparaciones con resultados de sismos específicos.

5.4.1. Definición de parámetros

Se consideraron los siguientes parámetros sísmicos para el edificio en estudio siguiendo con la NT E.030 del 2018.

5.4.2. Zonificación

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura 46. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica (NTE.030, 2018).

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Figura 46. Zonificación "Z"

Fuente:(NTE.030.)

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 10. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. Esto implica que la edificación se encuentra en la zona 3. El factor correspondiente a dicha zona es de 0.35 (NTE.030, 2018).

Tabla 10.

Factor de Zona "Z", Fuente: NTE.030.

Factores de Zona	
Zona	**Z**
4	0.45
3	**0.35**
2	0.25
1	0.10

Fuente: NTE.030.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

5.4.3. Condiciones geotécnicas

El edificio se encuentra en un distrito con suelos intermedios con una presión admisible de 1.26 – 1.43 kg/cm2 compuesto por suelo fino de material arcilloso, con presencia de pocas gravas, arenas y finos de regular a alta plasticidad típica de la zona, por lo cual se considera como un "suelo del tipo 2" con los valores de S=1.15. De igual manera, queda definidos los valores de Tp=0.6 segundos y Tl=2.00 segundos.

Tabla 11.

Relación entre factor de zona, suelo y periodo.

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO / ZONA	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla N° 4 PERÍODOS "TP" Y "TL"				
	Perfil del suelo			
	S0	S1	S2	S3
Tp(s)	0.30	0.40	0.6	1.00
Tl(s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: NTE.030.

5.4.4. Factor de amplificación sísmica.

La norma define el valor de este factor con las siguientes fórmulas, donde "T" es el periodo fundamental del edificio y Tp – Tl son los parámetros de sitio.

Artículo 14.- Factor de Amplificación Sísmica (C)
De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

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

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

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

Figura 47. Factor de amplificación acorde al periodo

Fuente:(SENCICO, 2018)

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

5.4.5. Categoría de clasificación

El edificio en estudio es una Universidad, con lo cual el factor U = 1.5.

Tabla 12.

Categoría de la edificación y factor de uso "U"

Tabla N° 5		
CATEGORÍA	**DESCRIPCIÓN**	**FACTOR U**
	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
A **Edificaciones Esenciales**	**A2**: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría **A1**. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - **Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.** - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	**1,5**
B **Edificaciones Importantes**	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C **Edificaciones Comunes**	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D **Edificaciones Temporales**	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U es como mínimo 1,5.
Nota 2: En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Fuente: NTE.030.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

5.4.6. Coeficiente de reducción

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, el sistema estructural de la edificación en estudio es de pórticos de concreto armado en la dirección longitudinal con coeficiente de reducción Rx=8 y muros de albañilería confinada en la dirección transversal con coeficiente de reducción Ry=3 (NTE.030, 2018).

Tabla 13.

Sistemas estructurales

Tabla Nº 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	**Coeficiente Básico de Reducción R0 (*)**
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados(OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	**8.00**
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	**3.00**
Madera	7(**)

(*) Estos coeficientes se aplican únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.
(**) Para diseño por esfuerzos admisibles.

Fuente: NTE.030.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

5.4.7. Definición del Peso Sísmico.

Para el cálculo del peso sísmico, se consideró el 100% de la carga permanente aportada por los elementos estructurales (losas, vigas, columnas y muros de albañilería confinada) y 50% de la carga variable

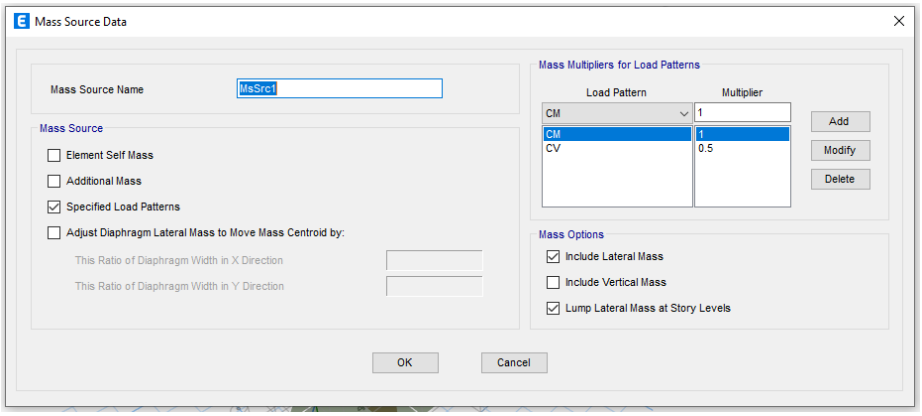


Figura 48. Peso sísmico

5.4.8. Verificación de la Irregularidad Estructural.

Todos los edificios deben de clasificarse como regular e irregular con el fin de establecer procedimientos de análisis apropiados, para determinar el coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas R.

Para establecer si una estructura es irregular, es necesario revisar la exigencia de alguna irregularidad tanto en altura como en planta.

1. IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA Ia:

Las irregularidades en altura surgen debido a cambios de un entrepiso a otro en rigidez, resistencia, masa o cambios geométricos a lo alto de la estructura y la posible discontinuidad de los elementos verticales.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

a) Irregularidad de Rigidez, Piso Blando.

Conforme a la norma E.030, existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.

Siendo una de las irregularidades más riesgosas para la estructura, es por ello que la norma considera un factor de reducción significante. La disminución de rigidez en un piso puede producir que ocurran múltiples fallas relacionadas a la fuerza lateral.

Para identificar la existencia de Piso Blando, se considera la rigidez de entrepiso i, **Ki**, que se define como la relación entre la fuerza cortante de entrepiso **Vi**, y el desplazamiento relativo del centro de masa, **$\Delta cm(i)$.**

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ (PISO BLANDO)

$$K_i < 0.70 * K_{i+1} \quad \text{ó} \quad K_i < 0.8 * \frac{1}{3}(K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$$

$$\boxed{\frac{V_i}{\Delta e_{CM(i)}} < (0.7) * \frac{V_{i+1}}{\Delta e_{CM(i+1)}}} \quad \text{ó} \quad \boxed{\frac{V_i}{\Delta e_{CM(i)}} < (0.8) * \frac{1}{3}\left(\frac{V_{i+1}}{\Delta e_{CM(i+1)}} + \frac{V_{i+2}}{\Delta e_{CM(i+2)}} + \frac{V_{i+3}}{\Delta e_{CM(i+3)}}\right)}$$

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

En la dirección "X-X":

Story	Load Case	VX, VY	Z	UX	Δ_{CM_i}	K_i	$0.70 * K_{i+1}$	ESTRUCTURA	K_i	$0.80 * \frac{1}{3}(K_{i+1}+K_{i+2}+K_{i+3})$	ESTRUCTURA
		tonf	m	mm	mm				X		
Story5	Sismo X	-115.57	17.5	20.340	2.85	40.537			40.537		
Story4	Sismo X	-261.88	14	17.489	4.17	62.877	28.376	REGULAR	62.877		
Story3	Sismo X	-375.00	10.5	13.324	5.19	72.310	44.014	REGULAR	72.310		
Story2	Sismo X	-450.42	7	8.138	5.20	86.585	50.617	REGULAR	86.585	46.860	REGULAR
Story1	Sismo X	-488.12	3.5	2.936	2.94	166.254	60.610	REGULAR	166.254	59.139	REGULAR
							F.I. (X)	1		F.I. (X)	1

En la dirección "Y-Y":

Story	Load Case	VX, VY	Z	UY	Δ_{CM_i}	K_i	$0.70 * K_{i+1}$	ESTRUCTURA	K_i	$0.80 * \frac{1}{3}(K_{i+1}+K_{i+2}+K_{i+3})$	ESTRUCTURA
		tonf	m	mm	mm				Y		
Story5	Sismo Y	-308.19	17.5	16.649	3.42	90.061			90.061		
Story4	Sismo Y	-698.35	14	13.227	3.17	220.648	63.042	REGULAR	220.648		
Story3	Sismo Y	-1000.01	10.5	10.062	3.54	282.408	154.454	REGULAR	282.408		
Story2	Sismo Y	-1201.11	7	6.521	3.67	327.456	197.685	REGULAR	327.456	158.164	REGULAR
Story1	Sismo Y	-1301.66	3.5	2.853	2.85	456.243	229.219	REGULAR	456.243	221.470	REGULAR
							F.I. (Y)	1		F.I. (Y)	1

F.I. (X) 1 F.I. (Y) 1

Del resultado para ambas direcciones de análisis, no presenta irregularidad de Rigidez

b) Irregularidad de Resistencia, Piso Débil.

Conforme a la norma E.030, Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior

En este tipo de irregularidad, se compara la resistencia al corte de los entrepisos, como suma de la resistencia de los elementos verticales que componen cada entrepiso, se tiene que:

$$\Sigma Vc = 0.80 * \Sigma Vc_{(i+1)}$$

Donde la resistencia al corte Vc es:

$$Vc = 0.53\lambda\sqrt{f'c} * bw * d$$

Remplazando y simplificando, la ecuación queda en términos de bw*d, que es el área de concreto de los elementos resistentes.

$$\Sigma(bw * d)_i < 0.80 * \Sigma(bw * d)_{(i+1)}$$

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Story	C25x50	C60	L75*100*30	T75*140*30	T75*120*30	Σ(bw*d)i	0.80*Σ(bw*d)(i+1)	ESTRUCTURA
	m^2	m^2	m^2	m^2	m^2			
Story5	0.25	0	1.74	0	6.93	8.92		
Story4	0.625	0.57	1.74	7.77	0	10.70048668	7.136	REGULAR
Story3	0.625	0.57	1.74	7.77	0	10.70048668	8.56038934	REGULAR
Story2	0.625	0.57	1.74	7.77	0	10.70048668	8.56038934	REGULAR
Story1	0.625	0.57	1.74	7.77	0	10.70048668	8.56038934	REGULAR
							F.I.	1

Del resultado, no presenta irregularidad de resistencia.

c) Irregularidad extrema rigidez

Conforme a la norma E0.30, Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.

d) Irregularidad extrema de resistencia

De igual manera se compara la resistencia al corte de los entrepisos, como la suma de la resistencia de los elementos verticales que componen cada entrepiso. Para la irregularidad de resistencia extreman tenemos que:

$$\Sigma Vc = 0.65 * \Sigma Vc_{(i+1)}$$

Donde la resistencia al corte Vc es:

$$Vc = 0.53\lambda\sqrt{f'c} * bw * d$$

Remplazando y simplificando, la ecuación queda en términos de bw*d, que es el área de concreto de los elementos resistentes.

$$\Sigma(bw * d)_i < 0.65 * \Sigma(bw * d)_{(i+1)}$$

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Story	C25x50	C60	L75*100*30	T75*140*30	T75*120*30	∑(bw*d)i	0.65*∑(bw*d)(i+1)	ESTRUCTURA
	m²	m²	m²	m²	m²			
Story5	0.25	0	1.74	0	6.93	8.92		
Story4	0.625	0.57	1.74	7.77	0	10.70048668	5.798	REGULAR
Story3	0.625	0.57	1.74	7.77	0	10.70048668	6.95531634	REGULAR
Story2	0.625	0.57	1.74	7.77	0	10.70048668	6.95531634	REGULAR
Story1	0.625	0.57	1.74	7.77	0	10.70048668	6.95531634	REGULAR
							F.I.	1

De los resultados, no presenta irregularidad extrema de resistencia.

e) Irregularidad de Masa o Peso

Según la norma E0.30, Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3 que manifiesta la estimación de peso, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

Existe irregularidad cuando:

$$W_i < 1.5 * \{W_{(i+1)}; W_{(i-1)}\}$$

Donde:

$W_i = Peso\ del\ piso\ en\ investigación$

$W_{(i+1)} = Peso\ del\ piso\ adyacente\ superior$

$W_{(i-1)} = Peso\ del\ piso\ adyacente\ inferior$

Story	M_i	W_i	$1.5 * W_{i+1}$	ESTRUCTURA	W_i	$1.5 * W_{i-1}$	ESTRUCTURA
	Kg	Kgf	Kgf		Kgf	Kgf	
Story5	35286	35286.03			35286.03	83759.715	REGULAR
Story4	55839.8	55839.81	52929.045		55839.81	86345.1	REGULAR
Story3	57563.4	57563.4	83759.715	REGULAR	57563.4	86345.1	REGULAR
Story2	57563.4	57563.4	86345.1	REGULAR	57563.4	86345.1	REGULAR
Story1	57563.4	57563.4	86345.1	REGULAR	57563.4		
			F.I.	0.9		F.I.	1

Del resultado obtenido, no presenta irregularidad de masa o peso.

f) Irregularidad geométrica vertical

Según la norma E0.30, La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

Existe irregularidad cuando:

$$L_1 < 1.3L_2$$

Donde:

$L_1 = Dimension\ en\ planta\ del\ piso\ de\ analisis.$

$L_2 = Dimension\ en\ planta\ del\ piso\ adyacente.$

Story	Dirección en X (m)						
	L_i	L_{i+1}	$1.3 * L_{i+1}$	ESTRUCTURA	L_{i-1}	$1.3 * L_{i-1}$	ESTRUCTURA
Story5	36.72				48.2	62.66	REGULAR
Story4	48.2	36.72	47.736		48.2	62.66	REGULAR
Story3	48.2	48.2	62.66	REGULAR	48.2	62.66	REGULAR
Story2	48.2	48.2	62.66	REGULAR	48.2	62.66	REGULAR
Story1	48.2	48.2	62.66	REGULAR			
			F.I. (X)	0.9		F.I. (X)	0.9

Story	Dirección en Y (m)						
	L_i	L_{i+1}	$1.3 * L_{i+1}$	ESTRUCTURA	L_{i-1}	$1.3 * L_{i-1}$	ESTRUCTURA
Story5	8.26				10.73	13.949	REGULAR
Story4	10.73	8.26	10.738		10.73	13.949	REGULAR
Story3	10.73	10.73	13.949	REGULAR	10.73	13.949	REGULAR
Story2	10.73	10.73	13.949	REGULAR	10.73	13.949	REGULAR
Story1	10.73	10.73	13.949	REGULAR			
			F.I. (Y)	1		F.I. (Y)	1

No hay este tipo de irregularidad, porque sus dimensiones en cada piso se mantienen uniformes

g) Discontinuidad en los sistemas resistentes

Según la norma E0.30, Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.

Existe irregularidad cuando, la estructura tiene discontinuidad en los sistemas resistentes:

$$\Delta_{ejes} < 0.25 * L_{elemento}$$

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Solo si:

$$V_{elemento} < 0.10 * V_i$$

Donde:

Δ_{ejes}= $Desalineamiento\ vertical\ o\ distancia\ entre\ ejes\ de\ los\ elemntos\ continuos\ en\ altura$

$L_{elemento} = Longitud\ del\ elemento\ vertical\ en\ la\ direccion\ de\ analisis$

$V_{elemento} = Fuerza\ cortante\ que\ toma\ el\ elemento$

$V_i = Fuerza\ cortante\ en\ el\ piso\ i.$

No hay este tipo de irregularidad, porque sus elementos no presentan ningún tipo de desalineamiento en todos los pisos.

h) Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes

Según la norma E0.30, Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.

De la misma forma que lo descrito en ítem g, pero ahora se aplica si la fuerza cortante que toma el elemento es mayor a 25% del cortante total del entrepiso. Entonces, existe irregularidad cuando la estructura tiene discontinuidad extrema en los sistemas resistentes:

$$\Delta_{ejes} < 0.25 * L_{elemento}$$

Solo si:

$$V_{elemento} < 0.25 * V_i$$

No hay este tipo de irregularidad, porque no presentar la anterior discontinuidad en los sistemas resistentes.

∴ El factor de irregularidad Ia = 1

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

2. IRREGULARIDAD EN PLANTA Ip:

Al igual que las irregularidades en altura, las irregularidades en planta representan un riesgo importante en las edificaciones, pues los problemas que generalmente suelen ocurrir pueden ser muy destructivos como el comportamiento torsional de la estructura y las fallas en las esquinas entrantes.

a) Irregularidad torsional

Según la norma E0.30, Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δmax), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}).

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

La irregularidad torsional es una irregularidad más común y destructivas entre la mayoría de las irregularidades, siendo de mayor interés a la hora del diseño.

Se puede producir por diversas razones, la concentración de rigidez y masa o peso, provocando que el centro de masa y el centro de rigidez se encuentren lo suficientemente distanciados como para generar rotación de los pisos al ser sometidos a fuerzas laterales.

$$\Delta_{inelastica\ máx} > 50\% \Delta_{limite}$$

El edificio es irregular cuando:

$$\frac{\Delta_{máx}}{\Delta_{prom}} > 1.30$$

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Donde:

$$\Delta_{prom} = \frac{\Delta_I + \Delta_R}{2}$$

$$\Delta_I = \frac{\Delta_{I-1} + \Delta_{I-2}}{2} \quad \wedge \quad \Delta_D = \frac{\Delta_{R-1} + \Delta_{R-2}}{2}$$

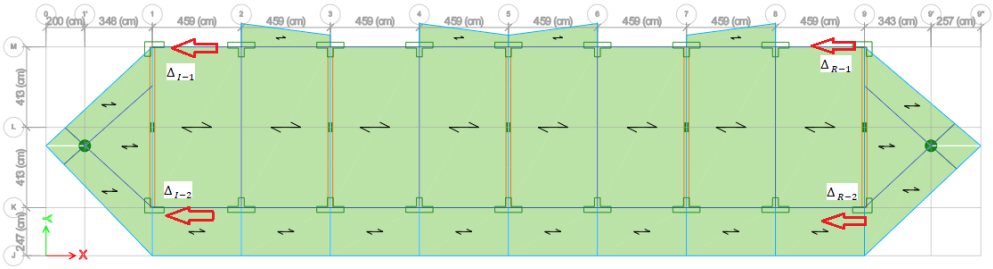


Figura 49. Irregularidad Torsional.

Story	Load Case	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	ESTRUCTURA
Story5	SESTX	Diaph D5 X	0.000816	0.000816	1.001	REGULAR
Story4	SESTX	Diaph D4 X	0.001191	0.00119	1.001	REGULAR
Story3	SESTX	Diaph D3 X	0.001483	0.001481	1.001	REGULAR
Story2	SESTX	Diaph D2 X	0.001488	0.001486	1.001	REGULAR
Story1	SESTX	Diaph D1 X	0.000841	0.000839	1.002	REGULAR
						1

Story	Load Case	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	ESTRUCTURA
Story5	SESTY	Diaph D5 Y	0.001053	0.000978	1.077	REGULAR
Story4	SESTY	Diaph D4 Y	0.001036	0.000905	1.144	REGULAR
Story3	SESTY	Diaph D3 Y	0.00117	0.001013	1.155	REGULAR
Story2	SESTY	Diaph D2 Y	0.001215	0.001049	1.158	REGULAR
Story1	SESTY	Diaph D1 Y	0.000932	0.000815	1.144	REGULAR
						1

Del resultado obtenido, no presenta irregularidad torsional.

b) Irregularidad torsional extrema

Según la norma E0.30, Existe 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 (Δ_{CM}), es

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}).

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

No hay este tipo de irregularidad torsional extrema, porque el máximo valor es de 1.002 y 1.158, verificado en la irregularidad torsional.

c) Irregularidad esquina entrantes

Según la norma E0.30, La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta

Existe irregularidad de esquina entrante cuando, las longitudes de la esquina entrante en ambas direcciones, es mayor al 20% de la dimensión total correspondiente en planta. Siendo:

$$L_{esquina\,(x)} > 20\% * L_X \quad y \quad L_{esquina\,(y)} > 20\% * L_Y$$

Tendría que cumplir para ambas direcciones.

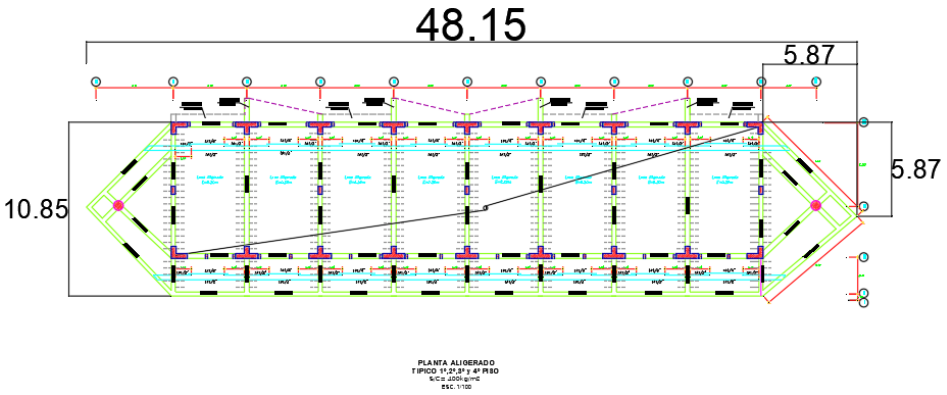


Figura 50. Irregularidad Esquina Entrantes.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Story	Dirección en X (m)			ESTRUCTURA	Dirección en Y (m)			ESTRUCTURA
	L_X (mayor)	L_{esq} (menor)	$0.20*L_X$		L_Y (mayor)	L_{esq} (menor)	$0.20*L_Y$	
Story5	48.15		9.63	REGULAR	10.85		2.17	REGULAR
Story4	48.15	5.87	9.63	REGULAR	10.85	5.87	2.17	IRREGULAR
Story3	48.15	5.87	9.63	REGULAR	10.85	5.87	2.17	IRREGULAR
Story2	48.15	5.87	9.63	REGULAR	10.85	5.87	2.17	IRREGULAR
Story1	48.15	5.87	9.63	REGULAR	10.85	5.87	2.17	IRREGULAR
			F.I.	1			F.I.	0.9

No se considera este tipo de irregularidad debido de que la norma menciona que se debe de tener en ambas direcciones.

d) Irregularidad por discontinuidad del Diafragma

Según la norma E0.30, La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma.

También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.

Se genera cuando en un nivel se tiene un diafragma con un área de abertura mayor que el 50% del área total del diafragma. Esto influye grandemente en la rigidez total del sistema, provocando también la irregularidad de masa.

$$A_{abertura} > 50\% * A_i$$

También cuando en las secciones del diafragma en la dirección de análisis:

$$S_{resistente} > 25\% * S_{area\ bruta}$$

No hay este tipo de irregularidad de discontinuidad de diafragma.

e) Irregularidad por sistemas no paralelos

Según la norma E0.30, Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.

Se aplica cuando los ejes forman un ángulo de más de 30° con respecto a la dirección de análisis, solo si los elementos en dichos ejes, resisten más del 10% de la fuerza cortante del piso.

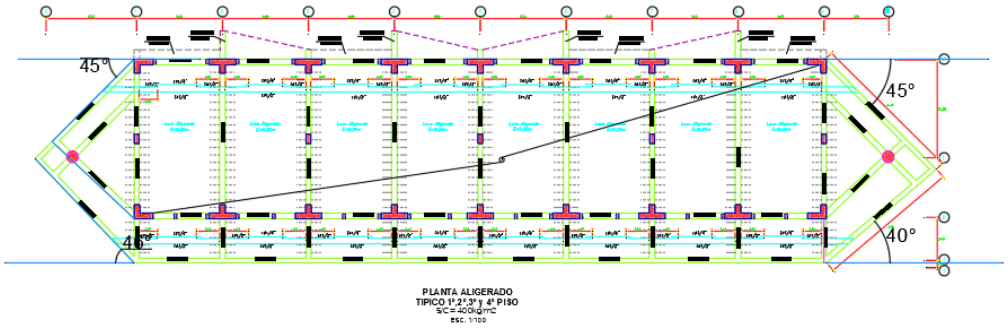


Figura 51. Irregularidad por sistemas no paralelo.

Δ X =	5.3 m.
Δ Y =	5.3 m.
Relación:	1 m.
En grados sexag.:	45.00 °
ESTRUCTURA	IRREGULAR
F.I.	1

Velemento =	4.86744 tonf
Vi=	488.12254 tonf
0.10*Vi=	48.812254 tonf
∴	NO APLICA

Δ X =	5.3 m.
Δ Y =	5.55 m.
Relación:	1.04717 m.
dos sexag.:	46.32 °
RUCTURA	IRREGULAR
F.I.	1

Velemento =	4.39904 tonf
Vi=	1301.66065 tonf
0.10*Vi=	130.166065 tonf
∴	NO APLICA

Los sistemas no paralelos forman ángulos mayores a 30°, pero no aplica debido a que los elementos de la línea no paralelo resisten menos del 10% de la fuerza córtate de piso.

∴ El factor de irregularidad Ip = 1

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

5.4.9. Análisis Estructural:

A. Acción Sísmica - Espectros reducidos para Análisis Modal-Espectral.

Basado en los parámetros establecidos en la norma NTE.030, se definió el espectro de diseño para cada una de las direcciones de calculó el espectro de pseudo- aceleraciones, con su correspondiente factor de reducción de respuesta.

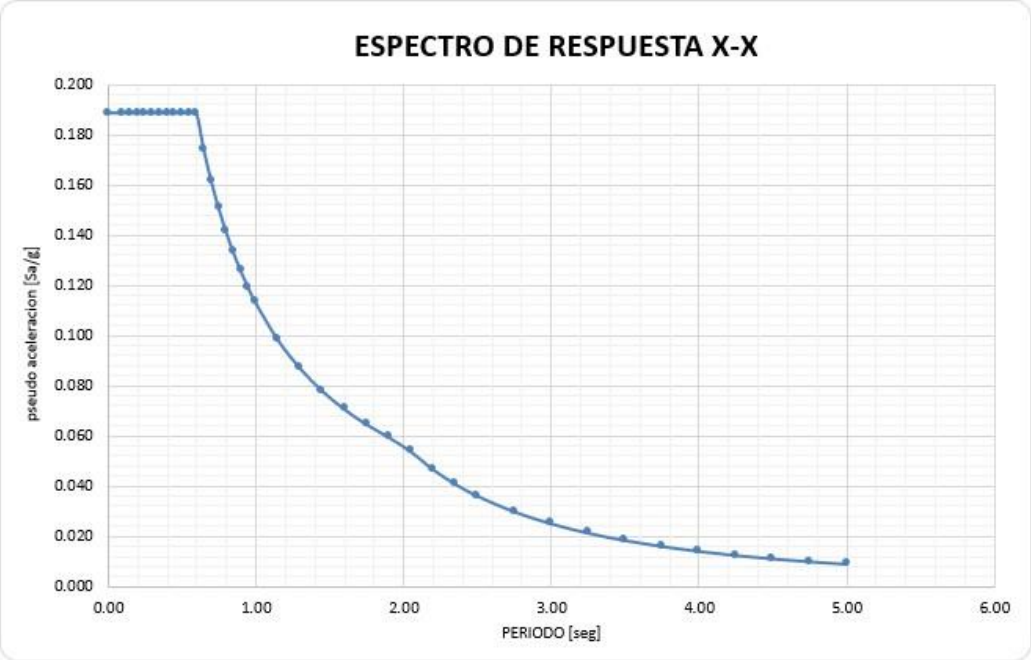


Figura 52. Espectro de Pseudo-aceleraciones Dirección X-X

Fuente: Propia

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

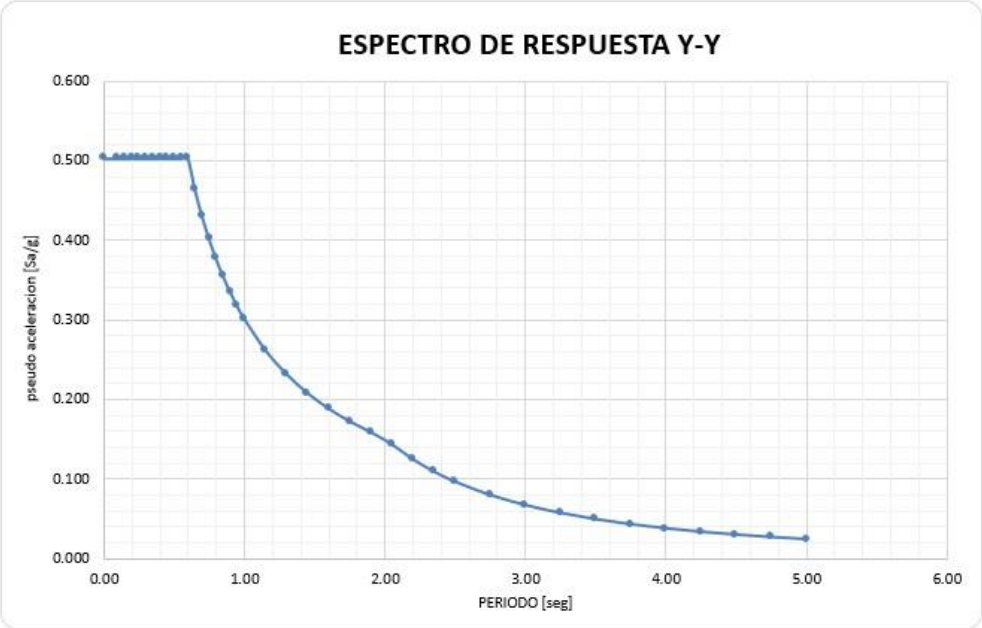


Figura 53. Espectro de Pseudo-aceleraciones Dirección Y-Y

Fuente: Propia

B. Modelo Estructural.

Se realizó un modelo matemático del edificio a través del de un programa de análisis estructural, logrando así una representación más real de su comportamiento, incorporando la rigidez de la albañilería confinada.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

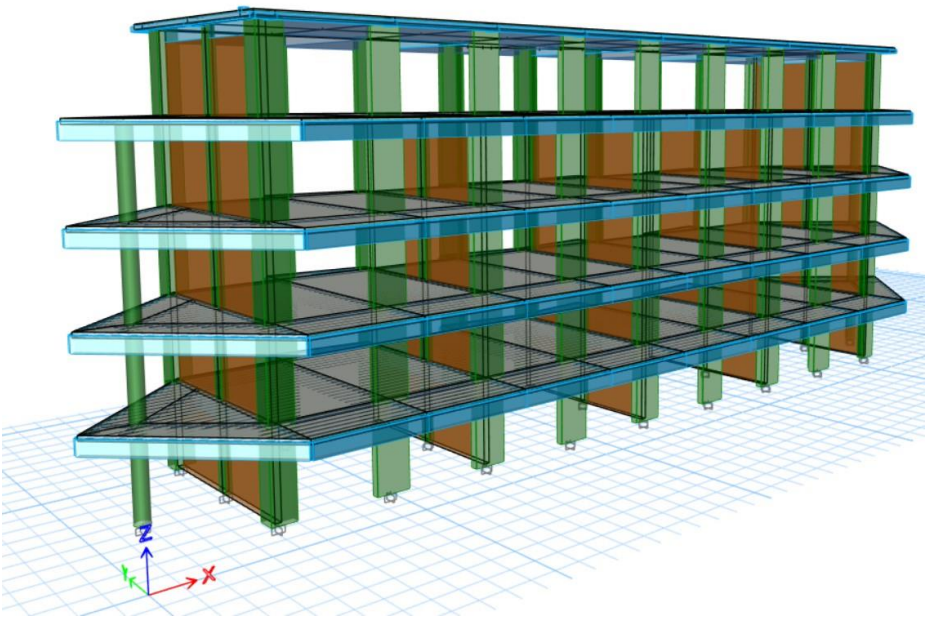


Figura 54. Modelo estructural del bloque 1 de aulas comunes de la UNASAM

Fuente: Propia

C. Consideración para el Análisis y Revisión de la estructura

- **Método de Análisis**

Para el análisis de la edificación se aplicó un análisis dinámico modal espectral con tres grados de libertad por planta (diafragma rígido)

El método de superposición modal utilizado es la combinación cuadrática completa (CQC), que toma en cuenta el acoplamiento entre modos de frecuencias cercanas. Los efectos de excentricidades accidentales y de la componente rotacional del terreno

Se determinaron los desplazamientos de cada nivel de entrepiso, derivas máximas, las fuerzas cortantes en la base en cada dirección horizontal de la edificación.

- **Paridos y Formas Modales**

A continuación, se presentan los periodos (T) y formas modales correspondiente al modelo de análisis, se muestran los primeros tres modos de vibración de los modelos de vibración.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Modos de vibración de la estructura:

Figura 55. Modo 1: T = 0.506 s. Tipo de movimiento: Traslación en X

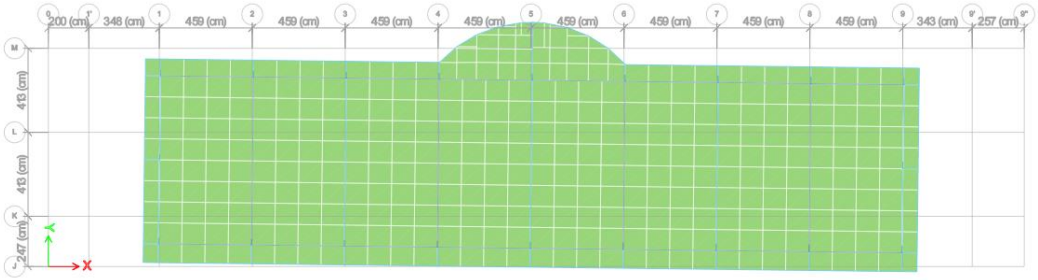


Figura 56. Modo 2: T = 0.274 s. Tipo de movimiento: Traslación en Y

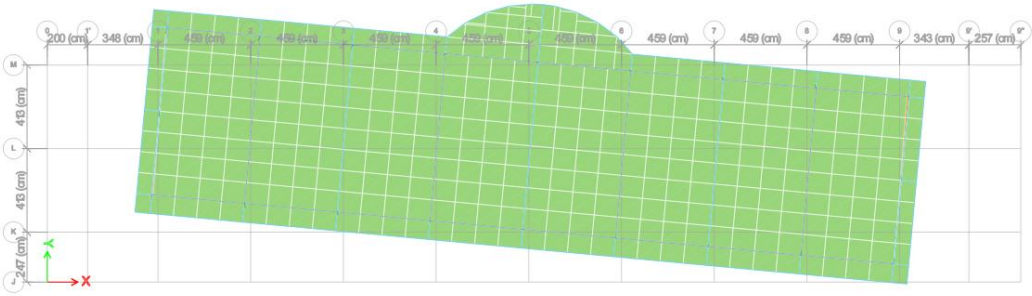


Figura 57. Modo 3: T = 0.274 s. Tipo de movimiento: Traslación en Y + Rotación

Se observa que el primer Y segundo modo de vibración son traslacionales se presenta en la dirección X, mientras que el segundo modo en la dirección Y, y el tercer modo de vibración es traslación más rotación de una forma torsional.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

- **Revisión de la Masa Participativa**

el factor de las masas participativas a nivel general estaríamos viendo que por lo menos en el los modos 1 y 2 estaríamos casi cerca del 78% cosa que es bastante representativo para ambas direcciones, además acumulada en la dirección X-X es mayor al 90% desde el cuarto modo (91.15%), en la dirección Y-Y la masa participativa es mayor al 90% a partir del quinto modo (93.11%) lo cual es conforme, estos resultados nos llevan a concluir de que los 15 modos de vibración considerados en el modelo matemático nos dan resultados confiables.

Tabla 14.

Periodo fundamental y masa participativa.

Perido - Masa Participativa											
Modo	**Periodo (s)**	**UX**	**UY**	**UZ**	**SumUX**	**SumUY**	**RX**	**RY**	**RZ**	**Porcentaje de Torsion**	
1	**0.506**	**0.787**	0	0	0.7871	0	0	0.2637	0.0001	0.264	***0.04%***
2	**0.274**	0	**0.791**	0	0.7871	0.7913	0.2504	9.86E-06	0.0085	0.259	***3.28%***
3	**0.267**	8.91E-06	0.0083	0	0.7871	0.7996	0.0029	0.0009	0.8035	0.807	***99.53%***
4	0.149	0.1243	0	0	0.9115	0.7996	0	0.5117	2.83E-05		
5	0.097	0	0.1315	0	0.9115	0.9311	0.5078	0	4.24E-05		
6	0.087	0.0003	3.82E-05	0	0.9118	0.9311	0.0001	0.0005	0.137		
7	0.075	0.0521	0	0	0.9639	0.9311	0	0.1105	0.0008		
8	0.059	0	0.0451	0	0.9639	0.9762	0.1614	0	1.57E-06		
9	0.051	0.0003	5.87E-06	0	0.9642	0.9762	2.39E-05	0.001	0.0321		
10	0.047	0.0264	0	0	0.9905	0.9762	7.44E-07	0.0835	0.0002		
11	0.04	8.04E-07	0.0186	0	0.9905	0.9949	0.0579	2.57E-06	2.35E-05		
12	0.038	0.0001	4.02E-05	0	0.9906	0.9949	0.0001	0.0003	0.0137		

Fuente: Propia

- **Revisión de Derivas en Ambas Direcciones**

la norma NTE.030 establece en el artículo 31, que el desplazamiento lateral total de cada nivel se calcula como

$$\Delta i = 0.75R\Delta ei$$

Donde:

R: Factor de reducción

Δei: Desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente procediendo a calcular la deriva como: $\frac{\delta i}{hi - h_{i-1}}$

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Donde, $\delta i = \Delta i - \Delta_{i-1}$

$hi - h_{i-1}$) = Separación entre pisos o niveles consecutivos

Las siguientes tablas 15 - 16 muestran las derivas inelásticas obtenida en el modelo tanto para la dirección en X como para la dirección en y de análisis, para pasar de una deriva elástica a otra inelástica, de acuerdo a la NTE E0.30 nos indica que para estructuras regulares el valor se multiplique por 0.75R

Tabla 15.

Deriva – Distorsión Inelástica dirección longitudinal "X".

Piso	Altura de Entrepiso	Desplazamiento Relativo (cm)	Distorsion Elastica	Distorsion inelastica	NTE.030	Verificacion
Piso 05	350	0.2258	**0.0006**	**0.0039**	0.007	**OK**
Piso 04	350	0.3338	**0.0010**	**0.0057**	0.007	**OK**
Piso 03	350	0.4175	**0.0012**	**0.0072**	0.007	**NO PASA**
Piso 02	350	0.4189	**0.0012**	**0.0072**	0.007	**NO PASA**
Piso 01	350	0.2357	**0.0007**	**0.0040**	0.007	**OK**

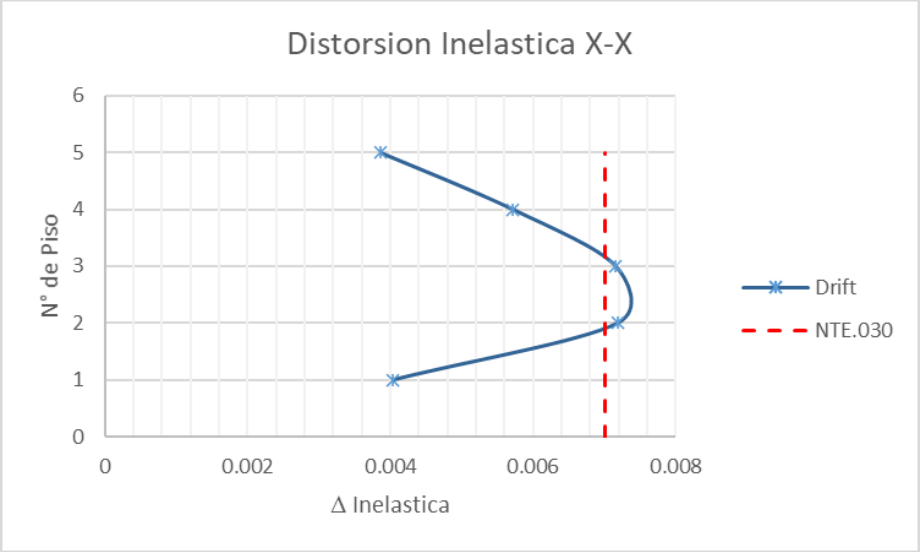


Figura 58. Deriva inelástica en la dirección "X"

Fuente: Propia

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Tabla 16.

Deriva – Distorsión Inelástica dirección transversal "Y".

Piso	Altura de Entrepiso	Desplazamiento Relativo (m)	Distorsion Elastica	Distorsion inelastica	NTE.030	Verificacion
Piso 05	350	0.2789	**0.0008**	**0.0018**	0.005	**OK**
Piso 04	350	0.255	**0.0007**	**0.0016**	0.005	**OK**
Piso 03	350	0.2854	**0.0008**	**0.0018**	0.005	**OK**
Piso 02	350	0.2963	**0.0008**	**0.0019**	0.005	**OK**
Piso 01	350	0.2312	**0.0007**	**0.0015**	0.005	**OK**

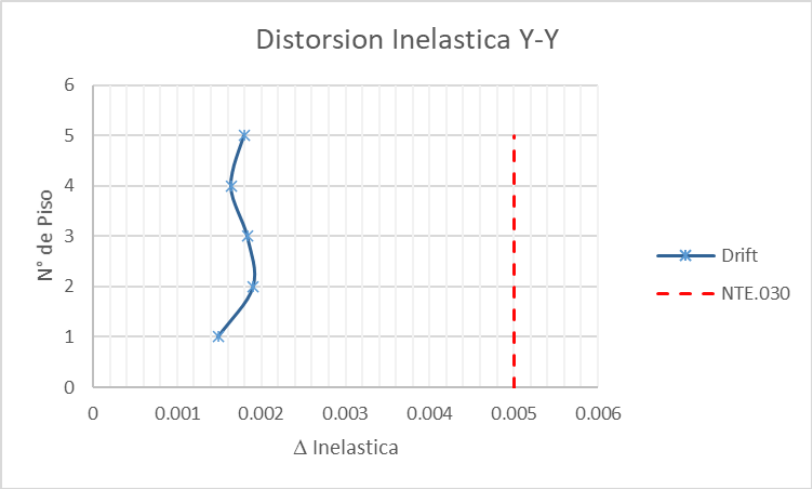


Figura 59. Deriva inelástica en la dirección "Y"

Fuente: Propia

Se puede observar que los resultados mostrados, exceden el límite admisible en la dirección x de 7‰ propuesta en la tabla N° 11 de la norma e.030 como se puede apreciar la deriva inelástica máxima en la dirección X se obtiene un valor de 7.2‰ > 7‰ en el 2do y 3er entrepiso superando el límite de distorsión establecida en la NTE.030. Del mismo modo, en dirección "Y" se muestra un comportamiento esperado ya que presenta valores menores de desplazamiento, debido a la rigidez que posee, la deriva máxima ocurre en el 2do nivel o entrepiso con un valor de 1.9‰ < 5‰.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

- **Revisión de la Fuerza Cortante Mínima - Cortante Basal**

Se compara la demanda de fuerza cortante estática y la fuerza cortante dinámica Según la NTE.030, el valor de la fuerza cortante dinámica no debe ser menor al 80 % de la fuerza cortante estática para estructuras regulares.

Tabla 17.

Cortante basal dinámica y estática.

Cortante	Vestatica	80% V estatica	V dinamica	Factor de Escala
V base - x (kg)	488,122.540	390,498.032	390,546.060	1.000
V base - y (kg)	1,301,660.650	1,041,328.520	1,057,912.960	0.984

Por tanto, no amplificacion

Fuente: Propia

- **Verificación del Muro de Albañilería Confinada**

❖ **Control de fisuración:**

El análisis que se ha hecho es ante un sismo moderado, el cortante que debemos hayar debe de ser menor a la fuerza admisible

$$V_e \leq 0.55V_m : \ Fuerza\ cortante\ admisible$$

Donde:

$$V_e, es\ la\ fuerza\ cortante\ producida\ por\ el\ sismo\ moderado$$

$$en\ el\ muro\ de\ análisis$$

$$V_m, es\ la\ fuerza\ cortante\ asociada\ al\ agritamiento\ diagonal$$

$$de\ la\ albañilería$$

❖ **Resistencia al Agrietamiento Diagonal:**

La resistencia al corte (Vm) de los muros de albañilería se calculará en cada entrepiso mediante las siguientes expresiones:

$$V_m = 0.5 * v'_m * \propto * t * L + 0.23Pg$$

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Donde:

V_m: $Es\ la\ resistencia\ a\ cortante\ de\ la\ albañileria$

v'_m: $resistencia\ característica\ a\ corte\ de\ la\ albañilería$

Pg: $Carga\ gravitacional\ de\ servicio, con\ sobrecarga\ reducida$

t: $Espesor\ efectivo\ del\ muro$

L: $Longitud\ total\ del\ muro\ (incluyendo\ a\ las\ columnas\ en\ el\ caso\ de\ los\ muros\ confinados)$

$\propto$: $factor\ de\ reduccion\ de\ resitencia\ al\ corte\ por\ efectos\ de\ esbeltez, calculado\ como$:

$$\frac{1}{3} \leq \propto = \frac{V_e * L}{M_e} \leq 1$$

Donde:

V_e: $es\ la\ fuerza\ cortante\ del\ muro\ obtenida\ del\ análisis\ elástico$

M_e: $es\ el\ momento\ flector\ del\ muro\ obtenido\ del\ análisis\ elástico$

❖ **Verificación de la Carga Axial**

Conforme a lo siguiente:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L * t}$$

$$\sigma_m \leq 0.20 * f'm \left[1 - \left(\frac{h}{35 * t}\right)^2\right]$$

$$\sigma_m \leq 0.15 * f'm$$

El esfuerzo axial máximo (σ_m) producido por la carga de gravedad máxima de servicio (P_m), incluyendo el 100% de sobrecarga, será inferior a:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L * t} \leq 0.20 * f'm \left[1 - \left(\frac{h}{35 * t}\right)^2\right] \leq 0.15 * f'm$$

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

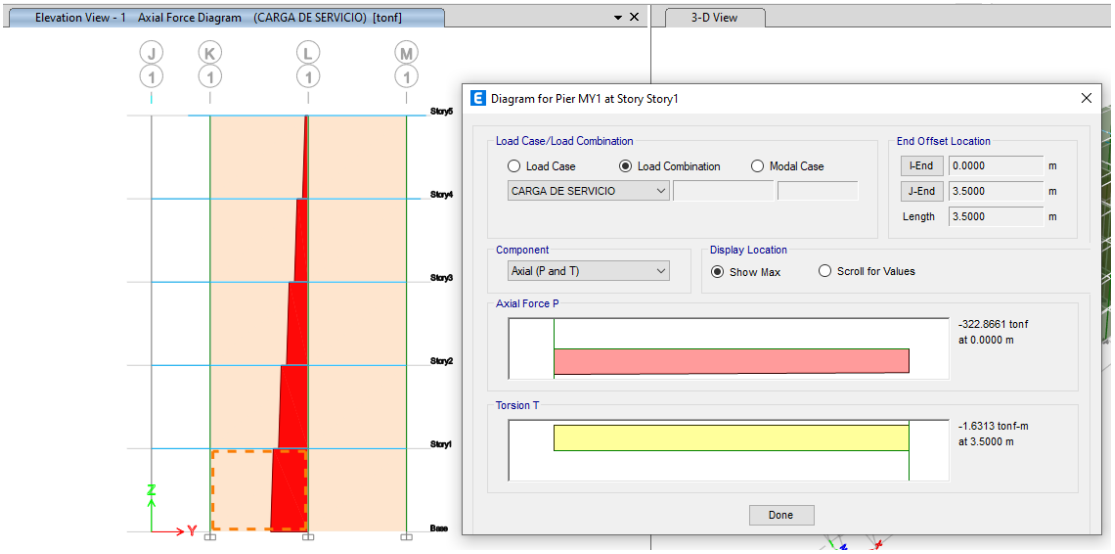


Figura 60. Fuerza en la base del muro de albañilería confinada

Tabla 18.

Verificación de la Carga Axial.

CARGA AXIAL EN TONELADAS	LONGITUD TOTAL DEL MURO	ALTURA	ESPESOR	ESFUERZO MAXIMO	ESFUERZO MAXIMO		ESFUERZO MAXIMO			
Pm	L(m)	H (m)	t (m)	σm (tonf/m2)	σmax1 (tonf/m2)		σmax2 (tonf/m2)			%f'm
322.8661	8.50	2.9	0.25	151.937	115.720	NO PASA	97.500	NO PASA, SE REQUIER MAS AREA		23.37
345.4947	8.50	2.9	0.25	162.586	115.720	NO PASA	97.500	NO PASA, SE REQUIER MAS AREA		25.01
357.7688	8.50	2.9	0.25	168.362	115.720	NO PASA	97.500	NO PASA, SE REQUIER MAS AREA		25.90
345.4993	8.50	2.9	0.25	162.588	115.720	NO PASA	97.500	NO PASA, SE REQUIER MAS AREA		25.01
324.983	8.50	2.9	0.25	152.933	115.720	NO PASA	97.500	NO PASA, SE REQUIER MAS AREA		23.53

Se ve que los esfuerzos de la albañilería son superados y no se estaría cumpliendo con la carga axial en todos los muros, se debió incrementar área

- **Análisis por Cortante en Muros de Albañilería**

Al ser los muros de albañilería no solo se debe de verificar derivas, debido a que este es un elemento más frágil que no tiene mucha resistencia por corte, por lo que se calcula el cortante en cada muro del primer nivel, lo anterior se observa en la siguiente imagen.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e L}{M_e} \leq 1 \qquad V_m = 0.5 v_m \alpha L t + 0.23 P_g \qquad V_e \leq 0.55 V_m$$

$$V_u = V_e \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \qquad M_u = M_e \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \qquad 2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$$

V_m: Resistencia al corte de la albañileria (Tonf/m2) = 81

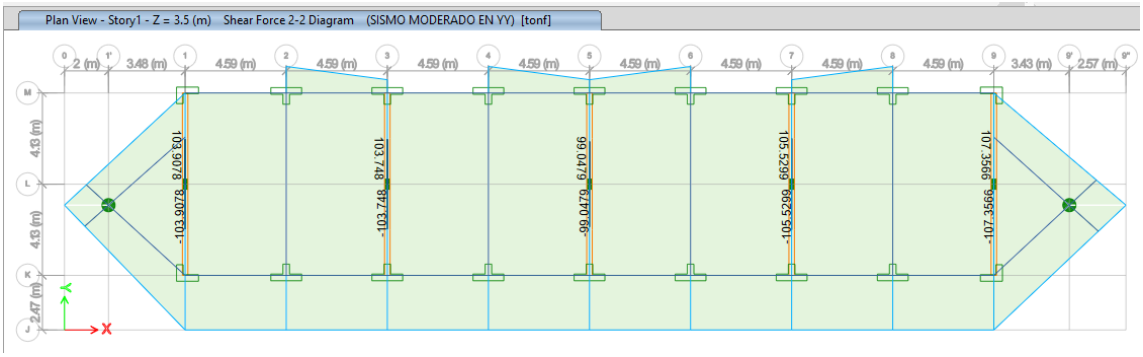


Figura 61. Cortante en cada muro del primer nivel

Fuente: Propia

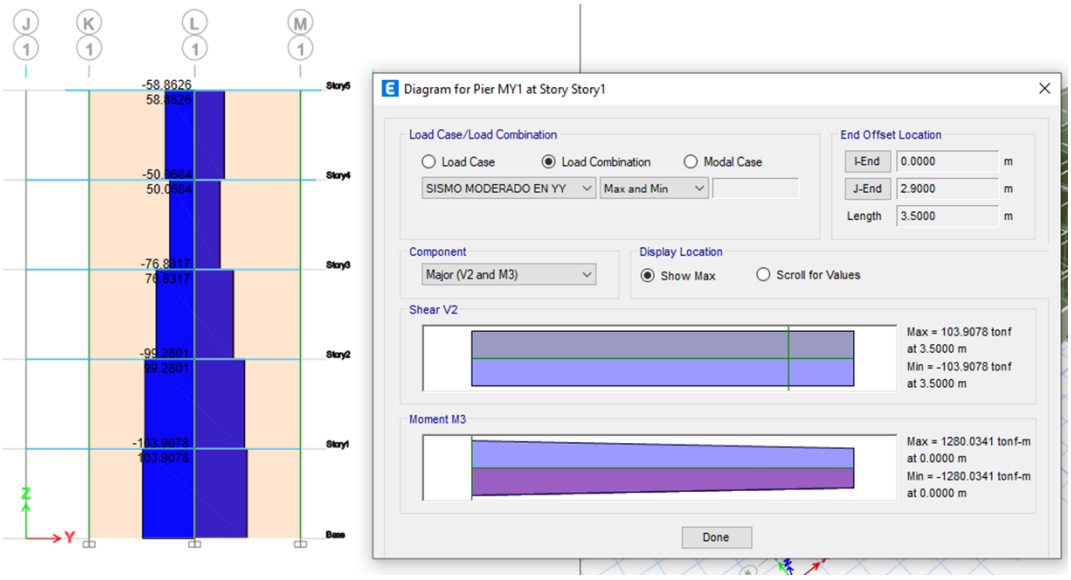


Figura 62. Verificación de fuerzas en los muros

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Tabla 19.

Resistencia del muro de albañilería confinada.

VERIFICACION POR FISURACIÓN EN LA DIRECCIÓN Y (PRIMER NIVEL)									
MURO	L (m)	t (m)	P g (tonf)	Ve (tonf)	Me (tonf-m)	α	Vm (tonf)	0.55Vm (tonf)	Fisura
MY1	8.50	0.25	291.96	103.91	1,280.03	0.69	126.53	69.59	SI FISURA
MY2	8.50	0.25	311.82	103.75	1,187.02	0.74	135.65	74.61	SI FISURA
MY3	8.50	0.25	322.49	99.05	1,133.62	0.74	138.09	75.95	SI FISURA
MY4	8.50	0.25	311.82	105.53	1,206.33	0.74	135.71	74.64	SI FISURA
MY5	8.50	0.25	293.54	107.36	1,317.46	0.69	127.13	69.92	SI FISURA
			∑Ve =	519.59		>	$\Sigma 0.55V_m =$	364.71	ERROR DE DISEÑO

Los muros tienen una resistencia global de 364.71 ton-f y la demanda es de 519.59 ton-f como mínimo por lo que presenta un gran déficit por corte, Alfa demuestra que nuestro muro tiene un compartimiento netamente a cortante.

❖ **Verificación del Refuerzo horizontal en los Muros de Albañilería**

Todo muro de albañilería confinada cuya cortante bajo sismo severo sea mayor o igual a su resistencia al corte ($V_u \geq V_m$), o que tenga un esfuerzo a compresión axial producido por la carga gravitacional considerando toda la sobrecarga, ($\sigma_m = P_m/(L * t)$), mayor o igual que 0.05*f'_m, deberá llevar refuerzo horizontal continúo anclado a las columnas de confinamiento (NTE0.70, 2006).

En edificaciones de más de tres niveles todos los muros de albañilería portantes es decir soportan cargas gravitacionales y sísmicas del primer nivel serán reforzados horizontalmente.

La cuantía del acero de refuerzo horizontal será: $\rho = \frac{A_s}{s*t} \geq 0.001$. las varillas de refuerzo penetraran en las columnas de confinamiento por lo menos 12.5 cm y terminaran con ganchos a 90° vertical de 10cm de longitud

Se tiene calculado el esfuerzo, que porcentaje de resistencia a compresión va tener el esfuerzo de albañilería, verificando que estas sean mayores al 5%

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

CARGA AXIAL EN TONELADAS	LONGITUD TOTAL DEL MURO	ALTURA	ESPESOR	ESFUERZO MAXIMO	ESFUERZO MAXIMO		ESFUERZO MAXIMO			
Pm	L(m)	H (m)	t (m)	σm (tonf/m2)	σmax1 (tonf/m2)		σmax2 (tonf/m2)			%f'm
322.8661	8.50	2.9	0.25	151.937	115.720	NO PASA	97.500	NO PASA, SE REQUIER MAS AREA		23.375
345.4947	8.50	2.9	0.25	162.586	115.720	NO PASA	97.500	NO PASA, SE REQUIER MAS AREA		25.013
357.7688	8.50	2.9	0.25	168.362	115.720	NO PASA	97.500	NO PASA, SE REQUIER MAS AREA		25.902
345.4993	8.50	2.9	0.25	162.588	115.720	NO PASA	97.500	NO PASA, SE REQUIER MAS AREA		25.014
324.983	8.50	2.9	0.25	152.933	115.720	NO PASA	97.500	NO PASA, SE REQUIER MAS AREA		23.528

Es mayor al 5% del esfuerzo axial por lo tanto debemos colocarle acero horizontal continuo

Por lo tanto:

$$\rho = \frac{A_s}{s * t} \geq 0.001$$

$$s = \frac{A_s}{0.001 * t}$$

Considerando varillas 2 ø1/4= 0.32*2= 0.64 cm2

$$s = \frac{0.64}{0.001 * 23} = 27.826\ cm$$

Debiendo ser 2 ø1/4 espaciados cada 3 hileras de ladrillo, si no son colocados el muro pierde capacidad de deformación no teniendo la ductilidad esperada.

- **Verificación de las Columnas de Confinamiento.**

Se verificará las columnas de confinamiento, para ello se determinará la cortante, la tracción y la compresión quienes son las fuerzas internas de las columnas las cuales se obtiene aplicando las expresiones dadas por la tabla 11 de la norma E.070.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

TABLA 11 FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO			
COLUMNA	V_c **(fuerza cortante)**	T **(tracción)**	C **(compresión)**
Interior	$\frac{V_{m1} L_m}{L(N_c+1)}$	$V_{m1}\frac{h}{L}-P_c$	$P_c\frac{V_{m1} h}{2L}$
Extrema	$1{,}5\frac{V_{m1} L_m}{L(N_c+1)}$	$F-P_c$	P_c+F

la columna; y, carga proveniente de los muros transversales de acuerdo a su longitud tributaria indicada en el Artículo 24 (24.6).

Donde:

$M = M_{u1} - 1/2V_{m1} * h$ ("h" es la altura del primer piso).

$F = M/L$ F = fuerza axial en las columnas extremas producidas por "M".

N_c = número de columnas de confinamiento (en muros de un paño N_c= 2)

L_m= longitud del paño mayor ó 0,5 L, lo que sea mayor (en muros de un paño $L_m = L$)

P_C = es la sumatoria de las cargas gravitacionales siguientes: carga vertical directa sobre la columna de confinamiento; mitad de la carga axial sobre el paño de muro a cada lado de la columna; y, carga proveniente de los muros transversales de acuerdo a su longitud tributaria.

$V_{m1} = Es\ igual\ a\ la\ resitencia\ de\ albañileria\ del\ primer\ nivel$

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

A) VERIFCACION DE COLUMNA DE CONFINAMIENTO INTERIOR

$Vm1$ = Es igual a la resitencia de albañileria del primer nivel
Lm =Longitud del paño mayor ó 0.5L,lo que sea mayor (en muro de un paño Lm=L)
Nc =Número de columnas de confinamiento)en muros de un paño Nc=2)

$$Vm1 := 126.53\ tonnef \qquad Lm := 4.25\ m \qquad Nc := 3 \quad L := 8.5\ m$$

* Obteniendo la cortante de la columna interior:

$$Vc := \frac{Vm1 \cdot Lm}{L \cdot (Nc+1)} = 15.816\ tonnef$$

* Fuerza de tracción en la columna interior, h es la altura del primer piso, PC es la sumatoria de las cargas gravitacionales.

$$h := 3.5\ m \qquad Pc := 145.98\ tonnef$$

$$T := Vm1 \cdot \frac{h}{L} - Pc = -93.879\ tonnef$$

$$T := 0\ tonnef$$

∴No se tiene traccion en la columna de confinamiento interior

* Fuerza de Compresión en la columna interior.

$$C := Pc - \frac{Vm1 \cdot h}{2 \cdot L} = 119.93\ tonnef$$

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

a.1) Determinación de la sección de concreto de la columna de confinamiento interior.

a.2) Determinación del acero vertical:

El refuerzo vertical a colocar será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción y traccón, El refuerzo vertical (A_s) será la suma del refuerzo requerido por corte-fricción (A_{sf}) y el refuerzo requerido por tracción (A_{st}):

Donde:

El factor de reducción de resistencia es ϕ = 0.85

El coeficiente de fricción es: μ = 0.80 para juntas sin tratamiento y para juntas en la que se haya eliminado la lechada de cemento *y sea intencionalmente rugosa.*

$$fy := 4200\ \frac{kgf}{cm^2} \qquad \mu := 0.8 \qquad \phi := 0.85$$

- Area de acero por Fricción

$$Asf := \frac{Vc}{fy \cdot \mu \cdot \phi} = 5.538\ cm^2$$

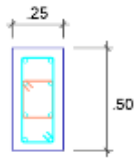
- Area de acero por Tracción

$$Ast := \frac{T}{fy \cdot \phi} = 0\ m^2$$

- Area de acero total longitudinal

$$As := Asf + Ast = 5.538\ cm^2$$

$As := 15.92\ cm^2$ Usados: (8 Ø 5/8")



8 Ø 5/8"
2 ESTRIBOS Ø3/8"
1@0.05, 7@0.10, rto@0.15 m.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

a.1.1) Diseño por compresión:

El área del núcleo (A_n) bordeado por los estribos se obtendrá mediante la expresión:

ϕ = 0,7 o 0,75, según se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente
δ = 0,8, para columnas sin muros transversales
δ = 1, para columnas confinadas por muros transversales

$$f'c := 210\ \frac{kgf}{cm^2} \qquad \phi := 0.7 \qquad \delta := 0.8$$

$$An := As + \frac{\frac{C}{\phi} - As \cdot fy}{0.85 \cdot \delta \cdot f'c} = 747.462\ cm^2$$

$$An := 900\ cm^2$$

a.1.2) Diseño por corte-fricción (V_c):

La sección transversal (A_{cf}) de las columnas de confinamiento se diseñará para soportar la acción de corte fricción, con la expresión siguiente:

$$\phi := 0.85$$

$$Acf := \frac{Vc}{0.2 \cdot f'c \cdot \phi} = 443.032\ cm^2$$

∴ Por lo tanto, el area final será mayor a estos valores, siendo el de la tructura investigada de 900 cm2

Sección Final: **0.25m x 0.50m**

Repositorio Institucional - **UNASAM** - Perú

a.3) Determinación de los estribos de confinamiento:

Los estribos de las columnas de confinamiento podrán ser ya sea estribos cerrados con gancho a 135°, estribos de 1 ¾ de vuelta o zunchos con ganchos a 180°. En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o 1,5 d (por debajo o encima de la solera, dintel o sobrecimiento), deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos (s) entre estribos:

Donde: " d " es el peralte de la columna, "t_n" es el espesor del núcleo confinado y "A_v" es la suma de las ramas paralelas del estribo.

$$tn := 20\ cm \quad Ac := 1250\ cm^2 \quad d := 50\ cm$$

$$Av := 4 \cdot 0.71\ cm^2 = 2.84\ cm^2$$

$$s1 := \frac{Av \cdot fy}{0.3 \cdot tn \cdot f'c \cdot \left(\frac{Ac}{An} - 1\right)} = 24.343\ cm$$

$$s2 := \frac{Av \cdot fy}{0.12 \cdot tn \cdot f'c} = 23.667\ cm$$

$$s3 := \frac{d}{4} = 12.5\ cm$$

$$s4 := 10\ cm$$

∴ Usar estribos: 2 Ø 3/8" 1@0.05, 7@0.10, Rsto. @ 0.20 m

Para la estructura en investigación se tiene 2 Ø 3/8" 1@0.05, 7@0.10, Rsto. @ 0.15 m

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

B) VERIFICACION DE COLUMNA DE CONFINAMIENTO EXTREMA

$Vm1$ = Es igual a la resitencia de albañileria del primer nivel
Lm =Longitud del paño mayor ó 0.5L,lo que sea mayor (en muro de un paño Lm=L)
Nc =Número de columnas de confinamiento)en muros de un paño Nc=2)

$$Vm1 := 126.53\ tonnef \qquad Lm := 4.25\ m \qquad Nc := 3 \quad L := 8.5\ m$$

* Obteniendo la cortante de la columna extrema:

$$Vc := 1.5 \cdot \frac{Vm1 \cdot Lm}{L \cdot (Nc+1)} = 23.724\ tonnef$$

* Fuerza de tracción en la columna extrema, h es la altura del primer piso, PC es la sumatoria de las cargas gravitacionales.

$$h := 3.5\ m$$
$$Pc := 72.99\ tonnef$$
$$Me1 := 1280.03\ tonnef \cdot m$$
$$Ve1 := 103.91\ tonnef$$
$$Mu1 := Me1 \cdot \frac{Vm1}{Ve1} = \left(1.559 \cdot 10^3\right)\ tonnef \cdot m$$

Por lo tanto,

$$M := Mu1 - \frac{1}{2} \cdot Vm1 \cdot h = \left(1.337 \cdot 10^3\right)\ tonnef \cdot m$$
$$F := \frac{M}{L} = 157.324\ tonnef$$
$$T := F - Pc = 84.334\ tonnef$$

$\therefore$ Se tiene tracción en la columna de confinamiento extrema

* Fuerza de Compresión en la columna extrema.

$$C := Pc + F = 230.314\ tonnef$$

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

a.1) Determinación de la sección de concreto de la columna de confinamiento extrema.

a.2) Determinación del acero vertical:

El refuerzo vertical a colocar será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción y traccón, El refuerzo vertical (A_s) será la suma del refuerzo requerido por corte-fricción (A_{sf}) y el refuerzo requerido por tracción (A_{st}):

Donde:

El factor de reducción de resistencia es ϕ = 0.85

El coeficiente de fricción es: μ = 0.80 para juntas sin tratamiento y para juntas en la que se haya eliminado la lechada de cemento *y sea intencionalmente rugosa.*

$$fy := 4200\ \frac{kgf}{cm^2} \qquad \mu := 0.8 \qquad \phi := 0.85$$

- Area de acero por Fricción

$$Asf := \frac{Vc}{fy \cdot \mu \cdot \phi} = 8.307\ cm^2$$

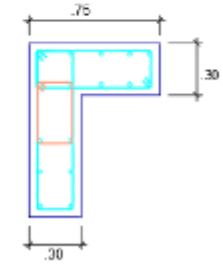
- Area de acero por Tracción

$$Ast := \frac{T}{fy \cdot \phi} = 23.623\ cm^2$$

- Area de acero total longitudinal

$$As := Asf + Ast = 31.93\ cm^2$$

$As := 45.44\ cm^2$ Usados: (16 Ø 3/4")



16 Ø 3/4"
3 ESTRIBOS Ø3/8"
1@0.05, 6@0.10, rto@0.15 m.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

a.1.1) Diseño por compresión:

El área del núcleo (A_n) bordeado por los estribos se obtendrá mediante la expresión:

ϕ = 0,7 o 0,75, según se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente
δ = 0,8, para columnas sin muros transversales
δ = 1, para columnas confinadas por muros transversales

$$f'c := 210\ \frac{kgf}{cm^2} \qquad \phi := 0.7 \qquad \delta := 0.8$$

$$An := As + \frac{\frac{C}{\phi} - As \cdot fy}{0.85 \cdot \delta \cdot f'c} = \left(1.013 \cdot 10^3\right)\ cm^2$$

$$An := 3018\ cm^2$$

a.1.2) Diseño por corte-fricción (V_c):

La sección transversal (A_{cf}) de las columnas de confinamiento se diseñará para soportar la acción de corte fricción, con la expresión siguiente:

$$\phi := 0.85$$

$$Acf := \frac{Vc}{0.2 \cdot f'c \cdot \phi} = 664.548\ cm^2$$

$\therefore$ Por lo tanto, el area final será mayor a estos valores, siendo el de la tructura investigada de 4356 cm2

Sección Final: **1.00m x 0.75m x 0.30m**

Repositorio Institucional - **UNASAM** - Perú

a.3) Determinación de los estribos de confinamiento:

Los estribos de las columnas de confinamiento podrán ser ya sea estribos cerrados con gancho a 135°, estribos de 1 ¾ de vuelta o zunchos con ganchos a 180°. En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o 1,5 d (por debajo o encima de la solera, dintel o sobrecimiento), deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos (s) entre estribos:

Donde: " d " es el peralte de la columna, "t_n" es el espesor del núcleo confinado y "A_v" es la suma de las ramas paralelas del estribo.

$$tn := 25\ cm \quad Ac := 4356\ cm^2 \quad d := 75\ cm$$

$$Av := 4 \cdot 0.71\ cm^2 = 2.84\ cm^2$$

$$s1 := \frac{Av \cdot fy}{0.3 \cdot tn \cdot f'c \cdot \left(\frac{Ac}{An} - 1\right)} = 17.082\ cm$$

$$s2 := \frac{Av \cdot fy}{0.12 \cdot tn \cdot f'c} = 18.933\ cm$$

$$s3 := \frac{d}{4} = 18.75\ cm$$

$$s4 := 10\ cm$$

∴ Usar estribos: 2 Ø 3/8" 1@0.05, 11@0.10, Rsto. @ 0.15 m

Para la estructura en investigación se tiene 2 Ø 3/8" 1@0.05, 6@0.10, Rsto. @ 0.15 m

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE LA ESTRUCTURA

6.1. Modelos de los materiales

Conforme a la resistencia de materiales de los planos se realizaron los diagramas constitutivos de concreto armado y acero de refuerzo, donde el concreto tiene una resistencia característica de 210kg/cm2 y el acero de refuerzo un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm2 y último de 6300 kg/cm2.

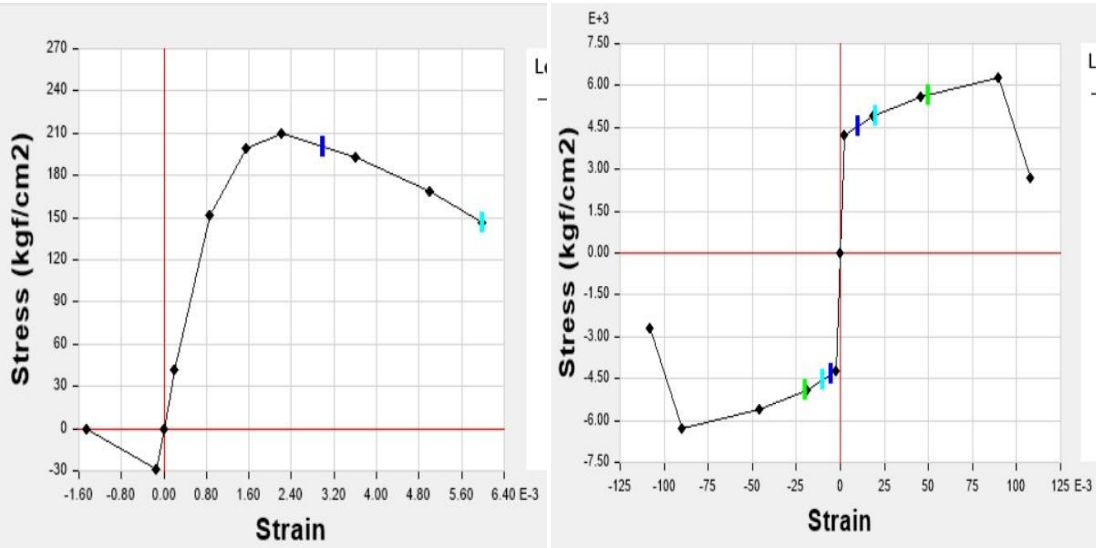


Figura 63. Diagramas constitutivas del concreto y acero de refuerzo.

Fuente: Propia

Estos materiales sirvieron para el concreto armado, para la albañilería se utilizó un f'm = 65kg/cm2 y ello servirá para la formulación de la rótula de corte, tal como se realizó en la calibración. No se pueden tomar muestras de bloques de ladrillos debido a que son procedimientos destructivos tanto como los ensayos de pilas como el de muretes y al retirar parte de la albañilería

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

no se podría afirmar que seguiría trabajando como en su estado inicial, tampoco se podría afirmar que al retirar la albañilería los ladrillos no sufrirían algún daño o al cambiar de forma debido que para el ensayo de pilas los ladrillos están superpuestos uno encima del otro sin un desfase, lo cual imposibilita realizar cualquier tipo de ensayo. Así mismo, el valor asumido de 65kg/cm2 es el mencionado en el plano y especificaciones técnicas igual al comentado en la norma E070 de albañilería para ladrillos industriales.

6.2. Plasticidad considerada en los elementos estructurales

6.2.1. Modelamiento de los elementos tipo Frame

De acuerdo al diseño por capacidad deben de cumplir el criterio de columna fuerte/viga débil, se espera que las vigas fluyan antes que las columnas, el modelado de las rotulas plásticas como sistema de disipación de energía para los elementos de concreto armado (columnas y vigas) tienen plasticidad tipo fibra en ambos extremos del elemento estructural, la plasticidad por fibras – capas especificada que el comportamiento no linealidad lo define el material , mientras que los muros de albañilería confinada tienen rótula tipo corte en el centro. Se muestran las rótulas en el modelo analizado.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

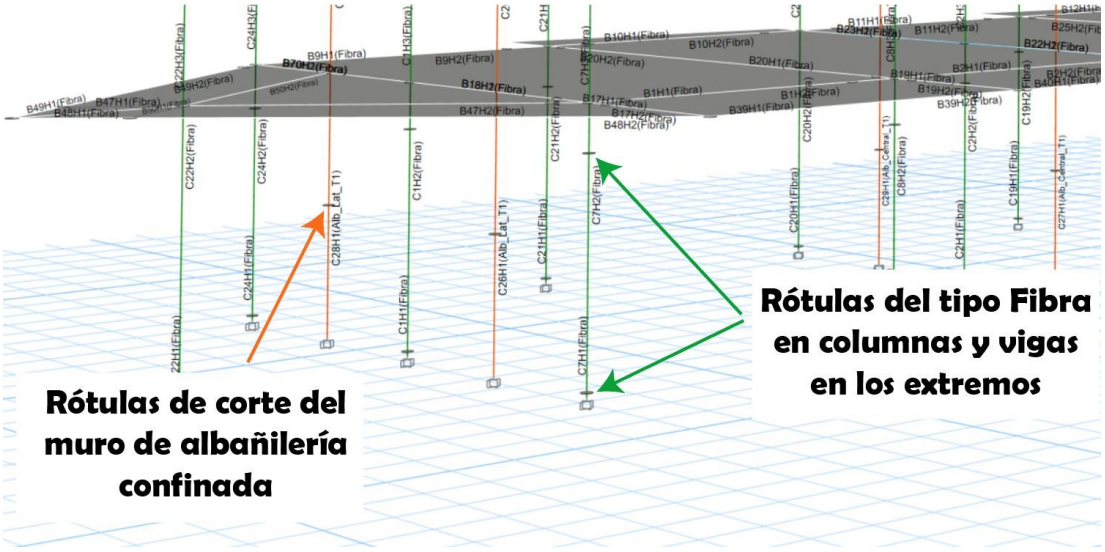


Figura 64. Rótulas tipo fibra en columnas, vigas y rótulas tipo corte en muros de albañilería confinada.

Fuente: Propia

En la siguiente figura se observa una columna en L de la edificación, donde en esta rótula tipo fibra se discretiza el elemento estructural en porciones de concreto y acero de refuerzo.

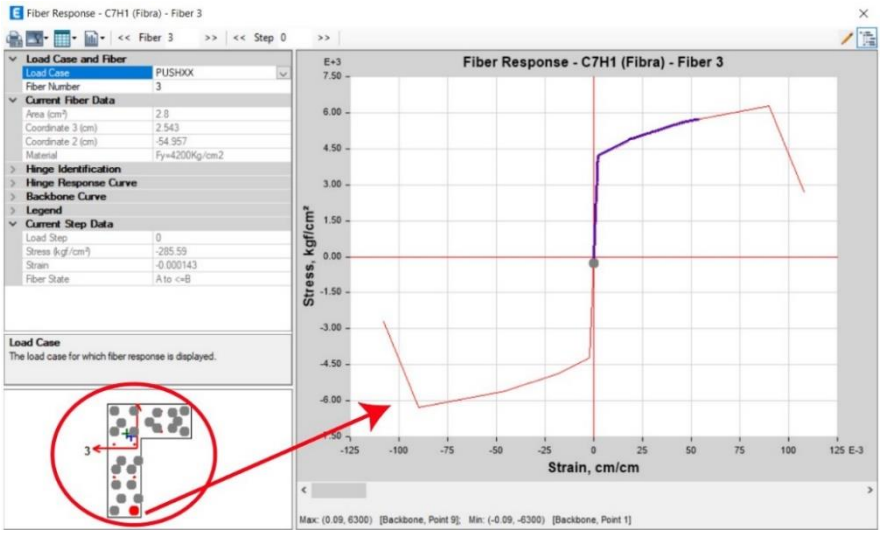


Figura 65. Rótula tipo fibra donde se observan los materiales discretos formando la columna en este caso.

Fuente: Propia

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

6.2.2. Modelamiento no lineal para el muro de albañilería confinada.

La incidencia de la no linealidad de los muros de albañilería confinada lo encontramos en la calibración

Respecto al muro de albañilería se muestra la rótula de corte en el centro y su ubicación del muro.

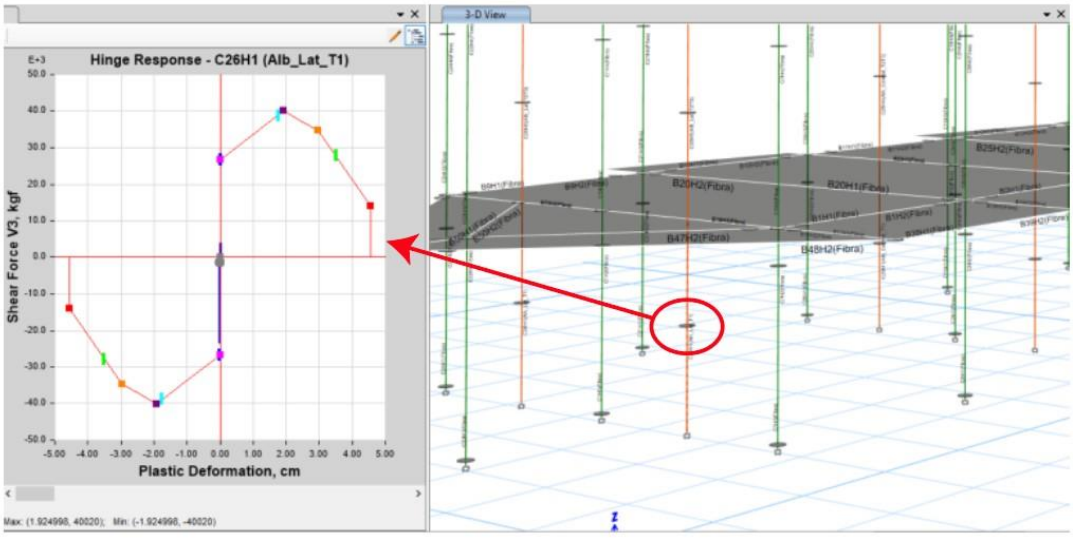


Figura 66. Rótula tipo corte del muro de albañilería.

Fuente: Propia

La formulación de la rótula tipo corte como se analiza en el marco teórico se analiza de acuerdo a las dimensiones del muro, relación de esbeltez, carga de gravedad y resistencia del material para el muro que se ha analizado. En la siguiente tabla 20 se muestra los datos de entrada y valores para la formulación de la rótula tipo corte para cada nivel, tanto para el muro central como lateral.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

MURO CENTRAL DE ALBAÑILERIA CONFINADA - TECHO 1 UNASAM

Tipo de Muro de Albañileria	Industrial		
f'_m	64	kgf/cm²	Resistencia a la compresión del muro
E_m	32000	kgf/cm²	3200 MPa N/mm²
Espesor del muro	25	cm	Espesor efectivo del muro
Altura del muro	1400	cm	
Longitud del muro 1	700	cm	Longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)
Longitud del muro 2		cm	
Longitud del muro 3		cm	
Diagonal	1,565.25	cm	
α(°)	63.43		
α	0.75		Factor de reduccion de resistentecia al corte por efectos de esbeltez
V'm	8.00		Resistencia caracteristica a corte de la albañileria
Pg	265	tonf	Carga gravitacional de servico, con sobrecarga reducida
Vm	113.45	tonf	La resistencia al corte
Force SF	113.45		
Disp SF	1.40		

Tabla 20.

Formulación de la rótula tipo corte para el muro central de albañilería confinada – Techo 1

Estado Limite	Fuerza % de Vm	Fuerza (kgf)	Fuerza (kN)	Drift	Desplazamiento	
A	0.000	0	0.00	0	0	cm
B	0.770	87356.50	87.36	-	-	cm
C	1.150	130467.50	130.47	0.0055	1.93	cm
D	1.000	113450.00	113.45	0.0085	2.98	cm
E	0.400	45380.00	45.38	0.0130	4.55	cm

MURO CENTRAL DE ALBAÑILERIA CONFINADA - TECHO 2 UNASAM

Tipo de Muro de Albañileria	Industrial		
f'_m	64	kgf/cm²	Resistencia a la compresión del muro
E_m	32000	kgf/cm²	3200 MPa N/mm²
Espesor del muro	25	cm	Espesor efectivo del muro
Altura del muro	1400	cm	
Longitud del muro 1	700	cm	Longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)
Longitud del muro 2		cm	
Longitud del muro 3		cm	
Diagonal	1,565.25	cm	
α(°)	63.43		
α	0.75		Factor de reduccion de resistentecia al corte por efectos de esbeltez
V'm	8.00		Resistencia caracteristica a corte de la albañileria
Pg	209	tonf	Carga gravitacional de servico, con sobrecarga reducida
Vm	100.57	tonf	La resistencia al corte
Force SF	100.57		
Disp SF	1.40		

Tabla 21.

Formulación de la rótula tipo corte para el muro central de albañilería confinada – Techo 2

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Estado Limite	Fuerza % de Vm	Fuerza (kgf)	Fuerza (kN)	Drift	Desplazamiento	
A	0.000	0	0.00	0	0	cm
B	0.770	77438.90	77.44	-	-	cm
C	1.150	115655.50	115.66	0.0055	1.93	cm
D	1.000	100570.00	100.57	0.0085	2.98	cm
E	0.400	40228.00	40.23	0.0130	4.55	cm

MURO CENTRAL DE ALBAÑILERIA CONFINADA - TECHO 3 UNASAM

Tipo de Muro de Albañileria	Industrial		
f'_m	64	kgf/cm²	Resistencia a la compresión del muro
E_m	32000	kgf/cm²	3200 MPa N/mm²
Espesor del muro	25	cm	Espesor efectivo del muro
Altura del muro	1400	cm	
Longitud del muro 1	700	cm	Longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)
Longitud del muro 2		cm	
Longitud del muro 3		cm	
Diagonal	1,565.25	cm	
α(°)	63.43		
α	0.75		Factor de reduccion de resistentecia al corte por efectos de esbeltez
V'm	8.00		Resistencia caracteristica a corte de la albañileria
Pg	152	tonf	Carga gravitacional de servico, con sobrecarga reducida
Vm	87.46	tonf	La resistencia al corte
Force SF	87.46		
Disp SF	1.40		

Tabla 22.

Formulación de la rótula tipo corte para el muro central de albañilería confinada – Techo 3

Estado Limite	Fuerza % de Vm	Fuerza (kgf)	Fuerza (kN)	Drift	Desplazamiento	
A	0.000	0	0.00	0	0	cm
B	0.770	67344.20	67.34	-	-	cm
C	1.150	100579.00	100.58	0.0055	1.93	cm
D	1.000	87460.00	87.46	0.0085	2.98	cm
E	0.400	34984.00	34.98	0.0130	4.55	cm

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

MURO CENTRAL DE ALBAÑILERIA CONFINADA - TECHO 4 UNASAM

Tipo de Muro de Albañileria	Industrial		
f'_m	64	kgf/cm²	Resistencia a la compresión del muro
E_m	32000	kgf/cm²	3200 MPa N/mm²
Espesor del muro	25	cm	Espesor efectivo del muro
Altura del muro	1400	cm	
Longitud del muro 1	700	cm	Longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)
Longitud del muro 2		cm	
Longitud del muro 3		cm	
Diagonal	1,565.25	cm	
α(°)	63.43		
α	0.75		Factor de reduccion de resistentecia al corte por efectos de esbeltez
V'm	8.00		Resistencia caracteristica a corte de la albañileria
Pg	95	tonf	Carga gravitacional de servico, con sobrecarga reducida
Vm	74.35	tonf	La resistencia al corte
Force SF	74.35		
Disp SF	1.40		

Tabla 23.

Formulación de la rótula tipo corte para el muro central de albañilería confinada – Techo 4

Estado Limite	Fuerza % de Vm	Fuerza (kgf)	Fuerza (kN)	Drift	Desplazamiento	
A	0.000	0	0.00	0	0	cm
B	0.770	57249.50	57.25	-	-	cm
C	1.150	85502.50	85.50	0.0055	1.93	cm
D	1.000	74350.00	74.35	0.0085	2.98	cm
E	0.400	29740.00	29.74	0.0130	4.55	cm

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

MURO LATERAL DE ALBAÑILERIA CONFINADA - TECHO 1 UNASAM

Tipo de Muro de Albañileria	Industrial		
f'_m	64	kgf/cm²	Resistencia a la compresión del muro
E_m	32000	kgf/cm²	3200 MPa N/mm²
Espesor del muro	25	cm	Espesor efectivo del muro
Altura del muro	1750	cm	
Longitud del muro 1	700	cm	Longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)
Longitud del muro 2		cm	
Longitud del muro 3		cm	
Diagonal	1,884.81	cm	
α(°)	68.20		
α	0.6		Factor de reduccion de resistentecia al corte por efectos de esbeltez
V'm	8.00		Resistencia caracteristica a corte de la albañileria
Pg	247	tonf	Carga gravitacional de servico, con sobrecarga reducida
Vm	98.81	tonf	La resistencia al corte
Force SF	98.81		
Disp SF	1.75		

Tabla 24.

Formulación de la rótula tipo corte para el muro lateral de albañilería confinada – Techo 1

Estado Limite	Fuerza % de Vm	Fuerza (kgf)	Fuerza (kN)	Drift	Desplazamiento	
A	0.000	0	0.00	0	0	cm
B	0.770	76083.70	76.08	-	-	cm
C	1.150	113631.50	113.63	0.0055	1.93	cm
D	1.000	98810.00	98.81	0.0085	2.98	cm
E	0.400	39524.00	39.52	0.0130	4.55	cm

MURO LATERAL DE ALBAÑILERIA CONFINADA - TECHO 2 UNASAM

Tipo de Muro de Albañileria	Industrial		
f'_m	64	kgf/cm²	Resistencia a la compresión del muro
E_m	32000	kgf/cm²	3200 MPa N/mm²
Espesor del muro	25	cm	Espesor efectivo del muro
Altura del muro	1750	cm	
Longitud del muro 1	700	cm	Longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)
Longitud del muro 2		cm	
Longitud del muro 3		cm	
Diagonal	1,884.81	cm	
α(°)	68.20		
α	0.6		Factor de reduccion de resistentecia al corte por efectos de esbeltez
V'm	8.00		Resistencia caracteristica a corte de la albañileria
Pg	195	tonf	Carga gravitacional de servico, con sobrecarga reducida
Vm	86.85	tonf	La resistencia al corte

Tabla 25.

Formulación de la rótula tipo corte para el muro lateral de albañilería confinada – Techo 2

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Estado Limite	Fuerza % de Vm	Fuerza (kgf)	Fuerza (kN)	Drift	Desplazamiento	
A	0.000	0	0.00	0	0	cm
B	0.770	66874.50	66.87	-	-	cm
C	1.150	99877.50	99.88	0.0055	1.93	cm
D	1.000	86850.00	86.85	0.0085	2.98	cm
E	0.400	34740.00	34.74	0.0130	4.55	cm

MURO LATERAL DE ALBAÑILERIA CONFINADA - TECHO 3 UNASAM

Tipo de Muro de Albañileria	Industrial		
f'_m	64	kgf/cm²	Resistencia a la compresión del muro
E_m	32000	kgf/cm²	3200 MPa N/mm²
Espesor del muro	25	cm	Espesor efectivo del muro
Altura del muro	1750	cm	
Longitud del muro 1	700	cm	Longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)
Longitud del muro 2		cm	
Longitud del muro 3		cm	
Diagonal	1,884.81	cm	
α(°)	68.20		
α	0.6		Factor de reduccion de resistentecia al corte por efectos de esbeltez
V'm	8.00		Resistencia caracteristica a corte de la albañileria
Pg	142	tonf	Carga gravitacional de servico, con sobrecarga reducida
Vm	74.66	tonf	La resistencia al corte
Force SF	74.66		
Disp SF	1.75		

Tabla 26.

Formulación de la rótula tipo corte para el muro lateral de albañilería confinada – Techo 3

Estado Limite	Fuerza % de Vm	Fuerza (kgf)	Fuerza (kN)	Drift	Desplazamiento	
A	0.000	0	0.00	0	0	cm
B	0.770	57488.20	57.49	-	-	cm
C	1.150	85859.00	85.86	0.0055	1.93	cm
D	1.000	74660.00	74.66	0.0085	2.98	cm
E	0.400	29864.00	29.86	0.0130	4.55	cm

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

MURO LATERAL DE ALBAÑILERIA CONFINADA - TECHO 4 UNASAM

Tipo de Muro de Albañileria	Industrial		
f'_m	64	kgf/cm²	Resistencia a la compresión del muro
E_m	32000	kgf/cm²	3200 MPa N/mm²
Espesor del muro	25	cm	Espesor efectivo del muro
Altura del muro	1750	cm	
Longitud del muro 1	700	cm	Longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)
Longitud del muro 2		cm	
Longitud del muro 3		cm	
Diagonal	1,884.81	cm	
α(°)	68.20		
α	0.6		Factor de reduccion de resistentecia al corte por efectos de esbeltez
V'm	8.00		Resistencia caracteristica a corte de la albañileria
Pg	93	tonf	Carga gravitacional de servico, con sobrecarga reducida
Vm	63.39	tonf	La resistencia al corte
Force SF	63.39		
Disp SF	1.75		

Tabla 27.

Formulación de la rótula tipo corte para el muro lateral de albañilería confinada – Techo 4

Estado Limite	Fuerza % de Vm	Fuerza (kgf)	Fuerza (kN)	Drift	Desplazamiento	
A	0.000	0	0.00	0	0	cm
B	0.770	48810.30	48.81	-	-	cm
C	1.150	72898.50	72.90	0.0055	1.93	cm
D	1.000	63390.00	63.39	0.0085	2.98	cm
E	0.400	25356.00	25.36	0.0130	4.55	cm

MURO LATERAL DE ALBAÑILERIA CONFINADA - TECHO 5 UNASAM

Tipo de Muro de Albañileria	Industrial		
f'_m	64	kgf/cm²	Resistencia a la compresión del muro
E_m	32000	kgf/cm²	3200 MPa N/mm²
Espesor del muro	25	cm	Espesor efectivo del muro
Altura del muro	1750	cm	
Longitud del muro 1	700	cm	Longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)
Longitud del muro 2		cm	
Longitud del muro 3		cm	
Diagonal	1,884.81	cm	
α(°)	68.20		
α	0.6		Factor de reduccion de resistentecia al corte por efectos de esbeltez
V'm	8.00		Resistencia caracteristica a corte de la albañileria
Pg	42	tonf	Carga gravitacional de servico, con sobrecarga reducida
Vm	51.66	tonf	La resistencia al corte
Force SF	51.66		
Disp SF	1.75		

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Tabla 28.

Formulación de la rótula tipo corte para el muro lateral de albañilería confinada – Techo 5

Estado Limite	Fuerza % de Vm	Fuerza (kgf)	Fuerza (kN)	Drift	Desplazamiento	
A	0.000	0	0.00	0	0	cm
B	0.770	39778.20	39.78	-	-	cm
C	1.150	59409.00	59.41	0.0055	1.93	cm
D	1.000	51660.00	51.66	0.0085	2.98	cm
E	0.400	20664.00	20.66	0.0130	4.55	cm

6.3. Asignación del caso de carga de análisis no lineal estático acorde al ASCE 41-17

El análisis no lineal estático se realiza con una carga lateral que se incrementa constantemente, esta carga lateral tiene la forma del primero modo para la dirección XX y del segundo modo para la dirección YY. El desplazamiento horizontal que se observa en la curva de capacidad es del punto más cercano al centro de masa del último nivel (5to nivel), tal como se observa en la siguiente imagen.

Figura 67. Punto de control para el desplazamiento de la curva de capacidad.

Fuente: Propia

6.4. Curva de capacidad de la Estructura en ambas direcciones

La curva de capacidad hace referencia a la cortante basal en el eje vertical (YY) y la referencia del desplazamiento horizontal en el eje horizontal (XX), la curva de capacidad se realiza para ambas direcciones. En la dirección XX se tiene principalmente un sistema de pórticos de concreto armado y en la dirección YY un sistema principalmente de albañilería. La estructura alcanza su capacidad última cuando se ha alcanzado un desplazamiento 8.55cm en la dirección YY y de 40cm en la dirección XX, además alcanza una resistencia máxima de 1230tonf en la dirección XX y de 1203tonf en la dirección YY.

Figura 68. Curva de capacidad en ambas direcciones.

Fuente: Propia

Se observa que la dirección YY tiene mayor rigidez elástica, puesto que la recta es más inclinada verticalmente que la de pórticos (XX), se obtiene una rigidez en la dirección YY de 22127 tonf/m y de 61553tonf/m en la dirección XX. Además, se nota que el desplazamiento final

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

de la dirección de pórticos es mucho mayor, llegando hasta un desplazamiento de 40cm, frente a un desplazamiento de 8.55cm en la dirección de albañilería confinada.

6.5. Cálculo del punto de desempeño según el método de coeficientes del ASCE 41-17

El sismo de diseño para edificaciones esenciales tiene un factor de uso de 1.5, el cual hace referencia a un sismo máximo de periodo de retorno de 2500 años, para el sismo muy raro de periodo de retorno de 1000 años tiene una amplificación de 1.25, para sismo raro de 475 años de periodo de retorno no hay ninguna amplificación y para sismo frecuente de 0.5, el cual tiene un periodo de retorno de 100 años. El cálculo de desempeño se realizará para el sismo máximo, muy raro, raro y de servicio, tal como se observa en la siguiente tabla 29.

Tabla 29.
Tipos de sismo, aceleración y periodos de retorno

Tipo de sismo	T (años)
Máximo	2500
Muy raro	1000
Raro	475
Servicio	100

Se utilizan los espectros elásticos relacionados a estos sismos para el cálculo del punto de desempeño en ambas direcciones de la curva de capacidad.

6.5.1. Respuesta para sismo máximo

Se presenta el punto de desempeño del sismo máximo para ambas direcciones acorde al método de coeficientes del ASCE/ SEI 41-17.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

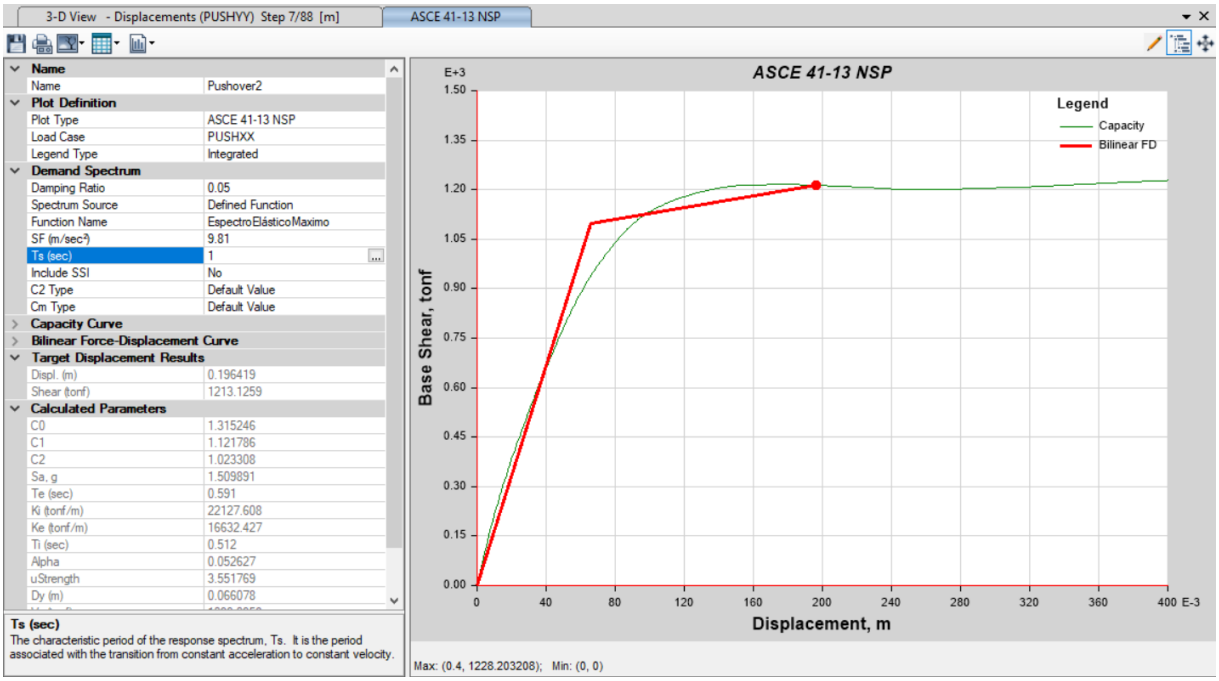


Figura 69. Punto de desempeño para sismo máximo en la dirección X-X.

Fuente: Propia

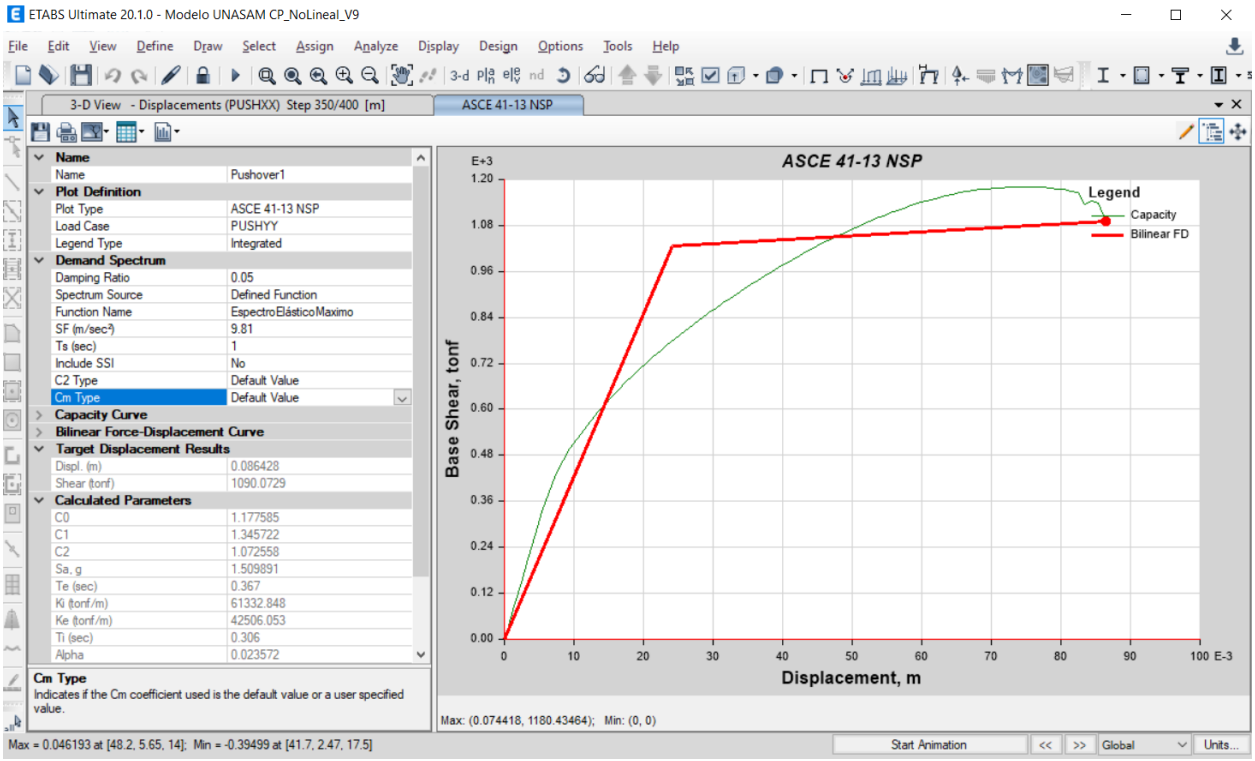


Figura 70. Punto de desempeño para sismo máximo en la dirección Y-Y.

Fuente: Propia

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Se observa que la respuesta en la dirección X-X hay incursión en el rango no lineal, puesto que se observa que cae luego de la primera línea elástica, sin embargo, se encuentra fuera del colapso porque la respuesta se encuentra a 20cm que es la mitad de toda la curva de capacidad. En la dirección Y-Y se observa que el punto de desempeño cae en el tramo final de la curva de capacidad, lo cual significaría que el edificio ha colapsado.

Se calculan los parámetros acordes al método de coeficientes del ASCE 41-17 de forma manual y finalmente se compara con lo obtenido en el software.

Tabla 30.
Parámetros para el cálculo del punto de desempeño por el método de coeficientes del ASCE 41-17 para sismo máximo en la dirección XX

c0	1.40	a	90.00
c1	1.07	te(seg)	0.59
ke(tonf/m)	16642.00	sa(g)	1.51
ki(tonf/m)	22128.00	Vy (tonf)	1103.00
ti(seg)	0.51	W(tonf)	2225.00
c2	1.02	cm	1.00
delta(cm)	19.80	ustrg	3.05

Tabla 31.
Parámetros para el cálculo del punto de desempeño por el método de coeficientes del ASCE 41-17 para sismo máximo en la dirección YY

c0	1.40	a	90
c1	1.19	te(seg)	0.36
ke(tonf/m)	42506.00	sa(g)	1.51
ki(tonf/m)	61332.00	Vy (tonf)	1028.00
ti(seg)	0.30	W(tonf)	2225.00
c2	1.05	cm	1.00
delta(cm)	8.55	ustrg	3.27

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Tabla 32.
Comparativa entre respuesta del punto de desempeño manual y del software

Tipo de sismo	Cálculo manual		Respuesta del software	
	XX (cm)	YY (cm)	XX (cm)	YY (cm)
Máximo	**19.8**	**8.55**	**19.6**	**8.64**

Se observa que no hay gran diferencia entre la respuesta del punto de desempeño acorde al método de coeficientes del ASCE 41-17 mediante cálculo manual y automático por parte del software.

6.5.2. Respuesta para sismo muy raro, raro y de servicio

Se muestran las respuestas frente a sismo muy raro, raro y de servicio en ambas direcciones.

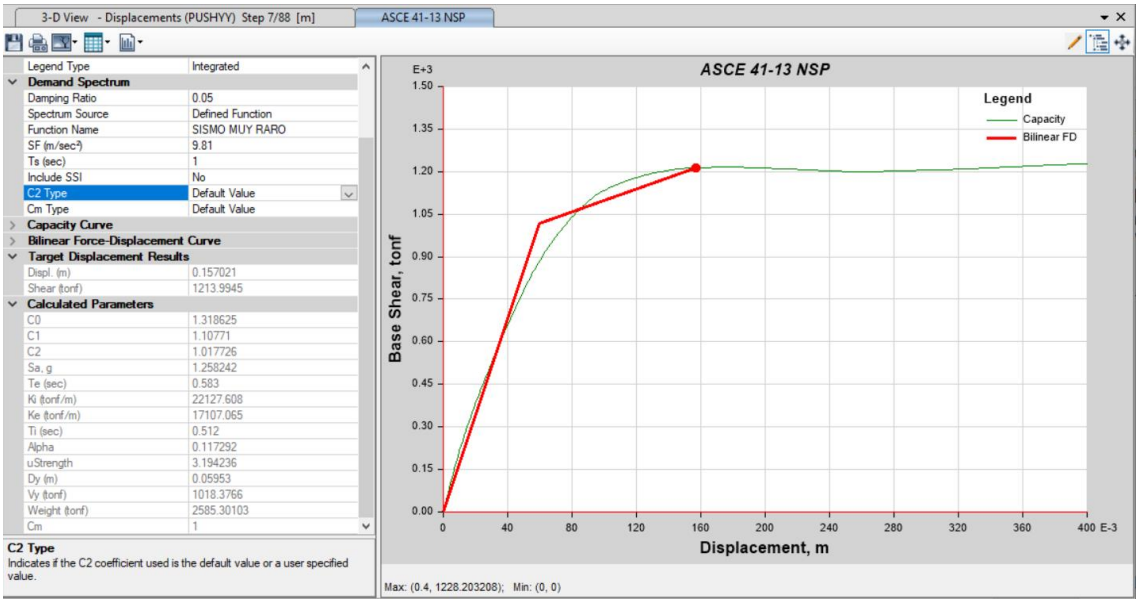


Figura 71. Punto de desempeño para sismo muy raro en la dirección XX.

Fuente: Propia

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

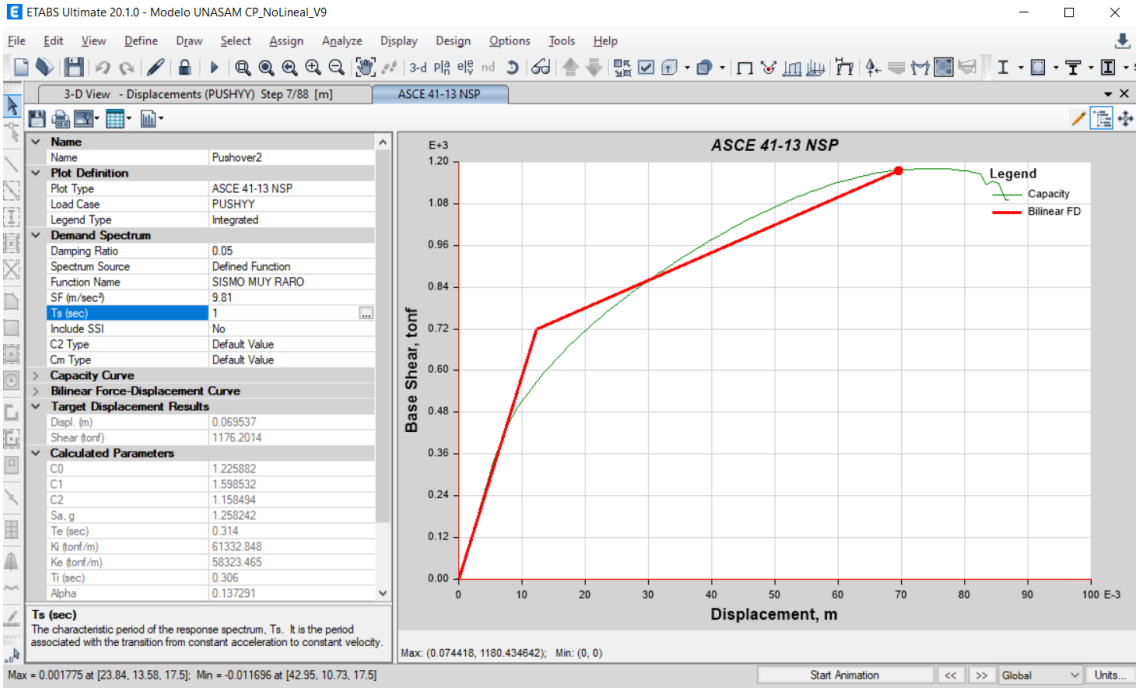


Figura 72. Punto de desempeño para sismo muy raro en la dirección YY.

Fuente: Propia

Se calculan los parámetros acordes al método de coeficientes del ASCE 41-17 de forma manual y finalmente se compara con lo obtenido en el software.

Tabla 33.
Parámetros para el cálculo del punto de desempeño por el método de coeficientes del ASCE 41-17 para sismo muy raro en la dirección XX

c0	1.40	a	90.00
c1	1.06	te(seg)	0.58
ke(tonf/m)	17107.00	sa(g)	1.26
ki(tonf/m)	22128.00	Vy (tonf)	1018.00
ti(seg)	0.51	W(tonf)	2225.00
c2	1.01	cm	1.00
delta(cm)	15.87	ustrg	2.75

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Tabla 34.
Parámetros para el cálculo del punto de desempeño por el método de coeficientes del ASCE 41-17 para sismo muy raro en la dirección YY

c0	1.40	a	90.00
c1	1.36	te(seg)	0.31
ke(tonf/m)	59196.00	sa(g)	1.26
ki(tonf/m)	61332.00	Vy (tonf)	682.00
ti(seg)	0.31	W(tonf)	2225.00
c2	1.12	cm	1.00
delta(cm)	6.47	ustrg	4.11

Tabla 35.
Comparativa entre respuesta del punto de desempeño manual y del software

Tipo de sismo	Cálculo manual		Respuesta del software	
	XX (cm)	YY (cm)	XX (cm)	YY (cm)
Muy raro	15.87	6.47	15.7	6.94

Se observa que no hay gran diferencia entre la respuesta del punto de desempeño acorde al método de coeficientes del ASCE 41-17 mediante cálculo manual y automático por parte del software.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

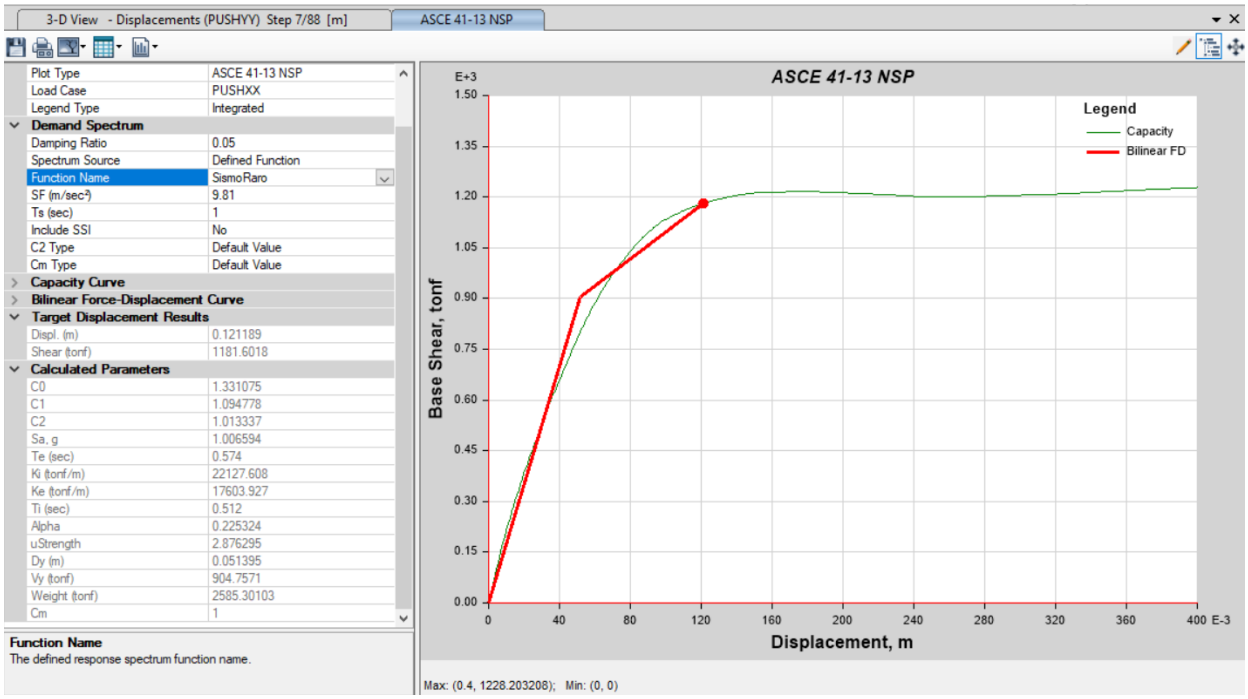


Figura 73. Punto de desempeño para sismo raro en la dirección XX.

Fuente: Propia

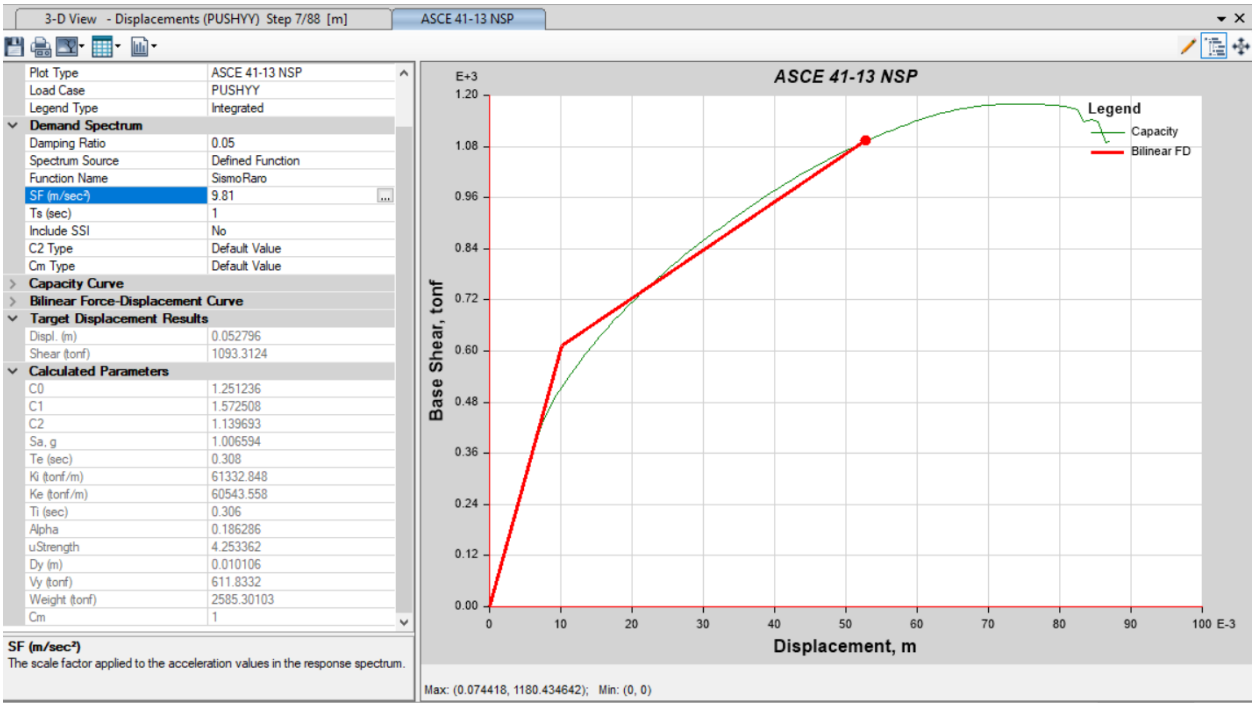


Figura 74. Punto de desempeño para sismo de raro en la dirección YY.

Fuente: Propia

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Se calculan los parámetros acordes al método de coeficientes del ASCE 41-17 de forma manual y finalmente se compara con lo obtenido en el software.

Tabla 36.
Parámetros para el cálculo del punto de desempeño por el método de coeficientes del ASCE 41-17 para sismo raro en la dirección XX

c0	1.40	a	90.00
c1	1.05	te(seg)	0.57
ke(tonf/m)	17604.00	sa(g)	1.01
ki(tonf/m)	22128.00	Vy (tonf)	928.00
ti(seg)	0.51	W(tonf)	2225.00
c2	1.01	cm	1.00
delta(cm)	**12.18**	ustrg	2.41

Tabla 37.
Parámetros para el cálculo del punto de desempeño por el método de coeficientes del ASCE 41-17 para sismo raro en la dirección YY

c0	1.40	a	90.00
c1	1.33	te(seg)	0.31
ke(tonf/m)	61332.00	sa(g)	1.01
ki(tonf/m)	61332.00	Vy (tonf)	589.00
ti(seg)	0.31	W(tonf)	2225.00
c2	1.10	cm	1.00
delta(cm)	**4.83**	ustrg	3.80

Tabla 38.
Comparativa entre respuesta del punto de desempeño manual y del software

Tipo de sismo	Cálculo manual		Respuesta del software	
	XX (cm)	YY (cm)	XX (cm)	YY (cm)
Raro	**12.18**	**4.83**	**12.12**	**5.3**

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Se observa que no hay gran diferencia entre la respuesta del punto de desempeño acorde al método de coeficientes del ASCE 41-17 mediante cálculo manual y automático por parte del software.

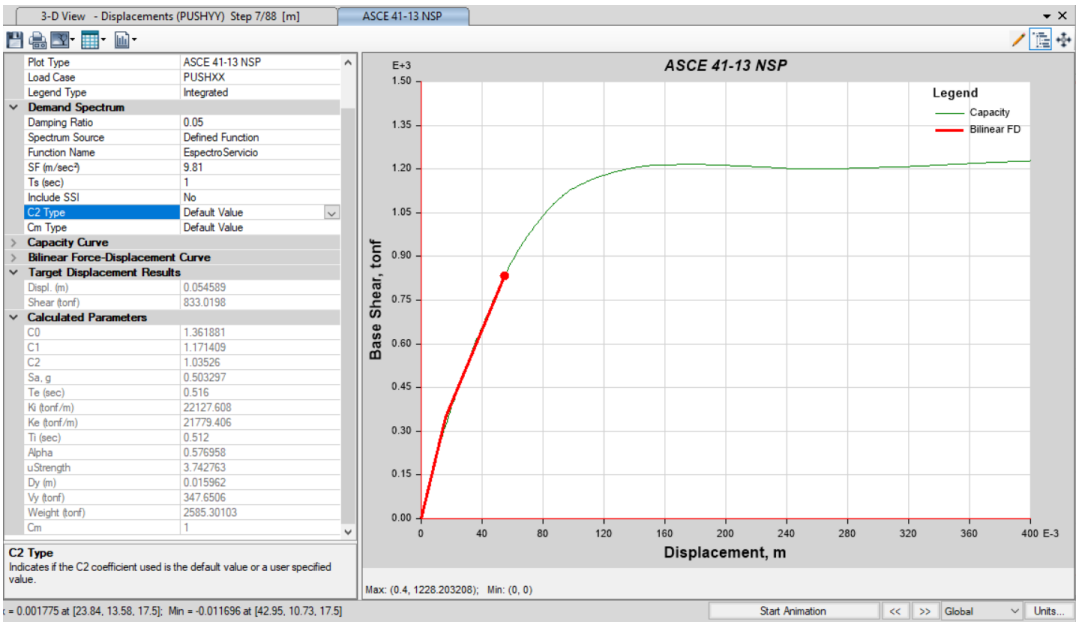


Figura 75. Punto de desempeño para sismo de servicio en la dirección XX.

Fuente: Propia

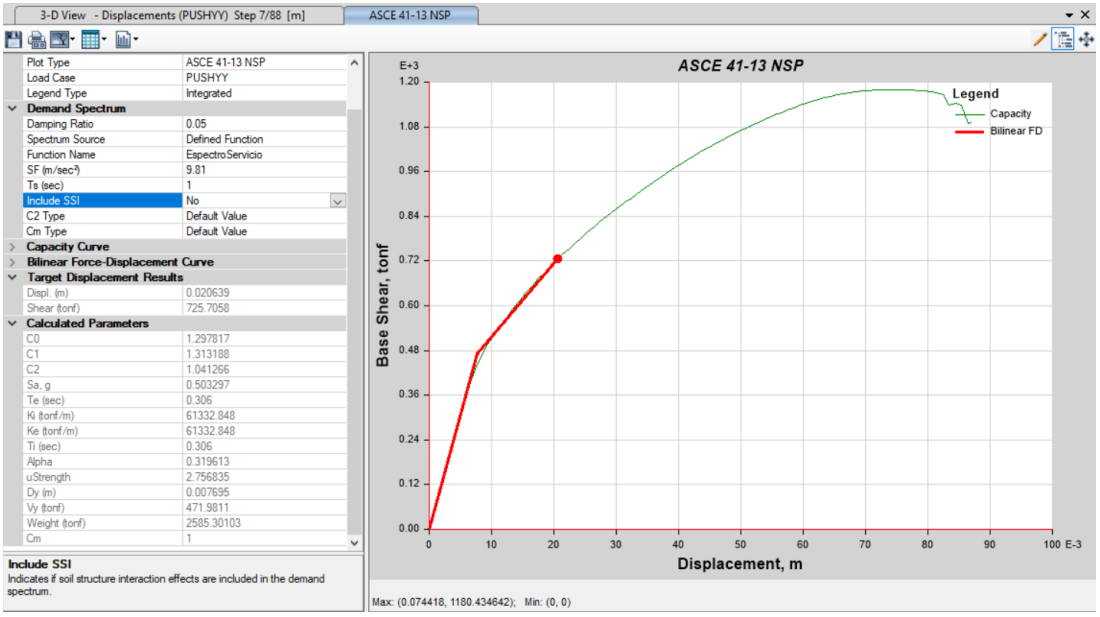


Figura 76. Punto de desempeño para sismo de servicio en la dirección YY.

Fuente: Propia

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

Se calculan los parámetros acordes al método de coeficientes del ASCE 41-17 de forma manual y finalmente se compara con lo obtenido en el software.

Tabla 39.
Parámetros para el cálculo del punto de desempeño por el método de coeficientes del ASCE 41-17 para sismo de servicio en la dirección XX

c0	1.40	a	90.00
c1	1.10	te(seg)	0.51
ke(tonf/m)	21873.00	sa(g)	0.50
ki(tonf/m)	22128.00	Vy (tonf)	334.00
ti(seg)	0.51	W(tonf)	2225.00
c2	1.03	cm	1.00
delta(cm)	5.23	ustrg	3.35

Tabla 40.
Parámetros para el cálculo del punto de desempeño por el método de coeficientes del ASCE 41-17 para sismo de servicio en la dirección YY

c0	1.40	a	90.00
c1	1.16	te(seg)	0.31
ke(tonf/m)	61332.00	sa(g)	0.50
ki(tonf/m)	61332.00	Vy (tonf)	471.00
ti(seg)	0.31	W(tonf)	2225.00
c2	1.03	cm	1.00
delta(cm)	1.96	ustrg	2.38

Tabla 41.
Comparativa entre respuesta del punto de desempeño manual y del software

Tipo de sismo	Cálculo manual		Respuesta del software	
	XX (cm)	YY (cm)	XX (cm)	YY (cm)
Servicio	5.23	1.96	5.45	2.06

Se observa que no hay gran diferencia entre la respuesta del punto de desempeño acorde al método de coeficientes del ASCE 41-17 mediante cálculo manual y automático por parte del software.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

En la dirección XX se observa que para el sismo de servicio el edificio prácticamente queda elástico, puesto que la respuesta se encuentra dentro de la primera pendiente a un desplazamiento de 5.2cm. La respuesta para sismo raro, muy raro y máximo se observa que tiene incursión en el rango no lineal con un desplazamiento de 12.2cm, 15.9cm y 19.8cm respectivamente.

En la dirección YY se observa que tanto para todos los niveles de intensidad se tiene incursión en el rango no lineal. Para sismo de servicio se tiene un desplazamiento de 2cm aún lejano al desplazamiento de colapso de 8.5cm y para el sismo raro, muy raro y máximo de 4.8cm, 6.5cm y 8.55cm respectivamente, se observa que para el sismo máximo se encuentra en condición de colapso debido a que llega al final de la curva de capacidad.

6.6. Secuencia de formación de rótulas hasta el colapso

Se realizó un análisis estático no lineal (Pushover) y se obtienen las rotulas plásticas, curva de capacidad y el punto de desempeño (punto objetivo) para el sismo de servicio (50% en 50 años), raro (10% en 50 años), sismo muy raro (5% en 50 años) y máximo (2% en 50 años), de acuerdo a la aplicación del método de los coeficientes, conforme al ASCE 41-17.

Se ve como se presentan las rotulas plásticas en vigas, columnas y en el muro de albañilería confinada en la dirección XX y YY.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

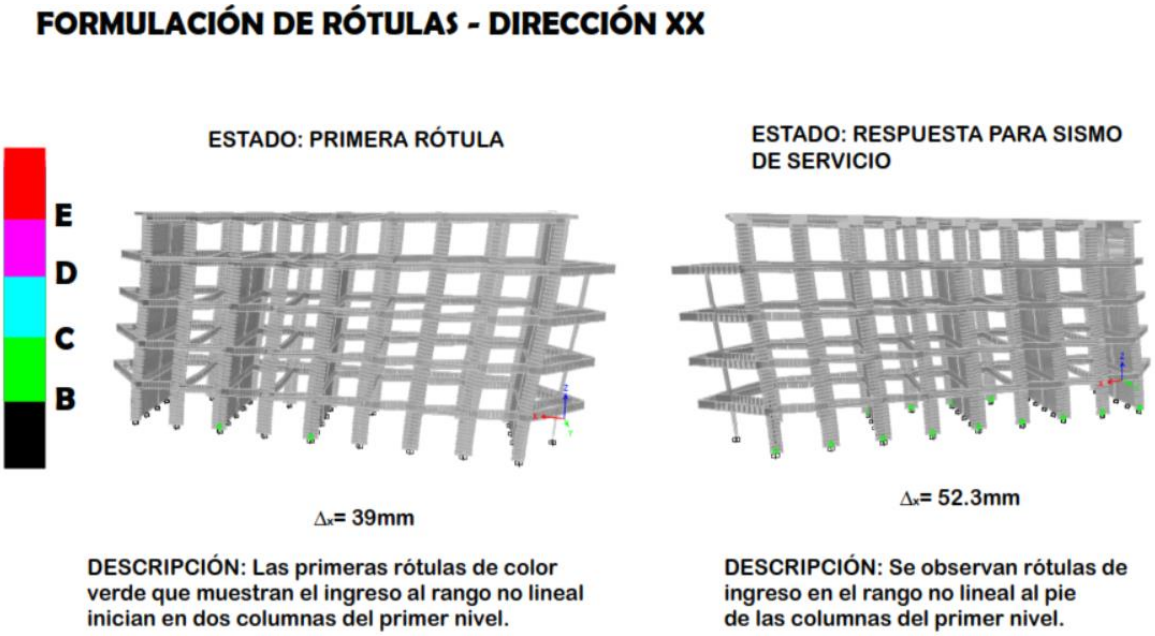


Figura 77. Patrón de rótula plásticas para primera rótula y sismo de servicio en vista 3D en la dirección del Pushover X-X

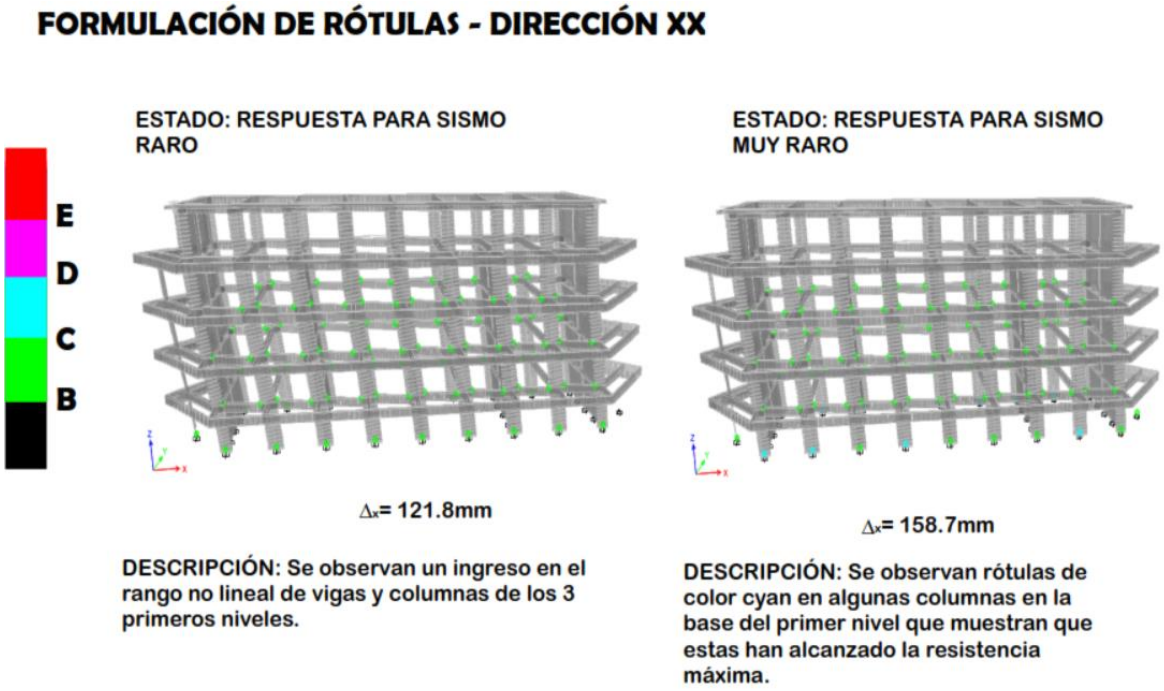


Figura 78. Patrón de rótula plásticas para sismo raro y muy raro en vista 3D en la dirección del Pushover X-X

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

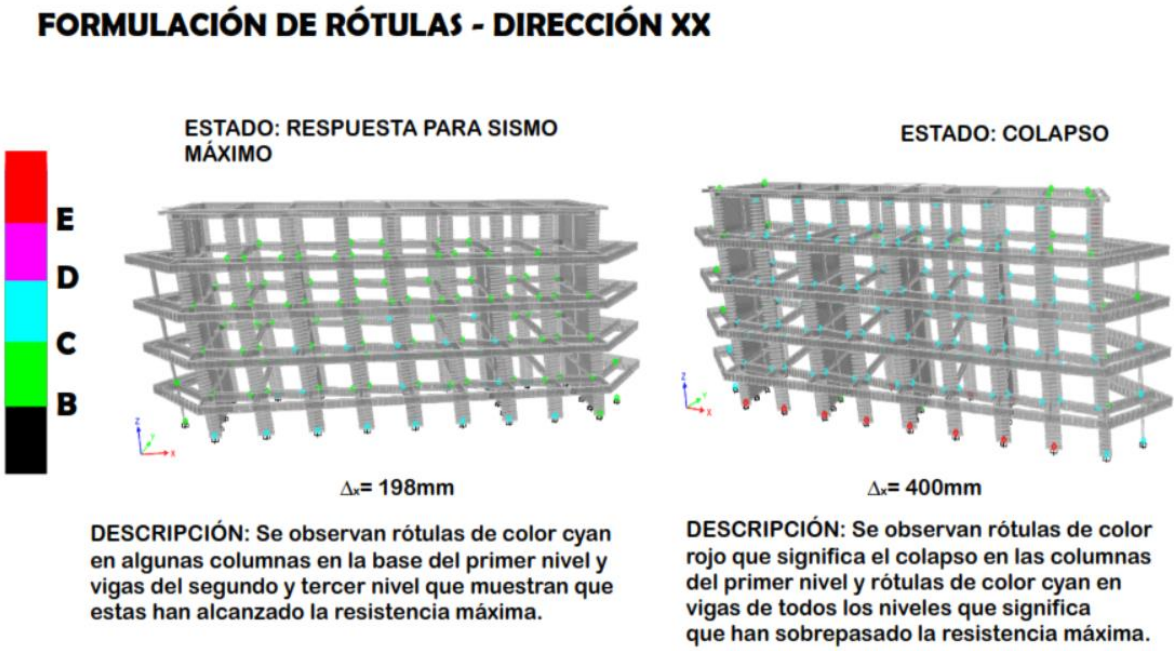


Figura 79. Patrón de rótula plásticas para sismo máximo y colapso en vista 3D en la dirección del Pushover X-X

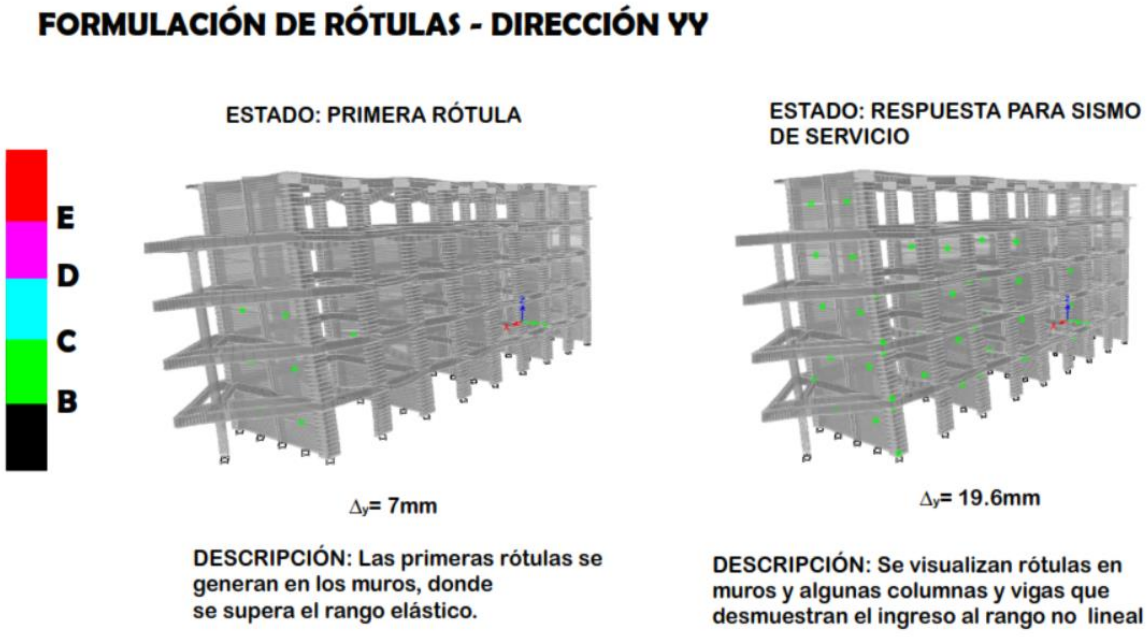


Figura 80. Patrón de rótula plásticas para primera rótula y sismo de servicio en vista 3D en la dirección del Pushover Y-Y

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

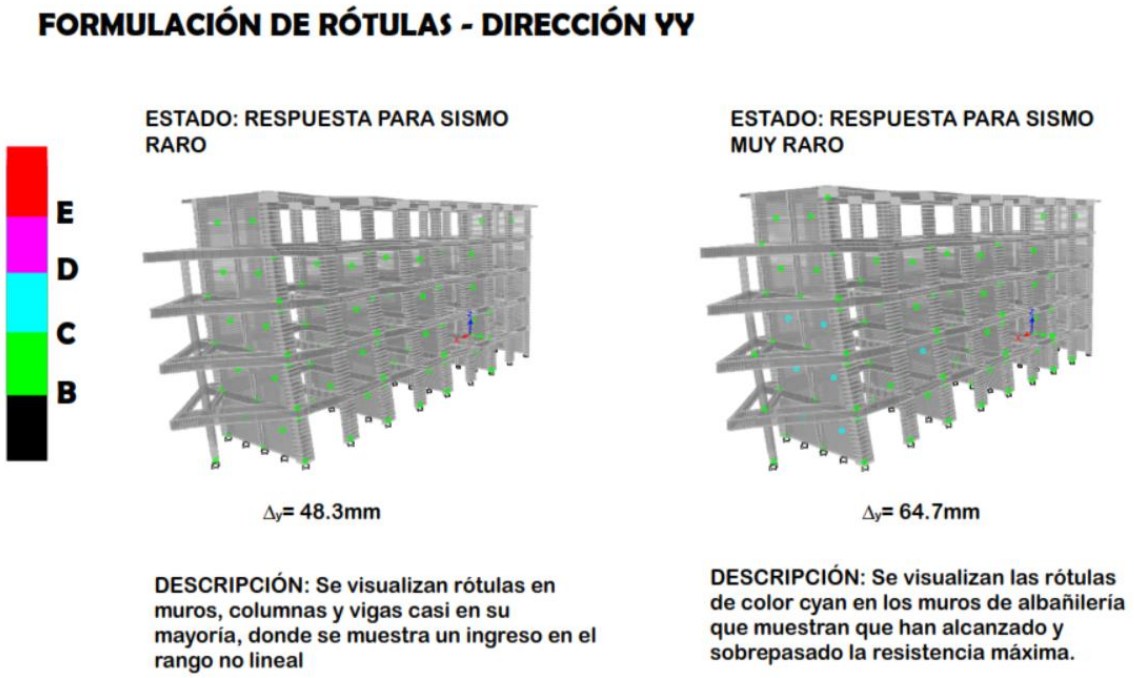


Figura 81. Patrón de rótula plásticas para sismo raro y muy raro en vista 3D en la dirección del Pushover Y-Y

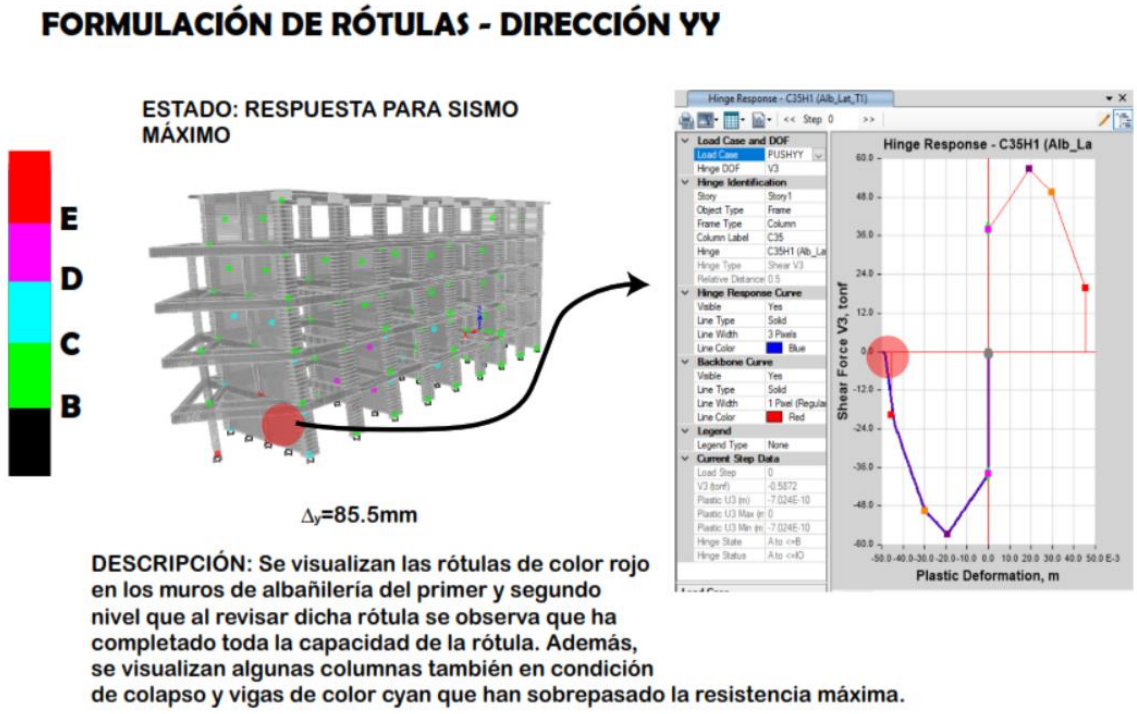


Figura 82. Patrón de rótula plásticas para sismo máximo y al mismo tiempo de colapso en vista 3D en la dirección del Pushover Y-Y

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

6.7. Cálculo del desempeño acorde al SEAOC VISION 2000

El desempeño indica cuál es el estado de daño frente a los diferentes eventos sísmicos que van desde de servicio hasta sismo máximo y se calcula en ambas direcciones.

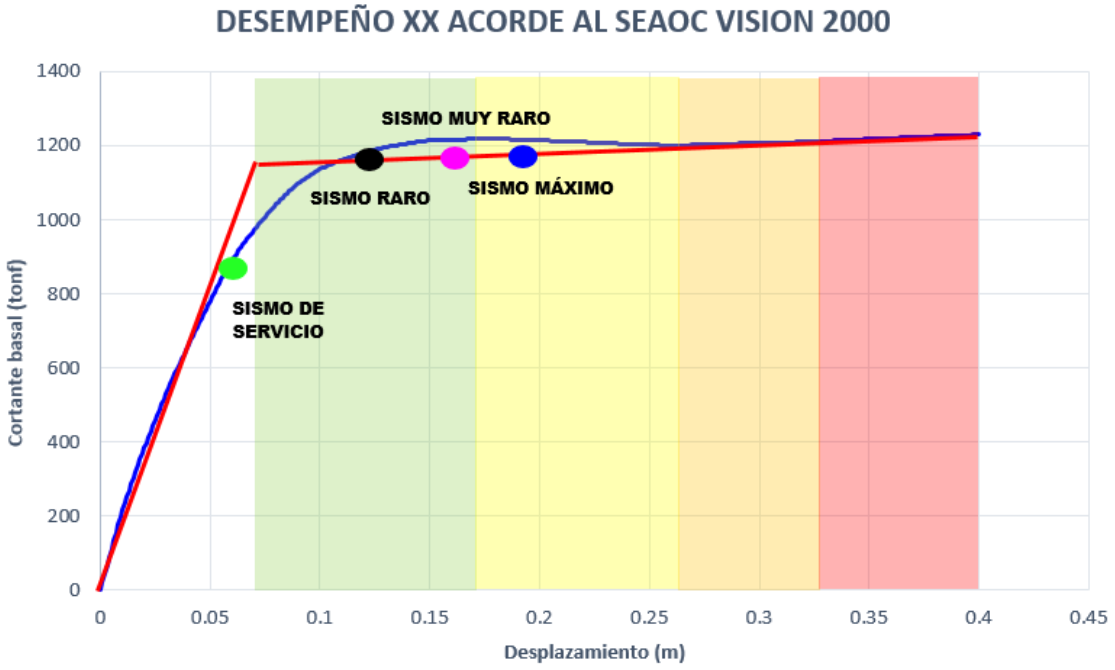


Figura 83. Desempeño estructural para sismo de servicio, raro y máximo en a la dirección XX.

Fuente: Propia

En la dirección XX se observa que para sismo de servicio permanece en un desempeño completamente operativo, el cual indica que no hay daño. Para sismo raro y muy raro se tiene un desempeño operativo que significa daño reducido en componentes no estructurales y muy reducido en elementos estructurales. Para sismo máximo se encuentra en un desempeño de resguardo de vida el cual significa daño estructural y no estructural moderado.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

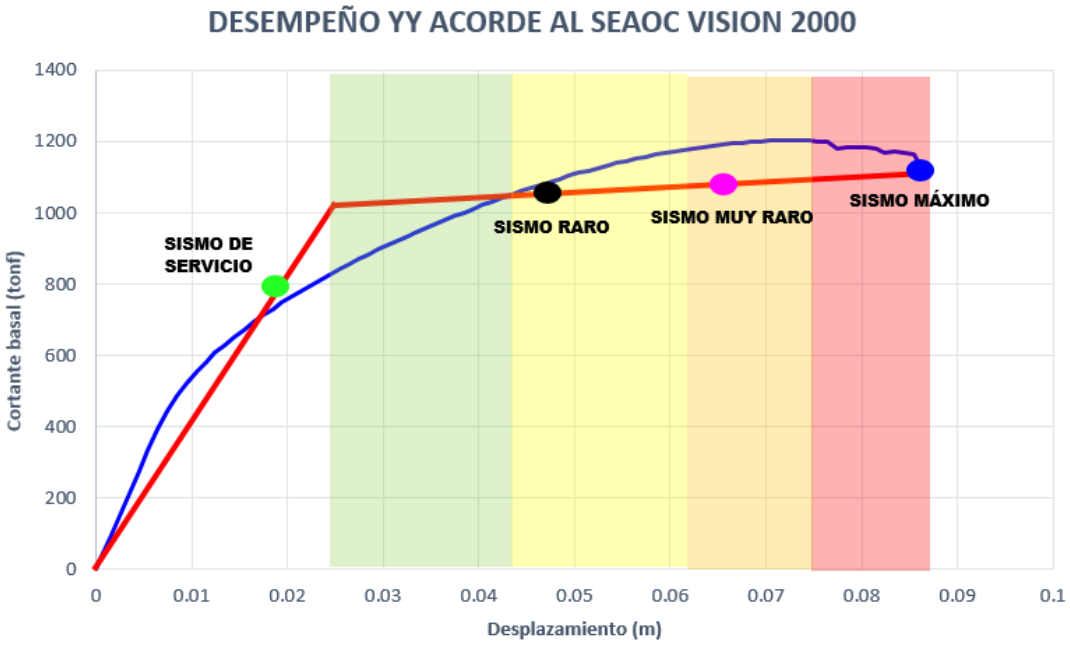


Figura 84. Desempeño estructural para sismo de servicio, raro y máximo en la dirección YY.

Fuente: Propia

En la dirección Y-Y se observa que para sismo de servicio se tiene un desempeño completamente operativo, el cual implica que no hay daño. Para sismo raro se encuentra en un desempeño de resguardo de vida el cual significa daño estructural y no estructural moderado. Para sismo muy raro se encuentra en un desempeño de cercano al colapso, el cual significa daño importante y extendido, pero aún conserva un margen contra el colapso. En esa misma línea, para sismo máximo se encuentra al final de la curva de la capacidad, el cual significa colapso.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones:

- Se concluye respecto a la calibración que se obtuvo una respuesta satisfactoria, puesto que la curva de capacidad obtenida computacionalmente es bastante similar al del ensayo mediante la rótula de corte obtenida en el muro tipo columna con brazos rígidos. La rigidez inicial de la curva de capacidad del ensayo es de 13.6tonf/m y el del modelo computacional de 12.3tonf/m, además la resistencia máxima del ensayo de 22tonf y el del modelo computacional de 21.8tonf/m y en desplazamiento ambos alcanzan un desplazamiento de 20cm.
- Se concluye que la dirección Y-Y es mucho más rígido que la dirección X-X al tener una rigidez inicial de 61229tonf/m frente a 22126tonf/m, además de tener un menor desplazamiento de colapso de 8.6cm frente a 40cm.
- Se concluye que en el análisis lineal en la dirección de pórticos como de muros de albañilería confinada cumple por derivas, sin embargo, no cumple por corte los muros de albañilería confinada, lo cual lo pone en una condición de vulnerabilidad.
- Se concluye que las diferencias entre el desplazamiento de desempeño acorde al método de coeficientes del ASCE 41-17 calculado manualmente y acorde al software es inferior al 5%, por lo que se considera que el software brinda resultados aceptables.
- Se concluye que la secuencia de rótulas en la dirección X-X inicia con plasticidad en la base de las columnas, luego se muestran rótulas en las vigas del primer,

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

segundo y tercer nivel, hasta formarse rótulas en todos los niveles hasta que el colapso se da al fallar las columnas en la base del primer nivel.

- Se concluye que la secuencia de rótulas en la dirección Y-Y inicia con plasticidad en los tres primeros niveles de los muros de albañilería, luego se muestran rótulas en las vigas y columnas del primer, segundo y tercer nivel, hasta formarse rotulas en todos los niveles hasta que el colapso se da al fallar los muros de albañilería del primer nivel.
- Respecto al desempeño del edificio en la dirección X-X se obtiene un desempeño de resguardo de vida para el sismo máximo exigido por la norma E030 para edificaciones esenciales, donde se observa que también hay un margen de 20cm para el colapso.
- Respecto al desempeño del edificio en la dirección Y-Y se obtiene un desempeño de colapso para el sismo máximo exigido por la norma E030, el cual lo pone en una situación de peligro inminente en caso del evento sísmico exigido por la norma E030.
- Se concluye que tanto el análisis lineal como el no lineal brindan resultados concordantes, puesto que en la dirección Y-Y es un desempeño de colapso, lo cual se verifica al no cumplir con la resistencia de los muros de albañilería y en la dirección X-X se observa un desempeño de resguardo de vida y en el análisis lineal, se podría considerar que sí cumple por derivas.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

7.2. Recomendaciones:

- Se recomienda que previamente a realizar un análisis no lineal se realicen calibraciones con la finalidad de asegurar que el proceso de modelamiento sea correcto.
- Se recomienda que otros tesistas puedan realizar ensayos de laboratorio no solo de muros de albañilería, si no de edificaciones completas que sean de conocimiento público.
- Se recomienda realizar un reforzamiento en la dirección de albañilería confinada (Y-Y) que sea capaz de resistir la demanda sísmica, debido a que presenta deficiencia por cortante o falla frágil, por lo que se propone colocar un sistema de placas de concreto armado en el sentido transversal, a fin de resistir toda la demanda sísmica y generar la rigidez necesaria
- Se recomienda que, algunos resultados de esta investigación pudieran ser extrapolados al resto de edificaciones que han sido construidos de forma masiva, es decir de forma repetitiva en bloque para instituciones educativas y replicados para universidades como es el caso, pertenecientes a esta tipología estructural de pórticos en la dirección longitudinal y muros de albañilería en la dirección transversal

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

REFERENCIAS

- Alva, C., y Ornella, M. (2018). Ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada construidos con ladrillos king kong de fabricación industrial.
- Angles Pari, P. D. (2008). Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla.
- ASCE-41-17. (2017). Asce standard, asce/sei, 41–17: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings.
- ATC, A. (1996). 40 (1996) seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Applied technology council, report ATC-40. Redwood City.
- Basualdo, R. S. (2001). Fundamentos del análisis dinámico de estructuras (Tesis Doctoral no publicada). Doctoral dissertation, Tesis de postgrado, Universidad Nacional de . . . .
- Bertero, V. (1992). Lecciones aprendidas de terremotos catastróficos recientes y otras investigaciones: Filosofia y estado de la práctica del diseño sismoresistente (Tesis Doctoral no publicada). Tesis Bachiller. Cajamarca, Perú, UNC. 12-18 p.
- Bertero, V. V., y Uang, C.-M. (1992). Issues and future directions in the use of an energy approach for seismic resistant design of structures. Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings, 3–22.
- Burgos, M., y Pique del Pozo, J. (2007). Diseño por capacidad en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana E-060 como alternativa de diseño. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima–Perú.
- CISMID. (2022). Revisión red acelerográfica del perú. http://www.cismid.uni.edu.pe/ceois/red/.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., y Willford, M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. NEHRP seismic design technical brief , 4, 1–36.
- del Pozo, J. P. (1995). Diseño por capacidad: Estrategia neozelandesa de diseño sismorresistente. Perú.
- FEMA. (1997). Nehrp guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (fema 273). US Federal Emergency Management Agency Washington, DC, USA.
- FEMA, A. (2005). 440, improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. FEMA-440, Redwood City, 7(9), 11.
- FEMA356. (2000). Fema 356 prestandard. US Federal Emergency Management Agency Washington, DC, USA.
- Gonzales, G. J., y Huaco, G. (2020). Análisis dinámico incremental de un hospital de 60 años de antigüedad con muros de albañilería artesanal. LACCfEI International Multiconference for Engineering Education and Technology.
- Hognestad, E., y Elstner, R. C. (1951). Investigation of reinforced concrete beams failing in shear (Inf. Téc.). Department of Theoretical and Applied Mechanics. College of Engineering.
- JAPON, M. D. C. D. (1998). Nuevo marco de la ingeniería para edificaciones. Autor.
- Javier, C. F. (2018). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. Revista Acero Latinoamericano.
- Kent, D. C., y Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. Journal of the structural division, 97(7), 1969–1990.
- López, S., y Gustavo Ayala, A. (2013). Método de diseño sísmico basado en desplazamientos para marcos de concreto reforzado. Ingeniería sísmica (88), 91–111.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

- Mander, J. B., Priestley, M. J., y Park, R. (1988). Theoretical stress strain model for confined concrete. Journal of structural engineering, 114(8), 1804–1826.
- Montoya-Coronado, L. A., Biondini, F., Titi, A., y Bairán, J. M. (2017). Efecto de los modos altos de vibración en la respuesta sísmica no lineal de edificios de concreto. En 2nd nicaraguan conference on earthquake engineering (pp. 15–23).
- Ospina Trujillo, A., y cols. (2012). Método basado en desplazamientos para el diseño y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes de concreto reforzado (Tesis Doctoral no publicada). Universidad EAFIT.
- Paulay, T., y Priestley, M. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings (Vol. 768). Wiley New York.
- Pekelnicky, R., Engineers, S., Chris Poland, S., y Engineers, N. (2012). Asce 41-13: Seismic evaluation and retrofit rehabilitation of existing buildings. Proceedings of the SEAOC.
- Piqué del Pozo, J. (2004). Diseño por capacidad: estrategia neozelandesa de diseño sismorresistente. Revista “El Ingeniero Civil.
- Popovics, S. (1973). A numerical approach to the complete stress strain curve of concrete.
- Cement and concrete research, 3(5), 583–599.
- San Bartolomé, Á. (2008). Comentarios a la norma técnica de edificación e. 070 albañilería. Lima, Perú: SENCICO.
- SEAOC. (1995). Performance based seismic engineering. Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
- SENCICO. (2018). E-030 diseño sismorresistente. Lima–Perú.
- Situaci, L. D., y Regi, D. S. (2008). Propiedades de los materiales en secciones de concreto reforzado. Universidad Nacional Autonoma de México. Ciudad de México.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú

- Suárez, V. (2009). Diseño basado en desplazamientos, una alternativa racional al diseño basado en fuerzas. Revista Tecnológica ESPOL, 22(2).
- Tavera, H., y Buforn, E. (1998). Sismicidad y sismotectónica de perú.
- Villacorta, A. G. (s.f.). El analisis no lineal dinamico y su aplicacion en la simulacion de respuestas estructurales.

Repositorio Institucional - UNASAM - Perú