UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

MAESTRIA EN INGENIERÍA CIVIL

Tema: "CAPACIDAD SÍSMICA RESIDUAL DE UN EDIFICIO REFORZADO CON PERFILERÍA METÁLICA USANDO ANÁLISIS NO LINEAL EN LA CIUDAD DE AMBATO"

Trabajo de titulación Previo a la obtención del grado académico de Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas

Modalidad de titulación: Proyecto de Titulación con Componentes de Investigación Aplicada y/o de Desarrollo

Autor: Ing. Francisco Vinicio Cisneros Sánchez

Directora: Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla, Mg.

Ambato - Ecuador

2022

APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

El Tribunal receptor de la Defensa del Trabajo de Titulación presidido por Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores: Ing. Alex Gustavo López Arboleda, Mg. e Ing. Jorge Javier Guevara Robalino, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, para receptar el Trabajo de Titulación con el tema: "CAPACIDAD SÍSMICA RESIDUAL DE UN EDIFICIO REFORZADO CON PERFILERÍA METÁLICA USANDO ANÁLISIS NO LINEAL EN LA CIUDAD DE AMBATO", elaborado y presentado por el Ing. Francisco Vinicio Cisneros Sánchez, para optar por el Grado Académico de Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálica; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la Universidad Técnica de Ambato.

Firmado electrónicamente por:
WILSON SANTIAGO MEDINA ROBALINO

Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.
Presidente y Miembro del Tribunal de Defensa

ALEX GUSTAVO LOPEZ ARBOLEDA

Firmado digitalmente por ALEX GUSTAVO LOPEZ ARBOLEDA
Fecha: 2022.08.03 10:44:49 -05'00'

Ing. Alex Gustavo López Arboleda, Mg.
Miembro del Tribunal de Defensa

JORGE JAVIER GUEVARA ROBALINO

Firmado digitalmente por JORGE JAVIER GUEVARA ROBALINO
Fecha: 2022.08.03 09:40:44 -05'00'

Ing. Jorge Javier Guevara Robalino, Mg.
Miembro del Tribunal de Defensa

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentado con el tema: “CAPACIDAD SÍSMICA RESIDUAL DE UN EDIFICIO REFORZADO CON PERFILERÍA METÁLICA USANDO ANÁLISIS NO LINEAL EN LA CIUDAD DE AMBATO”, le corresponde exclusivamente a: Ing. Francisco Vinicio Cisneros Sánchez, autor bajo la Dirección de la Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla, Mg., Directora del Trabajo de Investigación; y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.

Firmado electrónicamente por:
FRANCISCO VINICIO CISNEROS SANCHEZ

Ing. Francisco Vinicio Cisneros Sánchez

AUTOR

Firmado electrónicamente por:
LOURDES GABRIELA PENAFIEL VALLA

Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla, Mg.

DIRECTORA

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos de mi Trabajo de Titulación, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad Técnica de Ambato.

Firmado electrónicamente por:
FRANCISCO VINICIO CISNEROS SANCHEZ

Ing. Francisco Vinicio Cisneros Sánchez

C.C. 180416625-2

INDICE GENERAL

Contenido

PORTADA i
APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN iii
DERECHOS DE AUTOR iv
ÍNDICE DE TABLAS viii
ÍNDICE DE FIGURAS x
AGRADECIMIENTO xiii
DEDICATORIA xiv
RESUMEN EJECUTIVO xv
EXECUTIVE SUMMARY xvii
CAPÍTULO I 1
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN 1
1.1. Introducción 1
1.2. Justificación 2
1.3. Objetivos 3
1.3.1. General 3
1.3.2. Específicos 3
CAPITULO II 4
ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS 4
2.1. Inspección y evaluación sísmica NEC 2015 5
2.2. Niveles de desempeño de la edificación 6
2.2.1. Niveles de desempeño según la NEC-2015 6
2.2.2. Niveles de desempeño VISION 2000 6
2.2.3. Espectro elástico de diseño en aceleraciones según la NEC 8
2.3. Capacidad estructural 8
2.3.1. Análisis de plastificación progresiva (Pushover) 9
2.3.2. Análisis dinámico no lineal de historia de respuesta (NLRHA) 11
2.3.3. Modelo Histerético 11
2.4. Evaluación Post-Sismo basada en índice de capacidad sísmica residual R (JBDPA) 12
2.4.1. Índice de capacidad sísmica residual R 12
2.4.2. Nivel de Daño de una Estructura 13
2.4.3. Clasificación de los miembros verticales 13
2.4.4. Índice de Resistencia $\boldsymbol{C}$ 15
2.4.5. Esfuerzo de corte de columna τc 16
2.4.6. Índice de Ductilidad F 17
2.5 Índice de Irregularidad $\boldsymbol{SD}$ 17
2.5.1. Irregularidad vertical 17

2.5.2. Irregularidad en planta 18
2.5.3. Índice de tiempo T 19
2.6. Índice Sísmico de la Estructura Is 20
2.6.1. Índice de demanda sísmica de la estructura Iso 21
2.7. Factor de reducción de capacidad sísmica η 22
2.8. Evaluación por desempeño de acuerdo al FEMA P-58 24
2.8.1. Medidas de desempeño 25
2.8.2. Evaluaciones basadas en el tiempo 26
2.8.3. Ejecución de programa PACT 27
2.8.4. Grupos de fragilidad 27
2.8.5. Determinación del colapso 29
CAPITULO III 30
MARCO METODOLÓGICO 30
3.1. Ubicación 30
3.2. Equipos y materiales 30
3.3. Tipo de investigación 30
3.4. Prueba de Hipótesis - pregunta científica – idea a defender 31
3.4.1. Variable independiente 31
3.4.2. Variable dependiente 31
3.5. Población o muestra: 31
3.6. Recolección de información: 32
3.7. Procesamiento de la información y análisis estadístico: 32
3.8. Variables respuesta o resultados alcanzados 32
CAPITULO IV 34
RESULTADOS Y DISCUSIÓN 34
4.1. Formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica 34
4.2. Cálculo del índice de capacidad sísmica residual del edificio sin reforzamiento estructural 36
4.2.1. Calculo del esfuerzo de corte de columna τC 36
4.2.2. Índice de resistencia en columnas Cc 37
4.2.3. Cálculo del Índice de Ductilidad F 38
4.2.4. Cálculo del Índice básico estructural Eo 38
4.3. Cálculo del Índice de Irregularidad SD 38
4.3.1. Coeficiente de irregularidad en planta $\emptyset pi$ 39
4.3.2. Coeficiente de irregularidad en elevación $\emptyset Ei$ 40
4.3.3. Cálculo de Índice de tiempo T 41
4.3.4. Cálculo del Índice de demanda sísmica de la estructura Iso 41
4.3.5. Cálculo del Índice Sísmico Estructural (Índice de Capacidad) Is 41
4.3.6. Cálculo del Índice de capacidad sísmica residual R 42
4.4. Cálculo del índice de capacidad sísmica residual del edificio con reforzamiento estructural 42
4.4.1. Calculo del esfuerzo de corte de columna τc 42
4.4.2. Índice de resistencia en arriostramiento diagonal Cw 44
4.4.3. Índice de resistencia en columnas Cc 45
4.4.4. Cálculo del Índice de Ductilidad F 45
4.4.5. Cálculo del Índice básico estructural Eo 45
4.4.6. Cálculo del Índice de Irregularidad SD 46
4.4.7. Cálculo del Índice Sísmico Estructural (Índice de Capacidad) Is 46

4.4.8. Cálculo del Índice de capacidad sísmica residual R 47
4.5. Creación del modelo lineal 47
4.5.1. Definición de materiales 47
4.5.2. Definición de secciones estructurales 47
4.5.3. Niveles de Amenaza sísmica 50
4.5.3.1. Tipo de Suelo 51
4.5.3.2. Factores Fa, Fd y Fs 51
4.6. Análisis Lineal 52
4.6.1. Análisis Estático Lineal 52
4.6.1.1. Cortante basal estático 52
4.6.1.2. Período de vibración T 53
4.6.2. Análisis Dinámico Lineal 54
4.6.2.1. Factores Fa, Fd y Fs para espectro de diseño 54
4.7. Análisis estático no lineal pushover 55
4.7.1. Definición de la masa 55
4.7.2. Carga gravitacional no lineal 56
4.7.3. Carga lateral no lineal 57
4.7.4. Asignación de Rótula plástica 58
4.8. Control Torsión en planta 60
4.9. Acumulación de la masa modal 60
4.10. Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico 61
4.11. Control Derivas de piso 62
4.12. Resultados análisis estático no lineal – Pushover 65
4.12.1. Curva de capacidad 69
4.13. Evaluación del desempeño sísmico 70
4.14. Análisis Dinámico no lineal Tiempo – Historia 73
4.15. Curvas Histeréticas 75
4.16 Calculo del factor de reducción de capacidad sísmica η 77
4.17. Cálculo del costo por desempeño de acuerdo al FEMA P-58 84
4.17.1. Ingreso de datos en el software PACT, Model the Building and Import Analyses Results 84
4.17.2. Información del edificio 85
4.17.3. Especificaciones de fragilidad y grupos de desempeño 85
4.18. Costos de reparación por nivel de daño sísmico 87
4.18.1. Sismo Frecuente 72 años 87
4.18.2. Sismo Ocasional 225 años 89
4.18.3. Sismo Raro 475 años 91
4.18.4. Sismo Muy Raro 2500 93
CAPÍTULO V 96
CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS 96
5.1. Conclusiones 96
5.2. Recomendaciones 98
5.3. Bibliografía 98
5.4. Anexos 102

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica [3]. 5
Tabla 2. Control de daño y niveles de desempeño para edificios[4] 6
Tabla 3 Relación entre niveles de desempeño y distorsión de piso (Biddah y Heidebrecht, 1998). [5] 7
Tabla 4. Matriz de objetivos de diseño – Vision 2000. [6] 8
Tabla 5. Límites adoptados en la guía de evaluación de la JBDPA [14]. 13
Tabla 6. Clasificación de los elementos verticales para el primer nivel de análisis[17].....14
Tabla 7. Valores de índice de ductilidad F para el primer nivel de análisis 17
Tabla 8. Tipos de irregularidades en elevación. [4] 18
Tabla 9. Tipos de Irregularidades en Planta NEC [4] 19
Tabla 10. Índice de tiempo para el Primer Nivel de Análisis [16].....20
Tabla 11. Factor de reducción de capacidad sísmica η de JBDPA del 2015 [14] .23
Tabla 12. Clase de daño de acuerdo con la directriz Asociación de prevención de desastres de construcción de Japón 2015. [20] 24
Tabla 13. Formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica 35
Tabla 14. Características de columnas y peso de edificio.....37
Tabla 15. Cálculo del Índice de Resistencia de columnas Cc 37
Tabla 16. Cálculo del índice $\boldsymbol{Eo}$ para cada piso 38
Tabla 17. Cálculo de Índice de tiempo T 41
Tabla 18. Resultados del índice Is 42
Tabla 19. Índice de capacidad sísmica residual R y nivel de daño de estructura sin reforzar.....42
Tabla 20. Características de columnas y peso de edificio.....44
Tabla 21.Tabla Resistencia en arriostramiento diagonal Cw 44
Tabla 22. Índice de Resistencia en columnas Cc.....45
Tabla 23. Cálculo del índice $\boldsymbol{Eo}$ para cada piso.....46
Tabla 24. Resultados del índice $\mathbf{Is}$ 46
Tabla 25. Índice de capacidad sísmica residual R y nivel de daño de estructura con reforzamiento.....47
Tabla 26. Características de columnas 48
Tabla 27. Características de vigas 49

Tabla 28. Características de diagonales 50
Tabla 29. Niveles de amenaza sísmica.....51
Tabla 30. Factores Fa, Fd y Fs para diferentes niveles de sismo 51
Tabla 31. Factores para modo de vibración Método 1. [23] 53
Tabla 32. Comparación Resultados de Periodos de Vibración T1 y T2 53
Tabla 33 . Factores Fa, Fd y Fs espectro de diseño 54
Tabla 34. Resultados de Torsión en planta.....60
Tabla 35. Resultados de caso modal 60
Tabla 36. Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico 62
Tabla 37. Control de deriva en elevación según NEC2015.....63
Tabla 38. Control de derivas por planta sentido X según NEC2015 64
Tabla 39. Control de derivas por planta sentido Y según NEC2015 65
Tabla 40. Cortante basal vs Desplazamiento y formación de rotulas plásticas Sentido X.....66
Tabla 41. Cortante basal vs Desplazamiento y formación de rotulas plásticas Sentido Y.....67
Tabla 42. Calculo de desplazamiento en Sentido X.....70
Tabla 43. Nivel de demanda sísmica Sentido X.....70
Tabla 44. Calculo de desplazamiento en Sentido Y.....71
Tabla 45. Nivel de demanda sísmica Sentido Y.....71
Tabla 46. Grupos de desempeño en PACT.....85
Tabla 47. Derivas máximas producidas de cada nivel de sismo 86
Tabla 48. Costos de reparación y su equivalencia en porcentaje de los grupos de desempeño Tr=72 años.....89
Tabla 49. Costos de reparación y su equivalencia en porcentaje de los grupos de desempeño Tr=225 años.....90
Tabla 50. Costos de reparación y su equivalencia en porcentaje de los grupos de desempeño Tr=475 años.....92
Tabla 51. Costos de reparación y su equivalencia en porcentaje de los grupos de desempeño Tr=2500 años.....94

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño, según VISION 2000 . [5] 7
Figura 2. Curva de capacidad y niveles de desempeño 9
Figura 3. Espectros de capacidad y de demanda del análisis pushover. [8] 10
Figura 4.Tipos de rotulas plásticas modelos idealizados de elementos viga-columna. [9] 10
Figura 5 Niveles de comportamiento estructural (o niveles de desempeño) en las rótulas plásticas. [10] 11
Figura 6. Ciclo de histéresis en un sistema estructural, energía elástica e inelástica. [11] 12
Figura 7. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo [4] 22
Figura 8. Concepto básico del factor de reducción de capacidad sísmica η [10] ..23
Figura 9. Programa PACT 27
Figura 10. Componentes del código de numeración de grupos de fragilidad [22].28
Figura 11. Clasificación de los costos elementales para el diseño de edificios[22] 28
Figura 12. Curva de fragilidad para 3 estados de daño secuenciales. [22] 29
Figura 13. Implantación Arquitectónica del edificio 36
Figura 14. Retrocesos excesivos en las esquinas [23] 39
Figura 15. Planta estructural tipo edifico. 40
Figura 16. Cuadro de columnas 43
Figura 17. Curva momento-curvatura de columnas reforzadas 48
Figura 18. Curva momento-curvatura de vigas 49
Figura 19. Curvas de peligro sísmico, Ambato [18] 50
Figura 20. Espectros elásticos correspondientes a los niveles de amenaza sísmica 52
Figura 21. Carga Muerta y Viva por piso 55
Figura 22. Definición de la masa 56
Figura 23. Carga gravitacional no lineal 56
Figura 24. Caso de Carga para el Análisis Pushover en la Dirección X 57
Figura 25. Caso de Carga para el Análisis Pushover en la Dirección Y 58
Figura 26. Propiedades de las Rótulas Plásticas en Columnas 58

Figura 27. Propiedades de las Rótulas Plásticas en Vigas reforzadas con VK180X100X6X4 59
Figura 28. Propiedades de las Rótulas Plásticas en Diagonales 59
Figura 29. Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido X 61
Figura 30. Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido Y 62
Figura 31. Derivas Elásticas sentido X y Y 63
Figura 32. Desplazamiento sentido X y Y 64
Figura 33. Pushover sentido X paso 16 67
Figura 34. Pushover sentido Y paso 29 69
Figura 35. Curvas de capacidad sentido X y Y 69
Figura 36. Curva de capacidad para un sismo Raro 475 años Sentido X 72
Figura 37. Curva de capacidad para un sismo Raro 475 años Sentido Y 72
Figura 38. Curva de capacidad para un sismo Muy Raro 2500 años Sentido X ... 72
Figura 39. Curva de capacidad para un sismo Muy Raro 2500 años Sentido Y ... 73
Figura 40. Historia Tiempo para un sismo Frecuente 72 años 73
Figura 41. Historia Tiempo para un sismo Ocasional 225 años 74
Figura 42. Historia Tiempo para un sismo Raro 475 años 74
Figura 43. Historia Tiempo para un sismo Muy Raro 2500 años 74
Figura 44. Punto de estudio Join Label 2 Eje 4-A 75
Figura 45. Sismo Frecuente 72 años sentido X y Y 75
Figura 46. Sismo Ocasional 225 años sentido X y Y 76
Figura 47. Sismo Raro 475 años sentido X y Y 76
Figura 48. Sismo Muy Raro 2500 años sentido X y Y 77
Figura 49. Curva de capacidad e histéresis sismo frecuente sentido X-X. 78
Figura 50. Curva de capacidad e histéresis sismo frecuente sentido Y-Y. 78
Figura 51. Curva de capacidad e histéresis sismo ocasional sentido X-X. 79
Figura 52. Curva de capacidad e histéresis sismo ocasional sentido Y-Y. 79
Figura 53. Curva de capacidad e histéresis sismo raro sentido X-X. 80
Figura 54. Curva de capacidad e histéresis sismo raro sentido Y-Y. 80
Figura 55. Curva de capacidad e histéresis sismo Muy raro sentido X-X. 81
Figura 56. Curva de capacidad e histéresis sismo Muy raro sentido Y-Y. 81
Figura 57. Resumen de factores de reducción de capacidad sísmica η 82
Figura 58. Resumen de factores de reducción de capacidad sísmica η 83
Figura 59. Ingreso de resultados análisis estructural PACT 86

Figura 60. Curvas de amenaza sísmica PACT.....87
Figura 61. Indicadores de los daños en función de los grupos de desempeño Tr=72 años 88
Figura 62. Curva log-normal que indica el costo de reparación de la estructura Tr=72 años 88
Figura 63. Indicadores de los daños en función de los grupos de desempeño Tr=225 años. 90
Figura 64. Curva log-normal que indica el costo de reparación de la estructura Tr=225 años 90
Figura 65. Indicadores de los daños en función de los grupos de desempeño Tr=475 años 91
Figura 66. Curva log-normal que indica el costo de reparación de la estructura Tr=475 años 92
Figura 67. Indicadores de los daños en función de los grupos de desempeño Tr=2500 años 93
Figura 68. Curva log-normal que indica el costo de reparación de la estructura Tr=2500 años. 93
Figura 69. Resumen de costos de reparación.....95

AGRADECIMIENTO

Mi gratitud, principalmente está dirigida al Creador del Universo por haberme dado la existencia y permitido llegar a cumplir una meta más en mi vida.

Igualmente, agradezco muy profundamente a todos los organismos y personas naturales que hicieron posible la realización del mismo, a todas y todos quienes de una u otra forma han colocado un granito de arena para el logro de este proyecto.

Francisco Cisneros

DEDICATORIA

Es mi deseo como sencillo gesto de agradecimiento, dedicarle mi humilde trabajo de maestría, en primera instancia a Dios, después a mis progenitores y familia especialmente a mi esposa Priscila, a mis hijos Annie e Isaí y a todos los que creyeron en mí, a las personas que me apoyaron y me brindaron la mano para salir adelante, a mis amigos y familiares y ha esta institución que me ha formado como profesional, como persona y como ciudadano, mis agradecimientos a mis profesores que me instruyeron.

Francisco Cisneros

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS METÁLICAS

TEMA:

"CAPACIDAD SÍSMICA RESIDUAL DE UN EDIFICIO REFORZADO CON PERFILERÍA METÁLICA USANDO ANÁLISIS NO LINEAL EN LA CIUDAD DE AMBATO"

AUTOR: Ing. Francisco Vinicio Cisneros Sánchez
DIRECTORA: Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla, Mg.
LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: Ingeniería, Industria y Construcción
FECHA: 22 de Abril del 2022

RESUMEN EJECUTIVO

Para dar inicio con la ejecución de este proyecto se tomó en cuenta un edificio ubicado en la ciudad de Ambato provincia de Tungurahua, este nace por la construcción informal e incumplimiento de planos estructurales y mala calidad de materiales. La estructura fue construida de hormigón armado, reforzada con el método de encamisado de columnas y vigas sobre puestas en estructura metálica, tiene 5 pisos su uso es habitacional. En el edificio se estudió los diferentes comportamientos que podría tener con un sismo Ocasional, Frecuente, Raro y Muy raro recomendaciones que hace la NEC-2015 por medio de análisis estático y dinámico verificando sus condiciones actuales de diseño concluyendo que el edificio cumple con normativas vigentes de diseño estructural.

La capacidad sísmica de una estructura se refiere a la energía total que es capaz de disipar durante un evento sísmico y la capacidad sísmica residual corresponde a la energía que aún puede disipar la estructura luego de un evento sísmico, bajo el cual no se haya agotado toda su capacidad. En la presente investigación se determinaron los índices de capacidad de la edificación sin reforzar sus plantas de entrepiso, en este comportamiento hubiera existido daños severos en un evento

sísmico de diseño y con reforzamiento podría tener daños ligeros. El factor de reducción de capacidad sísmica calculado con el método de energía disipada por la Guía Japonesa de Evaluación del Daño (JBDPA 2015) se determinó que para un sismo Frecuente Tr=72 años, Ocasional Tr=225 años la clase de daño seria de un nivel I que podrían aparecer grietas finas menores a 0,2 mm y en un sismo Raro Tr=475 años y muy Raro Tr=2500 años, la clase de daño seria de un nivel II donde los miembros de la estructura podrían ceder y existir grietas visibles en sus extremos entre ancho 0,2 mm a 1,0 mm.

Para poder culminar con el estudio se determinó los costos en rehabilitación y mantenimiento por medio del FEMA P-58 en cada evento sísmico, concluyendo que actualmente en un sismo frecuente, ocasional y raro se recomienda repararlo, pero en un evento sísmico muy raro el costo se asemeja al valor actual de la estructura y se recomienda derrocarlo.

Palabra clave: Análisis no lineal, Capacidad sísmica, Curva de capacidad, Costo de reparación, Demanda sísmica, Factor de reducción, FEMA, Histéresis, Índice de capacidad, JBDPA, NEC.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS METÁLICAS

THEME:
"RESIDUAL SEISMIC CAPACITY OF A BUILDING REINFORCED WITH METAL PROFILES USING NONLINEAR ANALYSIS IN THE CITY OF AMBATO"

AUTHOR: Ing. Francisco Vinicio Cisneros Sánchez
DIRECTED BY: Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla, Mg.
LINE OF RESEARCH: Engineering, Industry and Construction
DATE: April 22, 2022

EXECUTIVE SUMMARY

To start with the execution of this project we took into account a building located in the city of Ambato, province of Tungurahua, this was born due to the informal construction and non-compliance of structural plans and poor quality of materials. The structure was built of reinforced concrete, reinforced with the method of jacketed columns and beams on metal structure, it has 5 floors and its use is residential. The building was studied the different behaviors that it could have with an Occasional, Frequent, Rare and Very Rare earthquake, as recommended by the NEC-2015 through static and dynamic analysis, verifying its current design conditions and concluding that the building complies with current structural design regulations.

The seismic capacity of a structure refers to the total energy that it is capable of dissipating during a seismic event and the residual seismic capacity corresponds to the energy that the structure can still dissipate after a seismic event, under which it has not exhausted all its capacity. In the present investigation, the capacity indexes of the building were determined without reinforcing its mezzanine floors, in this behavior there would have been severe damages in a design seismic event and with reinforcement it could have light damages. The seismic capacity reduction factor calculated with the dissipated energy method by the Japanese Damage

Assessment Guide (JBDPA 2015) was determined that for an earthquake Frequent Tr=72 years, Occasional Tr=225 years the damage class would be of a level I that could appear fine cracks smaller than 0, 2 mm and in a Rare Tr=475 years and Very Rare Tr=2500 years earthquake, the damage class would be of a level II where the members of the structure could yield and there could be visible cracks at their ends between 0.2 mm to 1.0 mm wide.

In order to complete the study, the costs of rehabilitation and maintenance were determined by means of FEMA P-58 in each seismic event, concluding that currently in a frequent, occasional and rare earthquake it is recommended to repair it, but in a very rare seismic event the cost is similar to the current value of the structure and it is recommended to demolish it.

Keywords: Nonlinear analysis, Seismic capacity, Capacity curve, Repair cost, Seismic demand, Reduction factor, FEMA, Hysteresis, Capacity index, JBDPA, NEC.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Introducción

El edificio en estudio está ubicado en la Av. Víctor Hugo y Calle José de la Cuadra parroquia Huachi Chico de la ciudad de Ambato provincia de Tungurahua. Se encuentra a una altitud de 2755 msnm y nace por la construcción informal, el incumplimiento de planos de diseño estructural en obra, mala calidad de materiales, falta de responsabilidad técnica entre otros, con estos antecedentes el edificio sufrió un reforzamiento estructural con perfilería metálica en el año 2019.

El edificio es una estructura hecha de hormigón armado reforzada con el método de encamisado de columnas y vigas sobre puestas en estructura metálica, dispone de 5 pisos la planta baja es para uso comercial y los 4 pisos altos es para uso de departamentos, en esta edificación existente se va a determinar los factores de reducción de la capacidad sísmica del edificio, el método a utilizar es de energía disipada de la Guía Japonesa de Evaluación del Daño (JBDPA 2015), se define el factor de reducción de la capacidad sísmica como el cociente entre la energía residual que es capaz de disipar un elemento estructural dañado y la energía total que es capaz de disipar el mismo elemento en su estado original sin daño, ambas energías son obtenidas a partir de la curva monotónica fuerza lateral – desplazamiento del elemento. Una forma de calibración de estos factores es mediante el Índice de Capacidad Sísmica Residual basado en la Respuesta Sísmica.

La capacidad sísmica de una estructura se refiere a la energía total que es capaz de disipar durante un evento sísmico. En cambio, la capacidad sísmica residual corresponde a la energía que aún puede disipar la estructura luego de un evento sísmico, bajo el cual no se haya agotado toda su capacidad.

En caso que el edificio sufriera un sismo severo en la ciudad de Ambato se necesita evaluar la capacidad de daño que podría tener el edificio, para evitar la

pérdida de vidas por la ocurrencia de posibles réplicas. Como consecuencia, se evaluará el daño que podría tener el edificio para poder estimar el factor de capacidad sísmica residual después modelar un sismo frecuente, ocasional raro o muy raro y poder conocer el costo para la rehabilitación por medio del FEMA P-58.

1.2. Justificación

El presente proyecto es para aportar con conocimientos técnicos y profesionales sobre la capacidad residual sísmica de una estructura, debido a la actividad sísmica que está expuesto nuestro país, después de estos eventos han causado catástrofes en diferentes provincias algunas edificaciones han colapsado ocasionando pérdidas humanas y materiales.

Las principales causas de fallas estructurales en la ciudad de Ambato es la mala calidad y mal uso de materiales, construcciones informales, incumplimiento de normativas estructurales, ineficiente supervisión en obra lo que traduce a que las estructuras no sean capaces de soportar eventos sísmicos produciendo una pérdida de la seguridad estructural, estos factores podrían reducirse si se realizara mayor investigación, se dé cumplimiento con las normativas sísmicas vigentes, supervisión de cumplimientos de permisos municipales con un buen control de planos y obras ejecutadas.

El edificio nace por la construcción informal, el incumplimiento de planos de diseño estructural en obra, mala calidad de materiales, falta de responsabilidad técnica entre otros con estos antecedentes el edificio sufrió un reforzamiento estructural con perfilería metálica para que pueda cumplir la función de diseño arquitectónico.

Al evaluar la capacidad residual posterior al terremoto de un edificio dañado, es fundamental comprender el mecanismo de deformación del edificio durante el terremoto dañino inicial. Hay pocas razones para realizar una evaluación detallada posterior al terremoto si no se puede predecir razonablemente el comportamiento estructural del edificio en su estado intacto. El FEMA 306 reconoce esto al solicitar que el mecanismo lateral esperado del edificio se

compare con el daño observado al principio del procedimiento de evaluación. Se requiere un mejor conocimiento de la relación entre el daño observable y la demanda de deformación para llevar a cabo dicha comparación.[1]

Para el análisis y diseño de la estructura se utilizará el método estático y no lineal según las características con la que cuenta la estructura y conocer qué pasa con los elementos estructurales después de un sismo es importante poder determinar en qué condiciones se encuentra la edificación en un comportamiento post sísmico para tomar las decisiones en derrocar, reforzar o mantenimiento con acciones preventivas a la edificación.

Este trabajo radica en evaluar el comportamiento dinámico de la estructura conociendo el nivel de daño estructural que podría tener después de un terremoto destructivo, por medio de la capacidad sísmica residual del edificio donde se evalué la influencia de la histéresis en un sismo severo real y el diseño de un elemento estructura con la (Norma Ecuatoriana de la Construcción) NEC 2015.

1.3. Objetivos

1.3.1. General

Cuantificar la capacidad sísmica residual del edificio identificando el nivel de daño después de un terremoto destructivo.

1.3.2. Específicos

- Determinar el factor de reducción de la capacidad sísmica del edificio, en función de la capacidad sísmica residual y la capacidad sísmica inicial o total.
- Calibrar un modelo estático no lineal Push Over, para predecir el comportamiento cíclico de la unión viga-columna y determinar el factor de reducción de la capacidad sísmica para diferentes niveles de ductilidad.
- Verificar el costo de obra para poder cumplir normativas de diseño general.

CAPITULO II

ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

En investigaciones realizadas anteriormente podemos destacar la siguiente información que aporta a este trabajo de investigación son las siguientes: CAPACIDAD SÍSMICA RESIDUAL DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO de Pablo Maqiano Barlek Mendoza dirigida por Mg. Ing. Enrique Emilio Galindez Universidad Nacional de Tucumán, el objeto del estudio Julio 2015, el objeto del estudio es la evaluación post-sismica de estructuras de hormigón armado propuesta por la Japanese Building Disaster Prevention Association (JBDPA) se basa en estimar la energía que es capaz de disipar una estructura dañada luego de un sismo, dentro de las XXXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural realizada en Montevideo-Uruguay se manifiesta los FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD SÍSMICA PARA COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO DAÑADAS POR SISMOS este trabajo forma parte de un proyecto de investigación que tiene como uno de sus objetivos definir los factores de reducción de la capacidad sísmica de columnas dañadas por sismos, basados en la descripción del estado de daño dados en la Guía Japonesa de Evaluación de Daño (JBDPA 2001). En la tesis EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN SÍSMICA DEL EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE DOS NIVELES INSTITUTO CENTRAL “DOCTOR CARLOS VEGA BOLAÑOS”, BAJO LA NORMA JAPONESA, UBICADO EN LA CIUDAD DE MASAYA, el trabajo se basó en evaluar el edificio de concreto reforzado de dos niveles, Instituto Central Carlos Vega Bolaños de la ciudad de Masaya, con la Norma para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Concreto Reforzado para Edificios Existentes,2001 del Japón, creada por la Asociación Japonesa de Prevención de Desastres en Edificios,(JBDPA) utilizado los índices sísmicos de la estructura. Además, para poder obtener los costos de daño de la investigación propuesta se utilizó el estudio EVALUACIÓN SÍSMICA BASADA EN DESEMPEÑO SEGÚN FEMA P-58 DEL HOSPITAL GENERAL DOCENTE AMBATO realizado por La Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE se considera el uso del programa PACT que proporciona el FEMA P-58 para definir los costos de reparación de la estructura durante eventos estructurales.

2.1. Inspección y evaluación sísmica NEC 2015

La NEC-2015 nos sugiere utilizar un formulario para la evaluación e inspección de estructuras se basado en los criterios del FEMA 154, el formulario se lo llena mientras se hace la visita de campo, se ha diseñado para ser que se llene de una manera progresiva y con un mínimo de escritura[2].

Tabla 1. Formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica [3].

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES				
	DATOS DE EDIFICACION:			
	Dirección:			
	Nombre de la edificación:			
	Sitio de referencia:			
	Tipo de uso:		Fecha de evaluación:	
	Año de construcción:		Año de remodelación:	
	Área construida en m2:		Numero pisos:	
	DATOS DEL PROFESIONAL			
	Nombre del evaluador:			
	C.I.			
	Registro senescyt:			

TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL				
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado	C1	Pórtico acero laminado	S1
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros e	C2	Pórtico acero laminado con dia	S2
Mampostería reforzado	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo	C3	Pórtico acero doblado en frio	S3
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX			Pórtico acerolaminado con muros estructurales H.	S4
		H. Armado prefabricado	PC	H. Armado prefabricado	S5

PUNTAJES BASICOS, MODIFICAADORES Y PUNTAJE FINAL S													
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
Puntaje básico	4,4	1,8	2,8	1,8	2,5	2,8	1,6	2,4	2,6	3,0	2,0	2,8	2,0
ALTURA DE EDIFICACIÓN													
Baja altura (menor a 4 pisos)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0,4	0,2	0,4	0,4	0,2	0,2	0,2	0,4	N/A	0,4	0,4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0,3	0,6	0,8	0,3	0,4	0,6	0,8	N/A	0,8	0,8
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION													
Irregularidad vertical	-2,5	-1,0	-1,0	-1,5	-1,5	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	-1,5	-1,5	-1,0	-1,0
Irregularidad en planta	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5
CODIGO DE LA CONSTRUCCION													
Pre-código (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0,0	-0,2	-0,1	-1,2	-1,2	-1,0	-0,2	-0,3	-1,0	-0,8	-0,8	-0,8	-0,2
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Postcódigo moderno (construido a partir del 2001)	1,0	N/A	2,8	1,0	1,4	2,4	1,4	1,0	1,4	1,4	1,0	1,6	1,0
TIPO DE SUELO													
Tipo de suelo C	0,0	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4
Tipo de suelo D	0,0	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,4	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,4
Tipo de suelo CE	0,0	-0,8	-0,4	-1,2	-1,2	-0,8	-0,8	-1,2	-1,2	-1,2	-1,2	-1,2	-0,8
PUNTAJE FINAL, S													
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA													
S<2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial												
2,0>S>2,5	Media vulnerabilidad												
S>2,5	Baja vulnerabilidad												
									Firma responsable Evaluación				
OBSERVACIONES:													

2.2. Niveles de desempeño de la edificación

2.2.1. Niveles de desempeño según la NEC-2015

El desempeño estructural es un estado daño dependiendo del nivel de desempeño estructural y no estructural.

Se comprobarán las estructuras existentes para los 4 siguientes niveles de desempeño, 1-A: nivel operacional, 1-B: nivel de ocupación inmediata, 3-C: nivel de seguridad de vida y 5-E: nivel de prevención al colapso[4]

Tabla 2. Control de daño y niveles de desempeño para edificios[4]

	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	Nivel de Seguridad de Vida (5-E)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel Operacional (1-A)
Daño Global	**Severo**	**Moderado**	**Ligero**	**Muy Ligero**
General	Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores funcionando. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso	Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales aún funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanente. Daño en paredes divisorias. El Edificio se mantiene económicamente reparable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos razos así como en elementos estructurales. Los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aún operable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos razos así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento
Componentes No Estructurales	Daño severo	Peligro de caída de objetos mitigado pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico	Equipos y contenido están seguros de manera general., pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad	Ocurre daño insignificante. La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva

2.2.2. Niveles de desempeño VISION 2000

El comité SEAOC Visión 2000 propone distintos tipos de terremotos, de modo que se definen cuatro objetivos de desempeño sísmico, los que se corresponden con distintos niveles de daño en la construcción. Estos objetivos se definen en forma cualitativa totalmente operativo, operativo, seguridad de vidas y prevención de colapso.

Totalmente operativo (TO): la construcción se mantiene en servicio continuo. Daño despreciable en elementos estructurales y no-estructurales. Respuesta prácticamente elástica. Deformación remanente despreciable[5].

Operativo (O): Daño ligero. La mayoría de las actividades y servicios pueden reanudarse luego del terremoto. Fisuración o fluencia menor en algunos elementos estructurales. Deformación remanente despreciable[5].

Seguridad de vidas (SV): daño moderado. La estructura permanece estable, pero con reducción en la resistencia y rigidez. Deformaciones remanentes. El edificio puede quedar fuera de servicio y ser evacuado. La reparación es posible, pero el costo puede ser elevado[5].

Prevención de colapso (PC): Daño severo, pero se evita el colapso. Los elementos no-estructurales pueden caer o fallar. Deformaciones remanentes apreciables[5].

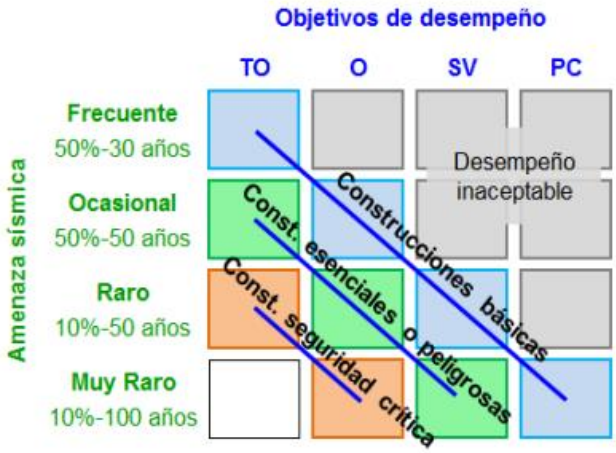


Figura 1. Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño, según VISION 2000 . [5]

Tabla 3 Relación entre niveles de desempeño y distorsión de piso (Biddah y Heidebrecht, 1998). [5]

Nivel de desempeño	Distorsión de piso
Totalmente operativo	< 0,2%
Operativo	0,2% a 0,5%
Seguridad de vidas	0,5% a 1,5%
Prevención del colapso	1,5% a 2.5%

Tabla 4. Matriz de objetivos de diseño – Vision 2000. [6]

NIVEL DE DEMANDA SISMICA	Nivel de desempeño sísmico			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Precolapso
Frecuente (menor)	OB	X	X	X
Ocasional (moderado)	OEP	OB	X	X
Raro (severo)	OSC	OEP	OB	X
Muy raro* (extremo)	-	OSC	OEP	OB

OB: Objetivo Básico: edificio habitacional y de oficinas.

X: objetivo inaceptable

OEP: Objetivo Esencial y Peligroso: edificios esenciales (hospital, policía) e instalaciones peligrosas.

OSC: Objetivo de Seguridad Crítica: edificios con elementos tóxicos, explosivos, radiactivos, etc [6].

2.2.3. Espectro elástico de diseño en aceleraciones según la NEC

La norma ecuatoriana de construcción (NEC 2015), en el capítulo de peligro sísmico diseño sismo resistente se obtiene una respuesta dependiendo a las condiciones geológicas, tectónicas, sísmicas y tipo de suelo, además se considera un amortiguamiento crítico del 5%, para determinar dicho espectro consideramos:

- Factor de zona sísmica Z.
- Tipo de suelo A,B,C,D
- Región en que se encuentra la estructura para factor η.
- Los valores de los coeficientes de amplificación de suelo Fa, Fd, Fs.

2.3. Capacidad estructural

La capacidad estructural depende de la resistencia y la deformación máxima que puede tener los elementos estructurales. Si se desea conocer el comportamiento inelástico del edificio es necesario utilizar el análisis estático no lineal (Análisis Pushover), este procedimiento se conoce como el desempeño que tiene la estructura en deformarse. Para ello se utiliza la curva de capacidad, es la relación entre el cortante basal (V) y el desplazamiento (D), la curva se construye para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en el modo

fundamental de vibración, esto es válido para estructuras con períodos menores a un segundo.

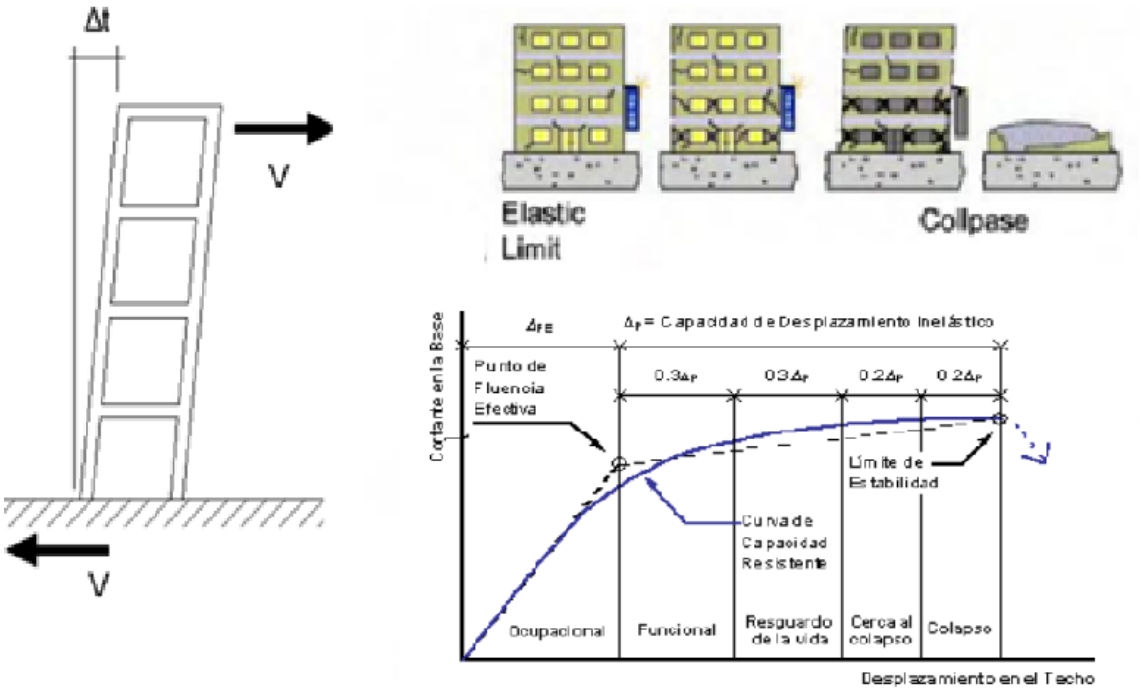


Figura 2. Curva de capacidad y niveles de desempeño

2.3.1. Análisis de plastificación progresiva (Pushover)

El pushover es un tipo de análisis de estructuras, en el que se tiene en cuenta el comportamiento sísmico que demanda una estructura con base en distintas características como la localización o su importancia de estabilidad y la capacidad que tiene esta estructura de soportar dicha demanda, dado el comportamiento lineal y pastico de cada uno de los elementos principales que brindan estabilidad al conjunto estructural. En este se incrementa de forma monotónica un patrón de carga hasta llegar a un estado límite de resistencia, el cual puede ser alcanzado ya sea por la inestabilidad de la estructura, distorsión que sobrepase los límites establecidos, deformación de los elementos importantes en la estructura generando una degradación de la resistencia de la capacidad de soportar las cargas gravitacionales. Posterior a obtener los comportamientos de capacidad de la estructura y la curva inicial de demanda, se requiere la obtención del punto de desempeño, el cual representa la condición para la cual la capacidad sísmica de la estructura es igual a la demanda sísmica impuesta a la estructura por el movimiento de la tierra[7].

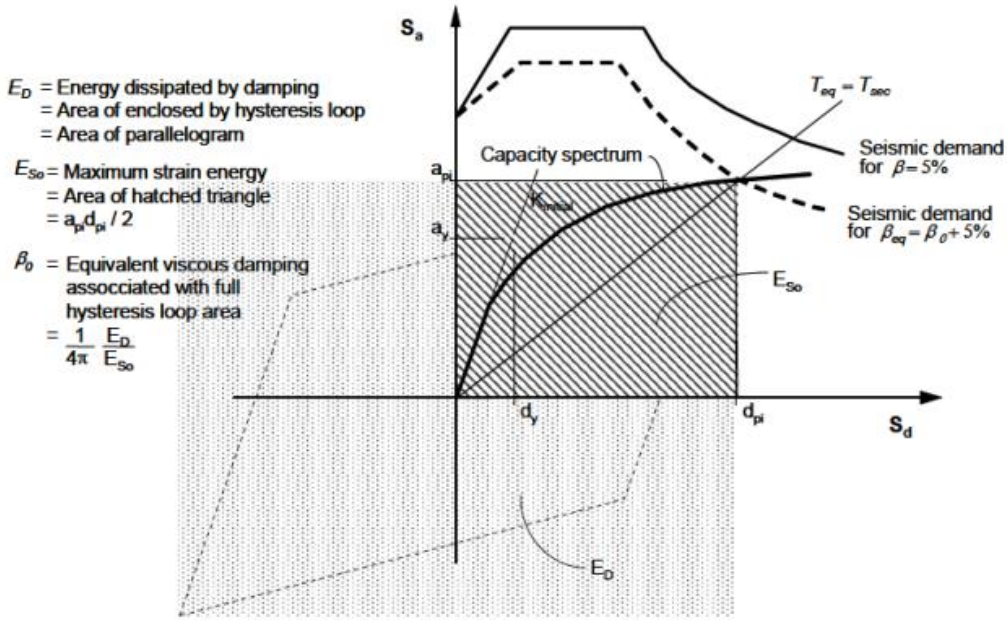


Figura 3. Espectros de capacidad y de demanda del análisis pushover. [8]

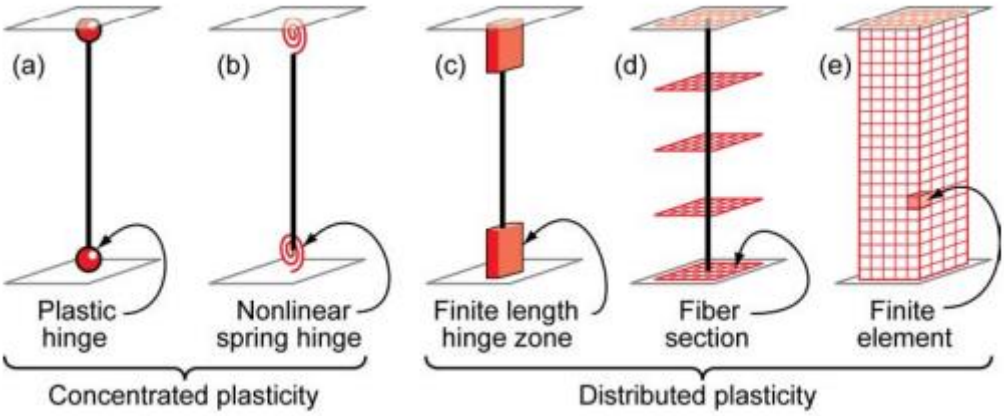


Figura 4.Tipos de rotulas plásticas modelos idealizados de elementos viga-columna. [9]

El código de la FEMA-356 define niveles de comportamiento estructural o niveles de desempeño, Immediate (I), Occupancy (IO), Life Safety (LS) y Collapse Prevention (CP). muestra los niveles de desempeño en la relación esfuerzo-deformación de una rótula plástica.

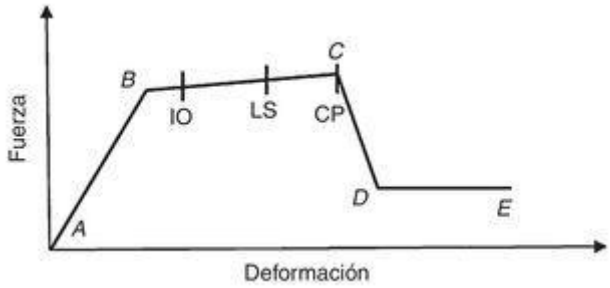


Figura 5 Niveles de comportamiento estructural (o niveles de desempeño) en las rótulas plásticas. [10]

2.3.2. Análisis dinámico no lineal de historia de respuesta (NLRHA)

La respuesta dinámica fue determinada mediante el método de integración de Newmark para sistemas análisis no lineales, el análisis Dinámico No Lineal de historia en el tiempo usa la combinación de registros de sísmicos con un modelo estructural detallado que teóricamente produce deformaciones por cada grado de libertad teniendo como resultado niveles de demandas más altos; es decir, elementos de distorsión, derivas de piso, desplazamientos de techo, derivados de las acciones de los componentes básicos.

2.3.3. Modelo Histerético

Un análisis de la respuesta sísmica inelástica de estructuras requiere modelos histéreticos reales, los cuales representan la relación resistencia – deformación de un miembro estructural. El modelo de histéresis de un miembro cualquiera debe ser capaz de expresar la relación resistencia – deformación baja cualquier carga. Se denomina curva primaria o curva esqueleto a la relación resistencia deformación, la curva primaria proporciona una envolvente de la relación histéretica tal y como se muestra en la figura 5 [11].

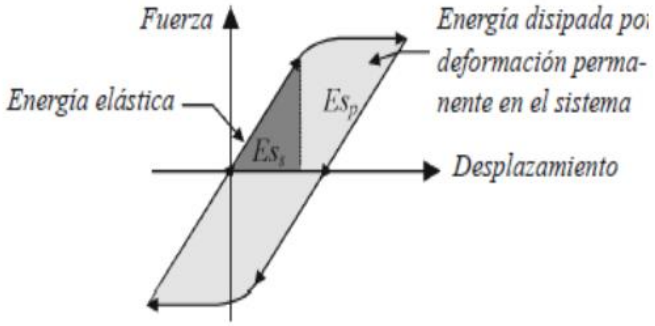


Figura 6. Ciclo de histéresis en un sistema estructural, energía elástica e inelástica. [11]

2.4. Evaluación Post-Sismo basada en índice de capacidad sísmica residual *R* (JBDPA)

Como consecuencia de sismos ocurridos en el país de Japón, los ingenieros japoneses se emprendieron en el desafío de evaluar estructuras después de un sismo, Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA) intervino para decidir en la rehabilitación o derrocamiento de las estructuras que sufrían daños, crearon un método de evaluación, este se basa en estimar la energía que aún puede disipar una estructura dañada después de un sismo.

Este método puede utilizarse en 3 niveles de pruebas sísmicas, primer nivel cálculo simple para la capacidad sísmica, segundo nivel suponiendo el colapso de la columna, que se usa comúnmente y el tercer nivel es incluido el colapso de la viga, además se puede aplicar para el estudio sobre el edificio, clasificación de la columna (columna resistente a la flexión o al cortante) y agrupación de columnas [12].

2.4.1. Índice de capacidad sísmica residual R

El índice de capacidad sísmica residual *R* sirve para identificar el daño de la superestructura en los distintos niveles de daño sísmico. El índice *R* se define como la relación entre el índice de demanda sísmica Is_D y el índice sísmico estructural Is, según la ecuación:

$$R = \frac{Is_D}{Is} x100(\%)$$

Donde *Is* y Is_D son los índices estructurales de capacidad sísmica antes y después del daño por sismo respectivamente. El índice Is_D es calculado de forma análoga a *Is*, afectando sus variables por los factores de reducción de la capacidad sísmica η, para considerar el deterioro de resistencia lateral[13].

2.4.2. Nivel de Daño de una Estructura

El nivel de daño de una estructura se establece según el valor calculado del índice de capacidad sísmica residual *R*. En la Tabla 4 se observan los límites adoptados en la guía de evaluación de la JBDPA para cada nivel de daño.

Tabla 5. Límites adoptados en la guía de evaluación de la JBDPA [14].

Nivel de daño	**Factor *R***
Ligero	R ≥ 95%
Leve	80%≤ R ≤ 95%
Moderado	60%≤ R ≤ 80%
Severo	R ≤ 60%
Colapso	Estructura en colapso parcial o total

La experiencia en la evaluación post-sísmica de estructuras utilizando esta metodología ha demostrado que el límite entre daño ligero y leve (R=95%) constituye un estado límite de servicio, por lo que las estructuras con daño ligero no necesitan reparaciones y pueden continuar funcionando luego de un evento. Asimismo, casi todos los edificios evaluados con clase de daño severa y aproximadamente un tercio con daño moderado fueron demolidos y reconstruidos luego del sismo de Kobe. Por ello, se decide tomar el límite entre daño moderado y severo (R=60%) como límite de reparabilidad de una estructura[15].

2.4.3. Clasificación de los miembros verticales

El índice sísmico básico de la estructura Eo se da como el producto del índice de resistencia C y el índice de ductilidad F, que se calcula de manera diferente en el primero, segundo, tercer, cuarto y quinto nivel del procedimiento. Este estudio adoptó el procedimiento de primer nivel para calcular el índice sísmico,

que son las fórmulas para determinar el índice sísmico básico de una estructura sin muros de cortante y columnas cortas, se definen como sigue[16]:

Tabla 6. Clasificación de los elementos verticales para el primer nivel de análisis[17]

Clasificación de los Elementos Verticales	
Elemento	Definición
Columna	Cuando: $\frac{h_o}{D} > 2$
Columna extremadamente corta	Cuando: $\frac{h_o}{D} < 2$
Muro	Muros (incluidos aquellos sin confinamiento)

Donde:

h_o = Altura libre de la columna.

D = Ancho de base de la columna de acuerdo con la dirección de análisis.

$$Eo = \frac{n+1}{n+i}(Cw + \alpha 1Cc) * F$$

$$Eo = \frac{n+1}{n+i}(Csc + \alpha 2Cw + \alpha 3Cc) * Fsc$$

Donde la Norma Japonesa menciona:

n = Número de pisos del edificio.

i = Número de piso para evaluar, donde el primer piso es enumerado como 1 y el piso máximo como n.

Cw = Índice de resistencia de muros.

Cc = Índice de resistencia de columnas.

Csc = Índice de resistencia de las columnas extremadamente cortas.

$\alpha 1$ = Factor de esfuerzo efectivo de las columnas para la última deformación de muros, el cual puede ser tomado como 0.7, el valor debe ser de 1.0 en caso de que

Cw = 0.

$\alpha 2$ = Factor de esfuerzo efectivo de muros en la última deformación de columnas extremadamente cortas, el cual puede ser tomado como 0.7.

$\alpha 3$ = Factor de esfuerzo de columnas en la última deformación de columnas extremadamente cortas, el cual puede ser tomado como 0.5.

F = Índice de ductilidad de muros (índice de ductilidad de columnas en caso de que Cw sea cercano o igual a 0, el cual debe ser tomado como 1.0.

Fsc = Índice de ductilidad de columnas extremadamente cortas, el cual puede ser tomado como 0.8.

2.4.4. Índice de Resistencia C

El índice de resistencia para cada elemento vertical estructural se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, para lo cual es necesario conocer el área de la sección transversal de los muros y columnas, recordemos que estas ecuaciones están dadas en el sistema internacional de unidades[16].

Índice de Resistencia de Muros Cw:

$$Cw = \frac{(\tau w1 * Aw1) + +(\tau w2 * Aw2) + (\tau w3 * Aw3)}{\Sigma W} * Bc$$

Índice de Resistencia de Columnas Cc:

$$Cc = \frac{(\tau c * Ac)}{\Sigma W} * Bc$$

Índice de Resistencia de Columnas Extremadamente Cortas CSc:

$$CSc = \frac{(\tau sc * Asc)}{\Sigma W} * Bc$$

Factor Bc

$$Bc = \frac{\boldsymbol{f'c}}{204}\ si\ \boldsymbol{f'c} \leq 204\ ; \qquad Bc = \sqrt{\frac{\boldsymbol{f'c}}{204}}\ si\ \boldsymbol{f'c} > 204$$

Cw = Índice de Resistencia de Muros.

Cc = Índice de Resistencia de Columnas.

Csc = Índice de Resistencia de Columnas extremadamente cortas.

τwi = Promedio del esfuerzo cortante en el último estado de muros

τc = Promedio del esfuerzo cortante en el último estado de columnas.

τsc = Promedio del esfuerzo cortante en el último estado de columnas extremadamente cortas.

Aw1 = Área total de la sección transversal de muros confinados con dos columnas en el piso y la dirección efectiva de estudio (cm2).

Aw2 = Área total de la sección transversal de muros confinados con una columna en el piso y la dirección efectiva de estudio (cm2)

Aw3 = Área total de la sección transversal de muros sin confinamiento de columnas en el piso y dirección efectiva de estudio (cm2).

Ac = Área total de la sección transversal de columnas (cm2) en el piso de estudio, donde el área de las columnas que confinan los muros, ya sea de una o dos columnas que confinen, deben ser omitidas en el cálculo.

Asc = Área total de la sección transversal de columnas extremadamente cortas en el piso de estudio (cm2).

ΣAf = Área total del piso de estudio (m2).

ΣW = Peso total (Considerando la carga muerta y la carga viva accidental) del piso de estudio, valor que se tomara de la carga de diseño unitaria descrita en el apartado anterior.

$f'c$ = Esfuerzo de compresión del concreto kgf/cm2.

Por lo que se sigue conservando el método de cálculo para el índice C el cual se debe obtener para cada elemento estructural vertical, y la suma de los índices que conformen cada piso será el Índice de resistencia del piso [16].

2.4.5. Esfuerzo de corte de columna τc

Para el diseño de corte se debe tomar en cuenta las consideraciones que estipula el ACI 318 capítulo 18[18], para estructuras sismo resistentes se usará la siguiente ecuación:

$$A_v = \frac{\tau c \text{ x } b \text{ x } s}{fy}$$

A_v = Área de sección de estribo por número de estribos

s= espaciamiento de estribos

b= ancho de columna

τc = Esfuerzo cortante de columna

fy= esfuerzo de fluencia del acero

2.4.6. Índice de Ductilidad F

Dentro de la obtención de la resistencia sísmica, el índice de ductilidad representa un coeficiente de modificación que está en función de la capacidad de deformación de los elementos estructurales, por lo que, si el elemento en revisión tiene mala capacidad de deformación, su resistencia se verá disminuida por el índice F[16].

Para efectos prácticos, las normas consideran en este nivel de análisis los valores propuestos en la tabla siguiente, castigando tan solo a las columnas extremadamente cortas debido a que son consideradas como elementos con falla frágil. Mientras que los muros y columnas son consideras como elementos con falla dúctil[16].

Tabla 7. Valores de índice de ductilidad F para el primer nivel de análisis

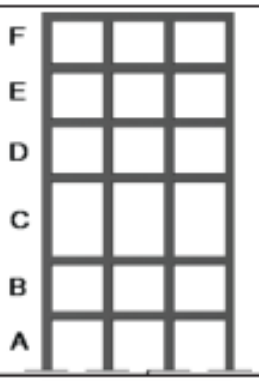
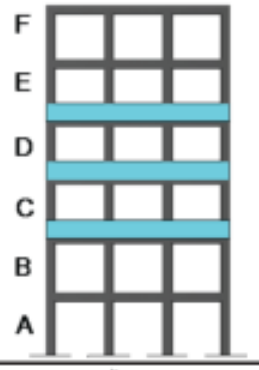
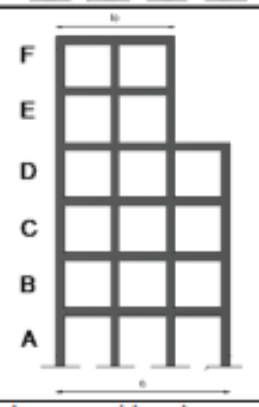
Índice De Ductilidad para El Primer Nivel de Análisis	
Elemento	Índice de Ductilidad F
Columna $\frac{h_o}{D} > 2$	1.0
Columna extremadamente corta	0.8
Muro	1.0

2.5 Índice de Irregularidad S_D

2.5.1. Irregularidad vertical

En general, las estructuras deben evitar configuraciones complejas debido a que afecta su desempeño, la NEC-2015 también posee criterios para penalizar a una estructura si esta es irregular o presenta patologías como columnas cortas, para conocer si una estructura es irregular la norma establece lo siguiente:

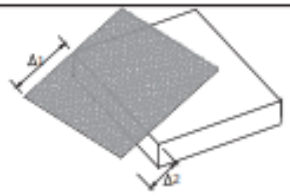
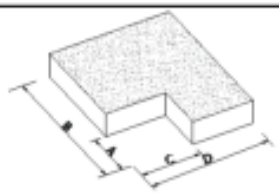
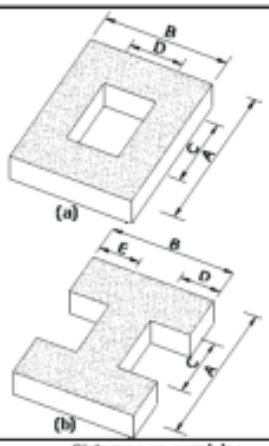
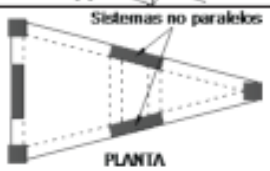
Tabla 8. Tipos de irregularidades en elevación. [4]

Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{Ei}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80\frac{(K_D+K_E+K_F)}{3}$ La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	
Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{Ei}=0.9$ $m_D > 1.50\ m_E$ ó $m_D > 1.50\ m_C$ La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	
Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{Ei}=0.9$ a > 1.3 b La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

2.5.2. Irregularidad en planta

Para las configuraciones complejas en planta, la norma también establece criterios para considerar si la estructura es irregular, para este caso existe cuatro tipos de irregularidades.

Tabla 9. Tipos de Irregularidades en Planta NEC [4]

Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{Pi}=0.9$ $\Delta > 1.2\frac{(\Delta 1+\Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{Pi}=0.9$ A > 0.15B y C > 0.15D La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	
Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{Pi}=0.9$ a) CxD > 0.5AxB b) [CxD + CxE] > 0.5AxB La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{Pi}=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

2.5.3. Índice de tiempo T

El índice de tiempo T para el primer nivel de análisis será determinado mediante la inspección según la Tabla 9. dónde el valor mínimo de T que resulte de la columna se tomará como el índice de tiempo de la estructura, recordemos que indica el coeficiente de reducción en materia del deterioro de la estructura.

Tabla 10. Índice de tiempo para el Primer Nivel de Análisis [16]

Puntos a considerar	**Grado**	**Valor T**	**Puntos a ser revisado para el Segundo Nivel de Análisis**
Deflexión	Inclinación de un edificio o se observan asentamientos evidentes.	0,7	Grietas estructurales y deflexión
	Relleno sanitario o campo de agricultura.	0,9	
	Se puede visualizar una deflexión de viga o columna.	0,9	
	No corresponde a las anteriores	1	
Grietas en muros y columnas	Se puede observar oxidación en el acero de refuerzo.	0,8	Grietas estructurales y deflexión
	Se aprecian grietas a 45°	0,9	
	Existen gran cantidad de grietas en muros exteriores.	0,9	
	Se observan las varillas, pero no están oxidadas.	0,9	
	No corresponde a las anteriores	1	
Experiencia en incendios	Hay señal de incendios.	0,7	Grietas estructurales y delfexión. Deterioramiento y envejecimiento.
	Se han presentado incendios, pero no hay evidencia.	0,8	
	No se han presentado incendios.	1	
Uso	Ha estado expuesto a químicos	0,8	Deterioramiento y envejecimiento.
	No corresponde a las anteriores	1	
Edad del edificio	30 años o más	0,8	Deterioramiento y envejecimiento.
	20 años o más	0,9	
	19 años o menos	1	
Condiciones Finales	Se observan grietas significativas en acabados exteriores, debido al envejecimiento del edificio.	0,9	Deterioramiento y envejecimiento.
	Se observan grietas significativas y deterioramiento en acabados interiores	0,9	
	No existen problemas	1	

2.6. Índice Sísmico de la Estructura I_s

Finalmente el índice $I_s$representará el coeficiente de aceleración resistente de la estructura tomando en cuenta los índices de reducción, en adición será el valor que se comparará con el índice de demanda. El índice I_s se debe calcular para cada piso y en cada dirección de análisis, para el primer nivel de análisis se obtendrá por medio de la ecuación[16]:

$$Is = EoxS_D xT$$

2.6.1. Índice de demanda sísmica de la estructura I_{so}

Este índice representa las condiciones del sismo que tiene más probabilidades de presentarse en la ubicación de la estructura, en términos de índice de resistencia representaría la aceleración de demanda, y el cual se debe comparar con el índice sísmico estructural. Por lo tanto, la seguridad sísmica de una estructura debe satisfacer la siguiente ecuación[16]:

$$Is \geq I_{so}$$

Donde:

$\boldsymbol{Is}$ = Índice sísmico de la estructura.

$\boldsymbol{I_{so}}$ = Índice de demanda de la estructura.

Al satisfacer la ecuación anterior, el edificio se considera como “resistente”, ya que posee la capacidad para soportar el movimiento del sismo que se espera, de otra manera, su seguridad se debe considerar como “incierta” [16].

Las normas japonesas indican que el índice de demanda sísmica se debe calcular mediante la siguiente ecuación:

$$I_{so} = E_s * Z * G * U$$

Es = Índice de demanda básico de la estructura, valores estándares los cuales deben ser seleccionados de acuerdo con el nivel de análisis sin importar la dirección ni el número de pisos del edificio:

ES = 0.8 Para el primer nivel de análisis.

ES = 0.6 Para el segundo nivel de análisis.

ES = 0.6 Para el tercer nivel de análisis.

Z = Índice de zona, el cual representa el factor de modificación que toma en consideración la actividad sísmica y la intensidad del sismo que se espera en la región del sitio.

G = Índice de Suelo, el cual representa el factor de modificación considerando los efectos de la amplificación de la superficie del suelo, las condiciones geológicas, y la interacción del suelo-estructura de acuerdo con el sismo esperado.

U = Índice de uso, el cual representa el factor de modificación que toma en consideración el uso del edificio.

En la NEC-2015 el índice I_{so} o la aceleración de demanda será el valor que proviene de la ordenada superior del espectro sísmico, el factor Sa.

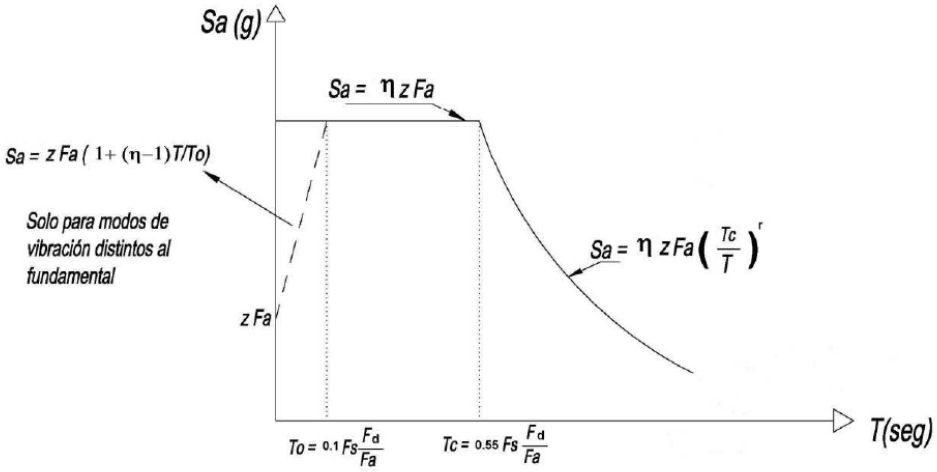


Figura 7. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo [4]

2.7. Factor de reducción de capacidad sísmica η

La capacidad sísmica de una estructura se refiere a la energía total que la misma es capaz de disipar durante un sismo. En cambio, la capacidad sísmica residual corresponde a la energía que aún puede disipar la estructura luego de un evento sísmico, bajo el cual no se haya agotado toda su capacidad. Para poder estimar la capacidad sísmica residual de una estructura es necesario conocer los factores de reducción de la capacidad sísmica de cada uno de los elementos que la componen[13].

Una forma de determinar si un edificio que ha sido sometido a un movimiento sísmico es capaz de soportar réplicas, es a partir de la evaluación de su capacidad sísmica residual o remanente, dada por el índice de capacidad sísmica residual *R*. Mientras mayor sea éste, mejor será el comportamiento estructural después del primer evento. Para entender cómo se obtiene este índice es necesario definir el factor de reducción de la capacidad sísmica *η*.

El factor de reducción de capacidad sísmica *η* se define como la relación entre la energía residual E_r y la energía total E_T de la curva carga-desplazamiento de

un elemento. Siendo E_T la suma de la energía disipada E_d y la energía residual E_r ($E_T = E_d + E_r$), se puede expresar η según la ecuación[15]:

$$\eta = \frac{E_r}{E_d + E_r} = \frac{E_r}{E_T}$$

La determinación del factor de reducción sísmica η se obtiene de ensayos de laboratorio, en los cuales se ensayan elementos estructurales similares a los que se quiere evaluar en el campo. De los ensayos realizados se obtiene la curva carga-desplazamiento que permite determinar la capacidad sísmica total y la capacidad sísmica disipada en cada ciclo y con ello calcular la capacidad sísmica residual y el factor η correspondiente. Esto permite establecer la relación entre el factor de reducción de cada ciclo y el desplazamiento residual correspondiente δ_O.[19]

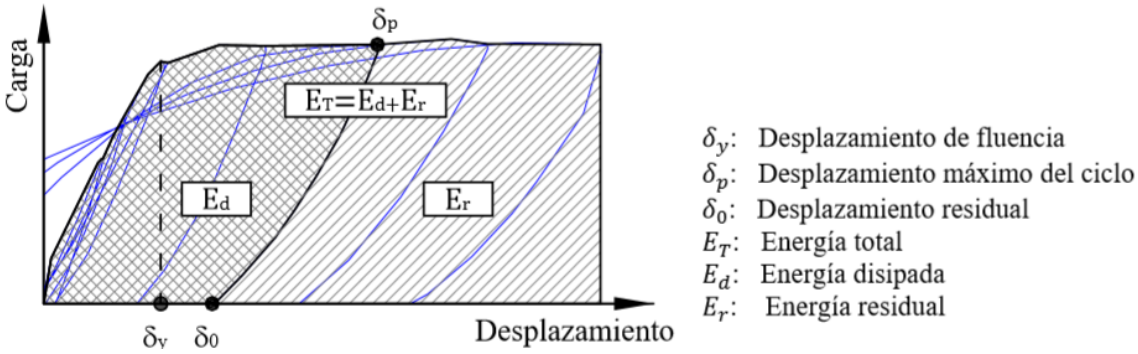


Figura 8. Concepto básico del factor de reducción de capacidad sísmica η [10]

Tabla 11. Factor de reducción de capacidad sísmica η de JBDPA del 2015 [14]

	Columna			Vigas		Muro de corte	
Clase de daño	dúctil	casi dúctil	frágil	dúctil	frágil	dúctil	frágil
I	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
II	0,75	0,7	0,6	0,75	0,7	0,7	0,6
III	0,5	0,4	0,3	0,5	0,4	0,4	0,3
IV	0,2	0,1	0	0,2	0,1	0,1	0
V	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 12. Clase de daño de acuerdo con la directriz Asociación de prevención de desastres de construcción de Japón 2015. [20]

Clase de daño	Elemento Flexión	Elemento cortante
I	Solo existen grietas finas (ancho < 0,2 mm), pero se supone que el esfuerzo ceda	
II	El miembro puede ceder y existen grietas visibles en sus extremos (ancho 0,2 mm ~ 1,0 mm)	Existen grietas de corte visibles (ancho 0.2 ~1,0 mm)
III	La deformación no lineal aumenta y se ven grietas por flexión relativamente anchas (ancho de 1,0 mm ~ 2,0 mm), pero el concreto de recubrimiento no cae mucho y el concreto del núcleo es sólido	Se observan múltiples grietas de corte, cuyo ancho es relativamente amplio (ancho de 1,0 mm ~ 2,0 mm), pero el concreto de cobertura no cae mucho, el concreto del núcleo está en buen estado y la fuerza de restauración parece permanecer
IV	Hay muchas grietas anchas, el hormigón de la cubierta se cae mucho y el hormigón del núcleo se daña y el refuerzo es visible. La capacidad de carga de la fuerza lateral puede reducirse, pero las columnas y los muros aún soportan la carga de gravedad	Hay muchas grietas de corte anchas, el hormigón de la cubierta cae mucho y el hormigón del núcleo se daña, pero no se observa pandeo/fractura de las barras de refuerzo o los aros. La capacidad de carga de la fuerza lateral puede mantenerse
V	Las barras de refuerzo se pandearon e incluso el hormigón del núcleo se cayó. Parece que casi no queda capacidad de carga lateral. Las columnas/muros se acortan. Puede observarse inclinación o asentamiento. La barra de refuerzo puede fracturarse	

2.8. Evaluación por desempeño de acuerdo al FEMA P-58

El diseño sísmico basado en el desempeño en su forma actual se originó en la década de 1990. Los procedimientos cimentados en el desempeño de la presente generación se fundamentan en, la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA), FEMA 273, NEHRP Pautas para la Rehabilitación Sísmica de Edificios, que abordó el fortalecimiento sísmico de los edificios existentes, y

trazó los conceptos iniciales de los niveles de desempeño relacionados con la degradabilidad y los diferentes niveles de riesgo sísmico[21].

Sus documentos sucesores, FEMA 356, Estándares y Comentarios para la Rehabilitación Sísmica de Edificios (FEMA, 2000b), y la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) Norma ASCE / SEI 41-06, Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE, 2007) define la corriente práctica para el diseño sísmico basado en el desempeño en los Estados Unidos. En los procedimientos de la generación actual, el desempeño se expresa en términos de una serie de niveles de desempeño discretos identificados como Operacional, Ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso. Estos niveles de desempeño se aplican a componentes estructurales y no estructurales, y se evalúan a un nivel de riesgo sísmico especificado. Aunque establecieron un vocabulario y proporcionaron un medio por el cual los ingenieros podían cuantificar y comunicar el desempeño sísmico a los clientes y otras partes interesadas, la implementación de los procedimientos de la presente generación en la práctica descubrió ciertas limitaciones e identificó las mejoras que se necesitaban[21].

2.8.1. Medidas de desempeño

Las medidas de desempeño son un medio para cuantificar las consecuencias asociadas a la respuesta sísmica de una estructura frente a un determinado sismo. La intención de estas medidas es el ser representativas a la hora de tomar decisiones sobre la edificación. La metodología presentada en el FEMA P-58 representa el desempeño con las siguientes medidas[22]:

- Víctimas: Esta medida considera la cantidad de personas fallecidas o con heridas graves que requieren de hospitalización dentro de la edificación.

- Costos de reparación: Representa el costo en dólares necesario para restaurar la estructura a la condición previa al terremoto, o en el caso de una pérdida total, el costo total de reponer la estructura con una nueva de similares características.

- Tiempo de reparación: Es el tiempo necesario, en semanas, para reparar la estructura hasta el estado previo al terremoto.

• Impacto Ambiental: Considera los efectos ambientales en términos de carbono y energía utilizada para reparar la estructura hasta la condición inicial previa al terremoto, o en caso de pérdida total, para reemplazar la estructura por una nueva de similares características.

• Calificación de inseguridad: Este es un índice de inspección post terremoto que determina si la edificación o una parte de la edificación se encuentra tan dañada que el ingreso a la misma representa un riesgo inmediato para la vida.

2.8.2. Evaluaciones basadas en el tiempo

La evaluación por desempeño sísmico es probable a la ocurrencia sísmica que tenga un edificio durante un período de retorno específico, considerando todos los movimientos telúricos que puedan ocurrir en ese tiempo y la probabilidad de ocurrencia que pueda tener dependiendo el nivel de daño.

Las evaluaciones basadas en el tiempo consideran la incertidumbre en la magnitud y la ubicación de los terremotos futuros, así como la intensidad del movimiento resultante de estos terremotos. Cada curva de peligro es un gráfico de la frecuencia media anual de superación de la aceleración de respuesta espectral de diferentes amplitudes en un período estructural particular. Estas curvas de peligro se utilizan para derivar una serie de espectros de respuesta de aceleración que representan un rango de intensidades de movimientos del suelo a través de un rango significativo de probabilidades de excedencia y cantidades de respuesta estructural[21].

Para verificar el costo de obra para poder cumplir normativas de diseño general se utilizará el programa e Performance Assessment Calculation Tool (PACT 3.1.2.), este programa utiliza el método de Monte Carlo para realizar el cálculo de las pérdidas probables, con los factores que afectan al desempeño sísmico, este proceso es iterativo y consiste en el cálculo del desempeño de la estructura, estos análisis se determinaran para un sismo ocasional, frecuente, raro y muy raro como sugiere la NEC2015.

2.8.3. Ejecución de programa PACT

Para el ingreso al programa se necesita haber realizado el diseño y calculo estructural por el método estático o dinámico, el presupuesto referencial del edificio entre otros parámetros que se detallaran para empezar se da click en el botón Model the Building and Import Analyses Results.

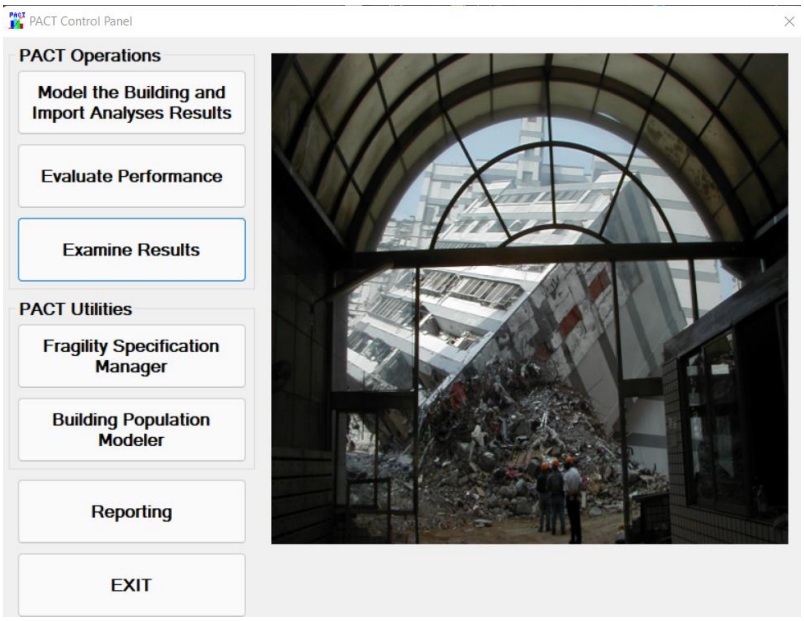


Figura 9. Programa PACT

2.8.4. Grupos de fragilidad

Es una colección de componentes, que contiene las características de los elementos estructurales y de acabado de la edificación, de estos componentes se debe conocer el modo potencial de daño, la probabilidad de ocurrencia de daño y consecuencia potencial del daño.

Además, todos los acabados arquitectónicos deberán asignarse a diferentes grupos de fragilidad, en el programa PACT el usuario tiene la capacidad de modificar o añadir grupos de fragilidad que se puedan adaptar al país o zona en estudio.

Figura 10. Componentes del código de numeración de grupos de fragilidad [22]

Los componentes del código de numeración de clasificación de fragilidad toman la forma alfanumérica según el FEMA P-58 ejemplo: A1234.567, la primera letra indica la categoría general del componente, tomada como una de las siguientes: A – Subestructura, B – Revestimientos, C – Interiores, D – Servicios, E - Equipo y mobiliario y F - Construcción especial y demolición.

UNIFORMAT General Services Administration (GSA)	CANADIAN INSTITUTE OF QUANTITY SURVEYORS (CIQS)	THE ROYAL INSTITUTION OF CHARTERED SURVEYORS (RICS-UK)	CONSTRUCTION ECONOMICS EUROPEAN COMMITTEE (CEEC)
01 FOUNDATIONS	A1 SUBSTRUCTURE	1.0 SUBSTRUCTURE	(1) SUBSTRUCTURE
011 Standard foundations	A11 Foundations	2.0 SUPERSTRUCTURE	SUPERSTRUCTURE
012 Special foundations	A12 Basement excavation	2.1 Frame	(2) Frame
02 SUBSTRUCTURE	A2 STRUCTURE	2.2 Upper floors	(3) External walls
021 Slab on grade	A21 Lowest floor construction	2.3 Roof	(4) Internal walls
022 Basement excavation	A22 Upper floor construction	2.4 Stairs	(5) Floors
023 Basement walls	A23 Roof construction	2.5 External walls	(6) Roofs
03 SUPERSTRUCTURE	A3 EXTERIOR ENCLOSURE	2.6 Windows and exterior doors	(7) Stairs
031 Floor construction	A31 Walls below grade	2.7 Interior walls & interior partitions	(8) Windows & external doors
032 Roof construction	A32 Walls above grade	2.8 Interior doors	(9) Internal doors
033 Stair construction	A33 Windows & entrances	3.0 INTERNAL FINISHES	FINISHES
04 EXTERIOR CLOSURE	A34 Roof covering	3.1 Wall finishes	(10) Internal wall finishes
041 Exterior walls	A35 Projections	3.2 Floor finishes	(11) External wall finishes
042 Exterior doors & windows	B1 PARTITIONS & DOORS	3.3 Ceiling finishes	(12) Floor finishes
05 ROOFING	B11 Partitions	4.0 FITTINGS AND FURNITURE	(13) Ceiling finishes
06 INTERIOR CONSTRUCTION	B12 Doors	4.1 Fittings and furnishings	(14) EQUIPMENT AND FURNISHINGS SERVICES
061 Partitions	B2 FINISHES	5.0 SERVICES	(15) Plumbing
062 Interior finishes	B21 Floor finishes	5.1 Sanitary appliances	(16) Heating
063 Specialties	B22 Ceiling finishes	5.2 Services equipment	(17) Ventilating & air-conditioning
07 CONVEYING SYSTEMS	B23 Wall finishes	5.3 Disposal installations	(18) Internal drainage
08 MECHANICAL	B3 FITTINGS & EQUIPMENT	5.4 Water installations	(19) Electrics
081 Plumbing	B31 Fittings & equipment	5.5 Heat source	(20) Communication
082 HVAC	B32 Equipment	5.6 Space heating & air treatment	(21) Lifts, escalators, etc.
083 Fire Protection	B33 Conveying systems	5.7 Ventilation systems	(22) Protective installations
084 Special mechanical systems	C1 MECHANICAL	5.8 Electrical installation	(23) Miscellaneous services inst.
09 ELECTRICAL	C11 Plumbing & drainage	5.9 Gas installation	EXTERNAL SITE WORKS
091 Distribution	C12 Fire protection	5.10 Life & conveyor installation	(24) Site preparation
092 Lighting & power	C13 HVAC	5.11 Protective installations	(25) Site enclosure
093 Special electrical systems	C14 Controls	5.12 Communication installations	(26) Site fittings
10 GENERAL CONDITIONS & PROFIT	C2 ELECTRICAL	5.13 Special installations	(27) Site services
11 EQUIPMENT	C21 Services & distribution	5.14 Builders work in connection with services	(28) Site Buildings
111 Fixed & moveable equipment	C22 Lighting, devices & heating	5.15 Builders profit & attendance on services	(29) Hard and soft landscaping
112 Furnishings	C23 Systems & ancillaries	6.0 EXTERNAL WORKS	(30) PRELIMINARIES
113 Special construction	D1 SITE WORK	6.1 Site works	
12 SITE WORK	D11 Site development	6.2 Drainage	
121 Site preparation	D12 Mechanical site services	6.3 External services	
122 Sit improvements	D13 Electrical site services	6.4 Minor building work	
123 Site utilities	D2 ANCILLARY WORK		
124 Off-Site work	D21 Demolition		
	D22 Alterations		

Figura 11. Clasificación de los costos elementales para el diseño de edificios[22]

2.8.5. Determinación del colapso

Para determinación el colapso de la estructura depende del grupo de fragilidad de los elementos seleccionados, el PACT calcula la curva de fragilidad para una aceleración espectral de 0.5 g que tiene una probabilidad de colapso del 15%.

En caso que la estructura no colapse, evalúa los daños provocados por el sismo mediante las derivas o aceleraciones máximas calculadas previamente, el estado de daño de los componentes se determina por medio de las funciones de fragilidad contenidas dentro de cada grupo de desempeño. El resultado de daño de la estructura será la suma acumulada de los estados de daño de cada grupo de desempeño.

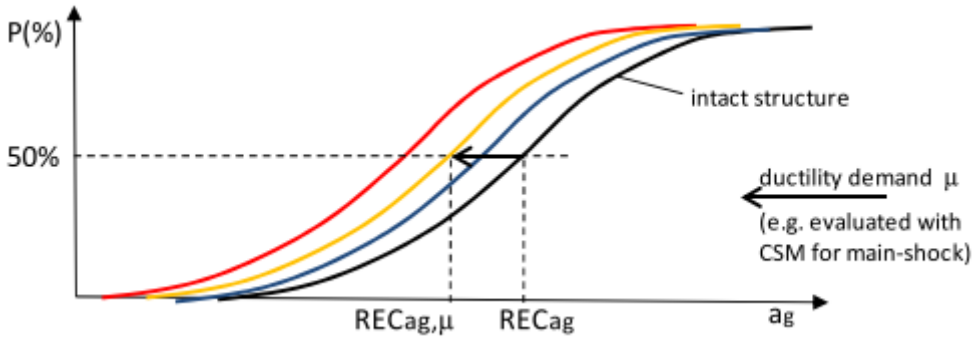


Figura 12. Curva de fragilidad para 3 estados de daño secuenciales. [22]

Se procede a calcular los inversos de la probabilidad de incurrir en cada estado de daño, para el estado de daño 1, el inverso de la probabilidad de ocurrencia es igual a 1-0.75=0.25, la probabilidad de no ocurrencia del estado de daño 2 o superior es igual a 1-0.23=0.77, y la probabilidad de no ocurrencia del estado de daño 3 o superior es igual a 1-0.06=0.94[22].

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Ubicación

La ubicación del Edificio está ubicado en la Av. Víctor Hugo y Calle José de la Cuadra parroquia Huachi Chico sector UTI de la ciudad de Ambato provincia de Tungurahua. Se encuentra a una altitud de 2755 msnm y posee un clima templado que va desde los 10°C a los 25°C, con coordenadas UTM WGS84 Latitud 767270.65 y Longitud 985952.50.

3.2. Equipos *y materiales*

- Laptop con tarjeta de video Nvidia Capacidad de disco duro: 1000 GB Modelo de procesador: Intel(R) Core(TM) i7- 9750H CPU 2.60GHz Ram: 8.00 GB Windows 11 Home.
- Impresora
- Suministros de oficina (papel, lápices, esferos, calculadora, entre otros)
- Material bibliográfico

3.3. Tipo de investigación

La siguiente investigación tiene como una investigación no experimental, debido que el análisis sísmico será propuesto con espectros sísmicos según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, de acuerdo al enfoque cualitativo y cuantitativo de la ubicación y características de la edificación.

El análisis de sísmico será impuesto con un espectro del sector de la ciudad de Ambato para determinar la influencia que tienen los espectros en los parámetros ligados al comportamiento estructural de la edificación la fuerza con su respectivo desplazamiento, con la finalidad de obtener la resistencia y comportamiento histérico.

La investigación que se aplica en este estudio es un método que serviría a la ciudad de Ambato para las edificaciones existentes, conozcan si son resilientes sísmicas caso contrario utilizar métodos de reforzamientos como la utilizada en este estudio.

3.4. Prueba de Hipótesis - pregunta científica – idea a defender

El edifico diseñado de hormigón armado y reforzado con perfileria metálica, calculando la capacidad sísmica residual y factores de reducción permitirá conocer el nivel de comportamiento sísmico en el que se encuentra el edificio.

3.4.1. Variable independiente

“Capacidad sísmica residual de un edificio reforzado con perfilería metálica.”

3.4.2. Variable dependiente

“Análisis No Lineal.”

3.5. Población o muestra:

Población o universo

La ubicación del Edificio se encuentra en la Av. Víctor Hugo y Calle José de la Cuadra parroquia Huachi Chico sector UTI de la ciudad de Ambato provincia de Tungurahua. Se encuentra a una altitud de 2755 msnm y posee un clima templado que va desde los 10°C a los 25°C.

Muestra

Como esta investigación, no se basa en encuestas, ni entrevistas, sino en información estructurada sistemáticamente, se toma toda la información proporcionada por los ensayos y el cálculo de la deformación residual sísmica que tendría dicho elemento

3.6. Recolección de información:

El presente trabajo de titulación recabará información a partir de planos estructurales, ensayo de materiales de elementos constructivos y normas ecuatorianas e internacionales utilizadas para análisis de estructuras en el país:

- NEC-SE-DS[23]: Norma ecuatoriana de la construcción. Peligro Sísmico
- NEC-SE-RE[4]: Norma ecuatoriana de la construcción. Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras
- AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings
- FEMA 306[24]: Agencia Federal para el Manejo de Emergencias
- Ensayo de materiales de calidad de hormigón
- FEMA P-58[25]: Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Buildings

3.7. Procesamiento de la información y análisis estadístico:

Para cumplir los objetivos del presente proyecto de titulación se seguirá un plan estructurado que a continuación se detalla:

- Revisión de estructura existente en campo
- Interpretación de planos estructurales y arquitectónicos existentes
- Evaluación Post-Sismo basada en índice de capacidad sísmica residual *R*.
- Modelación de estructura en software para análisis estructural
- Análisis estático no lineal – Pushover
- Análisis Dinámico no lineal Tiempo – Historia
- Uso de software PACT

3.8. Variables respuesta o resultados alcanzados

Se plantea cuantificar la capacidad sísmica residual del edifico, un método que puede ser utilizado para conocer la resiliencia sísmica en la ciudad de Ambato, conforme a las normativas vigentes en el país, se detalla los resultados a alcanzar.

- Índice de Irregularidad

- Índices de capacidad sísmica residual.
- Torsión y derivas en planta.
- Cortante basal
- Curvas histeréticas
- Curva de Capacidad sísmica
- Factor de reducción de capacidad sísmica η.
- Costo por desempeño sísmico con el programa PACT.

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica

El edificio consta de cinco niveles altos, el primer nivel es destinado para almacenes y los cuatro pisos altos para uso de departamentos, presenta un área de construcción de 549.25 m2 y una altura de 14.58m.

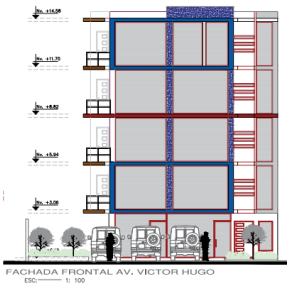
La estructura es de hormigón armado reforzada con perfilería metálica, encamisado de acero en columnas y colocación de vigas tipo I, la ubicación de la edificación no presenta ningún tipo de riesgo geológico, pero existe una estructura adosada al edificio de menor altura que puede provocar problemas de golpeteo.

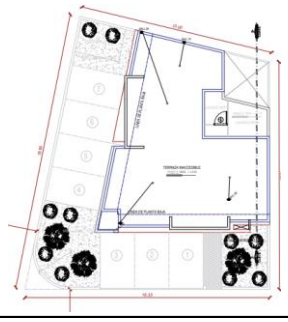
El puntaje del formulario que presenta la Nec-2015 es de un S=4.70, de acuerdo al formulario de la NEC, representa una estructura de baja vulnerabilidad, pero el puntaje obtenido en la tipología es de una estructura tipo C2 Pórticos de hormigón armado con muros estructurales, debido a que la estructura dispone de pórticos de acero y hormigón armado con diagonales esta característica de estructura es la más semejante según la Nec-2015.

El formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica lo cataloga como una estructura mediana de altura, su construcción se inició por el año 2018, y según la ubicación de la estructura se selecciona como un suelo tipo C[26].

Tabla 13. Formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES





DATOS DE EDIFICACION:			
Dirección:	Av. Victor Hugo y Jose de la Cuadra		
Nombre de la edificación:	Edificio Plastik		
Sitio de referencia:	Universidad Indoamerica		
Tipo de uso:	Habitacional	Fecha de evaluación:	25/02/2022
Año de construcción:	2018	Año de remodelación:	2019
Área construida en m2:	549,25m2	Numero pisos:	5
DATOS DEL PROFESIONAL			
Nombre del evaluador:	Ing Francisco Cisneros		
C.I.	180416625-2		
Registro senescyt:	1010-11-1042777		

TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado	C1	Pórtico acero laminado	S1
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros e	C2	Pórtico acero laminado con dia	S2
Mampostería reforzado	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo	C3	Pórtico acero doblado en frio	S3
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX			Pórtico acerolaminado con muros estructurales H.	S4
		H. Armado prefabricado	PC	H. Armado prefabricado	S5

PUNTAJES BASICOS, MODIFICAADORES Y PUNTAJE FINAL S

Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
Puntaje básico	4,4	1,8	2,8	1,8	2,5	2,8	1,6	2,4	2,6	3,0	2,0	2,8	2,0
ALTURA DE EDIFICACIÓN													
Baja altura (menor a 4 pisos)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0,4	0,2	0,4	0,4	0,2	0,2	0,2	0,4	N/A	0,4	0,4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0,3	0,6	0,8	0,3	0,4	0,6	0,8	N/A	0,8	0,8
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION													
Irregularidad vertical	-2,5	-1,0	-1,0	-1,5	-1,5	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	-1,5	-1,5	-1,0	-1,0
Irregularidad en planta	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5
CODIGO DE LA CONSTRUCCION													
Pre-código (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0,0	-0,2	-0,1	-1,2	-1,2	-1,0	-0,2	-0,3	-1,0	-0,8	-0,8	-0,8	-0,2
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Postcódigo moderno (construido a partir del 2001)	1,0	N/A	2,8	1,0	1,4	2,4	1,4	1,0	1,4	1,4	1,0	1,6	1,0
TIPO DE SUELO													
Tipo de suelo C	0,0	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4
Tipo de suelo D	0,0	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,4	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,4
Tipo de suelo CE	0,0	-0,8	-0,4	-1,2	-1,2	-0,8	-0,8	-1,2	-1,2	-1,2	-1,2	-1,2	-0,8
PUNTAJE FINAL, S						4,7							

GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA

S<2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial	
2,0>S>2,5	Media vulnerabilidad	
S>2,5	Baja vulnerabilidad	x

Ing Francisco Cisneros

OBSERVACIONES:

4.2. Cálculo del índice de capacidad sísmica residual del edificio sin reforzamiento estructural

4.2.1. Calculo del esfuerzo de corte de columna τ_C

Para el cálculo promedio del τc el esfuerzo cortante en el último estado de una columna tipo, se toma el estribo de 10mm con sección transversal de 0.785 cm2, tiene 4 ramales orientados en los dos sentidos colocados a cada 20cm, la sección transversal de 35x35cm y un fy de 4200kg/cm2 según planos estructurales.

$$\tau_C = \frac{A_v x f y}{b x s} = \frac{0.785 cm2 x 4 x 4200 kg/cm2}{35 x 20 cm} = 18.84 kg/cm2$$

$$\tau_C = \frac{A_v x f y}{b x s} = \frac{0.785 cm2 x 2 x 4200 kg/cm2}{20 x 20 cm} = 16.49 kg/cm2$$

Figura 13. Implantación Arquitectónica del edificio

Se asume que la resistencia del concreto de 210 $kgf/cm2$ por los ensayos esclerómetros realizados el 20 de enero del 2018, se selecciona la formula cuando f'c es mayor a 204 el factor de Bc es 1.01

$$\boldsymbol{Bc} = \sqrt{\frac{210}{\mathbf{204}}} = 1.01$$

Para iniciar con los cálculos se toman las medidas de las secciones transversales de columnas y el número de elementos verticales, además se calcula el peso muerto acumulado del edificio por cada piso.

Tabla 14. Características de columnas y peso de edificio

PISO	SECCION DE COLUMNA (cm)			Nª COL	Área (cm2)	τ_C (kg/cm2)	∑W (kg)
1	35	X	35	13	1225,00	18,84	500350.30
	20	X	30	1	600,00	16,49	
2	35	X	35	13	1225,00	18,84	388368.80
3	35	X	35	13	1225,00	18,84	283410.80
4	35	X	35	13	1225,00	18,84	178452.80
5	35	X	35	13	1225,00	18,84	73494.70

4.2.2. Índice de resistencia en columnas Cc

El índice de resistencia por columna se utilizará con la ecuación siguiente y después se multiplicará por el número de columnas por cada piso.

$$\boldsymbol{Cc} = \frac{(\boldsymbol{\tau c} * \boldsymbol{Ac})}{\boldsymbol{\Sigma W}} * \boldsymbol{Bc}$$

Tabla 15. Cálculo del Índice de Resistencia de columnas Cc

		Índice de Resistencia Columnas Cc		
PISO	Bc	Por Columna	Por N° Col	∑Cc por piso
1	1,01	0.0466	0.6056	0.63
	1,01	0.0200	0.0200	
2	1,01	0.0600	0.7803	0.78
3	1,01	0.0822	1.0692	1.07
4	1,01	0.1306	1.6981	1.70
5	1,01	0.3172	4.1231	4.12

4.2.3. Cálculo del Índice de Ductilidad F

Para la obtención del índice de ductilidad, se tomarán los valores de la Tabla: Valores de índice de ductilidad F para el primer nivel de análisis Los resultados se muestran a continuación.

Columna 35x35 $\frac{h_o}{D}$ >2 ; 7,14>2 cumple

Entonces el F=1.00

4.2.4. Cálculo del Índice básico estructural E_o

Una vez obtenidos los parámetros de índice de Resistencia e Índice de Ductilidad se puede calcular el Índice Básico estructural, siendo el valor mayor que resulte de E_o. Para lo cual, primero es necesario obtener el factor de modificación de piso-cortante: $$E_o = \frac{n+1}{n+i}(Cw + \alpha 1Cc) * F$$

Tabla 16. Cálculo del índice E_o para cada piso

PISOS	$\frac{n+1}{n+i}$	∑Cc por piso	F	α1	Índice E_o
1,000	1,000	0.626	1,000	1,000	0.626
2,000	0,857	0.780	1,000	1,000	0.669
3,000	0,750	1.069	1,000	1,000	0.802
4,000	0,667	1.698	1,000	1,000	1.132
5,000	0,600	4.123	1,000	1,000	2.474

4.3. Cálculo del Índice de Irregularidad S_D

El índice S_D se obtendrá a partir de la multiplicación del coeficiente de irregularidad en planta $\emptyset_{pi}$ por el coeficiente de irregularidad en elevación tomando como referencia la clasificación y valores de la Tabla 7 y 8 tipos de irregularidades en planta y elevación según la NEC 2015 [4].

$$S_D = \emptyset_p x \emptyset_E$$

4.3.1. Coeficiente de irregularidad en planta $\emptyset_{\mathbf{pi}}$

El valor tomado para $\emptyset_{pi}$ según la tabla se consideró los siguientes tipos:

Tipo 2 Retrocesos excesivos en las esquinas

La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante[23].

A > 0.15B y C > 0.15D

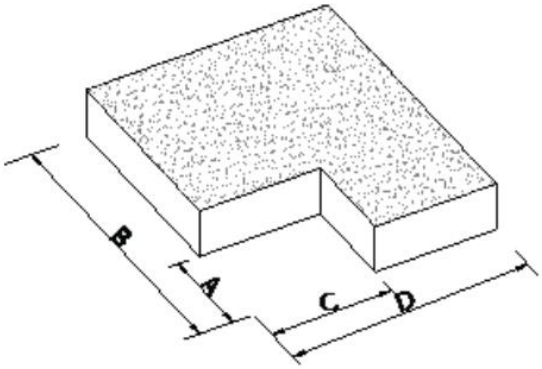


Figura 14. Retrocesos excesivos en las esquinas [23]

A=2.70m B=9.20m
2.70>0.15x9.20
2.70>1.38 cumple
C=2.75m D=10.90m
2.75>0.15x10.90
2.75>1.64 cumple
Por el retroceso excesivos en las esquinas se considera a $\emptyset_{p1} = 0.90$

Tipo 4 Ejes estructurales no paralelos

La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.

Por los Ejes estructurales no paralelos se considera a $\emptyset_{p2} = 0.90$

Con los valores obtenidos de tipo 2 y tipo 4 se calcula la irregularidad en planta $\emptyset_p$ se obtiene 0.81.

$$\emptyset_p = \emptyset_{p1} x \emptyset_{p2} = 0.90x0.90 = 0.81$$

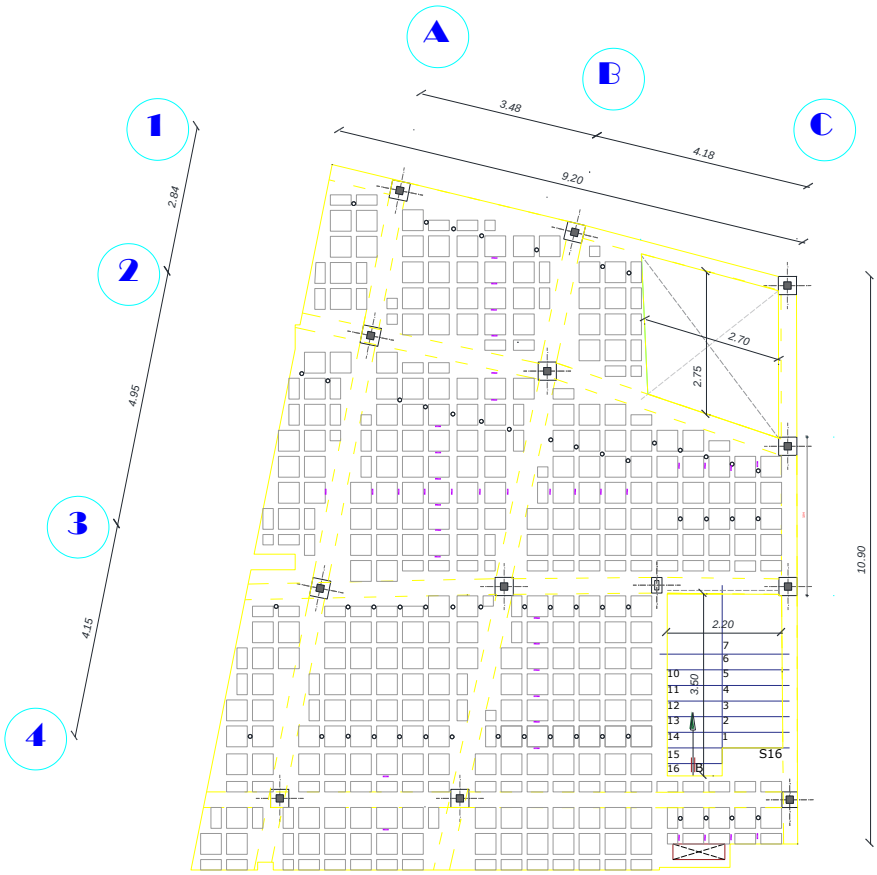


Figura 15. Planta estructural tipo edifico.

4.3.2. Coeficiente de irregularidad en elevación $\emptyset_{Ei}$

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidad en elevación descritos en la Tabla 7 se considera un valor de $\emptyset_E$= 1.00.

Los valores calculados por la irregularidad en planta y elevación se multiplican los dos factores obtenidos y el resultado es 0.81

$$S_D = \emptyset_p x \emptyset_E = 0.81x1.00=0.81$$

4.3.3. Cálculo de Índice de tiempo T

Los resultados de la evaluación para el índice de tiempo se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 17. Cálculo de Índice de tiempo T

Puntos a considerar	Grado	Valor T
Deflexión	No corresponde a las anteriores	1
Grietas en muros y columnas	No corresponde a las anteriores	1
Experiencia en incendios	No se han presentado incendios.	1
Uso	No corresponde a las anteriores	1
Edad del edificio	19 años o menos	1
Condiciones Finales	No existen problemas	1
	T=	**1**

4.3.4. Cálculo del Índice de demanda sísmica de la estructura I_{so}

Se propone calcular el periodo de la estructura, con el coeficiente sísmico real del espectro de diseño utilizado para el índice Sa, con los factores sugeridos por la NEC-2015, en la región sierra un factor η=2.48, con su zona V factor z=0.40 y un Fa =1.20 para un suelo tipo C.

$$Sa = \eta\ z\ Fa = 2.48x0.40x1.20= 1.19$$

4.3.5. Cálculo del Índice Sísmico Estructural (Índice de Capacidad) I_s

Con los resultados del Índice Básico Sísmico estructural, el Índice de Irregularidad y el Índice de Tiempo, se puede calcular el índice final sísmico de la estructura dado con la ecuación $Is = EoxS_D xT$. La tabla siguiente muestra los resultados, recordemos que será el mismo valor para la dirección x-x y la dirección y-y.

Tabla 18. Resultados del índice I_s

Piso	Índice E0	SD	T	IS
1	0.626	0,81	1	0.507
2	0.669	0,81	1	0.542
3	0.802	0,81	1	0.650
4	1.132	0,81	1	0.917
5	2.474	0,81	1	2.004

4.3.6. Cálculo del Índice de capacidad sísmica residual R

Con el índice de capacidad sísmica residual *R* se determina el nivel de daño de la estructura comparando los valores con la Tabla 4 se observan los límites adoptados en la guía de evaluación de la JBDPA.

Tabla 19. Índice de capacidad sísmica residual *R* y nivel de daño de estructura sin reforzar

Piso	IS	Iso	R %	Clase de daño
1	0,518	1,19	42.58%	Severo
2	0,547	1,19	45.52%	Severo
3	0,656	1,19	54.58%	Severo
4	0,924	1,19	77.06%	Moderado
5	2,009	1,19	168.39%	ligero

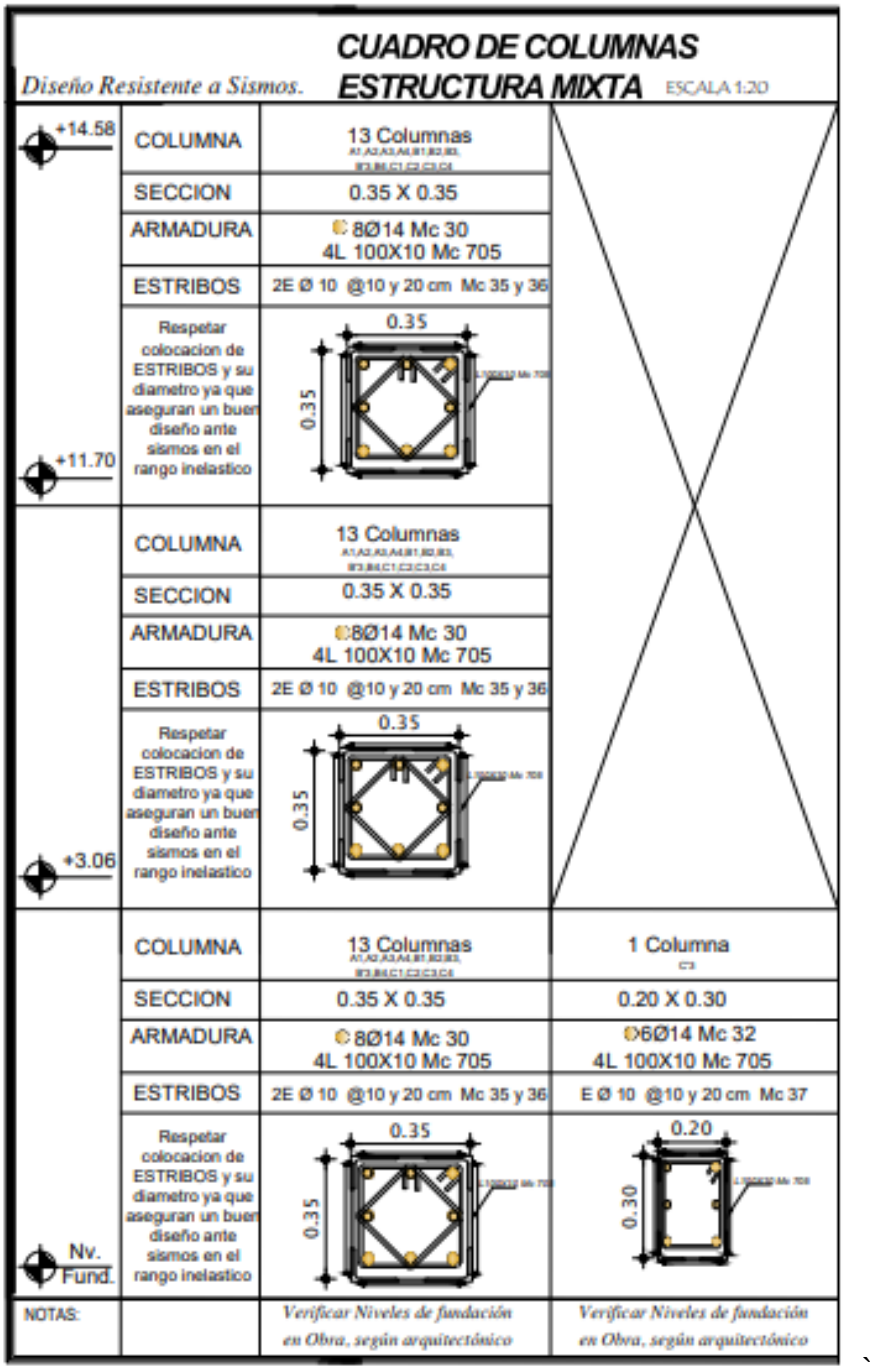
4.4. Cálculo del índice de capacidad sísmica residual del edificio con reforzamiento estructural

4.4.1. Calculo del esfuerzo de corte de columna τ_c

Para el cálculo promedio del τc el esfuerzo cortante en el último estado de una columna tipo, se toma la medida de la presilla de 10x0.40cm con sección transversal de 4.00cm2, tiene 2 ramales orientados en los dos sentidos colocados a cada 30cm según planos estructurales, tipo de acero A36 con un fy=2530 kg/cm2.

$$\tau_{c35x35presilla} = \frac{A_v x f y}{bxs} = \frac{10.00cmx1.00cmx2x2530kg/cm2}{35x30cm} = 48.19kg/cm2$$

$$\tau_{c20x30presilla} = \frac{A_v x f y}{bxs} = \frac{10.00cmx1.00cmx2x2530kg/cm2}{30x30cm} = 56.22kg/cm2$$



Diseño Resistente a Sismos.

CUADRO DE COLUMNAS
ESTRUCTURA MIXTA ESCALA 1:20

+14.58	COLUMNA	13 Columnas	
	SECCION	0.35 X 0.35	
	ARMADURA	8Ø14 Mc 30 4L 100X10 Mc 705	
	ESTRIBOS	2E Ø 10 @10 y 20 cm Mc 35 y 36	
+11.70	Respetar colocacion de ESTRIBOS y su diametro ya que aseguran un buen diseño ante sismos en el rango inelastico	0.35 / 0.35	
	COLUMNA	13 Columnas	
	SECCION	0.35 X 0.35	
	ARMADURA	8Ø14 Mc 30 4L 100X10 Mc 705	
	ESTRIBOS	2E Ø 10 @10 y 20 cm Mc 35 y 36	
+3.06	Respetar colocacion de ESTRIBOS y su diametro ya que aseguran un buen diseño ante sismos en el rango inelastico	0.35 / 0.35	
	COLUMNA	13 Columnas	1 Columna
	SECCION	0.35 X 0.35	0.20 X 0.30
	ARMADURA	8Ø14 Mc 30 4L 100X10 Mc 705	6Ø14 Mc 32 4L 100X10 Mc 705
	ESTRIBOS	2E Ø 10 @10 y 20 cm Mc 35 y 36	E Ø 10 @10 y 20 cm Mc 37
Nv. Fund.	Respetar colocacion de ESTRIBOS y su diametro ya que aseguran un buen diseño ante sismos en el rango inelastico	0.35 / 0.35	0.20 / 0.30
NOTAS:		*Verificar Niveles de fundación en Obra, según arquitectónico*	*Verificar Niveles de fundación en Obra, según arquitectónico*

Figura 16. Cuadro de columnas

Para iniciar con los cálculos se toman las medidas de las secciones transversales de columnas y el número de elementos verticales, además se calcula el peso muerto acumulado del edificio por cada piso.

Tabla 20. Características de columnas y peso de edificio

PISO	SECCION DE COLUMNA (cm)			Nª COLUM.	Área (cm2)	τ_c (kg/cm2)	∑W (kg)
1	35	X	35	13	1225,00	48,19	500350.30
	20	X	30	1	600,00	56,22	
2	35	X	35	13	1225,00	48,19	388368.80
3	35	X	35	13	1225,00	48,19	283410.80
4	35	X	35	13	1225,00	48,19	178452.80
5	35	X	35	13	1225,00	48,19	73494.70

4.4.2. Índice de resistencia en arriostramiento diagonal Cw

El índice de resistencia por diagonales Cw se utilizará el esfuerzo de corte $\tau_C$de un muro tipo con un valor de 10.20kg/cm2, este valor será la suma de la multiplicación de las áreas del muro en sección dividido por el peso acumulado por piso del edificio y multiplicado por un factor Bc.

$$Cw = \frac{(\tau w1 * Aw1) + (\tau w2 * Aw2) + (\tau w3 * Aw3)}{\Sigma W} * Bc$$

Tabla 21.Tabla Resistencia en arriostramiento diagonal Cw

PISO	EJE	SECCION DE MURO (cm)			Area (cm2)	τd(kgf/cm2)	Cw
1	1	418	X	15	6270	10,20	0.207234
	3	253	X	15	3795	10,20	
2	1	418	X	15	6270	10,20	0.266988
	3	253	X	15	3795	10,20	
3	1	418	X	15	6270	10,20	0.365863
	3	253	X	15	3795	10,20	
4	1	418	X	15	6270	10,20	0.581048
	3	253	X	15	3795	10,20	
5	1	418	X	15	6270	10,20	1.410845
	3	253	X	15	3795	10,20	

4.4.3. Índice de resistencia en columnas Cc

El índice de resistencia por columna se utilizará con la ecuación siguiente y después se multiplicará por el número de columnas por cada piso

$$\boldsymbol{Cc} = \frac{(\boldsymbol{\tau c} * \boldsymbol{Ac})}{\boldsymbol{\Sigma W}} * \boldsymbol{Bc}$$

Tabla 22. Índice de Resistencia en columnas Cc

		Índice de Resistencia Columnas Cc		
PISO	Bc	Por Columna	Por N° Col	∑Cc por piso
1	1,01	0.1192	1.5491	1.62
	1,01	0.0681	0.0681	
2	1,01	0.1535	1.9958	2.00
3	1,01	0.2104	2.7349	2.73
4	1,01	0.3341	4.3434	4.34
5	1,01	0.8113	10.5463	10.55

4.4.4. Cálculo del Índice de Ductilidad F

Para la obtención del índice de ductilidad, se tomarán los valores de la Tabla: Valores de índice de ductilidad F para el primer nivel de análisis Los resultados se muestran a continuación.

Columna 35x35 $\frac{h_o}{D} > 2$; 7,14>2 cumple

F=1.00

4.4.5. Cálculo del Índice básico estructural E_o

Una vez obtenidos los parámetros de índice de Resistencia e Índice de Ductilidad se puede calcular el Índice Básico estructural, siendo el valor mayor que resulte de $\boldsymbol{E_o}$. Para lo cual, primero es necesario obtener el factor de modificación de piso-cortante: $\boldsymbol{E_o} = \frac{n+1}{n+i}(Cw + \alpha 1 Cc) * F$

Tabla 23. Cálculo del índice $\boldsymbol{E_o}$ para cada piso

PISOS	$\frac{n+1}{n+i}$	∑Cc por piso	F	α1	Índice E0
1	1,000	1.824	1,000	1,000	1.824
2	0,857	2.263	1,000	1,000	1.940
3	0,750	3.101	1,000	1,000	2.326
4	0,667	4.924	1,000	1,000	3.283
5	0,600	11.957	1,000	1,000	7.174

4.4.6. Cálculo del Índice de Irregularidad $\boldsymbol{S_D}$

El índice $\boldsymbol{S_D}$ se calculó en el Ítem 4.3. Cálculo del Índice de Irregularidad, los valores obtenidos en irregularidad en planta $\emptyset p$ = 0.81 e irregularidad en elevación $\emptyset_{\boldsymbol{E}}$ =1.00.

$$\boldsymbol{S_D} = \emptyset_p x \emptyset_{\boldsymbol{E}}$$

$$\boldsymbol{S_D} = \emptyset_p x \emptyset_{\boldsymbol{E}} = 0.81x1.00=0.81$$

4.4.7. Cálculo del Índice Sísmico Estructural (Índice de Capacidad) $\boldsymbol{I_s}$

Con los resultados del Índice Básico Sísmico estructural, el Índice de Irregularidad y el Índice de Tiempo, se puede calcular el índice final sísmico de la estructura dado por la ecuación $Is = EoxS_D xT$. La tabla siguiente muestra los resultados, recordemos que será el mismo valor para la dirección x-x y la dirección y-y.

Tabla 24. Resultados del índice $\mathbf{I_s}$

Piso	Índice E0	SD	T	IS
1	1.824	0.81	1	1.478
2	1.940	0.81	1	1.571
3	2.326	0.81	1	1.884
4	3.283	0.81	1	2.659
5	7.174	0.81	1	5.811

4.4.8. Cálculo del Índice de capacidad sísmica residual R

Con el índice de capacidad sísmica residual R se determina el nivel de daño de la estructura comparando los valores con la Tabla 21 se observan los límites adoptados en la guía de evaluación de la JBDPA.

Tabla 25. Índice de capacidad sísmica residual R y nivel de daño de estructura con reforzamiento

Piso	IS	Isd	R%	Clase de daño
1	1.478	1.19	124.18%	Ligero
2	1.571	1.19	132.02%	Ligero
3	1.884	1.19	158.30%	Ligero
4	2.659	1.19	223.46%	Ligero
5	5.811	1.19	488.34%	Ligero

4.5. Creación del modelo lineal

4.5.1. Definición de materiales

La estructura existente es de hormigón armado con reforzamiento estructural, en el software de análisis estructural, el hormigón utilizado en la edificación con una resistencia de 210kg/cm2 por los ensayos esclerómetros realizados el 20 de enero del 2018, acero en barras un fy=4200kg/cm2, el acero estructural A36 y A50 ver detalles en anexo planos estructurales.

La no linealidad de los materiales se conformará con curvas de esfuerzo vs. deformación de cada material como: hormigón, acero en barras y acero estructural, además la no linealidad está definida en cada elemento estructural viga-columna con su rotula plástica concentrada definida en cada extremo, estos lugares serán los encargados de disipar la energía y fuerza impuesta en los desplazamientos de la edificación.

4.5.2. Definición de secciones estructurales

Para poder obtener las diferentes secciones estructurales, se realizó la toma de medidas en campo verificadas con los planos estructurales aprobados.

Columnas

Se define las secciones de las columnas existentes con su reforzamiento estructural y la distribución del acero según planos estructurales, se modela en software de análisis estructural con section designer y se considerará la inercia agrietada del hormigón con 0.80.

Figura 17. Curva momento-curvatura de columnas reforzadas

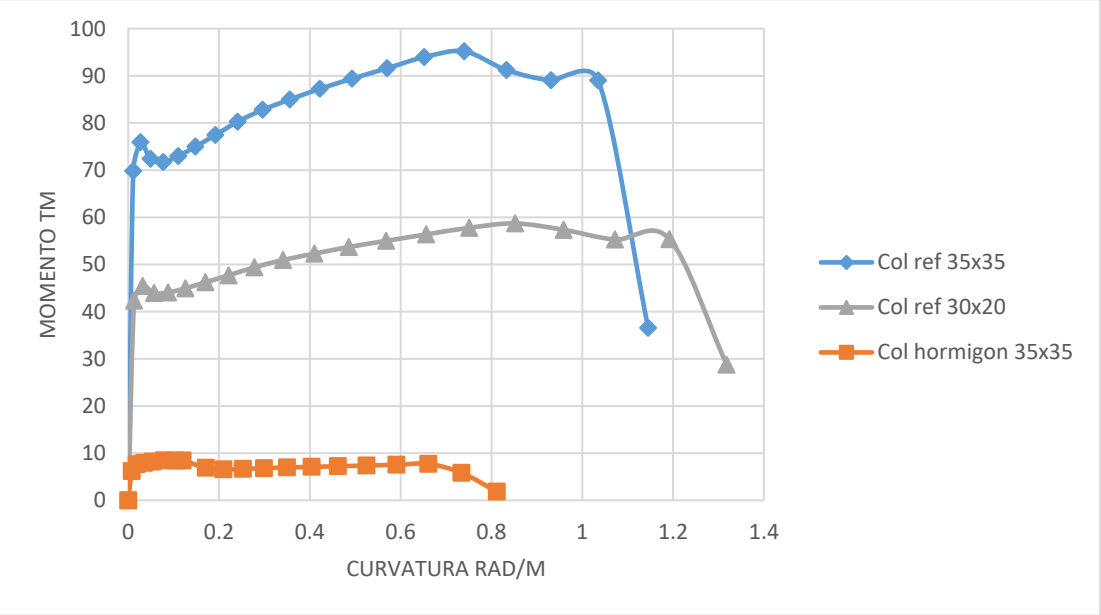
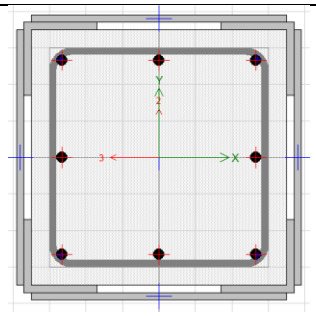
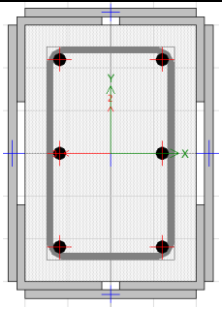
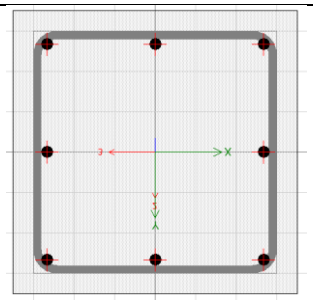


Tabla 26. Características de columnas

Tipo	Características	
	**Sección**	35x35
	Armado	8 Ø 14mm
	Estribos	1 Ø 10mm@10cm
	Refuerzo	4L100x100x10mm
	Presillas	Platina 350x100x10cm
	**Sección**	20x30
	Armado	6 Ø 12mm
	Estribos	1 Ø 10mm@10cm
	Refuerzo	4L100x100x10mm
	Presillas	Platina 300x100x10cm Platina 200x100x10cm

	**Sección**	35x35
	Armado	8 Ø 14mm
	Estribos	1 Ø 10mm@10cm

Vigas

Se define las secciones de las vigas reforzadas de 35x20cm con su reforzamiento estructural y la distribución del acero existente según planos estructurales, se modela en software de análisis estructural con section designer se considerará la inercia agrietada del hormigón con 0.50.

Figura 18. Curva momento-curvatura de vigas

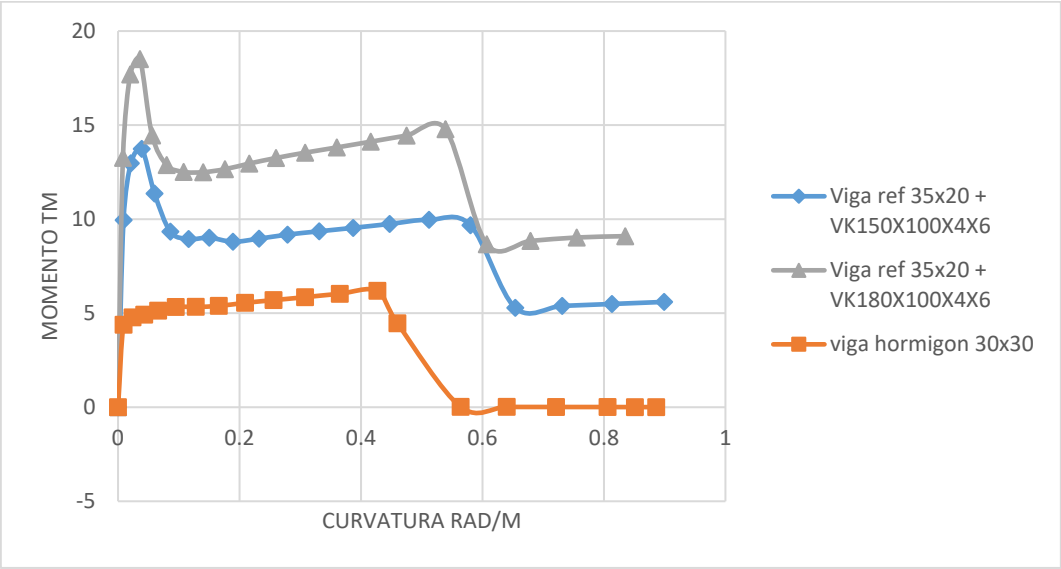
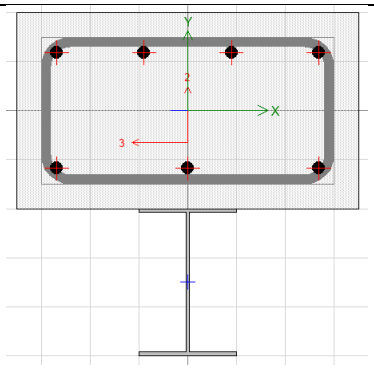


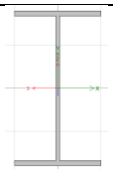
Tabla 27. Características de vigas

Tipo	Características	
	**Sección**	35x20
	Armado	7 Ø 12mm
	Estribos	1 Ø 10mm@20cm
	Refuerzo Viga IPE Sobrepuesta	VK180X100X4X6 VK150X100X4X6

Arriostramiento en X

Se define a los pórticos especiales arriostrados concéntricamente tipo X con la sección de viga IPE VK150X100X4X4mm y la distribución según planos estructurales y para evitar la deriva y desplazamiento del sistema.

Tabla 28. Características de diagonales

Tipo	Características	
	**Sección**	VK150X100X4X4mm

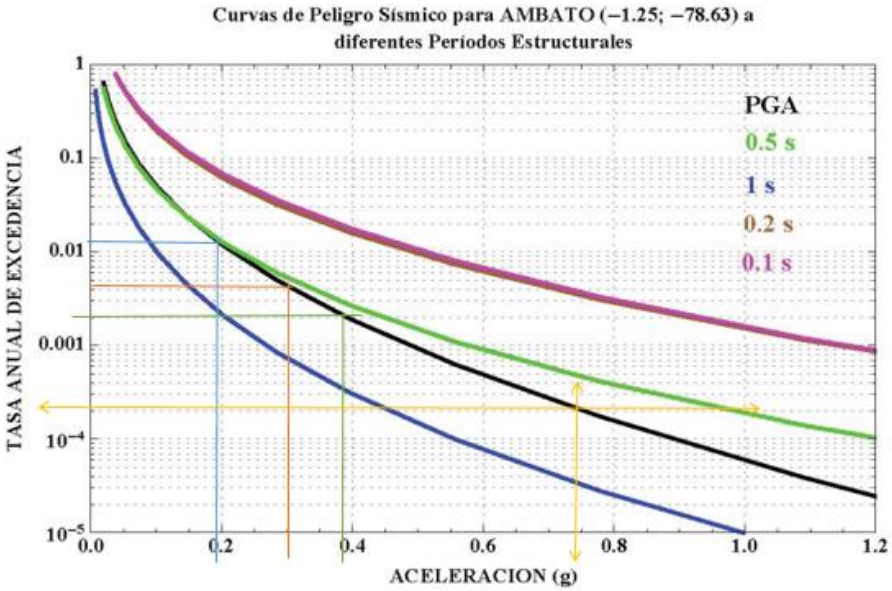
Losas

Las losas existentes son de 20cm de espesor, la define como tipo membrane y de tipo Slab con la inercia equivalente de 14.50cm.

4.5.3. Niveles de Amenaza sísmica

Para este tipo de estructuras el nivel de amenaza para evaluar el desempeño de la estructura, debe ser analiza con el espectro determinista con el periodo de retorno de 475 años para un sismo raro con periodo de retorno a los 475 años.

Figura 19. Curvas de peligro sísmico, Ambato [18]



Con el propósito de evaluación y rehabilitación sísmica de edificios se definen 4 niveles discretos de amenaza sísmica, que corresponden a probabilidades de excedencia de 50%, 20%, 10% y 2% en 50 años[4].

Tabla 29. Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno Tr (años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)	Aceleración (g)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0,01389	0,1900
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0,00444	0,30000
3	Raro(severo)	10%	475	0,00211	0,38000
4	Muy raro* (extremo)	2%	2.500	0,00040	0,74000

4.5.3.1. Tipo de Suelo

Para definir el tipo de suelo se utilizó el estudio microzonificación sísmica de Ambato[26], según las coordenadas del predio UTM WGS-84 X=76727065, Y=9859525, se determina que el tipo de suelo es un tipo C.

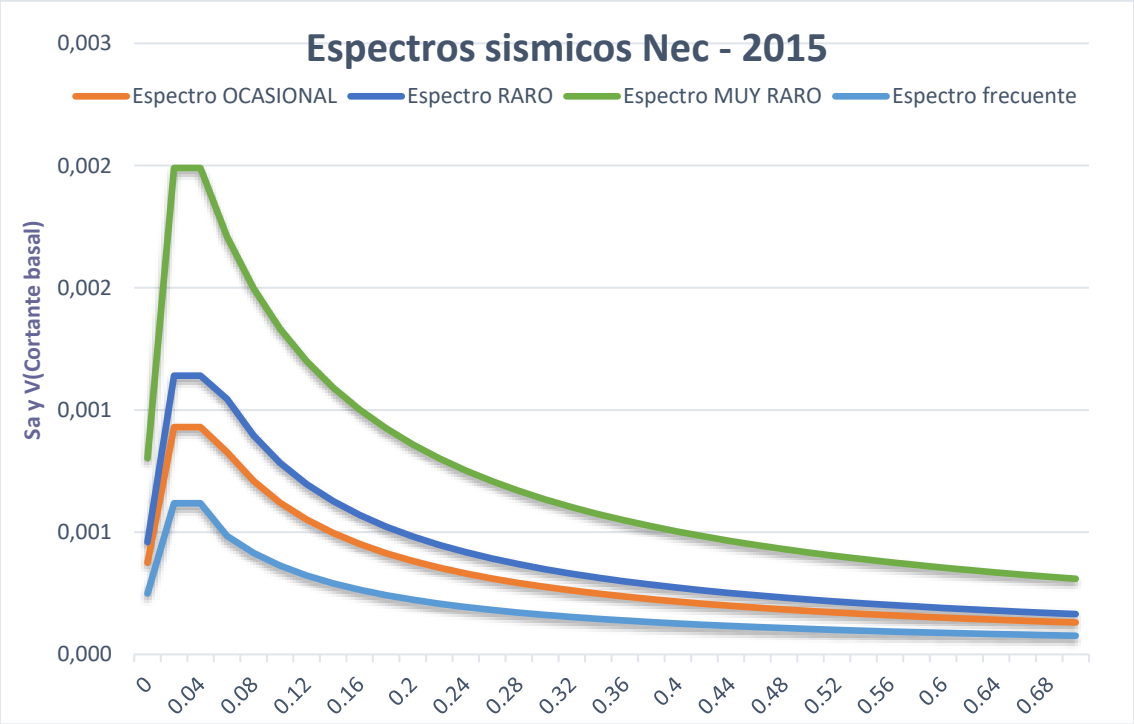
4.5.3.2. Factores Fa, Fd y Fs

Para conseguir los factores Fa, Fd y Fs para cada nivel de amenaza se interpolan los valores obtenidos de la aceleración de cada nivel de sismo y dependiendo del tipo de perfil del suelo, los valores obtenidos se determinaron en la siguiente tabla.

Tabla 30. Factores Fa, Fd y Fs para diferentes niveles de sismo

				Factores de sitio		
Nivel de sismo	Tipo de suelo	Factor η	Z	fa	fd	fs
Frecuente (menor)	C	2,48	0,18	1,37	1,33	0,88
Ocasional (moderado)		2,48	0,30	1,25	1,19	1,02
Raro (severo)		2,48	0,38	1,21	1,12	1,08
Muy raro* (extremo)		2,48	0,68	1,18	1,06	1,23

Figura 20. Espectros elásticos correspondientes a los niveles de amenaza sísmica



Los valores calculados de cada espectro elástico obtenido, se ingresa en el software software de análisis estructural para un tipo frecuente, ocasional, raro y muy raro cada nivel de amenaza sísmica estos valores serán verificados el momento de ingresar con los obtenidos.

4.6. Análisis Lineal

4.6.1. Análisis Estático Lineal

4.6.1.1. Cortante basal estático

El coeficiente de cortante basal estático (V) se calcula con la fórmula de la NEC 2015 que depende de la importancia de la edificación (I) por el Espectro de diseño en aceleración (Sa) sobres el factor de respuesta estructural (R) y los coeficientes de configuración en planta y elevación$\emptyset_p \; y \; \emptyset_E$.

$$V = \frac{IxS_a}{Rx\emptyset_p x\emptyset_E} = \frac{1x1.19}{7x0.81x1.00} = \; 0.21$$

4.6.1.2. Período de vibración T

El periodo de vibración aproximado de la edificación T, será obtiene a partir del método 1 y método 2 sugeridos en la NEC-2015cc

Método 1: $$T = C_t x h_n^{\propto}$$

El valor h_n es tomado la altura del edificio 14.58 metros.

Tabla 31. Factores para modo de vibración Método 1. [23]

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

$$Ta1 = C_t x h_n^{\propto} = 0.073 x 14.58^{0.75} = 0.545$$

Método 2

El valor $Ta2$ es considerado del cálculo realizado en el primer modo de vibración en software de análisis estructural de 0.85 seg.

$$Ta1 < Ta2modal < 1.3\ Ta1$$

Tabla 32. Comparación Resultados de Periodos de Vibración T1 y T2

Ta1	Ta2	1,3Ta	
0,545	0.85	0,7085	No Cumple

Además, calcular el factor k representa la distribución de las fuerzas en el sentido de la fuerza es relacionado con el período de vibración de la estructura T

Si ; $$T \leq 0.5 \gg k = 1$$

$$0.5 < T \leq 2.5 \gg k = 0.75 + 0.50T$$

$$T > 2.5 \gg k = 2$$

Entonces: $k = 0.75 + 0.50T = 0.75 + 0.50x0.545 = 1.02$

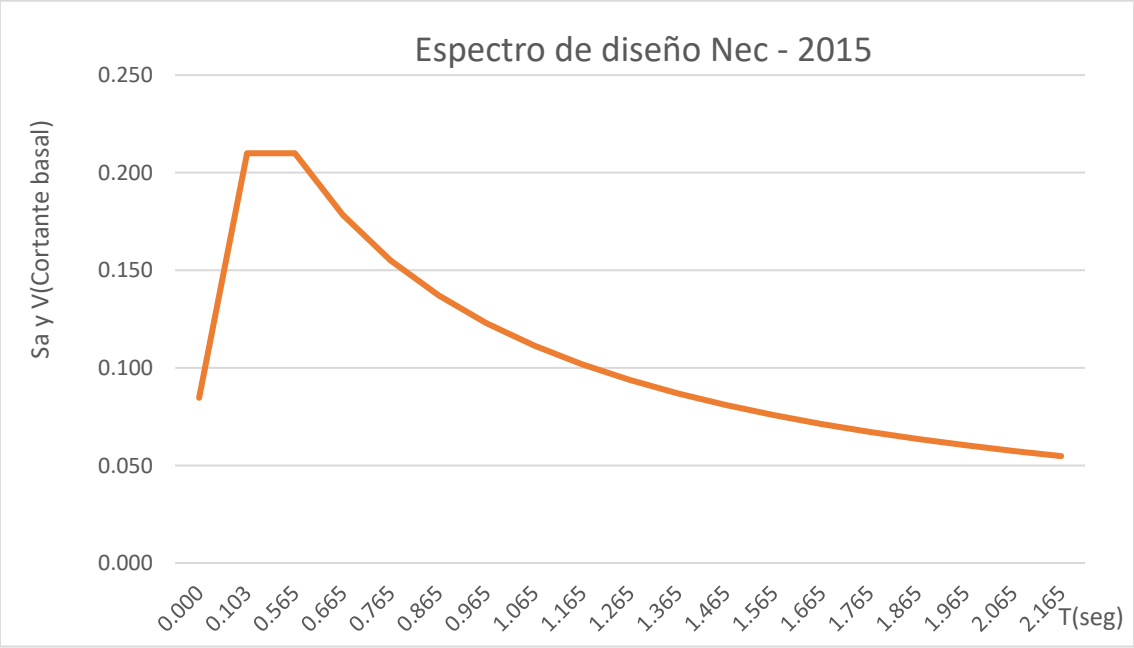
4.6.2. Análisis Dinámico Lineal

4.6.2.1. Factores Fa, Fd y Fs para espectro de diseño

En este caso para comprobar el edificio reparado se obtienen los factores Fa, Fd y Fs para espectro de diseño sugerido en la NEC 2015, los valores seleccionados se determinaron en la siguiente tabla.

Tabla 33 . Factores Fa, Fd y Fs espectro de diseño

				Factores de sitio		
Nivel de sismo	Tipo de suelo	Factor η	Z	fa	fd	fs
Espectro de diseño	C	2,48	0,4	1,20	1,11	1,11



4.7. Análisis estático no lineal pushover

4.7.1. Definición de la masa

Para efectos de rehabilitación, las acciones gravitacionales y sísmicas se combinan de manera distinta a la utilizada en el diseño (en el marco de la NEC-SE-RE, se considera el método de los esfuerzos admisibles). De entre las dos combinaciones que se presentan a continuación, aquella que cause el efecto más desfavorable en la estructura deberá ser utilizada[4]:

1.1 (D + 0.25L) + E

0.9 (D + 0.25L) + E

D=Carga muerta total de la estructura

L=Sobrecarga (carga viva)

E=Efectos de las fuerzas sísmicas

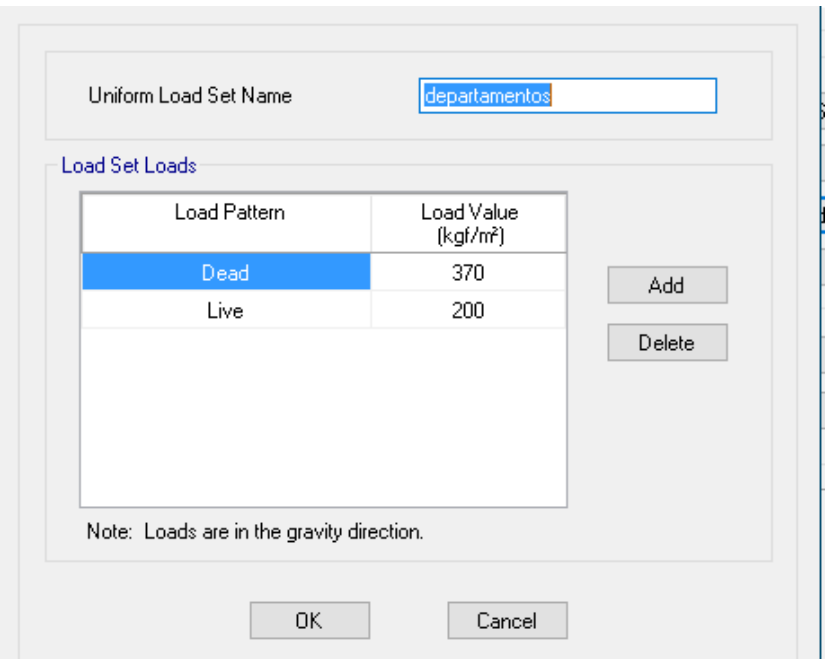


Figura 21. Carga Muerta y Viva por piso

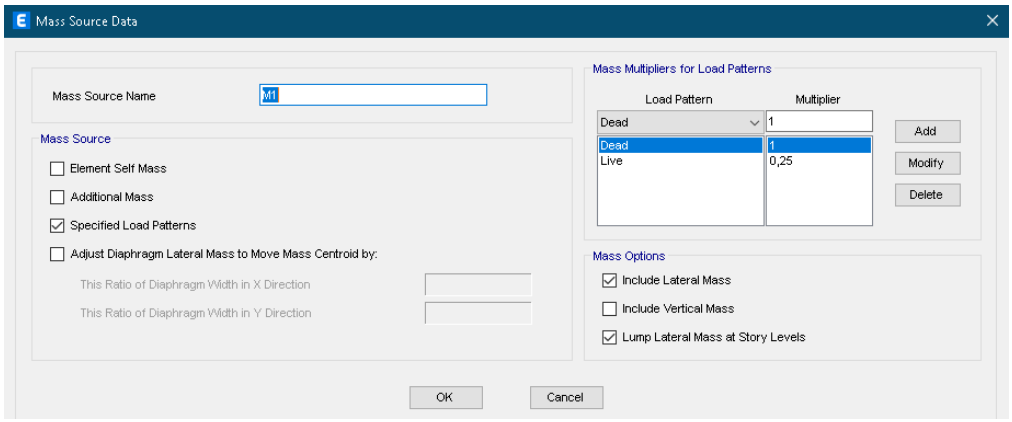


Figura 22. Definición de la masa

Inercias agrietadas

En la NEC 2015 los factores recomendados para secciones agrietadas en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas descrita para el procedimiento de cálculo estático de fuerzas sísmicas, en vigas el valor de 0.50 a flexión y para columnas de 0.80 a flexión.

4.7.2. Carga gravitacional no lineal

El efecto inicial se considera de las cargas muertas y vivas las cuales se deforman hasta el rango elástico, el FEMA 356 en su sección 3.2.8 considera a la carga gravitacional como tipo no lineal con una combinación del 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva[10].

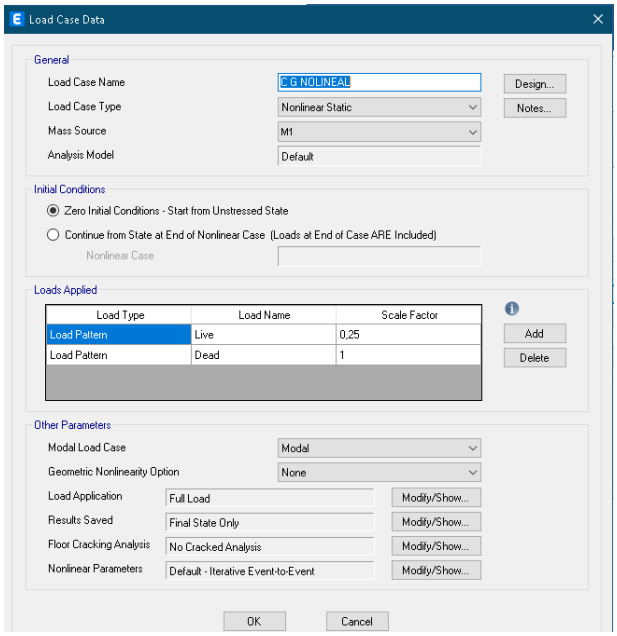


Figura 23. Carga gravitacional no lineal

4.7.3. Carga lateral no lineal

El comportamiento estructural se puede simular mediante distintas metodologías (analíticas o numéricas) en las que usualmente se aceptan relaciones lineales entre las variables estáticas (fuerzas, momentos, tensiones, etc.) y cinemáticas (desplazamientos, rotaciones, deformaciones, etc.) que definen el problema. Sin embargo, el comportamiento real de las estructuras se ve afectado por distintos fenómenos físicos que introducen efectos no lineales. Estos efectos pueden dividirse en tres aspectos principales: no linealidad debida al material, no linealidad geométrica y no linealidad de contacto o de contorno[5].

Para la carga lateral no lineal se le asigna de nombre PUSH X y PUSH Y, para considerar los dos sentidos principales de análisis en X y Y, la carga se configura para un desplazamiento controlado propuesto por Biddah y Heidebrecht en1998, que establece el desplazamiento máximo del 2.50% en prevención de colapso[5], este nodo será ubicado en el quinto piso lo más cerca al centro de masas con un valor de 36.00cm con un punto de control en el centro de masas.

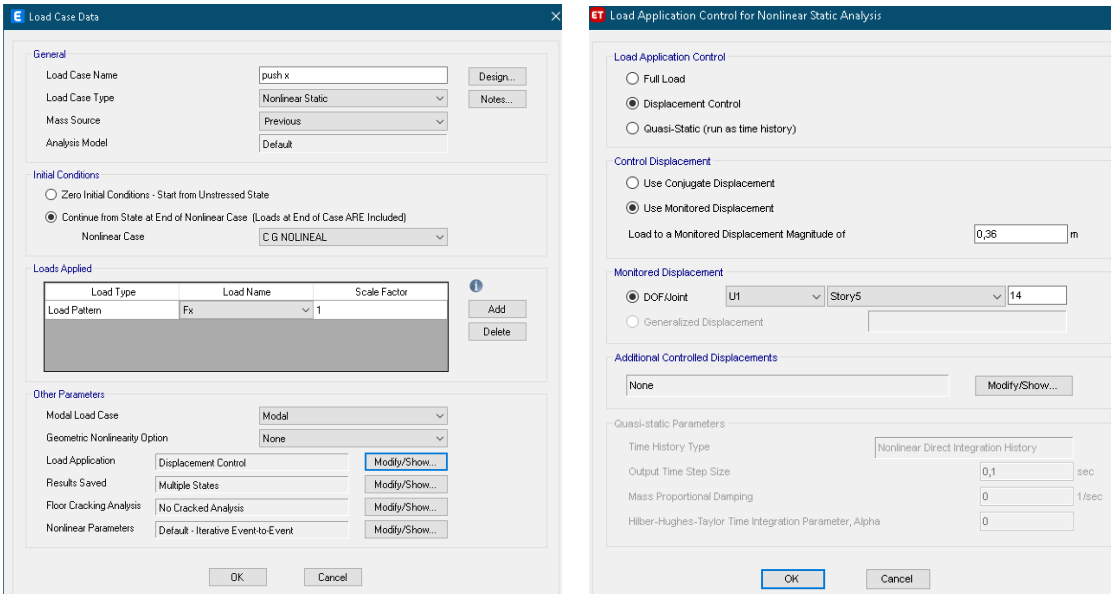


Figura 24. Caso de Carga para el Análisis Pushover en la Dirección X

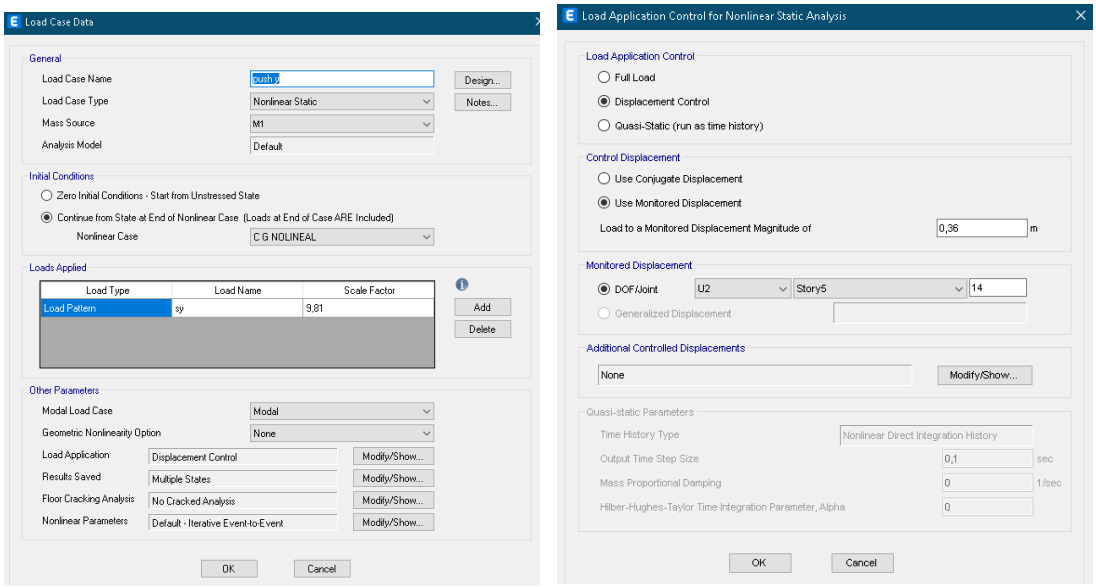


Figura 25. Caso de Carga para el Análisis Pushover en la Dirección Y

4.7.4. Asignación de Rótula plástica

Se asignarán rótulas plásticas tipo concentradas en todos los elementos estructurales se utilizarán las tablas del ASCE 41-17, está definida como la presencia de estado inelástico de un punto de una sección evaluada cuando se sobrepasa el momento de fluencia. En las secciones de hormigón armado este estado se puede apreciar gracias al acero de refuerzo, puesto que le brinda ductilidad al elemento luego de producirse las primeras grietas a tensión del concreto[7].

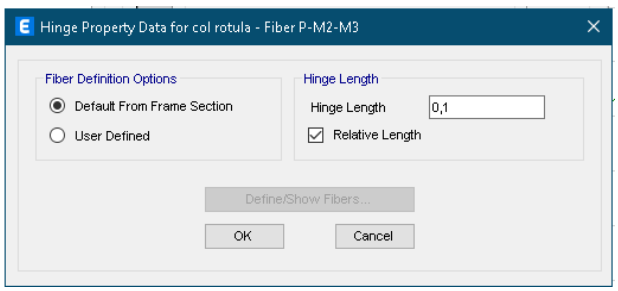


Figura 26. Propiedades de las Rótulas Plásticas en Columnas

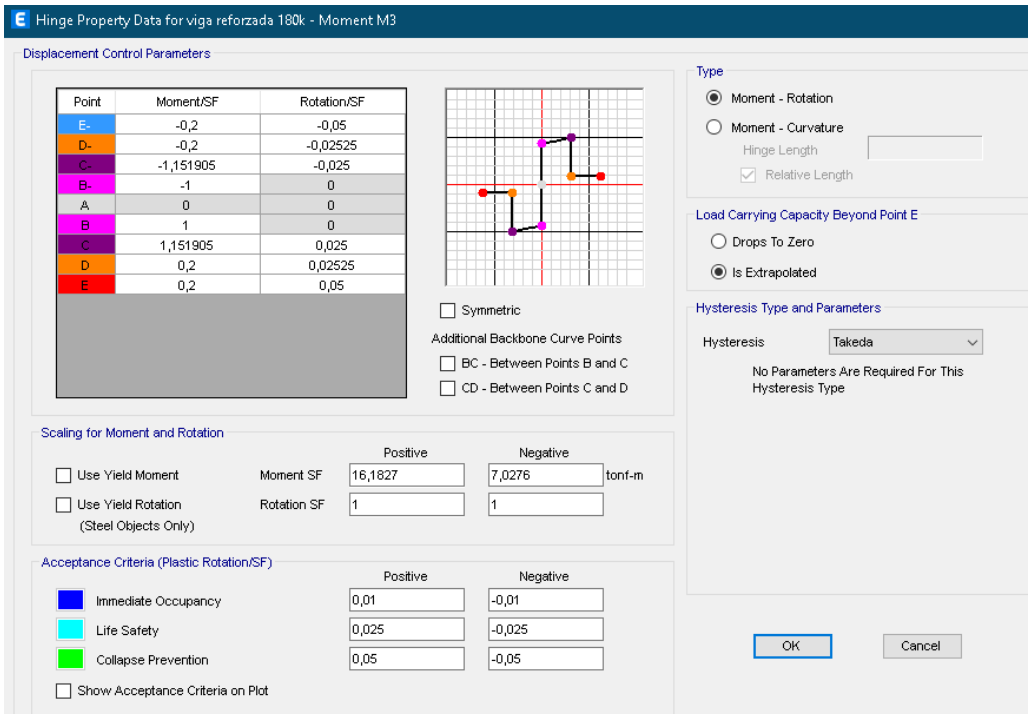


Figura 27. Propiedades de las Rótulas Plásticas en Vigas reforzadas con VK180X100X6X4

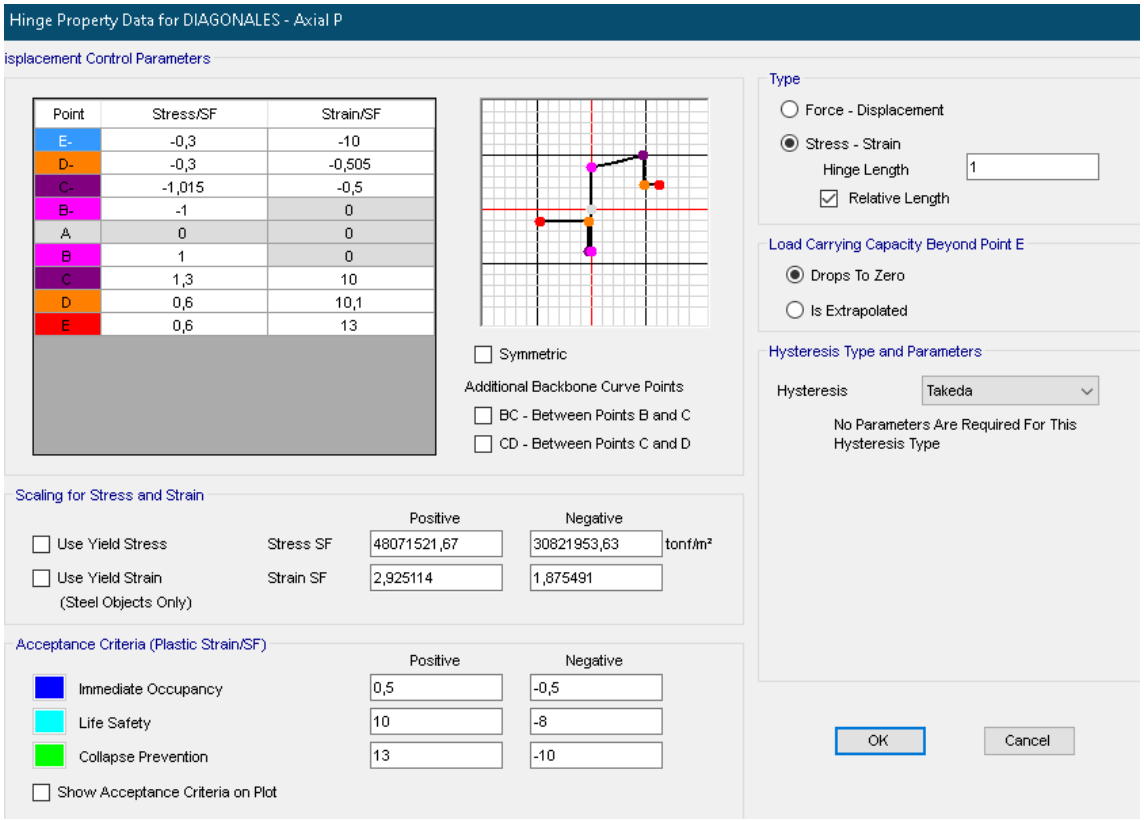


Figura 28. Propiedades de las Rótulas Plásticas en Diagonales

4.8. Control Torsión en planta

De acuerdo a estudios realizados por Placencia en el año 2015, los efectos de torsión accidental son de gran incidencia, cuando la relación es mayor al 30%, pues los momentos torsores generados en los elementos del sistema estructural principal resistente a carga lateral pueden inducir a los mismos a fallar de forma frágil, sobre todo en columnas y muros más apartados del centro de torsión [27].

Los efectos de torsión accidental afectan en el comportamiento sísmico, evaluado en los dos primeros modos de vibración en los cuales por lo general las fuerzas sísmicas presentan mayor magnitud, se espera que se han movimientos trasnacionales y a partir de tercer modo de vibración es recomendable que se produzca la rotación.

$$\%Torsion = \frac{Rz}{\max(Ux;Uy)} \leq 30\% \text{ Movimiento Traslacional}$$

Tabla 34. Resultados de Torsión en planta

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ	Torsion %	Tipo de Movimiento	Observación
		sec						
Modal	1	0,851	0,1255	0,3605	0,2507	51,58	Rotacional	Con torsión No Cumple
Modal	2	0,559	0,5884	0,1801	0.00	0,00	Traslacional	Sin torsión Cumple
Modal	3	0,313	0,0695	0,2039	0,5393	197,26	Rotacional	Con torsión Cumple

4.9. Acumulación de la masa modal

Todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas[23].

Tabla 35. Resultados de caso modal

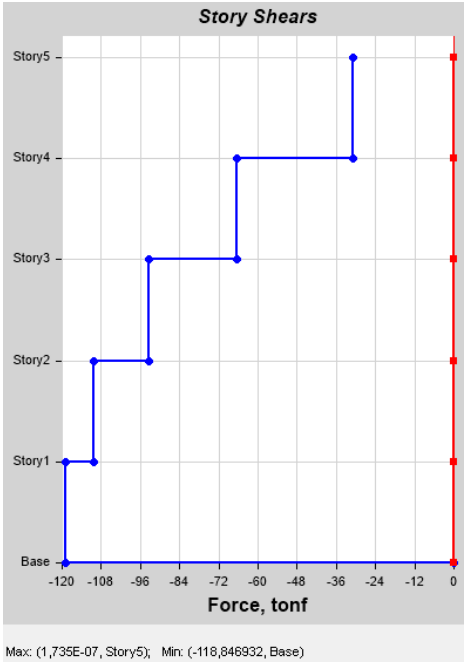
Case	Mode	SumRX	SumRY
Modal	1	0,1255	0,3605
Modal	2	0,7139	0,5407

Modal	3	0,7833	0,7446
Modal	4	0,8023	0,8153
Modal	5	0,9097	0,8443
Modal	6	0,9128	0,887
Modal	7	0,926	0,9138
Modal	8	0,9573	0,926
Modal	9	0,9611	0,957
Modal	10	0,9864	0,9655
Modal	11	0,988	0,9768
Modal	12	0,9896	0,9886
Modal	13	0,9994	0,9903
Modal	14	0,9995	0,9981
Modal	15	1	1

4.10. Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico

El cortante dinámico debe ser mayor o igual al 85% del cortante estático para estructuras irregulares. En caso de no cumplir con la condición, se debe realizar un ajuste a la aceleración de la gravedad hasta que se logre cumplir con dicha condición, tanto en sentido X como en sentido Y.

V. Estático



V. Dinámico

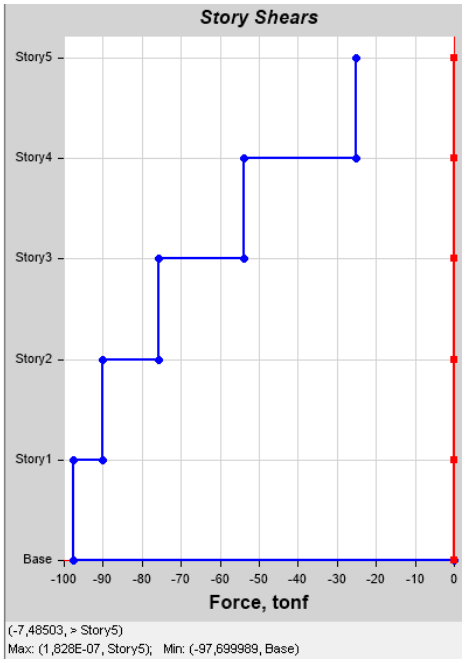
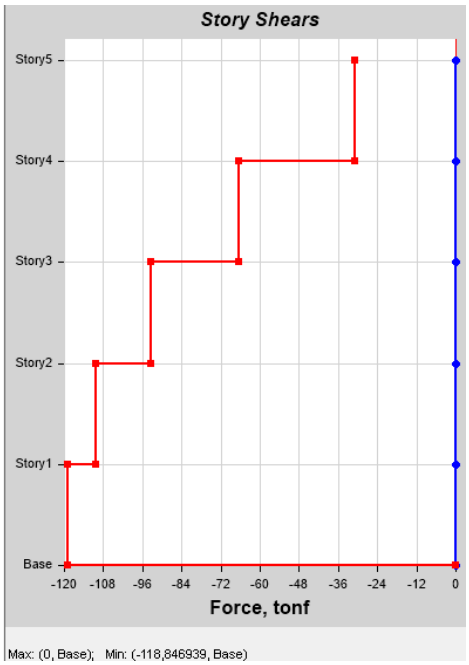


Figura 29. Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido X

V. Estático



V. Dinámico

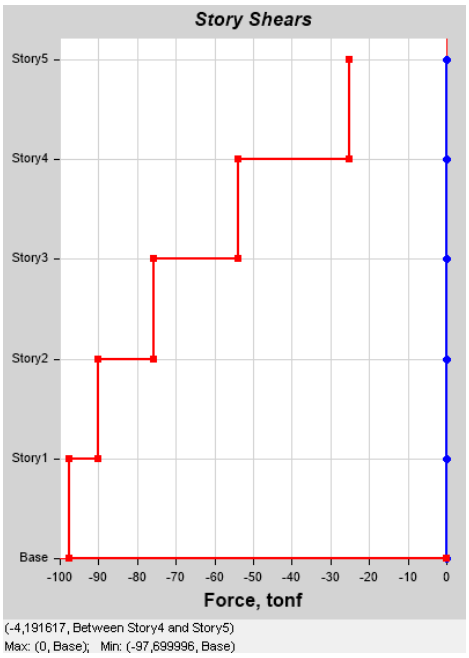


Figura 30. Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido Y

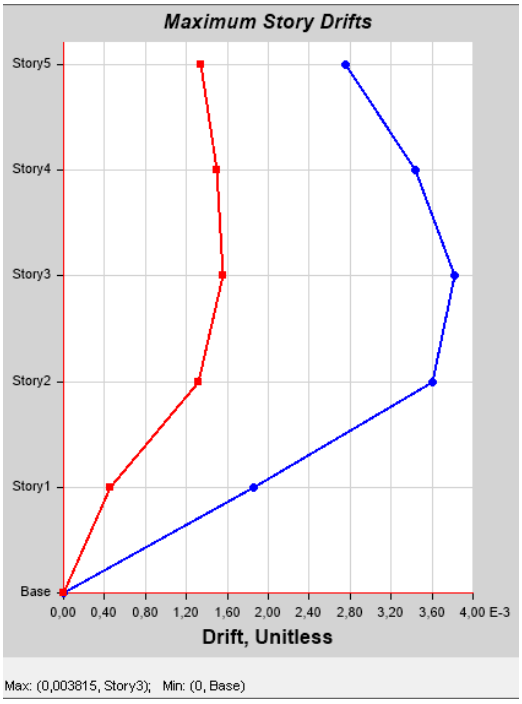
Tabla 36. Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico

Estático Sx (Ton)	**Dinámico X (Ton)**	**X/Sx (%)**	**Control**
118,85	97,7	82,20%	No cumple
Estático Sy (Ton)	**Dinámico Y (Ton)**	**Y/Sy (%)**	**Control**
118,85	97,7	82,20%	No cumple

4.11. Control Derivas de piso

Para controlar el desplazamiento lateral relativo de un piso la norma ecuatoriana considera un límite de acuerdo al tipo de sistema estructural, para estructuras de hormigón armado, estructuras metálicas la deriva máxima inelástica debe ser máximo al 2.00%.

Deviva X **Deviva Y**



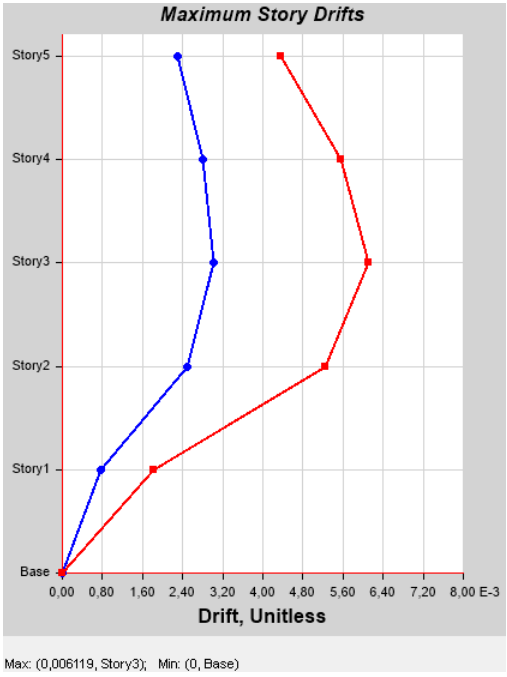
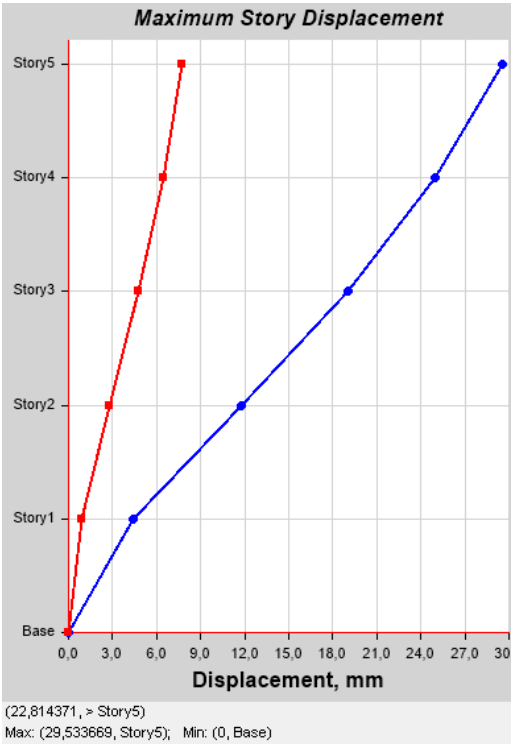


Figura 31. Derivas Elásticas sentido X y Y

Tabla 37. Control de deriva en elevación según NEC2015

Sentido	**Deriva máx. elástica**	**Deriva inelástica Δm=0.75*R*Ag**	**Deriva máxima permitida**	**chequeo**
X	0,0038	2,00%	2,00%	ΔM<Δmmáx OK
Y	0,0061	3,20%	2,00%	ΔM<Δmmáx Incumple deriva

Desplazamiento X **Desplazamiento Y**



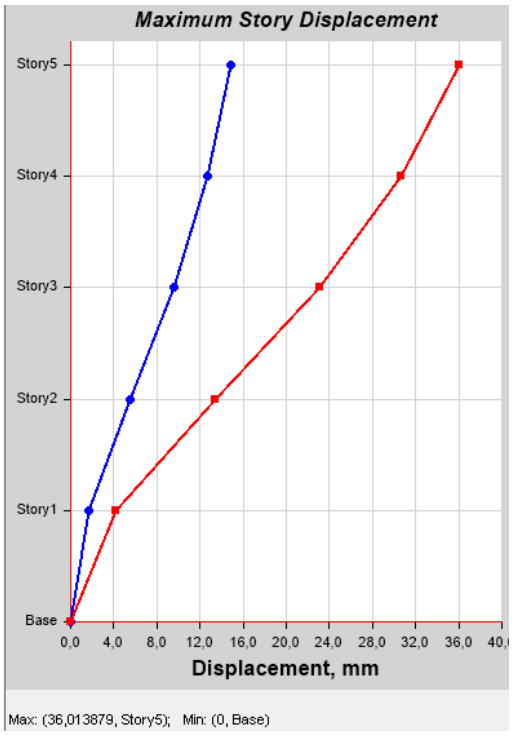


Figura 32. Desplazamiento sentido X y Y

Para garantizar el control de la deriva de entrepiso se realiza los cálculos para verificar la deriva máxima por cada piso en los sentidos X y Y valores que se deben mantener entre el 2.00% max. valor sugerido por la Nec-2015.

Tabla 38. Control de derivas por planta sentido X según NEC2015

Nivel de piso	Altura de entrepiso	Desplaza-miento (mm)	Δg	Deriva máxima Δm=0.75*R*Ag	Deriva máxima permitida Δm máx	Chequeo
14,4		44,838				
	2,88		0,0028	1,45%	2,00%	Δm<Δmmáx OK
11,52		36,878				
	2,88		0,0035	1,82%	2,00%	Δm<Δmmáx OK
8,64		26,92				
	2,88		0,0038	2,00%	2,00%	Δm<Δmmáx OK
5,76		15,96				
	2,88		0,0036	1,89%	2,00%	Δm<Δmmáx OK
2,88		5,576				
	2,88		0,0019	1,02%	2,00%	Δm<Δmmáx OK
0		0,00				

Tabla 39. Control de derivas por planta sentido Y según NEC2015

SENTIDO EJE Y						
Nivel de piso	**Altura de entrepiso**	**Desplaza' miento (mm)**	**Δg**	**Deriva máxima Δm=0.75*R*Ag**	**Deriva máxima permitida Δm máx**	**Chequeo**
14,4		67,026				
	2,88		0,0044	2,29%	2,00%	Δm<Δmmáx NO CUMPLE
11,52		54,464				
	2,88		0,0056	2,92%	2,00%	Δm<Δmmáx NO CUMPLE
8,64		38,453				
	2,88		0,0061	3,21%	2,00%	Δm<Δmmáx NO CUMPLE
5,76		20,83				
	2,88		0,0053	2,76%	2,00%	Δm<Δmmáx NO CUMPLE
2,88		5,701				
	2,88		0,0020	1,04%	2,00%	Δm<Δmmáx OK
0		0,00				

4.12. Resultados análisis estático no lineal – Pushover

Con el análisis Pushover, se puede obtiene una curva de fuerza-desplazamiento de la estructura de acuerdo con los momentos alcanzados en cada uno de los elementos estructurales y así evaluar el comportamiento hasta que se formen las rotulas plásticas. esta forma obtener el comportamiento no lineal de la estructura en conjunto, aplicando una serie de fuerzas laterales hasta que la estructura se vuelva inestable se evalúa en los dos sentidos X y Y.

El desplazamiento de control utilizado en el análisis Pushover en los sentidos X y Y, se utilizó el 2.5% del desplazamiento de la altura total del edificio 36cm, además se utilizó el punto de control en el centro de masas en el último piso lo más cercano al Eje 3B plano estructural, con el fin de poder obtener una curva de capacidad para un mejor estudio.

Pushover Sentido X-X

Tabla 40. Cortante basal vs Desplazamiento y formación de rotulas plásticas Sentido X

Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E
	mm	N					
0	0	0	449	0	0	0	0
1	10	345416,57	449	0	0	0	0
2	20	691824,1	449	0	0	0	0
3	30	1036802,43	449	0	0	0	0
4	40	1368349,28	443	6	0	0	0
5	50	1667353,12	437	10	2	0	0
6	60	1940927,13	421	24	4	0	0
7	70	2184979,1	414	29	6	0	0
8	80	2431873,43	404	35	10	0	0
9	90	2658503,77	397	42	10	0	0
10	100	2868010,46	388	50	11	0	0
11	110	3072544,77	382	53	14	0	0
12	120	3273309,23	376	59	14	0	0
13	130	3459986,4	369	66	14	0	0
14	140	3637818,59	365	70	14	0	0
15	150	3801155,4	360	75	14	0	0
16	160	3953258,18	354	78	16	0	1
17	170	4097471,34	348	84	16	0	1
18	179,997	4225334,1	344	88	16	0	1
19	190	4338028,89	342	90	16	0	1
20	199,998	4417362,91	336	96	16	0	1
21	209,998	4492913,78	333	99	16	0	1
22	220	4561994,4	330	101	16	0	2
23	230	4634662,11	326	105	16	0	2
24	239,998	4694593,8	320	109	17	0	3
25	249,997	4758578,34	317	112	17	0	3
26	260	4830603,88	315	110	20	0	4
27	270	4899179,11	313	111	21	0	4
28	280	4766901,25	310	113	21	0	5
29	289,997	4917198,88	308	115	21	0	5
30	299,997	5005517,74	306	116	21	0	6
31	309,997	5069546,12	303	119	21	0	6
32	319,997	5125666,35	300	121	21	0	7
33	330	5180425,45	297	124	21	0	7
34	339,997	5238836,62	294	127	21	0	7
35	349,996	5290025,7	291	130	21	0	7
36	359,996	5361930,95	288	132	21	0	8

En el sistema X-X de cálculo se identifican 449 rotulas en total, la primera rotula plástica en el punto E se presenta en el paso 16, con un desplazamiento de 16.00 cm, el color rojo de la rótula significa que se encuentra en el rango (E) llegando a la zona de colapso punto ubicado en la esquina del primer piso parte alta Eje 3C.

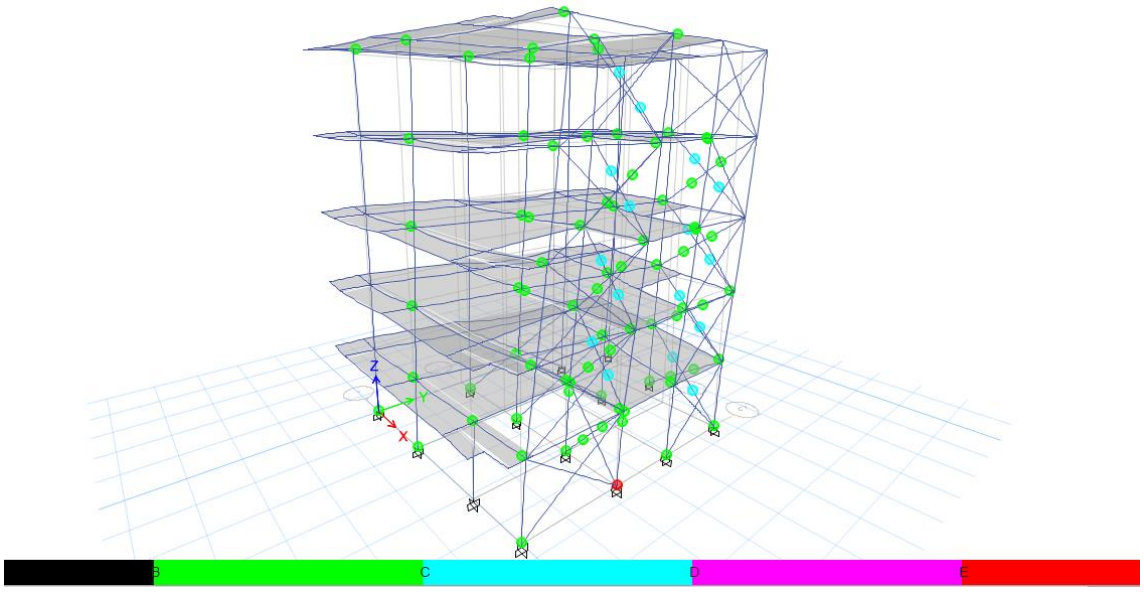


Figura 33. Pushover sentido X paso 16

Pushover Sentido Y-Y

Tabla 41. Cortante basal vs Desplazamiento y formación de rotulas plásticas Sentido Y

Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E
	mm	N					
0	0	0	449	0	0	0	0
1	10	275626,77	449	0	0	0	0
2	20	552724,45	449	0	0	0	0
3	30	828209,57	447	2	0	0	0
4	40	1093624,03	441	8	0	0	0
5	50	1329663,02	432	17	0	0	0
6	60	1549351,79	429	20	0	0	0
7	70	1758535,99	424	25	0	0	0
8	80	1954809,45	412	37	0	0	0
9	90	2140173,9	406	41	2	0	0
10	100	2325385,41	403	39	7	0	0
11	110	2507097,21	393	46	10	0	0

12	120	2686913,14	386	49	14	0	0
13	130	2858970,75	373	62	14	0	0
14	140	3015920,32	360	75	14	0	0
15	150	3165829,91	354	81	14	0	0
16	160	3313349,23	344	89	16	0	0
17	170	3456687,92	335	97	17	0	0
18	180	3595710,78	325	102	22	0	0
19	190	3731816,67	314	109	26	0	0
20	200	3867011,65	304	118	27	0	0
21	210	3996773,35	300	118	31	0	0
22	220	4119105,37	287	129	33	0	0
23	230	4235114,58	282	132	35	0	0
24	240	4348972,12	272	141	36	0	0
25	250	4460686,71	269	142	38	0	0
26	260	4566811,04	262	149	38	0	0
27	270	4665371,67	258	153	38	0	0
28	280	4754379,33	252	158	39	0	0
29	290	4837573,57	249	160	39	0	1
30	300	4905580,18	249	157	39	0	4
31	310	4930056,52	245	160	39	0	5
32	320	4871834,44	241	164	39	0	5
33	330	4955118,55	239	165	39	0	6
34	340	5021977,64	235	168	40	0	6
35	349,997	5082103,99	234	167	40	0	8
36	360	5151479,3	233	167	40	0	9

En el sistema Y-Y de cálculo se identifican 449 rotulas en total, la primera rotula plástica en el punto E se presenta en el paso 29, con un desplazamiento de 29.00 cm, el color rojo de la rótula significa que se encuentra en el rango (E) llegando a la zona de colapso punto ubicado en la esquina del primer piso parte alta Eje 4A.

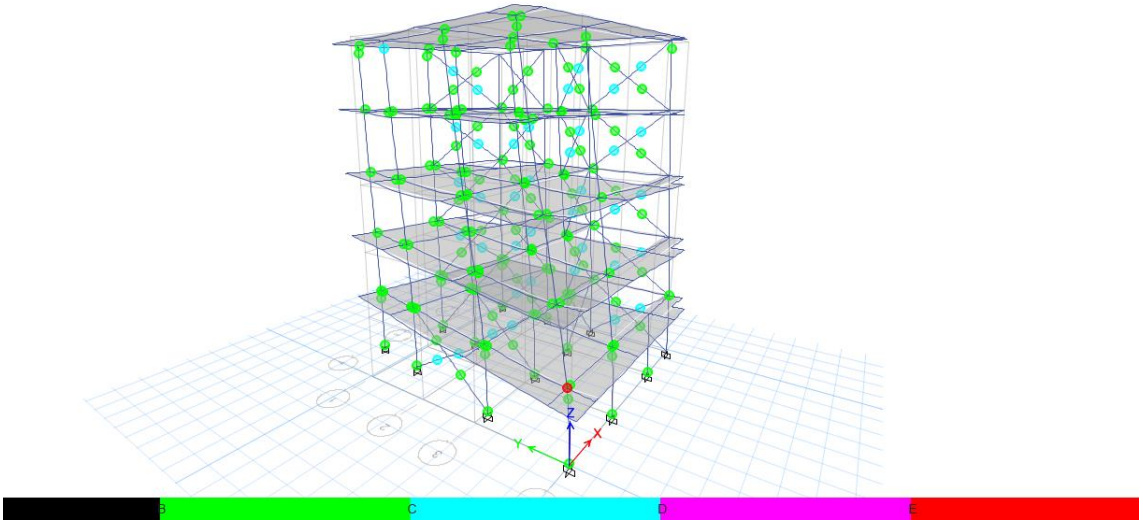


Figura 34. Pushover sentido Y paso 29

4.12.1. Curva de capacidad

Como resultado del análisis no lineal se obtuvo la curva de capacidad en sentido X y Y, el cortante total de la base esta en toneladas vs el desplazamiento en metros, ubicada en el centro de masas del último piso de la estructura.

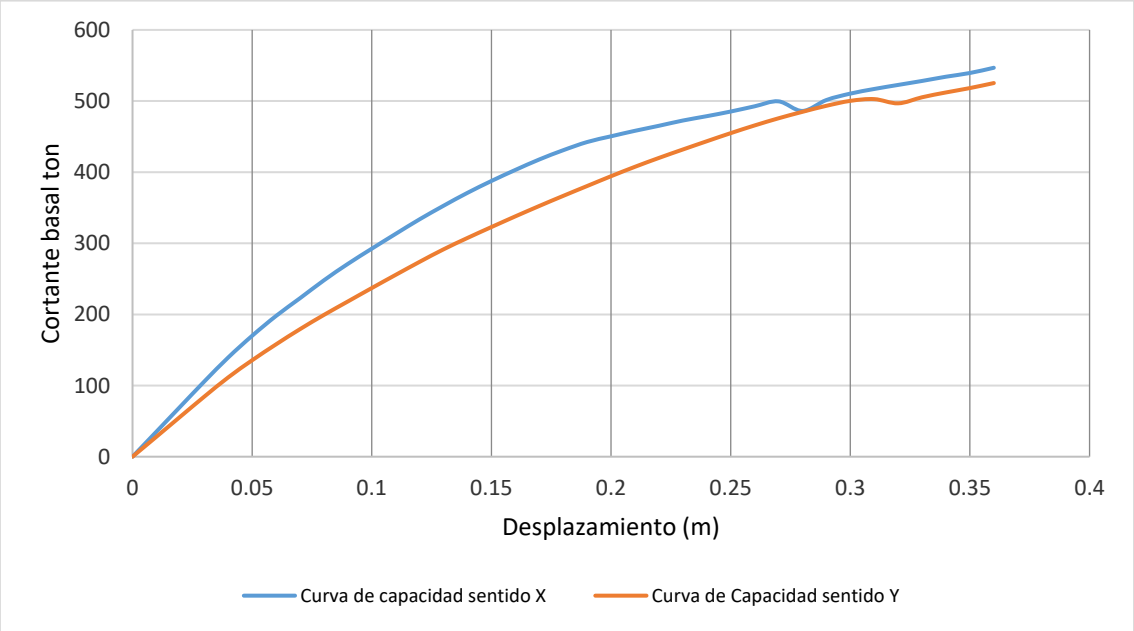


Figura 35. Curvas de capacidad sentido X y Y

4.13. Evaluación del desempeño sísmico

Se determina la respuesta del edificio ante los diferentes niveles de amenaza sísmica según establecido en Visión 2000 para las dos direcciones de análisis con la ayuda de la curva bilineal fuerza desplazamiento realizada en cada evento sísmico.

Para las simulaciones en el sentido X, en un sismo frecuente la estructura queda totalmente operativa, para un sismo ocasional y raro queda operativa y para un sismo muy raro entraría en precolapso según análisis no lineales.

Tabla 42. Calculo de desplazamiento en Sentido X

Nivel sísmica	***años***	***dy***	***dd***	***du***
Frecuente (menor)	***72***	0,036	0,049	0,160
Ocasional (moderado)	***225***	0,044	0,081	0,160
Raro (severo)	***475***	0,050	0,108	0,160
Muy raro* (extremo)	***2500***	0,079	0,201	0,160

Tabla 43. Nivel de demanda sísmica Sentido X

NIVEL DE DEMANDA SISMICA	Nivel de desempeño sísmico			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Precolapso
Frecuente (menor)	X	-	-	-
Ocasional (moderado)	-	X	-	-
Raro (severo)	-	X	-	-
Muy raro* (extremo)	-	-	-	X

Para las simulaciones en el sentido Y, en un sismo frecuente la estructura queda totalmente operativa, para un sismo ocasional y raro queda operativa y para un sismo muy raro estaría en precolapso según análisis no lineales.

Tabla 44. Calculo de desplazamiento en Sentido Y

	años	***dy***	***dd***	***du***
Frecuente (menor)	***72***	0,038	0,042	0,360
Ocasional (moderado)	***225***	0,040	0,072	0,360
Raro (severo)	***475***	0,056	0,090	0,360
Muy raro* (extremo)	***2500***	0,066	0,176	0,360

Tabla 45. Nivel de demanda sísmica Sentido Y

NIVEL DE DEMANDA SISMICA	Nivel de desempeño sísmico			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Precolapso
Frecuente (menor)	X	-	-	-
Ocasional (moderado)	-	X	-	-
Raro (severo)	-	X	-	-
Muy raro* (extremo)	-	-	-	X

Para poder verificar el desempeño de la estructura, con los valores obtenidos en la curva de capacidad en el sentido X y Y, se realizarán las gráficas para un sismo de diseño que es el equivalente al raro con 475 años de retorno y para un sismo crítico considerado un muy raro con un periodo de retorno de 2500años con el propósito de determinar el nivel de desempeño sísmico de la estructura.

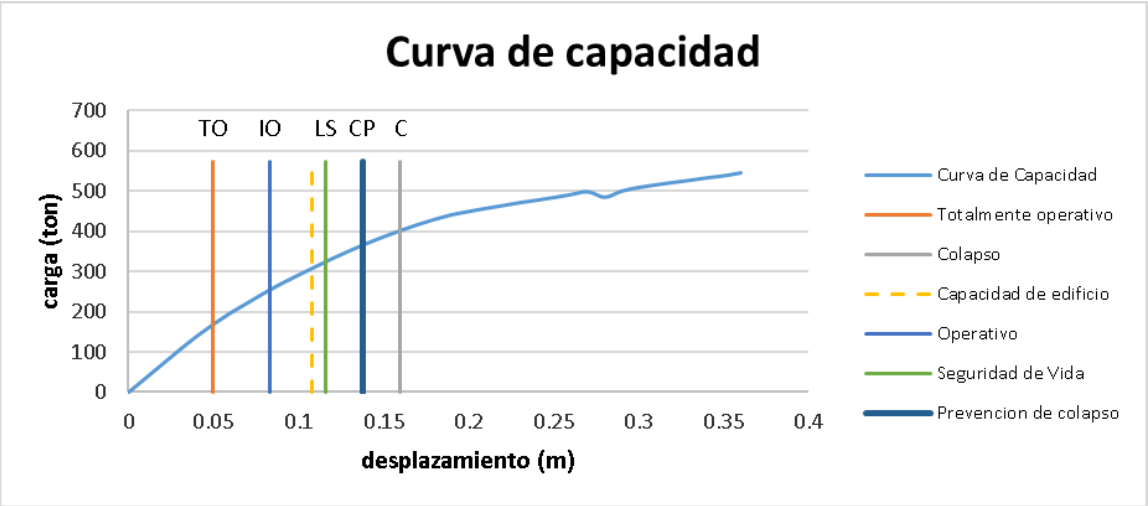


Figura 36. Curva de capacidad para un sismo Raro 475 años Sentido X

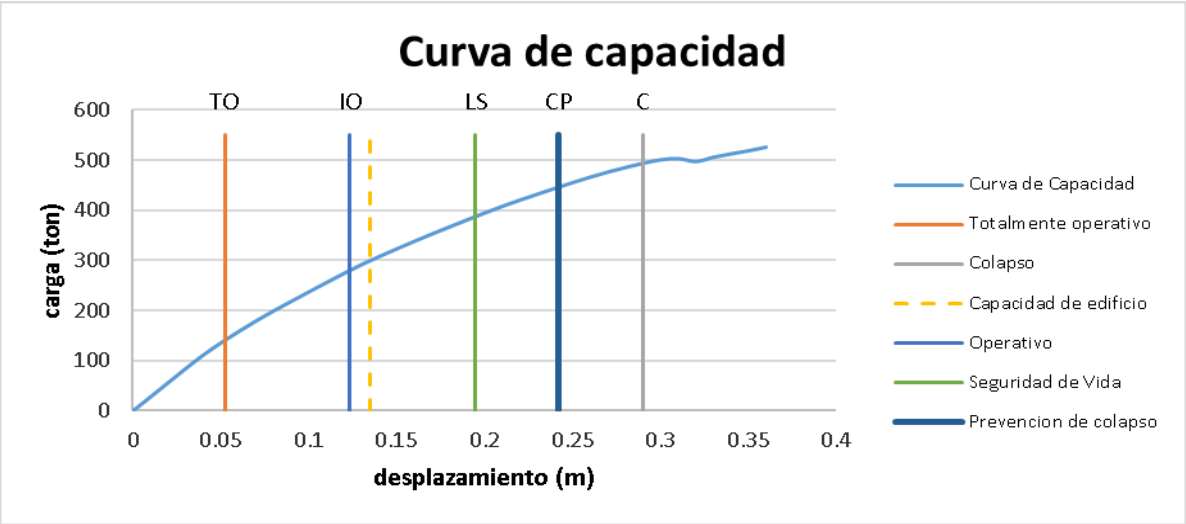


Figura 37. Curva de capacidad para un sismo Raro 475 años Sentido Y

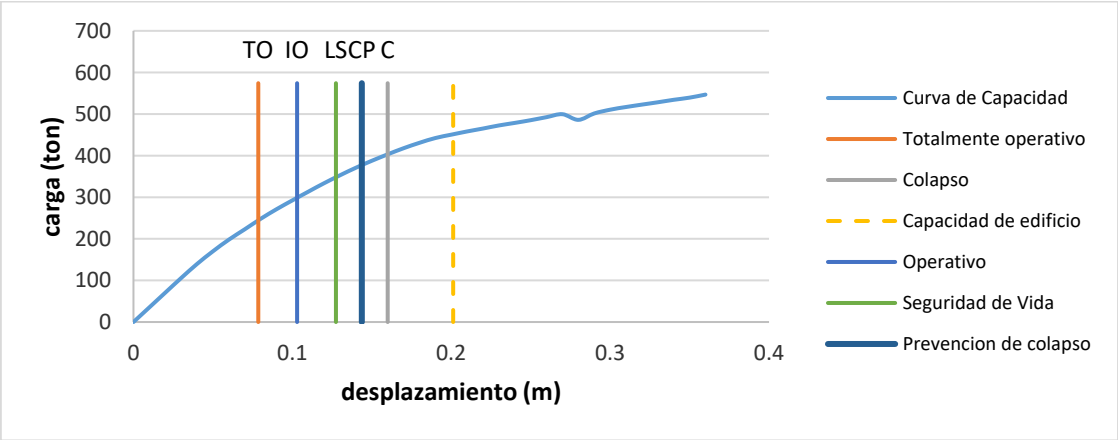


Figura 38. Curva de capacidad para un sismo Muy Raro 2500 años Sentido X

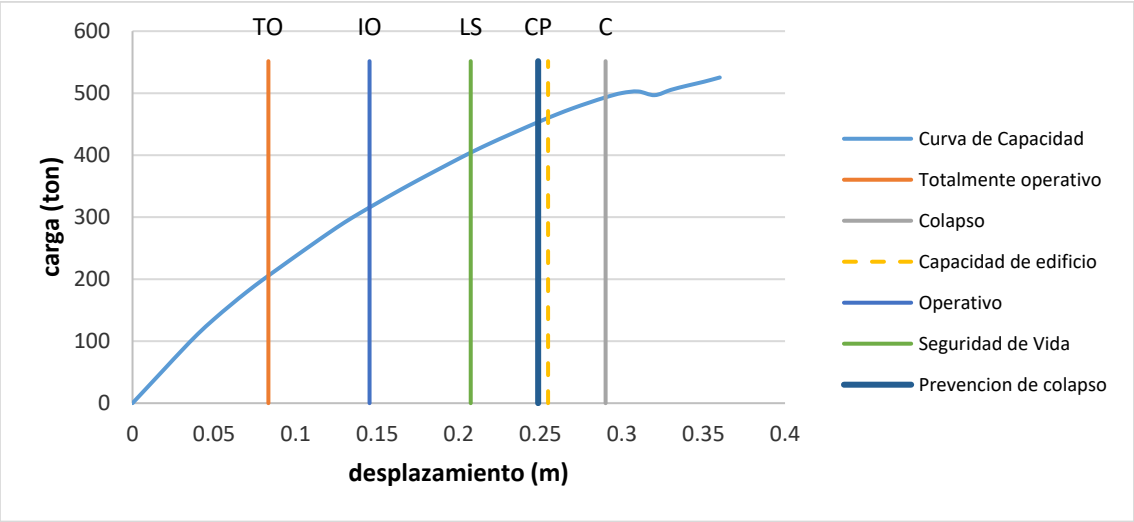


Figura 39. Curva de capacidad para un sismo Muy Raro 2500 años Sentido Y

4.14. Análisis Dinámico no lineal Tiempo – Historia

El análisis dinámico tiempo-historia aplicado al modelo se obtiene utilizando en el programa software de análisis estructural con la opción Matched to response spectrum para los sismos Ocasional, Frecuente, Raro y Muy raro, con las unidades son tiempo (seg) vs aceleración (g) como se muestran en las Figuras 37 a 40 a partir de los espectros de diseño con la norma NEC-2015.

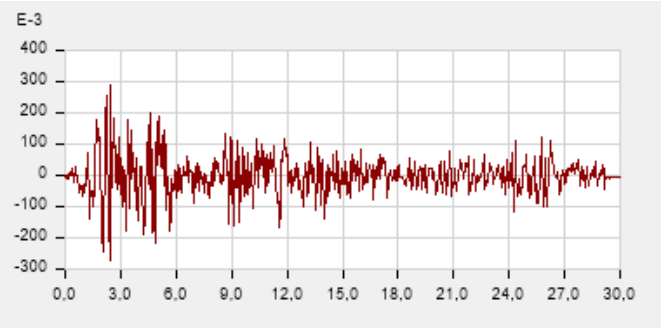


Figura 40. Historia Tiempo para un sismo Frecuente 72 años

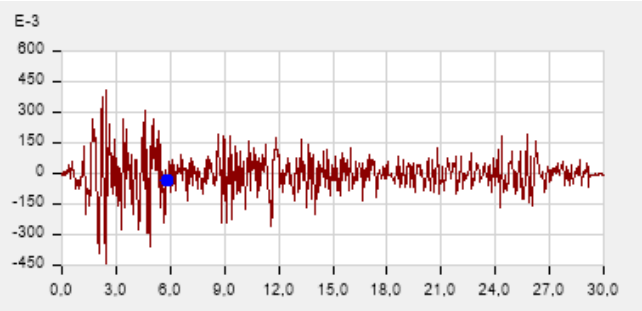


Figura 41. Historia Tiempo para un sismo Ocasional 225 años

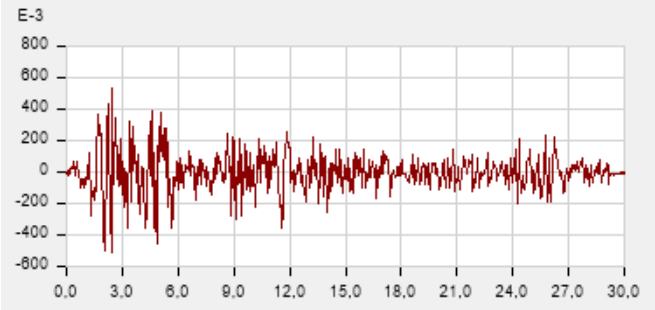


Figura 42. Historia Tiempo para un sismo Raro 475 años

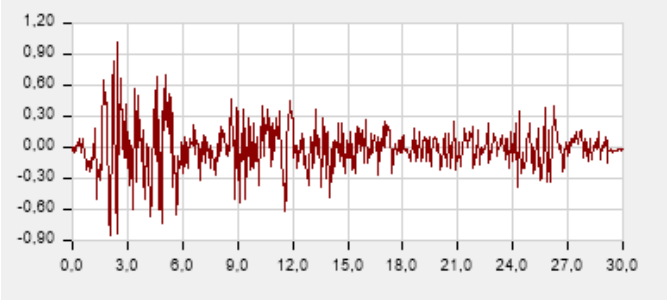


Figura 43. Historia Tiempo para un sismo Muy Raro 2500 años

Con la finalidad de determinar el estudio de unión viga columna de la estructura se toma el punto de desplazamiento de la estructura en Join Label 14 en el Eje 3-B es el mismo punto de estudio para la curva de capacidad, en este punto se determinará la histéresis de cada movimiento sísmico.

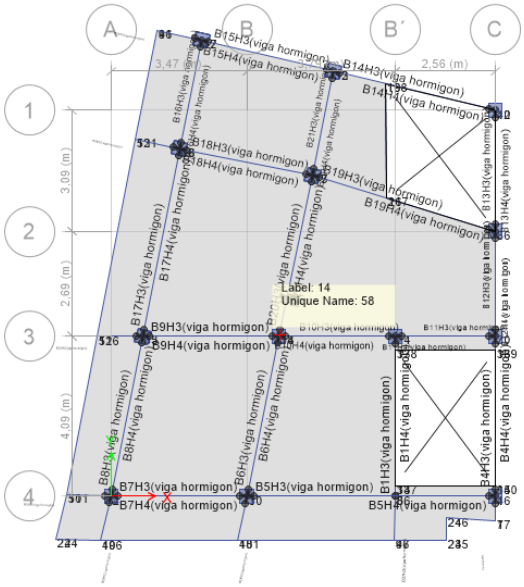
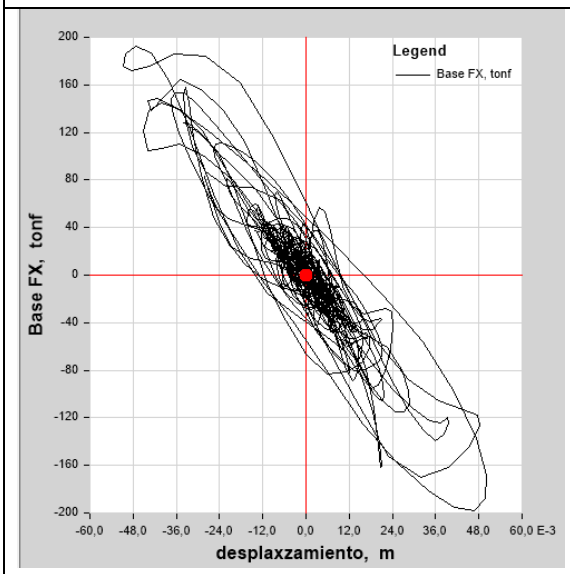


Figura 44. Punto de estudio Join Label 2 Eje 4-A

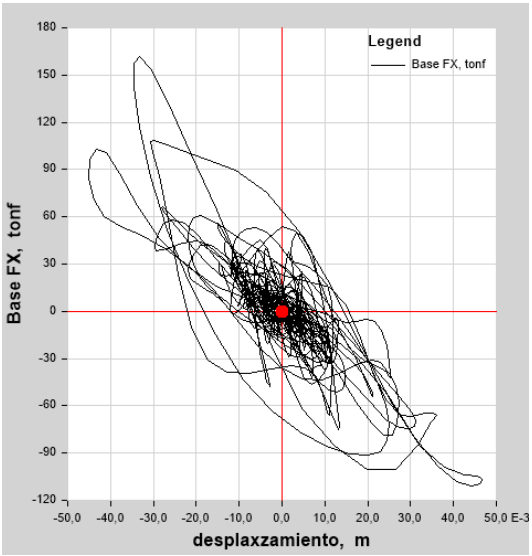
4.15. Curvas Histeréticas

La disipación de energía puede cuantificarse a través del área de los ciclos de histéresis que desarrolla la estructura a medida que se deforma en rango inelástico bajo la acción sísmica, el análisis será realizado para cada sismo Ocasional, Frecuente, Raro y Muy raro en los dos sentidos X y Y del eje A4 en el último piso según plano arquitectónico.

Figura 45. Sismo Frecuente 72 años sentido X y Y

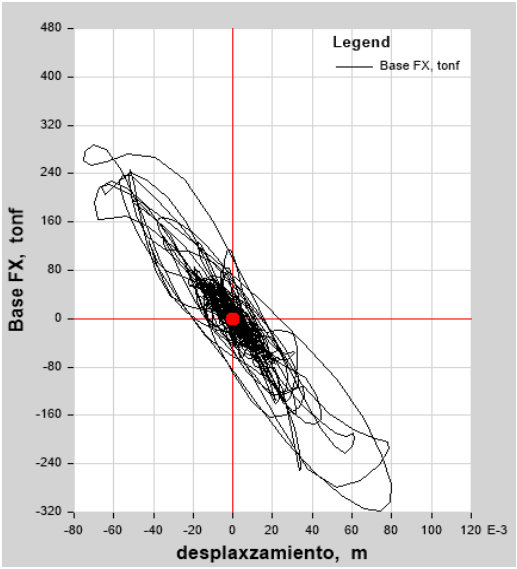


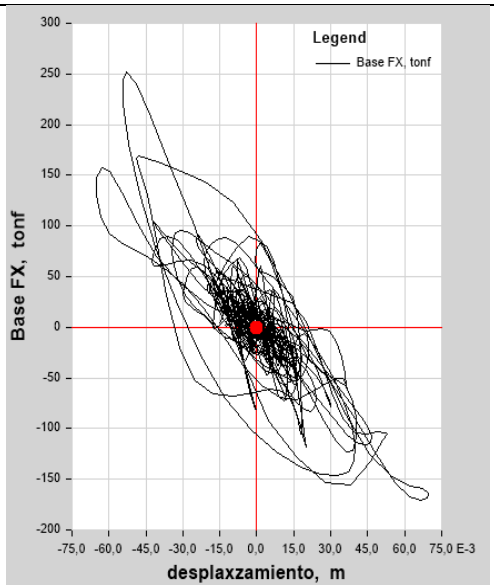
Sentido X



Sentido Y

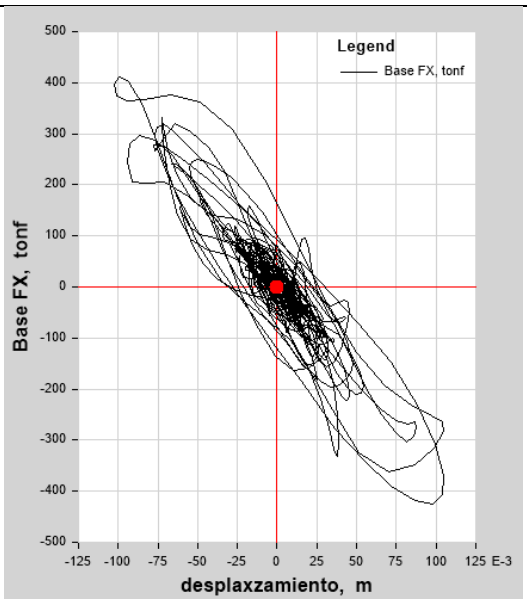
Figura 46. Sismo Ocasional 225 años sentido X y Y

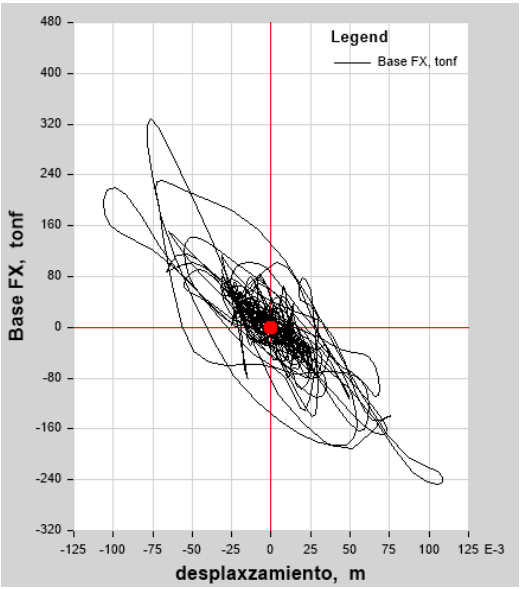




Sentido X	Sentido Y

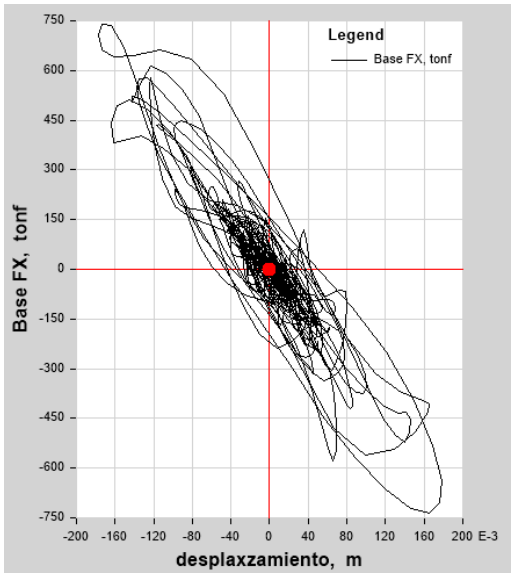
Figura 47. Sismo Raro 475 años sentido X y Y



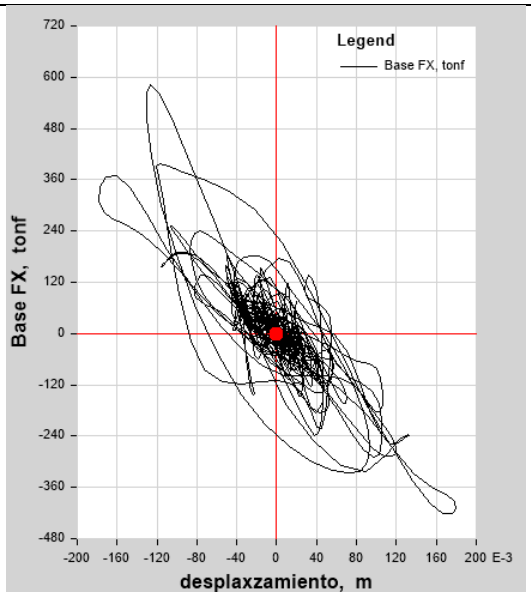


Sentido X	Sentido Y

Figura 48. Sismo Muy Raro 2500 años sentido X y Y



Sentido X



Sentido Y

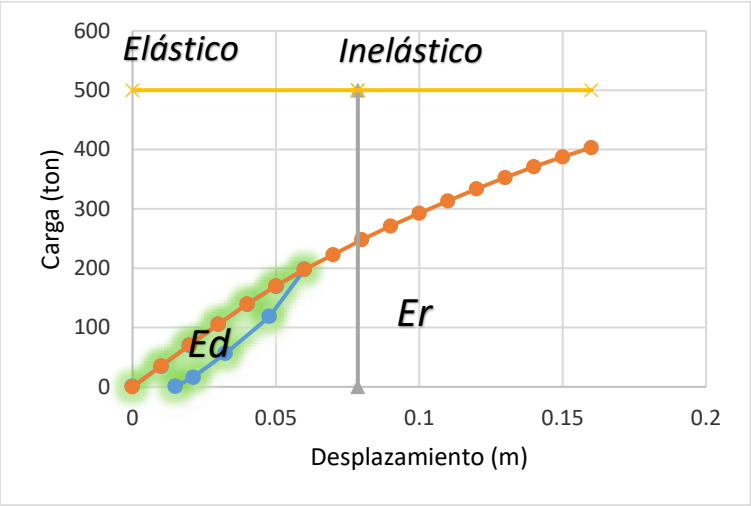
4.16 Calculo del factor de reducción de capacidad sísmica η

El factor de reducción de capacidad sísmica *η* se calcula con la curva carga-desplazamiento y el desplazamiento histerético de la unión viga-columna, entre la energía residual E_r y la energía total E_T siendo la suma de la energía disipada E_d y la energía residual E_r $(E_T = E_d + E_r)$, se puede expresar *η* según la ecuación:

$$\eta = \frac{E_r}{E_d + E_r} = \frac{E_r}{E_T}$$

La estructura en un sismo frecuente en el sentido X podría disipar 2,47 tonm, y en el sentido Y disiparía 1,63 tonm, en esta demanda de carga la estructura no podría sufrir deformación permanente debido a que no pasa del rango elástico la clase de daño podría ser de un nivel I a II por el factor de reducción de capacidad sísmica *η de* 0,93 en X y 0,98 en Y según la JBDPA del 2015.

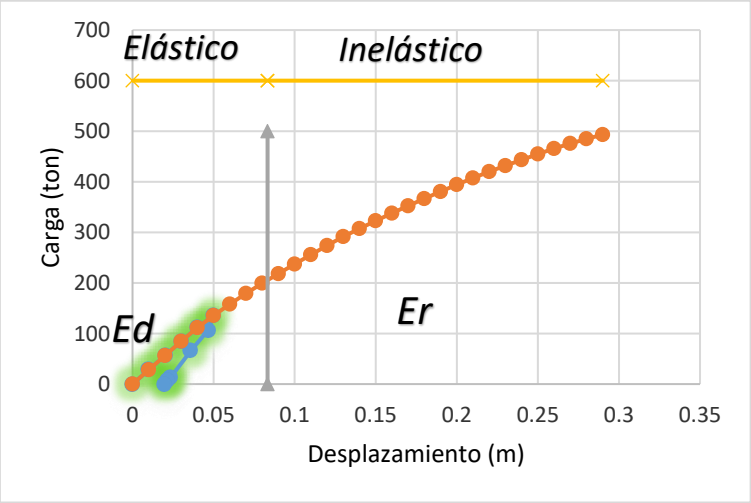
Sismo Frecuente 72 años Sentido X-X



Energía disipada=	2,47	tonm
Energía residual=	34,66	tonm
η =	0,93	

Figura 49. Curva de capacidad e histéresis sismo frecuente sentido X-X.

Sismo Frecuente 72 años Sentido Y-Y

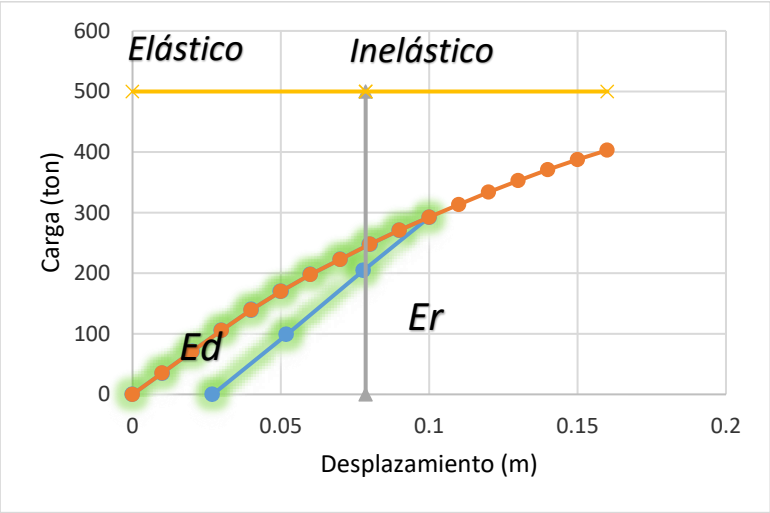


Energía disipada=	1,63	tonm
Energía residual=	83,59	tonm
η =	0,98	

Figura 50. Curva de capacidad e histéresis sismo frecuente sentido Y-Y.

La estructura en un sismo ocacional en el sentido X podría disipar 5,41 tonm, y en el sentido Y disiparía 3,10 tonm, con estas demandas de carga la estructura no podría sufrir deformación permanente con un sismo en Y pero en el sentido X podría sufrir deformación permanente debido a que sobrepaso el rango elástico la clase de daño podría ser de un nivel I a II por el factor de reducción de capacidad sísmica *η de* 0,85 en X y 0,96 en Y según la JBDPA del 2015.

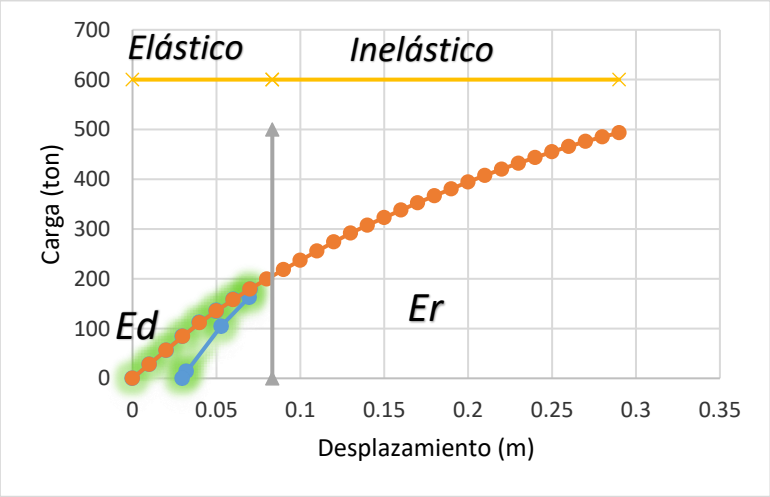
Sismo Ocasional 225 años Sentido X-X



Energia disipada= 5,41 tonm
Energía residual= 31,72 tonm
η = 0,85

Figura 51. Curva de capacidad e histéresis sismo ocasional sentido X-X.

Sismo Ocasional 225 años Sentido Y-Y

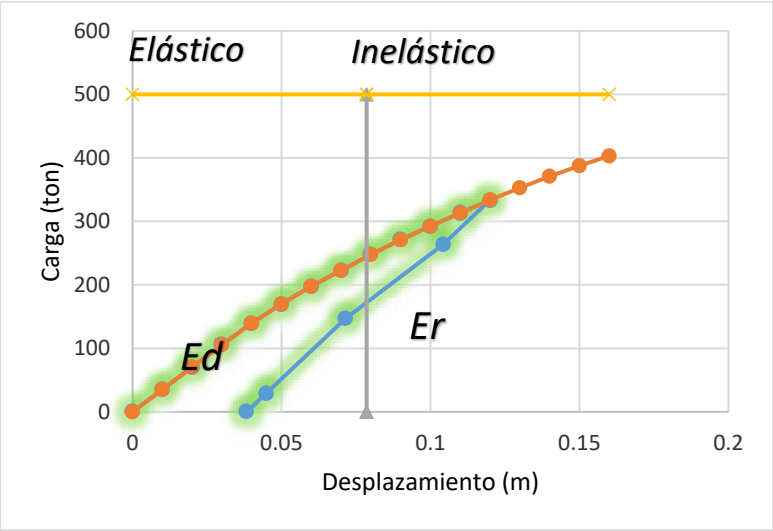


Energía disipada= 3,10 tonm
Energía residual= 82,12 tonm
η = 0.96

Figura 52. Curva de capacidad e histéresis sismo ocasional sentido Y-Y.

La estructura en un sismo raro en el sentido X podría disipar 8,46 tonm, y en el sentido Y disiparía 26,90 tonm, con estas demandas de carga la estructura podría sufrir deformación permanente con un sismo en X y Y, debido a que sobrepaso el rango elástico la clase de daño podría ser de un nivel II por el factor de reducción de capacidad sísmica *η de* 0,77 en X y 0,68 en Y según la JBDPA del 2015.

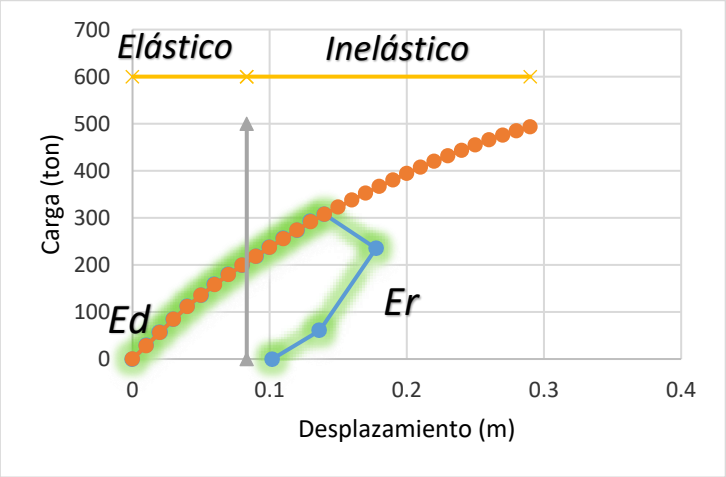
Sismo Raro 475 años Sentido X-X



Energía disipada= 8,46 tonm
Energía residual= 28,67 tonm
η = 0,77

Figura 53. Curva de capacidad e histéresis sismo raro sentido X-X.

Sismo Raro 475 años Sentido Y-Y

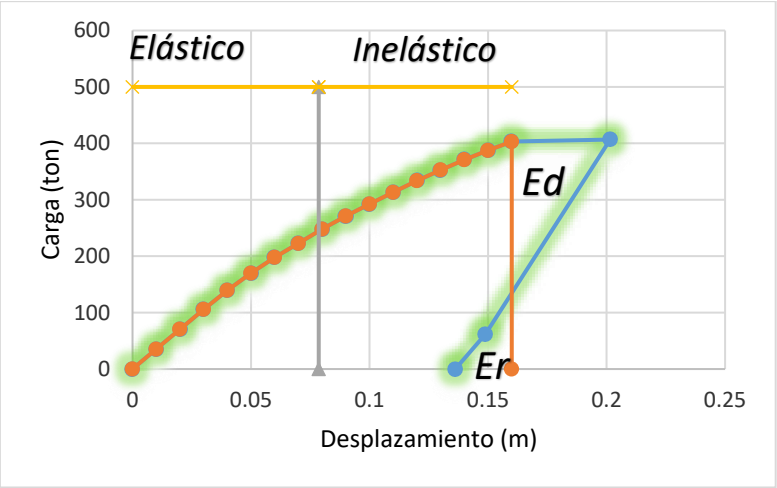


Energía disipada= **26,90** tonm
Energía residual= 58,32 tonm
η = 0,68

Figura 54. Curva de capacidad e histéresis sismo raro sentido Y-Y.

La estructura en un sismo raro en el sentido X podría producir 41,20 tonm, y en el sentido Y 77,07 tonm, con estas demandas de carga la estructura podría colapsar, debido a que llegan a consumir toda la energía de capacidad que tiene el edificio la clase de daño podría ser de un nivel IV y V por el factor de reducción de capacidad sísmica *η de* 0,00 en X y 0,10 en Y según la JBDPA del 2015.

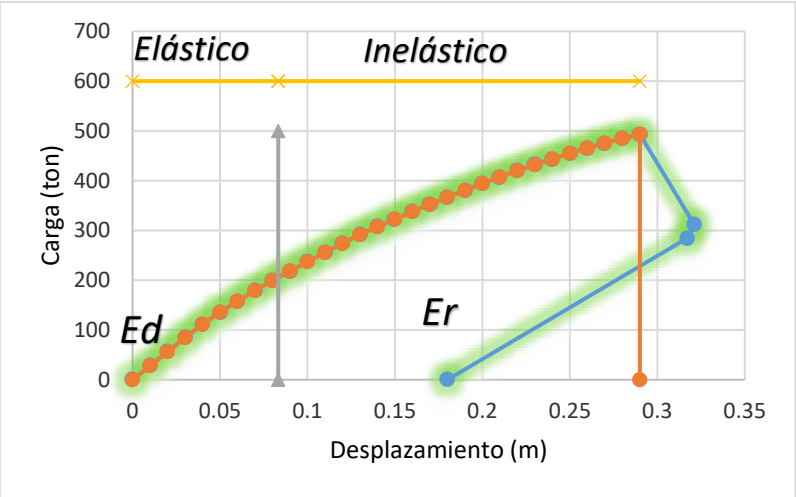
Sismo Muy Raro 2500 años Sentido X-X



Energía disipada= 41,20 tonm
Energía residual= 0,00 tonm
η = 0,00

Figura 55. Curva de capacidad e histéresis sismo Muy raro sentido X-X.

Sismo Muy Raro 2500 años Sentido Y-Y



Energía disipada= 77,07 tonm
Energía residual= 8,16 tonm
η = 0,10

Figura 56. Curva de capacidad e histéresis sismo Muy raro sentido Y-Y.

Según los factores de reducción de capacidad sísmica η en el sentido X calculados previamente se compara en tabla 11 y 12 la clase de daño de acuerdo con la directriz Asociación de prevención de desastres de construcción de Japón 2015 y nos menciona que la estructura si sufre un sismo entre frecuente, ocasional y raro la clase de daño podría alcanzar un nivel II, los elementos a flexión pueden ceder y existir grietas visibles en sus extremos (ancho 0,2 mm ~

1,0 mm) y los elementos a cortante existen grietas de corte visibles (ancho 0.2 ~1,0 mm).

Pero si sufriera la estructura un sismo muy raro en el sentido X la clase de daño será un nivel V, en los elementos a flexión las barras de refuerzo se pandearían e incluso el hormigón del núcleo se cae, parece que casi no queda capacidad de carga lateral, las columnas/muros se acortan, puede observarse inclinación o asentamiento, la barra de refuerzo puede fracturarse y los elementos a cortante mostrarían muchas grietas de corte anchas, el hormigón de la cubierta cae mucho y el hormigón del núcleo se daña, pero no se observa pandeo/fractura de las barras de refuerzo o los estribos, la capacidad de carga de la fuerza lateral puede mantenerse.

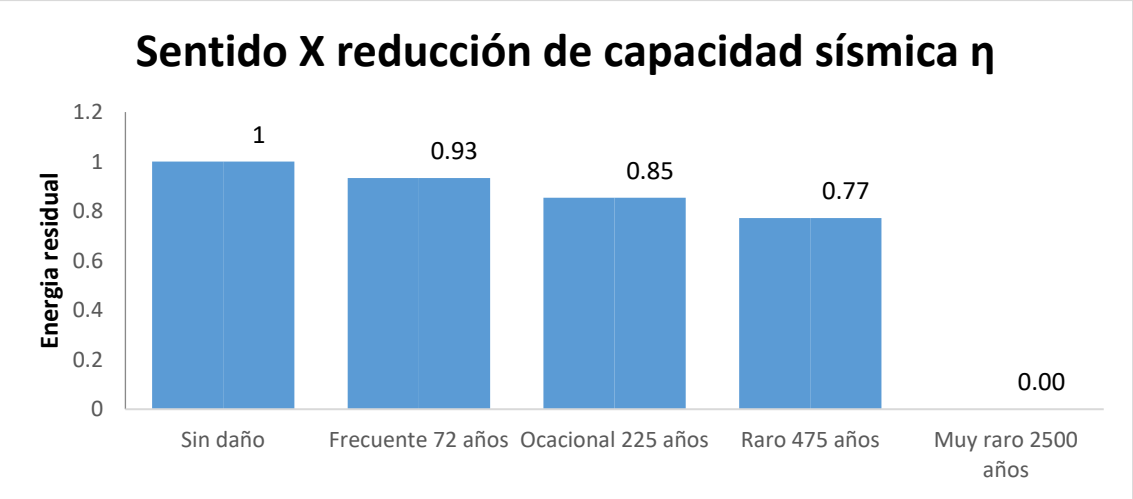


Figura 57. Resumen de factores de reducción de capacidad sísmica η

Según los factores de reducción de capacidad sísmica η en el sentido Y calculados previamente se compara en tabla 11 y 12 la clase de daño de acuerdo con la directriz Asociación de prevención de desastres de construcción de Japón 2015 y nos menciona que la estructura si sufre un sismo entre frecuente y ocasional la clase de daño podría alcanzar un nivel I, los elementos a flexión tendrían grietas finas (ancho < 0,2 mm).

Si tendría un sismo raro en sentido Y la clase de daño podría alcanzar un nivel III, los elementos a flexión tendrían una deformación no lineal aumenta y se ven grietas por flexión relativamente anchas (ancho de 1,0 mm ~ 2,0 mm), pero el

concreto de recubrimiento no cae mucho y el concreto del núcleo es sólido, los elementos a cortante se podría observar múltiples grietas de corte, cuyo ancho es relativamente amplio (ancho de 1,0 mm ~ 2,0 mm), pero el concreto de cobertura no cae mucho, el concreto del núcleo está en buen estado y la fuerza de restauración parece permanecer.

Pero si sufriera la estructura un sismo muy raro en el sentido Y la clase de daño será un nivel IV, en los elementos a flexión existen muchas grietas anchas, el hormigón de la cubierta se cae mucho y el hormigón del núcleo se daña y el refuerzo es visible, la capacidad de carga de la fuerza lateral puede reducirse, pero las columnas y los muros aún soportan la carga de gravedad y los elementos a cortante mostrarían grietas de corte anchas, el hormigón de la cubierta cae mucho y el hormigón del núcleo se daña, pero no se observa pandeo/fractura de las barras de refuerzo o los aros. La capacidad de carga de la fuerza lateral puede mantenerse

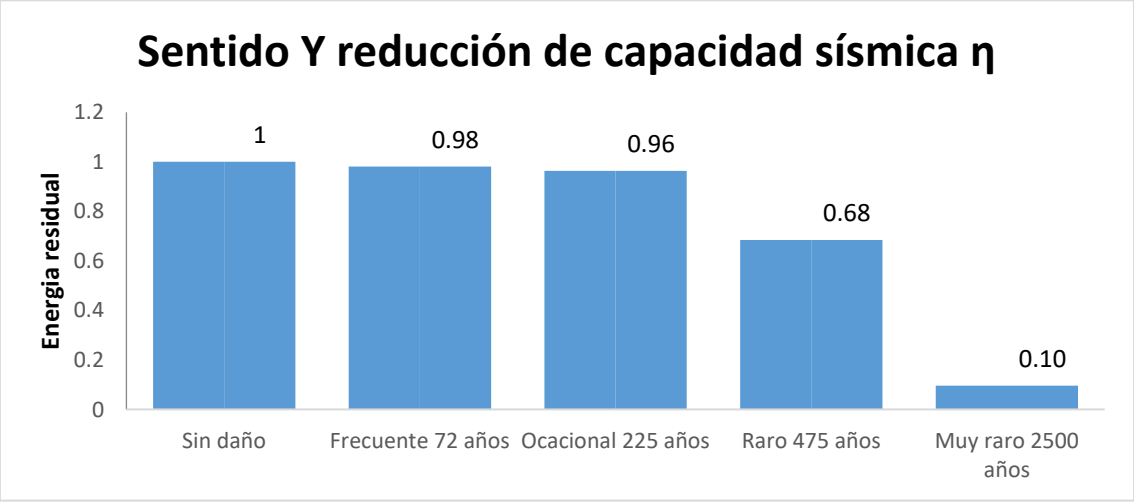


Figura 58. Resumen de factores de reducción de capacidad sísmica η

4.17. Cálculo del costo por desempeño de acuerdo al FEMA P-58

En este proyecto de investigación si se produjera un evento post sísmico en el edificio, se podría determinarán variables de decisión como: costos de reparación y tiempo de rehabilitación, después de un análisis dinámico lineal modal espectral se calcularán las derivas sísmicas en cada evento sísmico, además de conocer un costo referencial del edificio, tipo de acabados, curva de demanda sísmica, estos valores servirán para el ingreso de datos en el software PACT del FEMA P-58.

4.17.1. Ingreso de datos en el software PACT, Model the Building and Import Analyses Results

Para poder estimar el valor Date Cost Multiplier se determinara con el factor de costo salario hora promedio correspondiente al estado de California, el valor en el 2020 es de $ 22.69 costo hora promedio en el área de Construcción segun la página de la Oficina de Estadísticas Laborales de EE.UU (May 2020 State Occupational Employment and Wage Estimates California). Para estimar el valor de mano de obra en Ecuador se tomó como referencia los valores establecidos por la Contraloría General del Estado en la publicación de la tabla de salarios mínimos para el 2022, un costo por hora de mano de obra de 4.09 USD/hora. Entonces el factor de mano de obra se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Date Cost Multiplier} = \frac{4.09}{22.69} = 0.1802$$

Project ID	edificio
Building Description	estructura mixta 5 pisos
Client	UTA
Engineer	Ing Francisco Cisneros
Assessment Type	Intensity
Analysis type	Simplified
Regional Cost Multiplier	1
Date Cost Multiplier	0.18

4.17.2. Información del edificio

El número de pisos que tiene el edificio son de 5 pisos, el costo final del proyecto de repotenciación y construcción del Edificio es de $226,480.40 (DOSCIENTOS VEINTE Y SEIS MIL CUATROCIENTOS OCHENTA DOLARES, 40/100más IVA) este valor incluye la estructura y acabados, el área total del proyecto fue de aproximadamente 580.67 metros cuadrados lo que resulta en un costo/m2 de $390.04 y la obra gris será contemplada un 40% del valor total.

Number of Stories	5
Total Replacement Cost	US$253658.048
Core and Shell Replacement Cost	US$101463.2192
Replacement Time	270 days
Total Loss Threshold	100%
Maximum Workers/Square Foot	10.7639104167097

4.17.3. Especificaciones de fragilidad y grupos de desempeño

Todo el contenido de las características estructurales de la edificación, se van colocando en la pestaña de Fragilidad de Componentes en los sentidos x y de cada piso, los componentes fueron colocados de acuerdo a las tablas que sugiere el FEMA y que vienen por defecto en el software PACT, y son colocado en el programa con su respectiva cantidad y se seleccionó el control de acuerdo a la deriva máxima que produce cada piso, los componentes seleccionados en el edificio están en la tabla 42 y a más detalle se puede observar en los anexos.

Tabla 46. Grupos de desempeño en PACT

No.	Component Type
B1031.021b	Welded column splices, Column 150 plf < W < 300 plf
B1033.063b	Ordinary Concentric Braced Frame, braces design to ductile slenderness limits, X Brace, Brace 41 PLF < w < 99 PLF
B1041.001a	ACI 318 SMF , Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side
B1041.001b	ACI 318 SMF , Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both sides
B2022.001	Curtain Walls - Generic Midrise Stick-Built Curtain wall, Config: Monolithic, Lamination: Unknown, Glass Type: Unknown, Details: Aspect ratio = 6:5, Other details Unknown
C2011.011b	Non-monolithic precast concrete stair assembly with concrete stringers and treads with no seismic joint.

Para el respectivo análisis se utilizará el método lineal, se define la curva de amenazada con los cuatro niveles de amenaza sísmica con esa información se crean los niveles de intensidad.

Las derivas máximas serán de acuerdo a los cálculos producidos en cada nivel de sismo en el sentido x y en el programa software de análisis estructural, el valor βc y βq será seleccionado de 0.40 sugerido por el FEMA P-58 Vol. 2.

Tabla 47. Derivas máximas producidas de cada nivel de sismo

Nivel de piso	Frecuente(menor)		Ocacional(moderado)		Raro(severo)		Muy raro(extremo)	
Piso	x	y	x	y	x	y	x	y
Story5	0.004004	0.006715	0.006359	0.009126	0.009071	0.01629	0.014501	0.02702
Story4	0.004913	0.008372	0.007817	0.011263	0.011146	0.020195	0.017428	0.033818
Story3	0.005137	0.009102	0.00823	0.012165	0.011786	0.021914	0.018221	0.037079
Story2	0.004593	0.007793	0.00726	0.010342	0.010266	0.018692	0.016319	0.032067
Story1	0.002642	0.002696	0.004226	0.003557	0.005637	0.006437	0.009594	0.011103

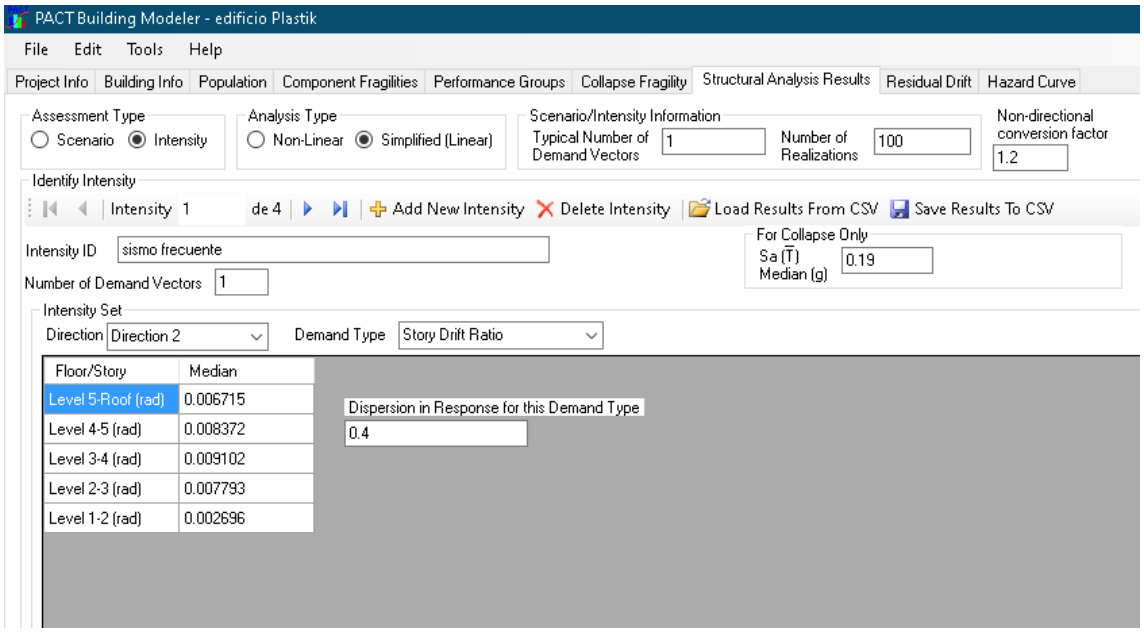


Figura 59. Ingreso de resultados análisis estructural PACT

Para poder realizar la curva de amenaza se utiliza los valores de la figura 16. Curvas de peligro sísmico, analizando las probabilidades de excedencia de 50%, 20%, 10% y 2% en 50 años con los valores obtenidos en la tabla 26. Niveles de amenaza sísmica se ingresan los valores de la tasa anual de excedencia (MAFE) y Aceleración (Sa) en el programa.

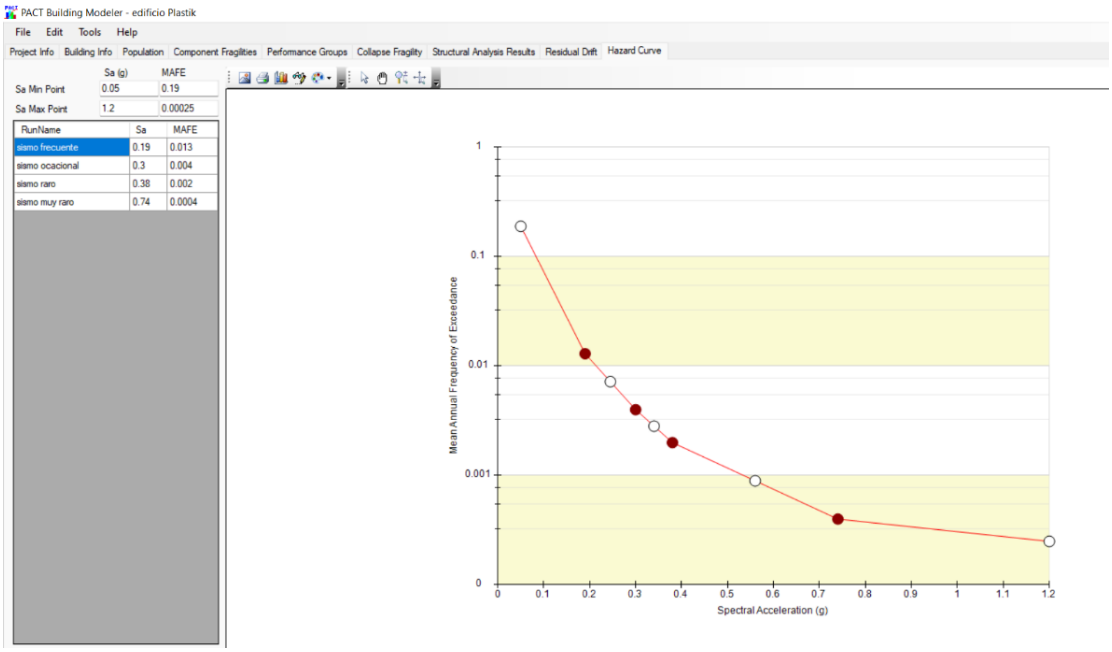


Figura 60. Curvas de amenaza sísmica PACT

4.18. Costos de reparación por nivel de daño sísmico

El modelo en el software PACT se lo realizó bajo los 4 niveles de amenaza que sugiere la normativa NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), después del ingreso de datos se compara los diferentes costos de reparación ante las 4 intensidades creadas con su control de las derivas máximas obtenidas en los sentidos X y Y.

4.18.1. Sismo Frecuente 72 años

Para el sismo frecuente, el costo de reparación de la estructura es de 3,413.89 USD americanos con una probabilidad del percentil 50, además la herramienta PACT nos indica el costo de daño producido en cada uno de los grupos de desempeño que han presentado durante el análisis.

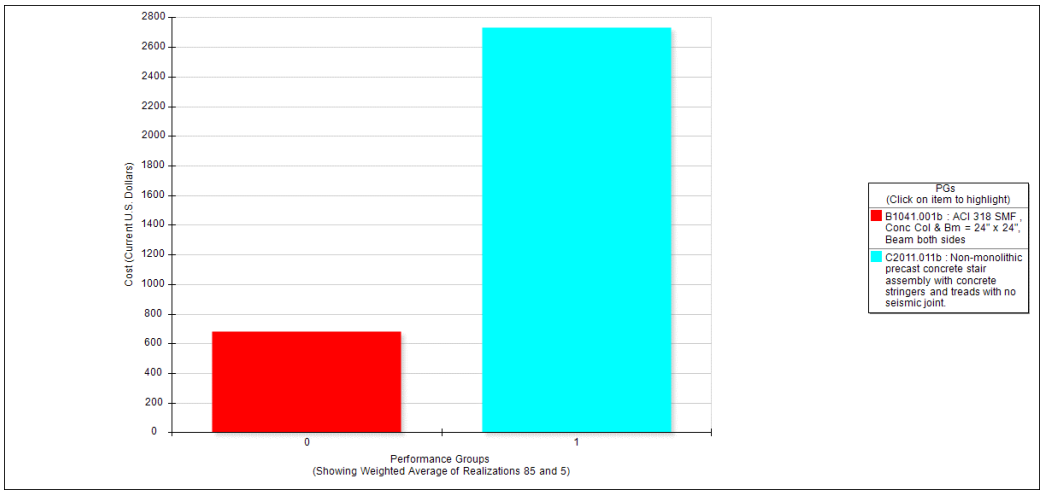


Figura 61. Indicadores de los daños en función de los grupos de desempeño Tr=72 años

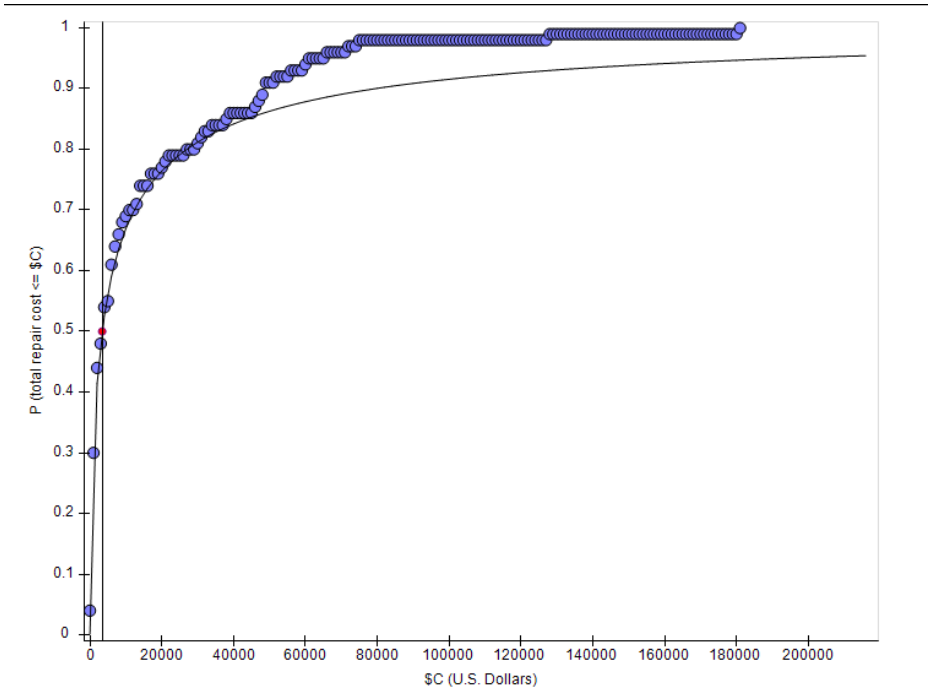


Figura 62. Curva log-normal que indica el costo de reparación de la estructura Tr=72 años

Tabla 48. Costos de reparación y su equivalencia en porcentaje de los grupos de desempeño Tr=72 años.

GRUPOS DE DESEMPEÑO QUE PRESENTARON DAÑO DURANTE EL ANÁLISIS	COSTO DE REPARACIÓN (USD)	% COSTO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN
ACI 318 SMF , Conc Col & Bm = 24" x 24", ambos lados	680.681	0.27%
Conjunto de escalera de hormigón prefabricado no monolítico con largueros y escalones de hormigón sin junta sísmica.	2733.21	1.08%
TOTAL	3413.891	1.35%

El costo de reparación es de 3,413.89 USD americanos equivalente a 1.35% del costo total de reemplazo de la edificación (253,658.048 USD), en donde los elementos que tienen mayor influencia para la cuantificación son prácticamente elementos no estructurales; esto indica que la mayor cantidad de daños se produjo en las gradas de la estructura, pero sus costos de reparación son insignificantes por lo cual sus medidas de reparación deben ser pequeñas como acabado de piso, pintura o pasamanos del cajón de gradas.

4.18.2. Sismo Ocasional 225 años

Para el sismo ocasional, el costo de reparación de la estructura es de 10,000.00 USD americanos con una probabilidad del percentil 50, además la herramienta PACT nos indica el costo de daño producido en cada uno de los grupos de desempeño que han presentado durante el análisis.

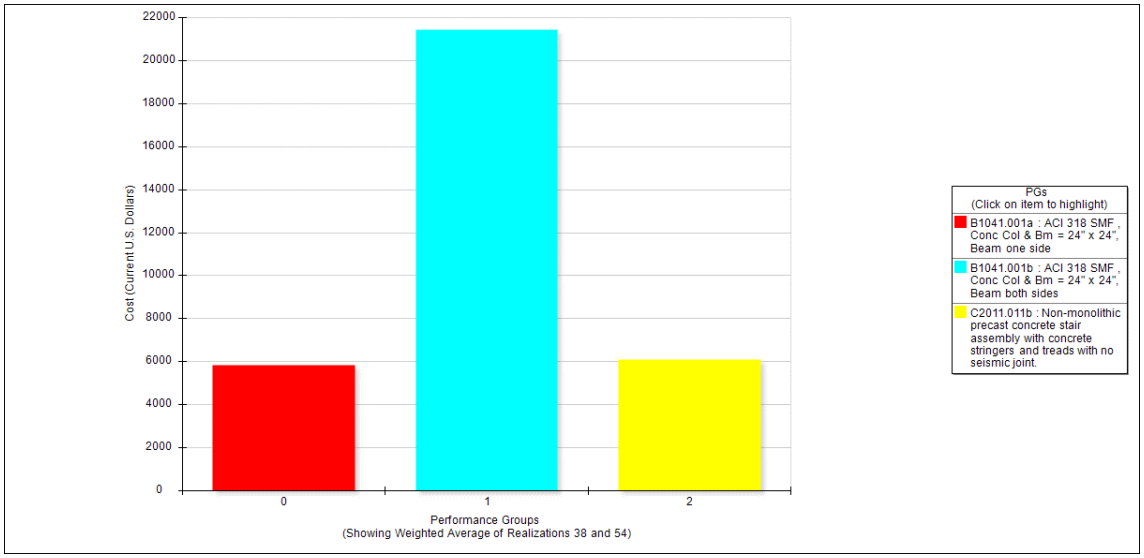


Figura 63. Indicadores de los daños en función de los grupos de desempeño Tr=225 años.

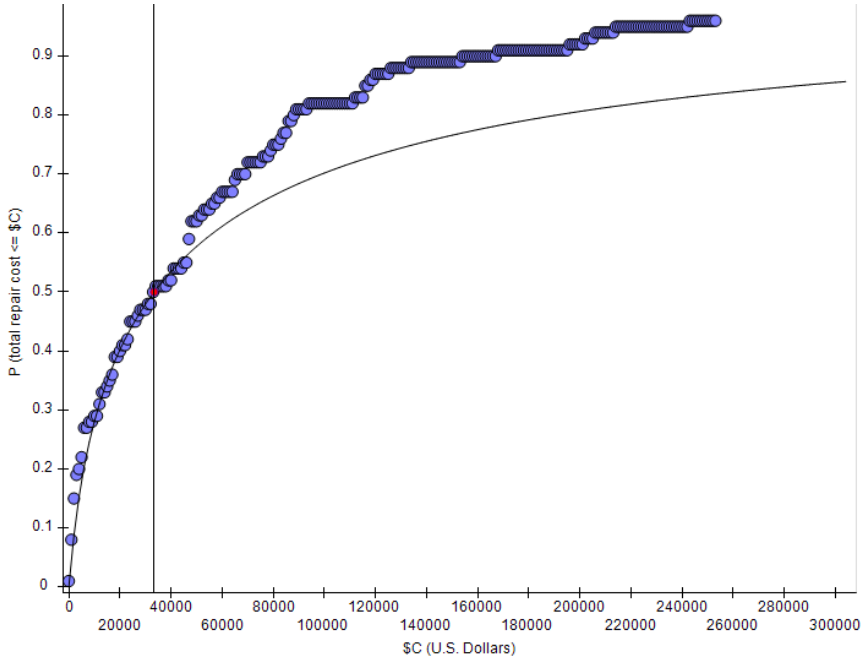


Figura 64. Curva log-normal que indica el costo de reparación de la estructura Tr=225 años

Tabla 49. Costos de reparación y su equivalencia en porcentaje de los grupos de desempeño Tr=225 años.

GRUPOS DE DESEMPEÑO QUE PRESENTARON DAÑO DURANTE EL ANÁLISIS	COSTO DE REPARACIÓN (USD)	% COSTO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN
ACI 318 SMF , Conc Col & Bm = 24" x 24", un lado	5824.677	2.30%
ACI 318 SMF , Conc Col & Bm = 24" x 24", ambos lados	21451.522	8.46%
Conjunto de escalera de hormigón prefabricado no monolítico con largueros y escalones de hormigón sin junta sísmica.	6106.415	2.41%
TOTAL	33382.61	13.16%

El costo de reparación es de 33,382.61 USD americanos equivalente a 13.16% del costo total de reemplazo de la edificación (253,658.048 USD), en donde los elementos que tienen mayor influencia para la cuantificación son elementos estructurales sus medidas de reparación deben ser pequeñas como acabado de piso, enlucidos y pintura.

4.18.3. Sismo Raro 475 años

Para el sismo raro, el costo de reparación de la estructura es de 139,129.73 USD americanos con una probabilidad del percentil 50, además la herramienta PACT nos indica el costo de daño producido en cada uno de los grupos de desempeño que han presentado durante el análisis.

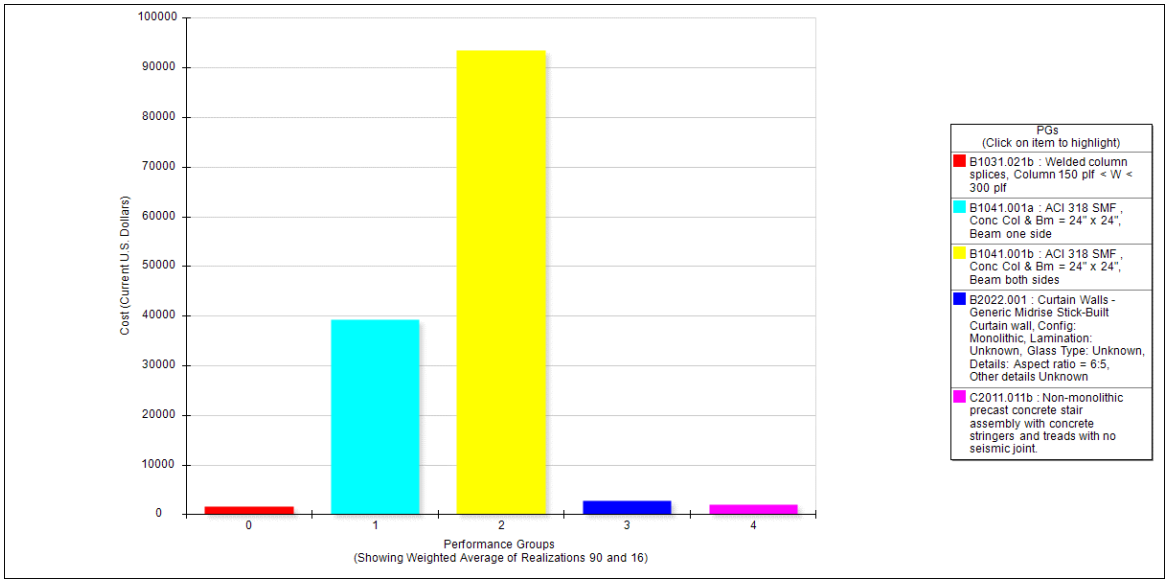


Figura 65. Indicadores de los daños en función de los grupos de desempeño Tr=475 años

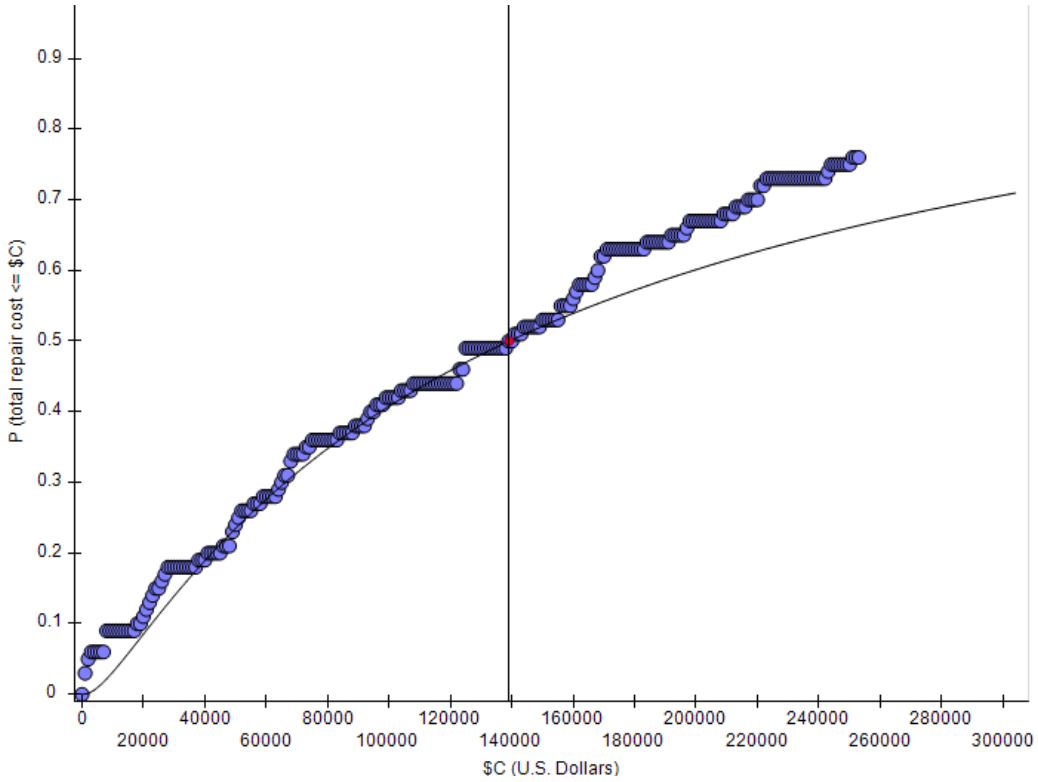


Figura 66. Curva log-normal que indica el costo de reparación de la estructura Tr=475 años

Tabla 50. Costos de reparación y su equivalencia en porcentaje de los grupos de desempeño Tr=475 años.

GRUPOS DE DESEMPEÑO QUE PRESENTARON DAÑO DURANTE EL ANÁLISIS	COSTO DE REPARACIÓN (USD)	% COSTO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN
Empalmes de columna soldados, Columna 150 plf < W < 300 plf	1693.615	0.67%
ACI 318 SMF , Conc Col & Bm = 24" x 24", un lado	39203.553	15.46%
ACI 318 SMF , Conc Col & Bm = 24" x 24", ambos lados	93449.054	36.84%
Muros cortina - Configuración: monolítico, Laminación: Desconocido, Tipo de vidrio: Desconocido, Detalles: Relación de aspecto = 6: 5, Otros detalles Desconocido	2799.578	1.10%
Conjunto de escalera de hormigón prefabricado no monolítico con largueros y escalones de hormigón sin junta sísmica.	1983.931	0.78%
TOTAL	139,129.73	54.85%

El costo de reparación es de 139,129.73 USD americanos equivalente a 54.07% del costo total de reemplazo de la edificación (253,658.048 USD), en donde los elementos que tienen mayor influencia para la cuantificación son elementos estructurales sus medidas de reparación deben ser relevantes para un sismo raro.

4.18.4. Sismo Muy Raro 2500

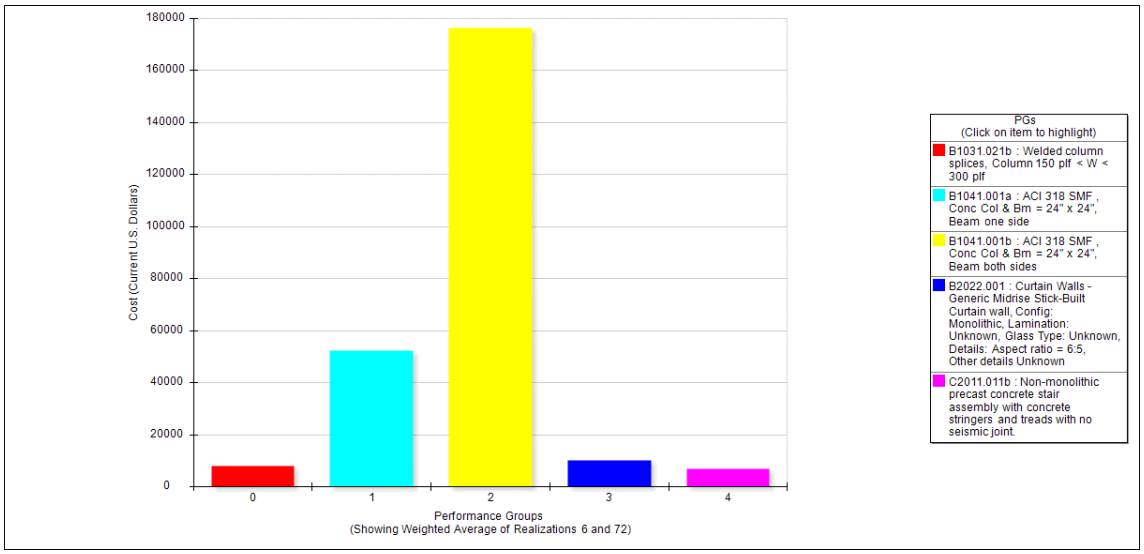


Figura 67. Indicadores de los daños en función de los grupos de desempeño Tr=2500 años

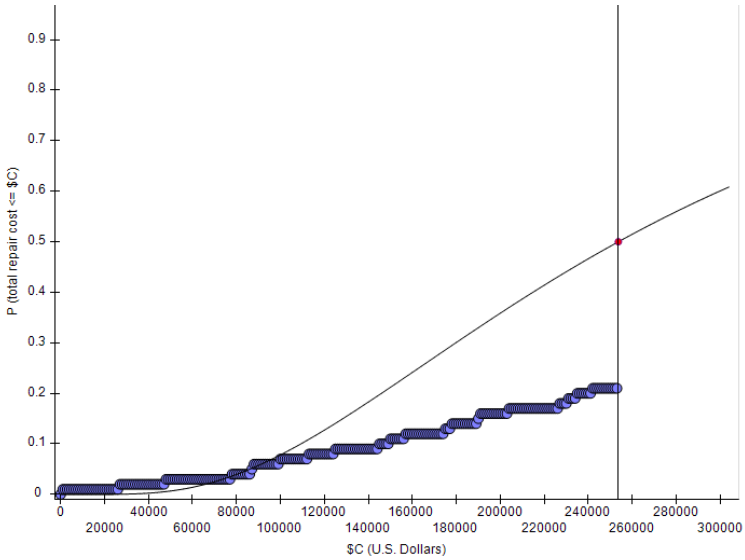


Figura 68. Curva log-normal que indica el costo de reparación de la estructura

Tr=2500 años.

Tabla 51. Costos de reparación y su equivalencia en porcentaje de los grupos de desempeño Tr=2500 años.

GRUPOS DE DESEMPEÑO QUE PRESENTARON DAÑO DURANTE EL ANÁLISIS	**COSTO DE REPARACIÓN (USD)**	**% COSTO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN**
Empalmes de columna soldados, Columna 150 plf < W < 300 plf	8096.052	3.19%
ACI 318 SMF , Conc Col & Bm = 24" x 24", un lado	52170.188	20.57%
ACI 318 SMF , Conc Col & Bm = 24" x 24", ambos lados	176323.499	69.51%
Muros cortina - Configuración: monolítico, Laminación: Desconocido, Tipo de vidrio: Desconocido, Detalles: Relación de aspecto = 6: 5, Otros detalles Desconocido	10036.803	3.96%
Conjunto de escalera de hormigón prefabricado no monolítico con largueros y escalones de hormigón sin junta sísmica.	7031.505	2.77%
TOTAL	253,658.05	100.00%

El costo de reparación es el valor total del edificio de 253,658.05 USD americanos equivalente a 100.00% del costo total de reemplazo de la edificación debido a que el edificio no puede resistir a un evento muy raro de 2500 años .

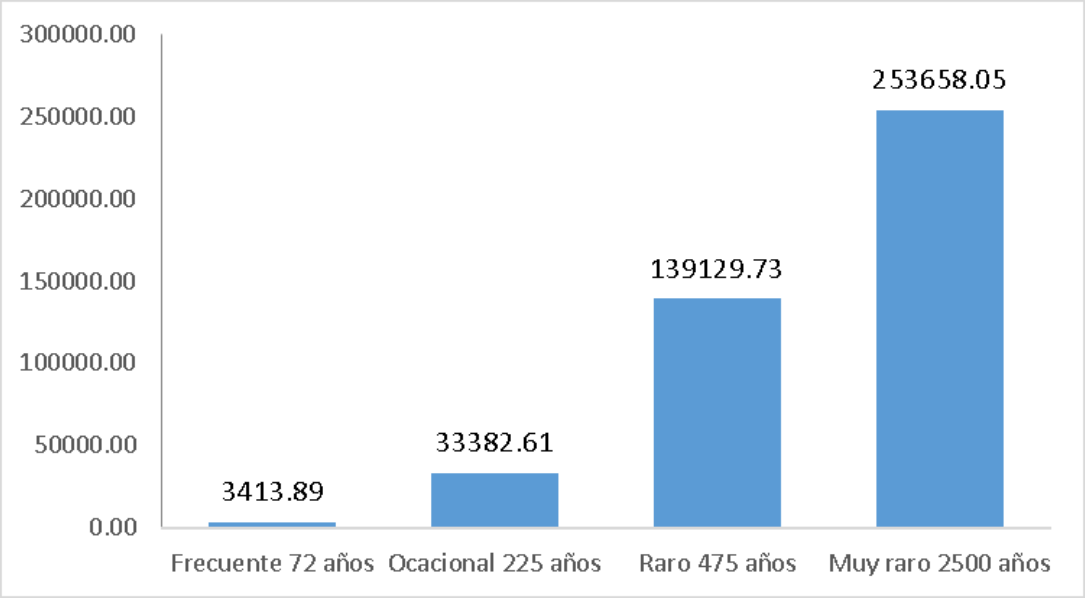


Figura 69. Resumen de costos de reparación

Según los valores emitidos por el software PACT, los factores de daño para un sismo frecuente, ocasional y raro el propietario podría considerar en reforzar y dar el mantenimiento necesario para su funcionalidad, pero si el edificio sufre un sismo muy raro se sugiere hacer un derrocamiento debido al alto valor que necesita para hacerlo.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS

5.1. Conclusiones

- En un sismo Frecuente Tr=72 años el factor de reducción de capacidad sísmica esta entre η=0.93 a 0.98, con esta demanda de carga la estructura no sufriría deformación permanente debido a que se encuentra en el rango elástico y la clase de daño seria de un nivel I a II según la JBDPA del 2015.
- En un sismo Ocasional Tr=225 años el factor de reducción de capacidad sísmica esta entre η=0.85 a 0.96, con el desplazamiento máximo del ciclo la estructura sufriría deformación permanente debido a que sobrepaso el rango elástico, la clase de daño seria de un nivel I I a II según la JBDPA del 2015.
- En un sismo Raro Tr=475 años el factor de reducción de capacidad sísmica esta entre η=0.77 a 0.68, con el desplazamiento máximo del ciclo la estructura sufriría deformación permanente debido a que sobrepaso el rango elástico, la clase de daño seria de un nivel II según la JBDPA del 2015.
- En un sismo Muy Raro Tr=2500 años el factor de reducción de capacidad sísmica esta entre η=0.00 a 0.10, con el desplazamiento máximo del ciclo la estructura sufriría deformación permanente debido a que sobrepaso el rango elástico, la clase de daño seria de un nivel IV a V según la JBDPA del 2015.
- De la evaluación visual rápida con la metodología de la NEC 2015 realizada con el formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica da un S=4.70, este valor representa que es una estructura de baja vulnerabilidad teniendo una buena puntuación según los parámetros, actualmente la no presenta grietas o fisuras en sus elementos estructurales y no estructurales.
- El coeficiente irregularidad en planta de la estructura tiene dos castigos, por retrocesos excesivos en las esquinas y por no tener ejes estructurales no paralelos $\emptyset_p = 0.90x0.90 = 0.81$.
- La edificación sin reforzar se calcula el Índice de capacidad sísmica residual *R y* se concluye que las tres primeras plantas tendrían un daño severo en un evento sísmico de diseño, debido al esfuerzo de corte de columna $\boldsymbol{\tau_C}$ es de 18.84kg/cm2.

- La edificación reforzada con perfilería metálica se calculó el Índice de capacidad sísmica residual *R* y se concluye que en los cinco plantas tendría un daño ligero en un evento sísmico de diseño, debido al esfuerzo de corte de columna $\boldsymbol{\tau_C}$ es de 38.11kg/cm2.
- Con el análisis modal se determinó que la estructura reforzada en el primer modo de vibración se obtuvo 51.58% mayor al 30% de Movimiento traslacional, se concluye que tiene torsión el edificio este valor no se consideró la mampostería.
- En el análisis modal cumple con la acumulación de masas, debido a que se produce entre el modo 5 y 7 la acumulación del 90% en ambas direcciones horizontales.
- La estructura reforzada no cumple con el control del cortante basal dinámico debe ser mayor o igual al 85% del cortante basal estático para estructuras irregulares, en este caso el valor en el sentido X y Y resulto de 82.20%.
- La deriva en el sentido X cumple con el 2.00%, pero en el sentido Y llega a 3.20% no cumple lo solicitado en la NEC-2015, correspondiente al nivel N: +5.76 de la estructura.
- Según la tabla 38 en un sentido Y las derivas de piso no cumplen, es el sentido crítico en un comportamiento sísmico.
- Con el análisis estático no lineal, se determina la curva de capacidad para cada dirección de análisis, se concluye que el edificio con el espectro de diseño Raro Tr=475 años tiene un nivel de desempeño sísmico en rango de seguridad de vida .
- En un sismo Frecuente Tr=72 años el costo de reparación podría ser de 3413.89 USD americanos equivalente a 1.35% del costo total de reemplazo de la edificación (253,658.048 USD).
- En un sismo Ocasional Tr=225 años el costo de reparación alcanzar a 33,382.61 USD americanos equivalente al 13.16% del costo total de la edificación (253,658.048 USD).
- En un sismo Raro Tr=475 años el costo de reparación podría alcanzar a 139,129.73 USD americanos equivalente a 18.73% del costo total de reemplazo de la edificación (253,658.048 USD).

- En un sismo Muy Raro Tr=2500 años el costo de reparación podría llegar a 253,658.05 USD americanos equivalente a 89.88% del costo total de reemplazo de la edificación (253,658.048 USD).
- Los costos en rehabilitación o mantenimiento por medio del FEMA P-58 se concluye, actualmente en un evento frecuente, ocasional hasta el raro se recomienda repararlo, pero en un evento sísmico muy raro el costo se asemeja al valor actual de la estructura y se recomienda derrocarlo.

5.2. Recomendaciones

- A los propietarios del edificio se recomienda que la estructura se realicen mantenimientos y control de los elementos estructurales de acero como vigas y diagonales por la corrosión.
- Para poder obtener valores reales al estudio se sugiere estimar los periodos naturales de vibración del edificio.
- Al trabajo realizado se sugiere considerar las metodologías para adaptar a la realidad ecuatoriana debido a que la base de datos de fragilidad y consecuencias que facilita el FEMA P-58 está direccionada a los EE.UU., los resultados obtenidos no son confiables por la realidad y factores zonales del programa PACT.

5.3. Bibliografía

[1] K. Marder, K. J. Elwood, C. J. Motter, and G. C. Clifton, “Post-earthquake assessment of moderately damaged reinforced concrete plastic hinges,” *Earthq. Spectra*, vol. 36, no. 1, pp. 301–315, Feb. 2020, doi: 10.1177/8755293019878192.

[2] S. Alcocer *et al.*, “Guía técnica para la rehabilitación sísmica de edificios escolares de la Ciudad de México,” *Secr. Obras y Serv. la Ciudad México*, vol. 1, p. 202, 2019.

[3] M. De, D. Urbano, V. Guía, and D. E. Diseño, “Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015,” *Norma Ecuatoriana la*

Construcción, p. 185, 2015.

[4] Norma Ecuatoriana de la Construcción, *NEC-SE-RE - Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras*, vol. 1. 2014.

[5] F. J. Crisafulli, “Diseño sismorresistente de construcciones de acero,” *Marzo*, p. 214, 2018, [Online]. Available: http://www.alacero.org/es/page/publicaciones/diseno-sismorresistente-de-construcciones-de-acero.

[6] R. Medina and J. Music, “Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena,” *Obras y Proy.*, no. 23, pp. 63–77, 2018, doi: 10.4067/s0718-28132018000100063.

[7] R. Jose, B. Meza, A. Enrique, and H. Reyes, “COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE EDIFICACIONES REFORZADAS CON ÁNGULOS Y PLATINAS DE ACERO PARA MEJORAR SU CAPACIDAD DE SOPORTE.”

[8] F. Alfonita, “COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE EDIFICACIONES REFORZADAS CON ÁNGULOS Y PLATINAS DE ACERO PARA MEJORAR SU CAPACIDAD DE SOPORTE,” *Comput. Ind. Eng.*, vol. 2, no. January, p. 6, 2018, [Online]. Available: http://ieeeauthorcenter.ieee.org/wp-content/uploads/IEEE-Reference-Guide.pdf%0Ahttp://wwwlib.murdoch.edu.au/find/citation/ieee.html%0Ahttps://doi.org/10.1016/j.cie.2019.07.022%0Ahttps://github.com/ethereum/wiki/wiki/White-Paper%0Ahttps://tore.tuhh.de/hand.

[9] G. G. Deierlein, A. M. Reinhorn, and M. R. Willford, “Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design,” *NEHRP Seism. Des. Tech. Br. No. 4*, no. 4, pp. 1–32, 2010, [Online]. Available: www.curee.org.

[10] O. A. López and G. Del Re Ruíz, “Evaluación de los métodos de análisis estático nolineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporticadas de concreto armado,” *Bol. Tec. Bull.*, vol. 46, no. 3, pp. 1–28, 2008.

[11] S. Chilan, “DISEÑO DE UN AMORTIGUADOR HISTERÉTICO EN FORMA DE U,” *La Evasión Tribut. E Incid. En La Recaud. Del Impuesto a La Renta*

Pers. Nat. En La Prov. Del Guayas, Periodo 2009-2012, no. PROYECTO DE FACTIBILIDAD TÉCNICA, ECONÓMICA Y FINANCIERA DEL CULTIVO DE OSTRA DEL PACÍFICO EN LA PARROQUIA MANGLARALTO, CANTÓN SANTA ELENA, PROVINCIA DE SANTA ELENA, p. 136, 2016.

[12] MIDUVI, "Manual para la Regulacion de Procesos Constructivos," in *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda*, vol. primera ed, 2019, pp. 1–232.

[13] E. E. G. Pablo M. Barlek Mendoza, "CAPACIDAD SÍSMICA RESIDUAL DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES RESIDUAL," no. 1, 2016.

[14] M. Maeda, K. Matsukawa, and Y. Ito, "Revision of guideline for post-earthquake damage evaluation of RC buildings In Japan," *NCEE 2014 - 10th U.S. Natl. Conf. Earthq. Eng. Front. Earthq. Eng.*, pp. 1–12, 2014, doi: 10.4231/D3959C81P.

[15] D. Scotta, B. Mendoza, P. Mariano, A. De Los Ángeles, and E. E. Galíndez, "Fundamentos para una metodología de evaluación post-sísmica en la república Argentina," *24 Jornadas Argentinas Ing. Estructural*, p. 20, 2016.

[16] C. E. C. HERNÁNDEZ, "METODO PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO EN MEXICO," BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA, 2021.

[17] R. R. Dario and F. D. E. C. E. Ingenierías, "'Evaluación Y Rehabilitación Sísmica Del Edificio De Concreto Reforzado De Dos Niveles Instituto Central "Doctor Carlos Vega Bolaños", Bajo La Norma Japonesa, Ubicado En La Ciudad De Masaya, En El Año 2020'.," p. 102, 2020.

[18] Comité ACI 318, "Reglameto de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)." p. 688, 2019.

[19] Jica, "Manual for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings," *Building Research Institute, Japan.* 2015.

[20] S. Akkar, · Alper, I. · Caglar Goksu, and M. Erdik, *Advances in Assessment*

and Modeling of Earthquake Loss. .

[21] G. Aveiga and J. Carvajal, *Análisis de pérdidas y estimación de daños utilizando la herramienta PACT del FEMA P58, en una edificación ubicada en la ciudad de Quito.* 2018.

[22] T. Rachman, “Evaluación sísmica basada en desempeño según FEMA P-58 del Hospital General Docente Ambato,” *Angew. Chemie Int. Ed. 6(11), 951–952.*, pp. 10–27, 2018.

[23] Norma Ecuatoriana de la Construcción, *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC: NEC-SE-DS - Peligro sísmico Diseño sismoresistente*. 2015.

[24] T. A. T. Council, *FEMA 306 Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings basic procedures manual*. 1998.

[25] FEMA P58-6, “Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Buildings,” *Fema P-58-6*, vol. 6, no. December, p. 92, 2018, [Online]. Available: https://www.fema.gov/media-library/assets/documents/90380.

[26] R. Aguiar and R. Alicia, *Microzonificación sísmica de Ambato*. 2018.

[27] C. Medina and S. Medina, “Coeficiente Irregularidad en Planta a partir del Análisis de Torsión en Estructuras Irregulares,” *Rev. Politécnica*, vol. 39, no. 2, pp. 51–60, 2017.

5.4. Anexos

5.4.1. Informe ensayos esclerómetros

ING. ANDRES O. MANOTOA S.
ESTUDIOS DE INGENIERIA CIVIL
andresmanot@yahoo.es
Tel.: 0992743467

AM Ingeniero Civil

ENSAYOS ESCLEROMETRICOS
NORMA ASTM C- 805

PROYECTO: Residencia de la Sra. Vargas María Teresa
SOLICITA: Sra. Vargas María Teresa
UBICACIÓN: Cantón Ambato
CONSTRUYE: Ing. Francisco Cisneros

Especificación 210 Kg/cm2
INF. #
FECHA DE ENSAYO: 20 – 01 – 2018

Item	UBICACIÓN	X media	Correc	Total	Edad	f´c	f´c correg.	% f´c
1	COLUMNA B4 nivel1	35.2	1.0	35.2	317	210	210	100
2	COLUMNA B4 nivel2	37.0	1.0	37.0	317	217	217	103
3	COLUMNA B4 nivel3	42.0	1.0	42.0	317	230	230	110
4	COLUMNA B4 nivel4	37.0	1.0	37.0	317	218	218	104
5	VIGA EJE B nivel 1	38.0	1.0	38.0	317	220	220	105
6	VIGA EJE B nivel 2	37.0	1.0	37.0	317	220	220	105
7	VIGA EJE B nivel 3	38.0	1.0	38.0	317	216	216	103
8	VIGA EJE B nivel 4	28.0	1.0	28.0	317	225	225	107

Observación: f´c resistencia superficial del elemento.
Esclerómetro tipo N Proceq
Las muestras de los cilindros para roturas de compresion se recomienda a tomar a la mitad del vaciado del mixer

Ing. Andrés Manotoa.
ING. CIVIL.

ENSAYOS DE LABORATORIO
ING. CIVIL ANDRES MANOTOA
REG. SENESCYT. 1010-2016-1725099

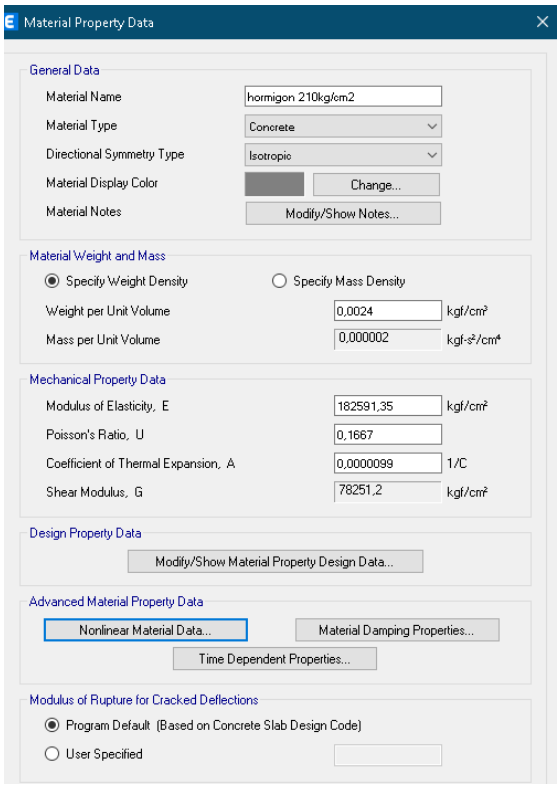
ENSAYOS ESCLERÓMETROS

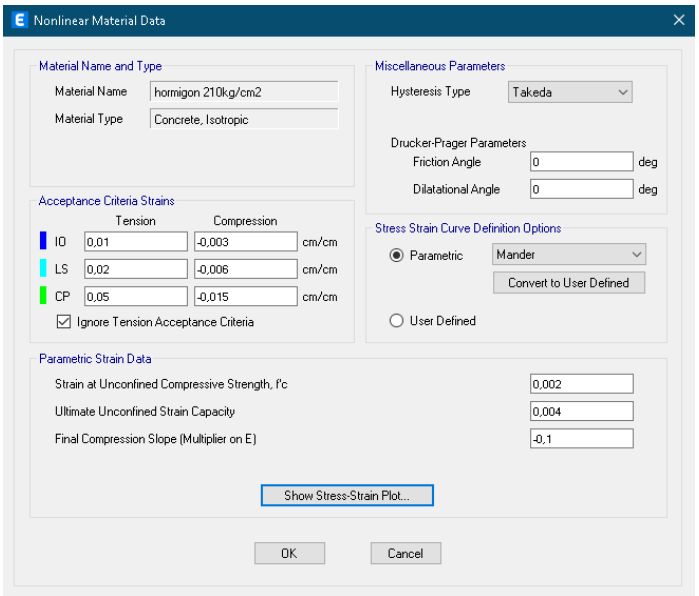
PROYECTO: Residencia de la Sra. Vargas María Teresa

5.4.2. Tipo de materiales ingresados en software de análisis estructural

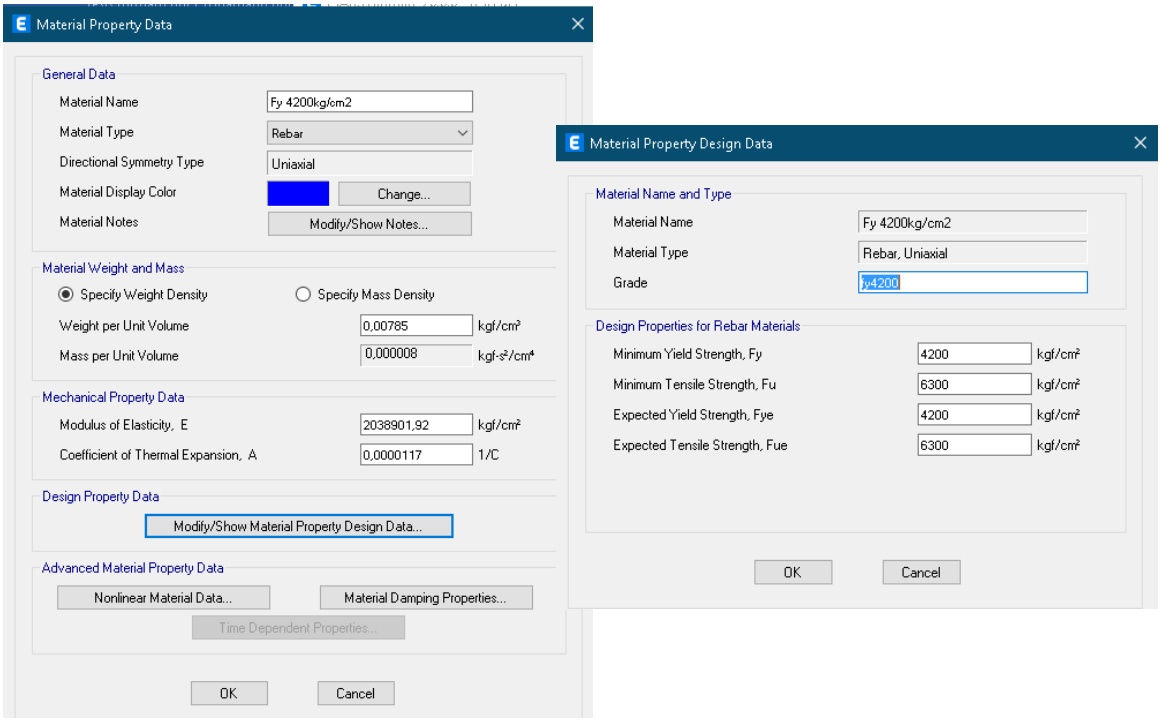
- Hormigón de 210kg/cm2

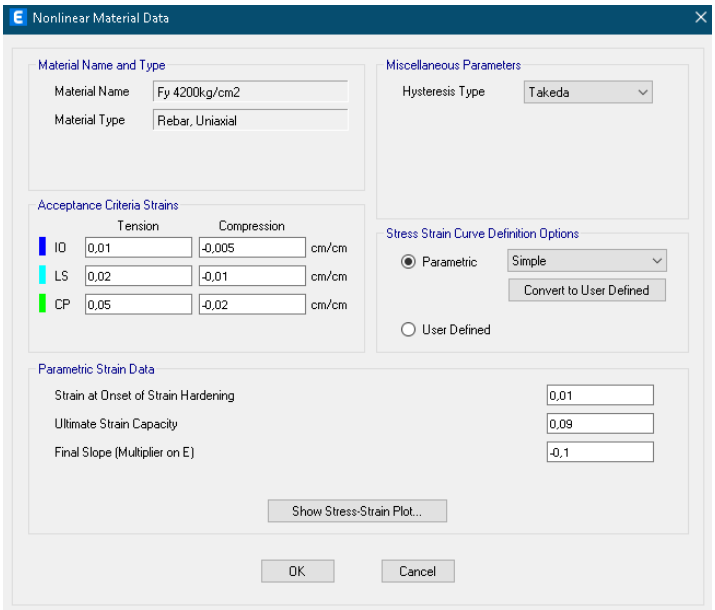
Para la calidad del hormigón se utiliza un Módulo de elasticidad E=12600x$\sqrt{f'c}$.



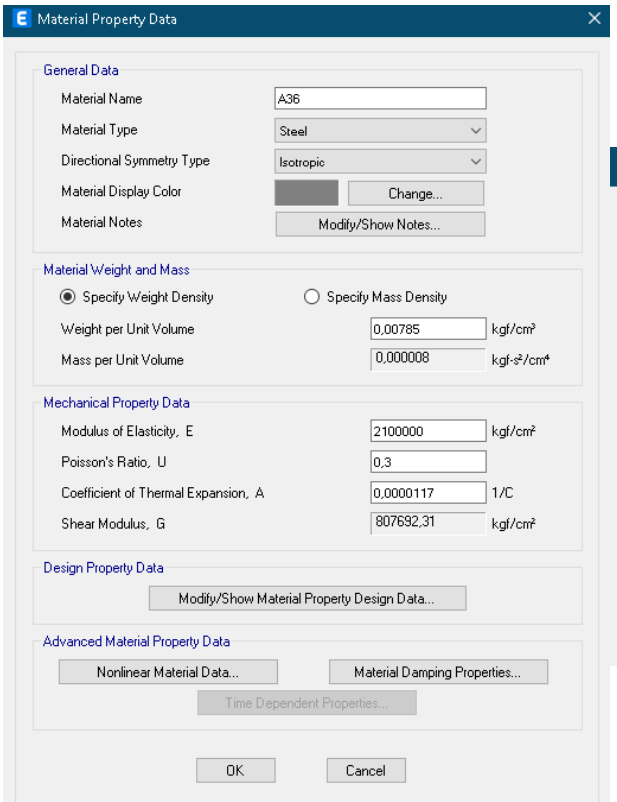


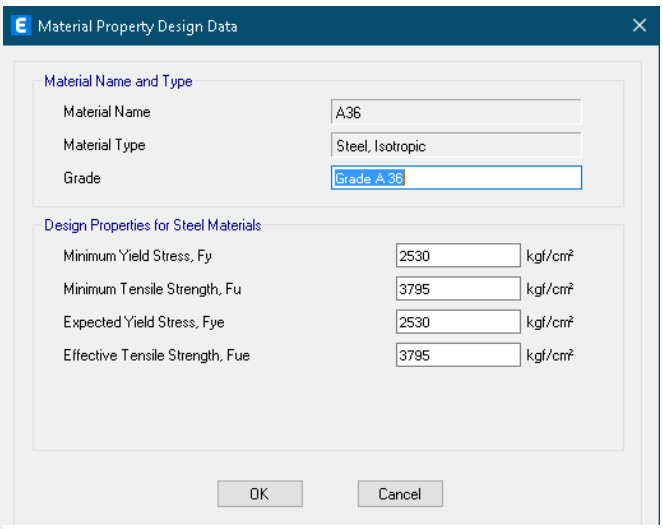
- Acero en barras fy=4200kg/cm2

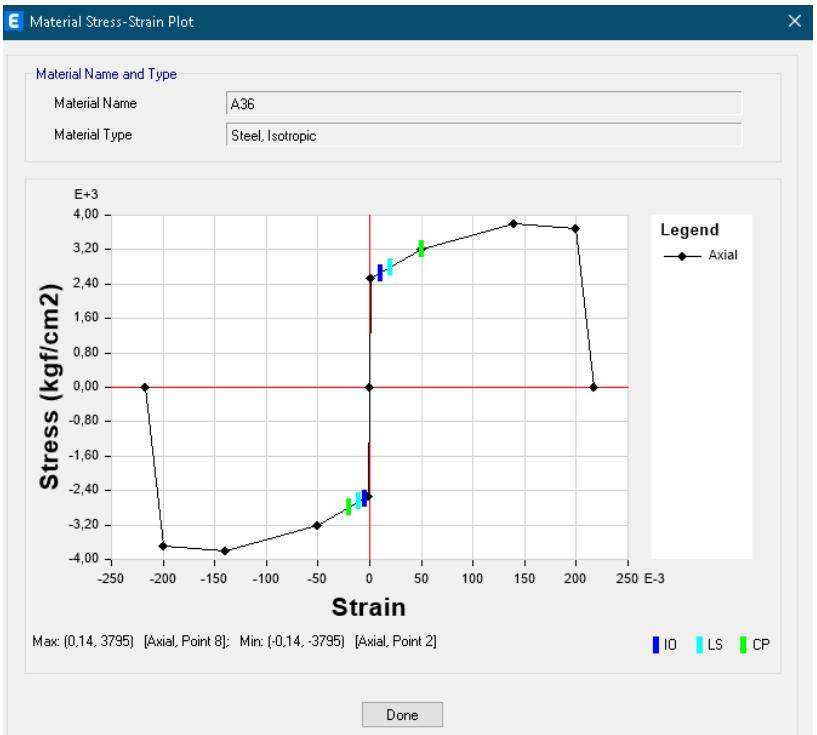




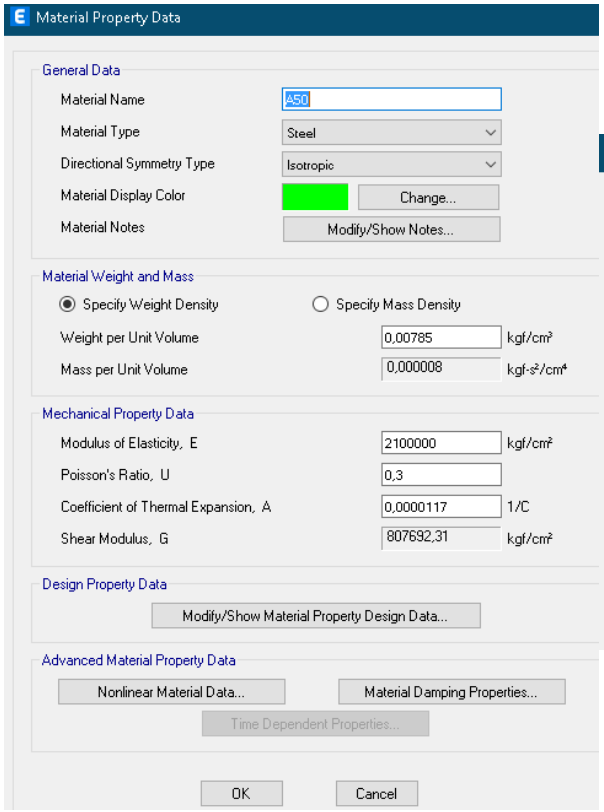
- Acero estructural A36

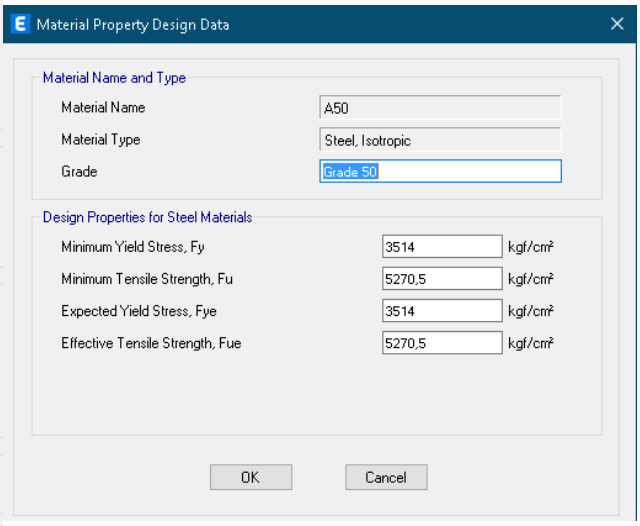


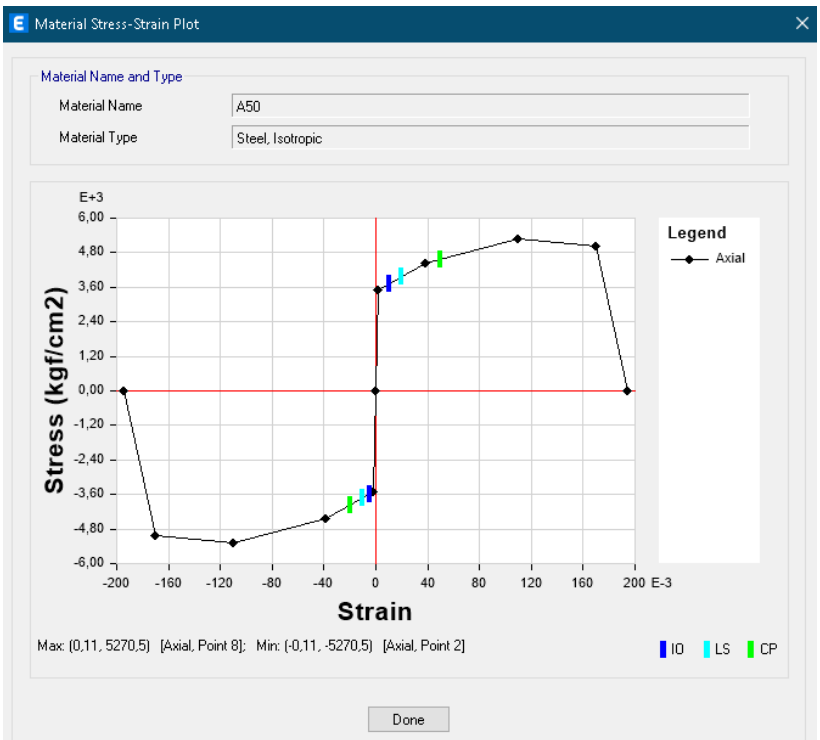




- Acero estructural A50

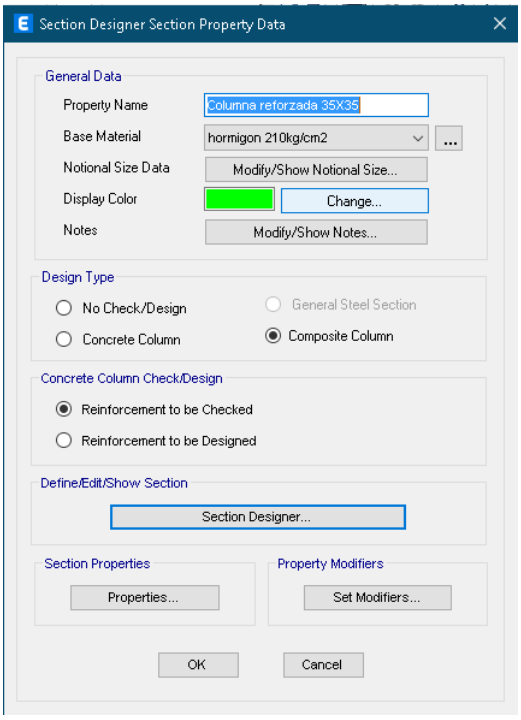


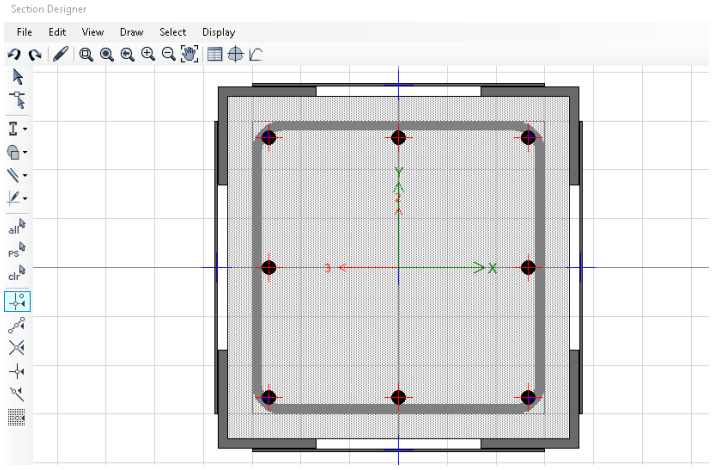


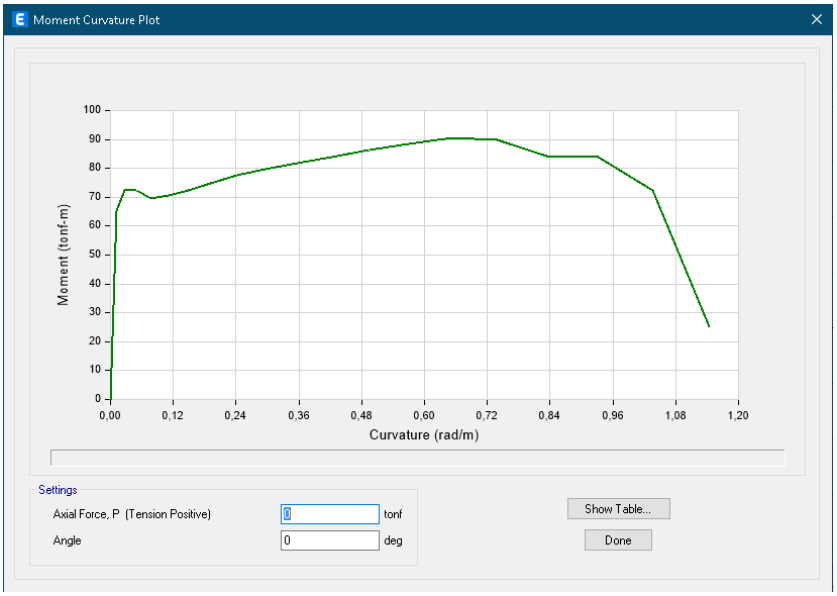


5.4.3. Sección de elementos estructurales

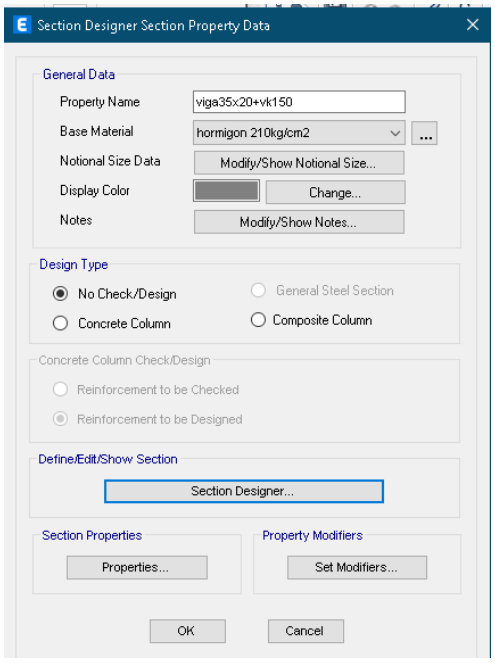
Columnas

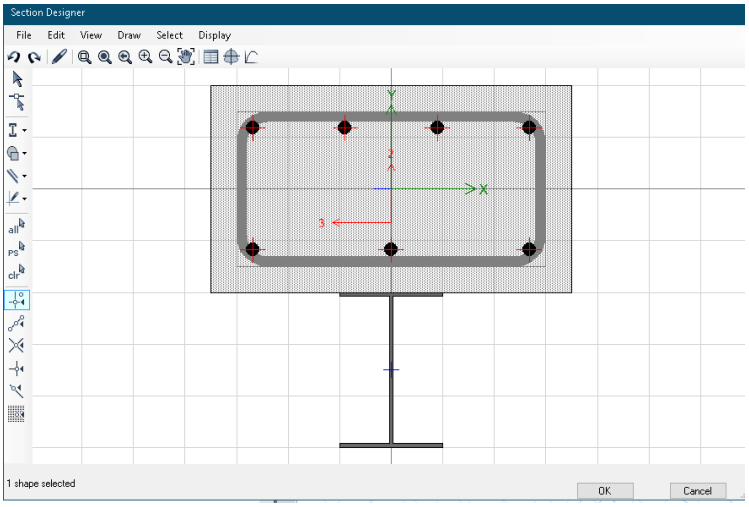


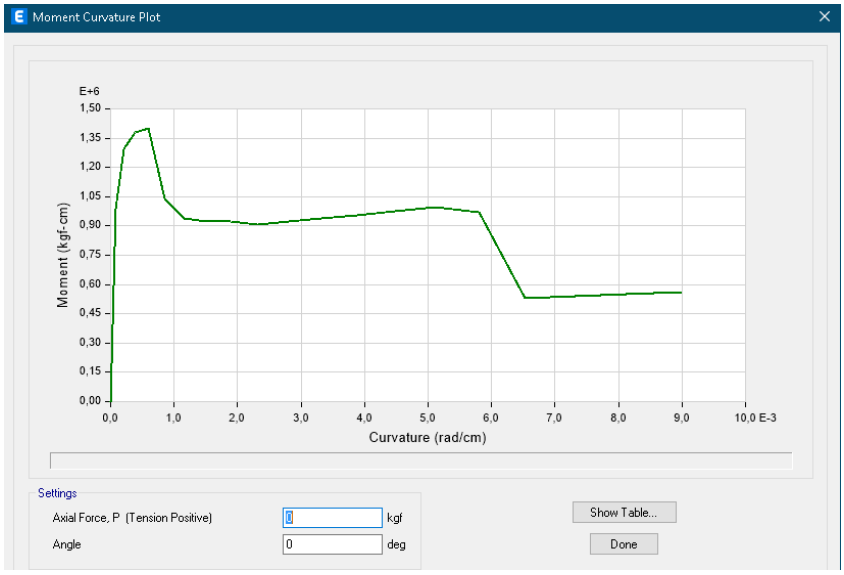




Vigas

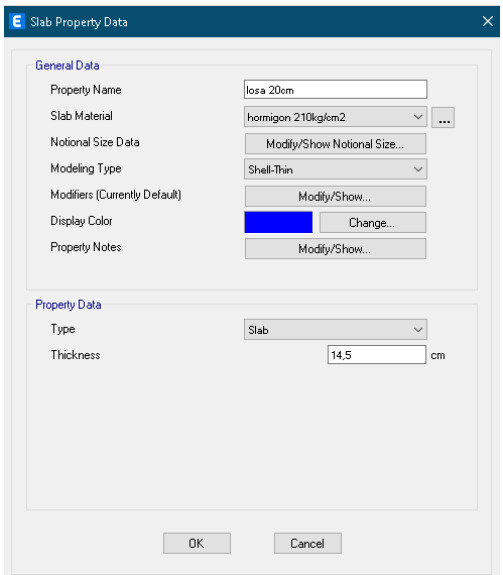

Section Designer Section Property Data
General Data
Property Name
viga35x20+vk150
Base Material
hormigon 210kg/cm2
Notional Size Data
Modify/Show Notional Size...
Display Color
Change...
Notes
Modify/Show Notes...
Design Type
No Check/Design
General Steel Section
Concrete Column
Composite Column
Concrete Column Check/Design
Reinforcement to be Checked
Reinforcement to be Designed
Define/Edit/Show Section
Section Designer...
Section Properties
Properties...
Property Modifiers
Set Modifiers...
OK
Cancel


Section Designer
File
Edit
View
Draw
Select
Display
Y
X
2
3
1 shape selected
OK
Cancel

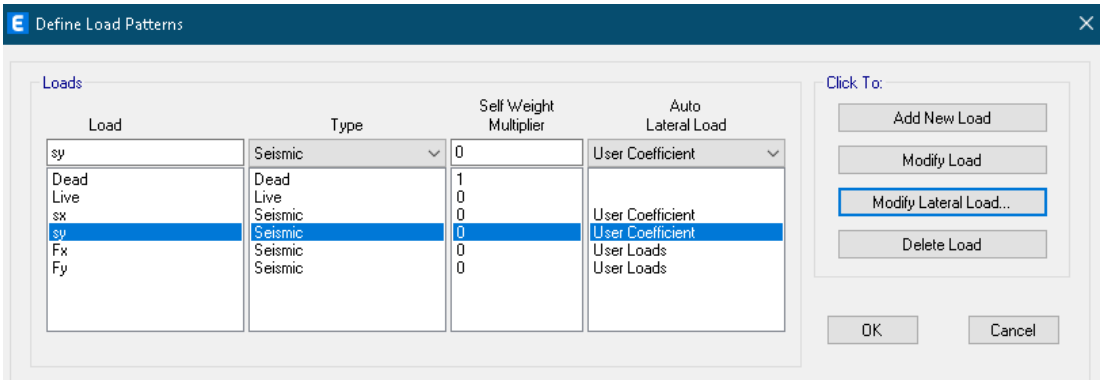

Moment Curvature Plot
E+6
1,50
1,35
1,20
1,05
0,90
0,75
0,60
0,45
0,30
0,15
0,00
Moment (kgf-cm)
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
8,0
9,0
10,0 E-3
Curvature (rad/cm)
Settings
Axial Force, P (Tension Positive)
0
kgf
Angle
0
deg
Show Table...
Done

Losas

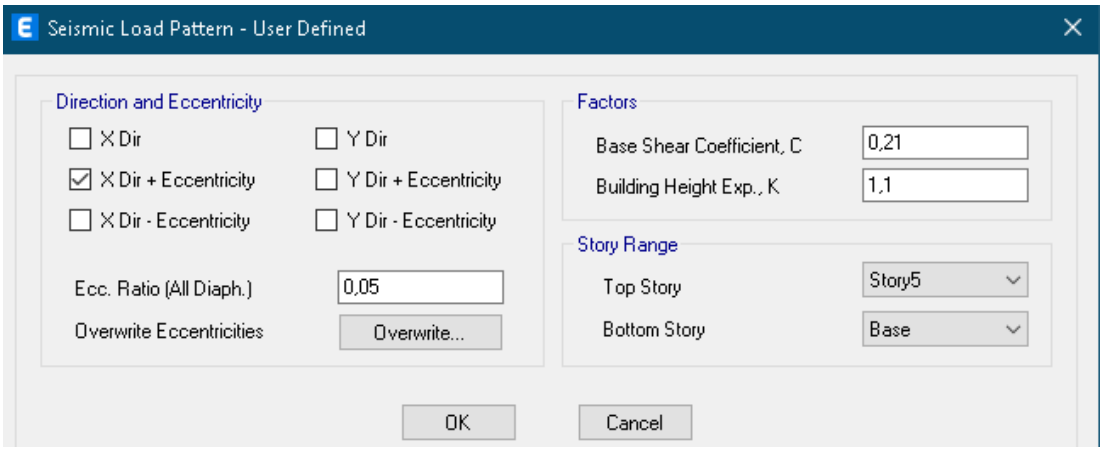
Las losas existentes son de 20cm de espesor, la define como tipo Shell y de tipo Slab con la inercia equivalente de 14.50cm



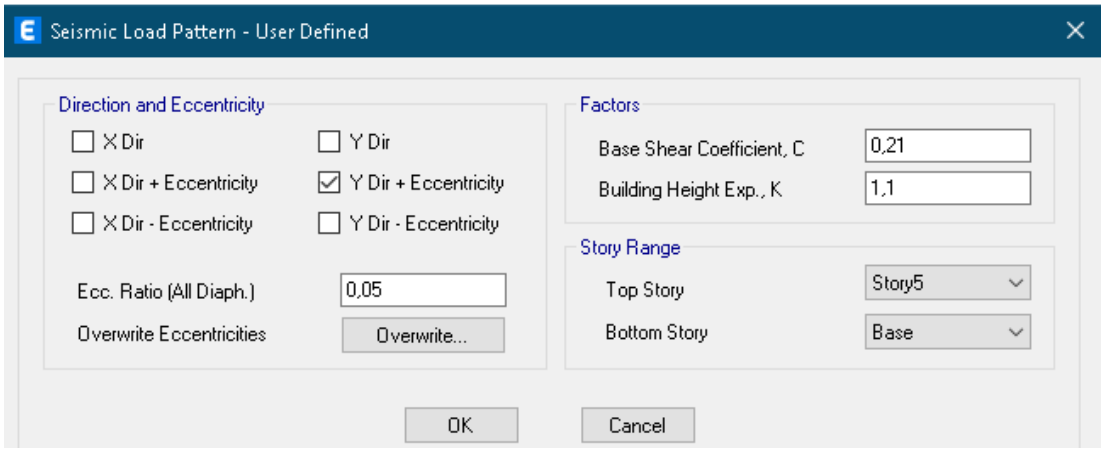
Tipos de patrones de carga



Factores de carga sísmica X



Factores de carga sísmica Y

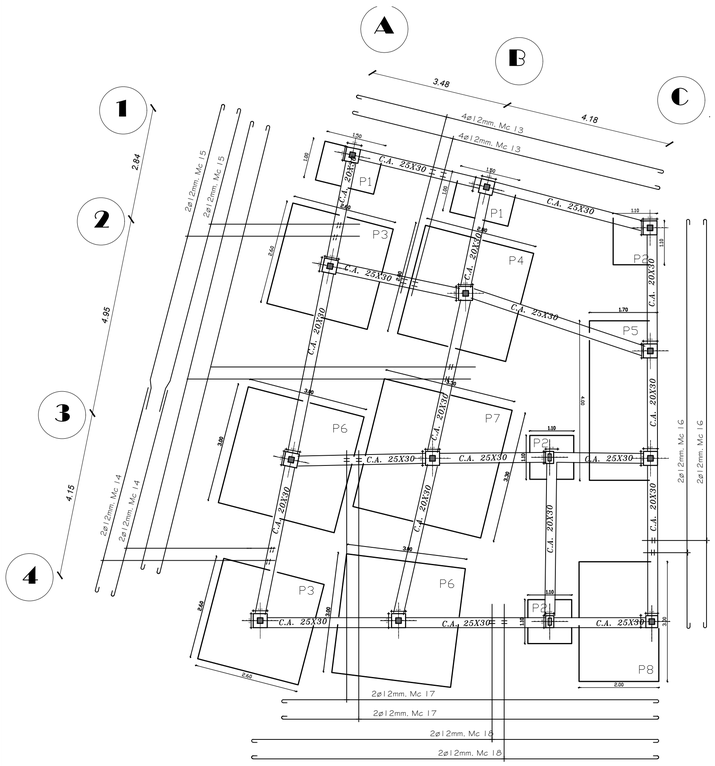


5.4.4. Reparación y ejecución en obra

Detalle de encamisado tipo de Columnas

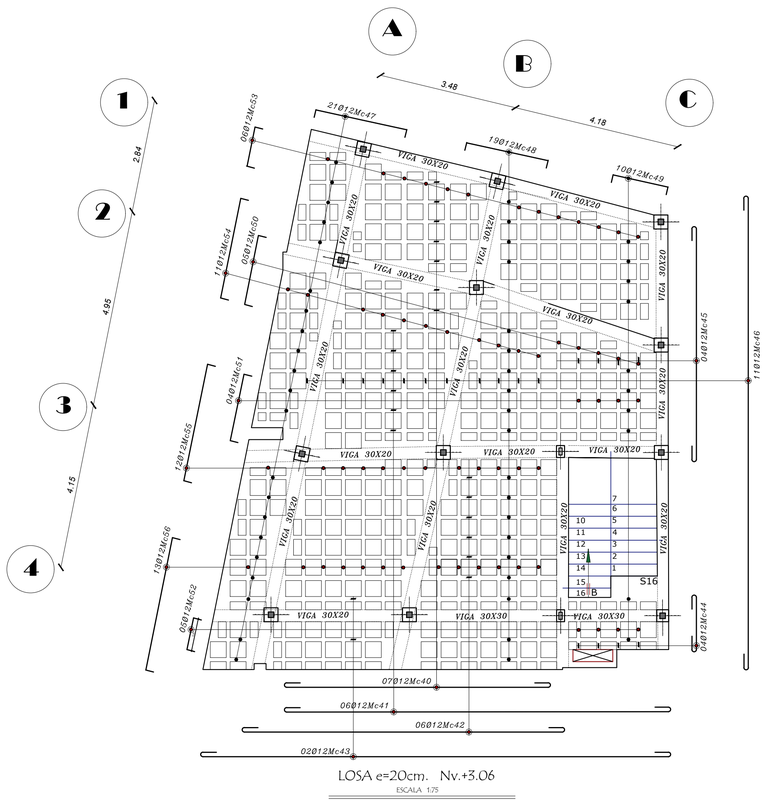
Detalle de encamisado tipo de Columnas, Diagonales y vigas sobrepuestas

Trabajo concluido



PLANTA DE CIMENTACION

ESCALA 1:75

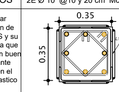
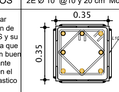
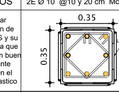
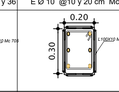


LOSA e=20cm. Nv.+3.06

ESCALA 1:75

CUADRO DE COLUMNAS ESTRUCTURA MIXTA

Diseño Resistente a Sismos. ESCALA 1:20

+14.58	COLUMNA	13 Columnas A1,A2,A3,A4,B1,B2,B3,B4,C1,C2,C3,C4
	SECCION	0.35 X 0.35
	ARMADURA	8Ø14 Mc 30 4L 100X10 Mc 705
	ESTRIBOS	2E Ø 10 @10 y 20 cm Mc 35 y 36
	Respetar colocacion de ESTRIBOS y su diametro ya que aseguran un buer diseño ante sismos en el rango inelastico	
+11.70	COLUMNA	13 Columnas A1,A2,A3,A4,B1,B2,B3,B4,C1,C2,C3,C4
	SECCION	0.35 X 0.35
	ARMADURA	8Ø14 Mc 30 4L 100X10 Mc 705
	ESTRIBOS	2E Ø 10 @10 y 20 cm Mc 35 y 36
	Respetar colocacion de ESTRIBOS y su diametro ya que aseguran un buer diseño ante sismos en el rango inelastico	
+3.06	COLUMNA	13 Columnas A1,A2,A3,A4,B1,B2,B3,B4,C1,C2,C3,C4 / 1 Columna C3
	SECCION	0.35 X 0.35 / 0.20 X 0.30
	ARMADURA	8Ø14 Mc 30 4L 100X10 Mc 705 / 6Ø14 Mc 32 4L 100X10 Mc 705
	ESTRIBOS	2E Ø 10 @10 y 20 cm Mc 35 y 36 / E Ø 10 @10 y 20 cm Mc 37
	Respetar colocacion de ESTRIBOS y su diametro ya que aseguran un buer diseño ante sismos en el rango inelastico	 / 
Nv. Fund.	NOTAS:	*Verificar Niveles de fundación en Obra, según arquitectónico* / *Verificar Niveles de fundación en Obra, según arquitectónico*

PLANILLA DE HIERRO

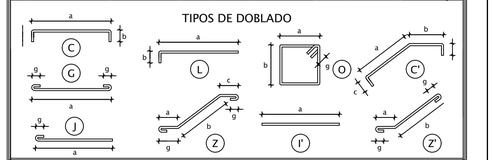
ACERO CORRUGADO

Mc	Tipo	∅	Nº	Dimensiones a	b	c	d	Gancho	LONGITUD DESARR.	LONG. TOTAL	VARILLA COMERCIAL LONG	Nº	OBSERVACIONES
ZAPATAS AISLADAS													
1	G	12	24	0,85				2 x 0,20	1,25	30,00	12	2,5	
2	G	12	16	1,35				2 x 0,20	1,75	28,00	12	2,3	
3	G	12	48	0,95				2 x 0,20	1,35	64,80	12	5,4	
4	G	14	76	2,45				2 x 0,20	2,85	216,60	12	18,1	
5	G	14	44	1,06				2 x 0,20	1,46	64,24	12	5,4	
6	G	16	134	2,85				2 x 0,20	3,25	435,50	12	33,8	
7	G	16	54	3,15				2 x 0,20	3,55	191,70	12	16,0	
8	G	14	22	1,85				2 x 0,20	2,25	49,50	12	4,1	
9	G	14	15	2,85				2 x 0,20	3,25	48,75	12	4,1	
10	G	12	20	3,85				2 x 0,20	4,25	85,00	12	7,1	
11	G	16	15	1,55				2 x 0,20	1,95	29,25	12	2,4	
12	O	12	20			2 X 1,60		2 x 0,15	3,50	70,00	12	5,8	
CADENAS DE AMARRE													
13	C	12	8	7,79	2 X 0,20				8,19	65,52	12	5,4	
14	C	12	4	5,31	2 X 0,20				5,71	22,84	12	1,9	
15	C	12	4	7,10	2 X 0,20				7,50	30,00	12	2,5	
16	C	12	4	10,18	2 X 0,10				10,38	41,52	12	3,5	
17	C	12	4	9,39	2 X 0,20				9,79	39,16	12	3,3	
18	C	12	4	10,18	2 X 0,20				10,58	42,32	12	3,5	
20	O	10	360		2 X 0,20	2 X 0,25		2 X 0,07	0,40	144,00	12	12,0	
COLUMNAS													
30	L	14	96	6,50	1 X 0,50				7,00	672,00	12	56,0	
31	L	14	96	8,08	1 X 0,50				8,58	823,68	12	68,6	
32	L	14	12	6,50	1 X 0,50				7,00	84,00	12	7,0	
33	L	14	12	8,08	1 X 0,50				8,58	102,96	12	8,6	
35	O	10	1238		2 X 0,30	2 X 0,30		2 X 0,07	0,60	743,40	12	62,0	
36	O	10	1238		2 X 0,20	2 X 0,20		2 X 0,07	0,40	495,60	12	41,3	
37	O	10	232		2 X 0,15	2 X 0,25		2 X 0,05	0,30	69,60	12	5,8	
LOSA e=20cm Nv. +3.06													
40	G	12	7	6,51				2 X 0,10	6,71	47,39	12	3,9	
41	G	12	6	9,58				2 X 0,10	9,78	58,68	12	4,9	
42	G	12	6	7,98				2 X 0,10	8,18	49,08	12	4,1	
43	G	12	2	11,55				2 X 0,10	11,75	23,50	12	2,0	
44	G	12	4	1,31				2 X 0,10	1,51	6,04	12	0,5	
45	G	12	4	5,78				2 X 0,10	5,98	23,92	12	2,0	
46	G	12	11	11,80				2 X 0,10	11,80	129,80	12	10,8	
47	C	14	21	2,39	2 X 0,10				2,59	53,13	12	4,4	
48	C	14	19	2,09	2 X 0,10				2,29	43,51	12	3,6	
49	C	14	10	1,41	2 X 0,10				1,61	16,10	12	1,3	
50	C	14	5	1,77	2 X 0,10				1,97	9,85	12	0,8	
51	C	14	4	1,39	2 X 0,10				1,60	7,60	12	0,6	
52	C	12	5	0,81	2 X 0,10				1,01	5,05	12	0,4	
53	C	14	6	1,00	2 X 0,10				1,20	7,20	12	0,6	
54	C	14	11	2,55	2 X 0,10				2,75	30,25	12	2,5	
55	C	12	12	2,98	2 X 0,10				3,18	38,16	12	3,2	
56	C	12	13	3,39	2 X 0,10				3,59	46,67	12	3,9	
ESCALERAS													
300	G	12	14	0,86				2 x 0,07	1,00	14,00	12	1,17	
301	O	10	113		2 X 1,20	2 X 0,20		2 X 0,05	2,90	327,70	12	27,3	Verificar en Obra
302	Z	10	20	0,80	0,40	1 X 0,10			1,30	26,00	12	2,17	Verificar en Obra
303	Z	10	14	1,10	2,80	2 X 0,10			4,50	57,40	12	4,78	Verificar en Obra
304	Z	10	58	1,30	2,50	1,05	2 x 0,10		5,05	292,90	12	23,57	Verificar en Obra
305	Z	10	42	1,30	2,10	1,05	2 x 0,10		4,65	195,30	12	16,28	Verificar en Obra

ACERO ESTRUCTURAL A36

Mc	ELEMENTO	TIPO PERFIL	PESO UNITARIO	Nº	LONGITUD DESARROLLO	LONGITUD TOTAL m	PESO TOTAL kg	OBSERV.AC.
RIGIDIZADOR								
705	Columna longitudinal	4L 100X10	18,973	14	14,40	201,8	3825,02	
707	Placilla Columna	358x100x4mm	1,124	560	-		629,51	
						Total=	4454,53	

TIPOS DE DOBLADO



RESUMEN DE HIERRO EN LÁMINA

LONG. COM.	DIÁMETRO DE VARILLAS COMERCIALES 6	8	10	12	14	16	18	20	22	25
9										
12			188.1	86.3	165.7	52.0				
Kg			1392.4	820.1	2402.2	984.6				
qq			30.6	20.24	52.85	21.66				

TOTAL = 125,4 qq. | ACERO fy = 4200 Kg/cm² | CARGA VIVA DE SERVICIO = 200 Kg/m²

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

* El Diseño en Hormigón Estructural cumple con las Especificaciones del A.C.I. 318-08, detalles estructurales se rigen al mismo.
* El Diseño en Perfiles Estructurales cumple con las Especificaciones del A.I.S.C. y A.I.S.I., detalles estructurales se rigen al mismo.
* El Diseño Sismo Resistente cumple con los Requisitos Mínimos del Norma Ecuatoriana de la Construcción N.E.C.-11.

RESUMEN DE ELEMENTOS EN LÁMINA

ELEMENTO	UNIDADES(m3)
Zapatas	26.00
Cadenas	5.50
Columnas	23.18
Losa Nv+3.06	8.30
Gradas	11.30

TRASLAPES

DIÁMETRO mm	plg	LONGITUD cm
10	3/8	40
12	1/2	50
14	5/8	55
16	5/8	65
18	3/4	75
20	3/4	80
22	7/8	90
25	1	100
32	1 ¼	120

RECUBRIMIENTOS

ELEMENTOS	cm
COLUMNAS	2.5
VIGAS	2.5
CIMENTACIONES	7
LOSAS	2.5
INTERPERIE	5

ALIVIANAMIENTOS

10 x 20 x 40	-
15 x 20 x 40	802
20 x 20 x 40	-

HORMIGON f'c = 210 Kg/cm² | TOTAL = 74.28 m3

OBSERVACIONES

1.- El hormigón debe tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f'c = 210 Kg/cm².
2.- El acero debe tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy= 4200 Kg/cm², y el esfuerzo final fu= 6400 Kg/cm².
3.- Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados, de existir nivel freático realizar un estudio de suelo.
4.- Cualquier cambio o modificación en el Diseño Estructural será consultado con el Calculista por escrito.
5.- La capacidad del suelo asumida es de qadm=16,00 T/m².

FRANCISCO CISNEROS
INGENIERO CIVIL
R.M. 2257
E-mail: cisnerosfranciscos@gmail.com Cel.0984740770

PROYECTO: RESIDENCIA DEL SRA. VARGAS MARIA TERESA

CONTIENE: *CIMENTACIONES, COLUMNAS, CADENAS, GRADAS, LOSA Nv+3.08 CORTES Y DETALLES; COLUMNAS METÁLICAS*

ESCALAS *INDICADAS* | LÁMINA ESTRUCTURAL 1 DE 3E

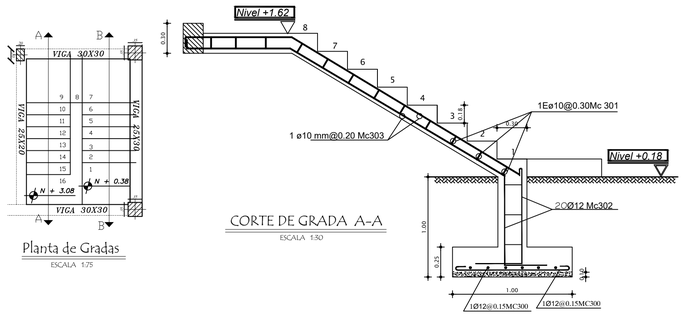
CALCULO ESTRUCTURAL: *ING. FRANCISCO CISNEROS* R.M. 2257

PROPIETARIA: SRA. VARGAS MARIA TERESA C.I. 180124548-9

FEBRERO 2018 FECHA

0958000368 *XAVIER SALINAS* DIBUJO

SELLOS MUNICIPALES

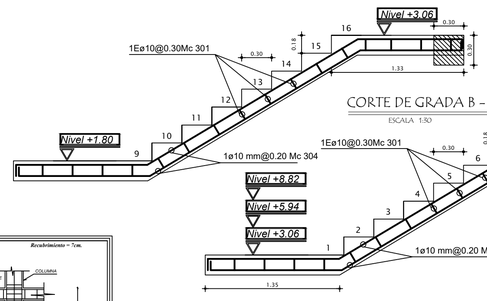


CORTE DE GRADA A-A

ESCALA 1:50

Planta de Gradas

ESCALA 1:75

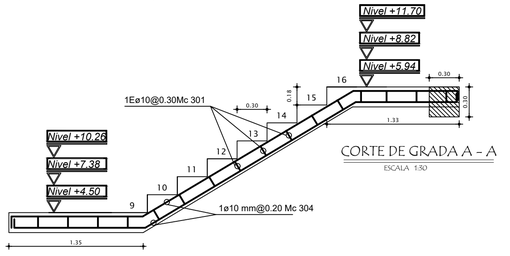


CORTE DE GRADA B - B

ESCALA 1:50

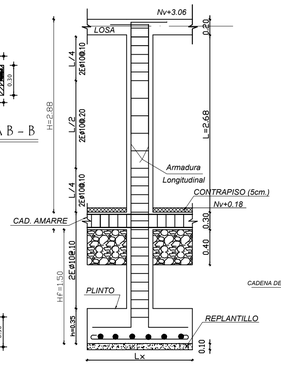
CORTE DE GRADA B - B

ESCALA 1:50



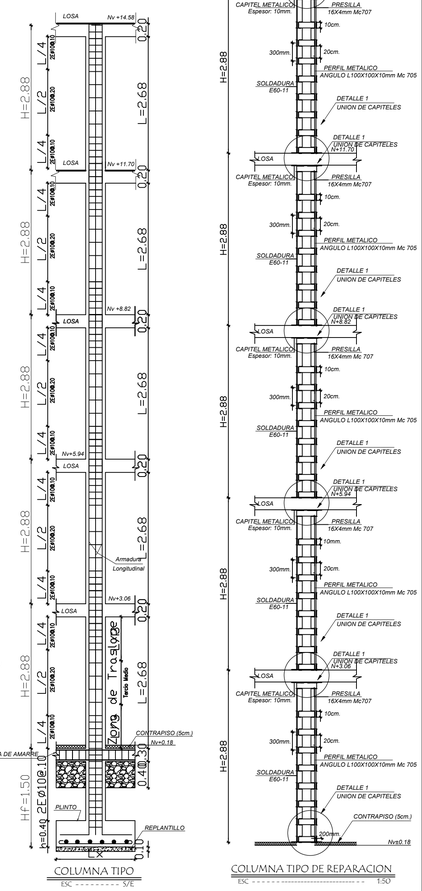
CORTE DE GRADA A - A

ESCALA 1:50



COLUMNA DE ACERO

ESC --------- S/E

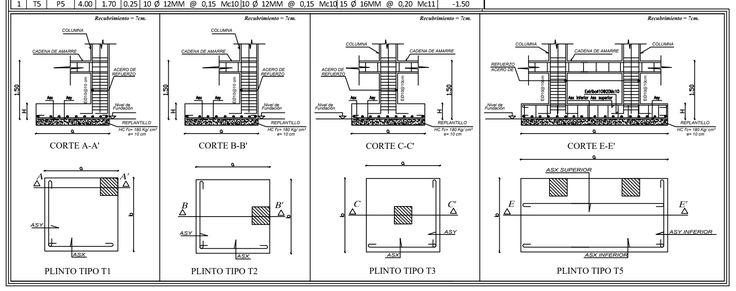


COLUMNA TIPO

ESC --------- S/E

COLUMNA TIPO DE REPARACION

ESC --------- S/E



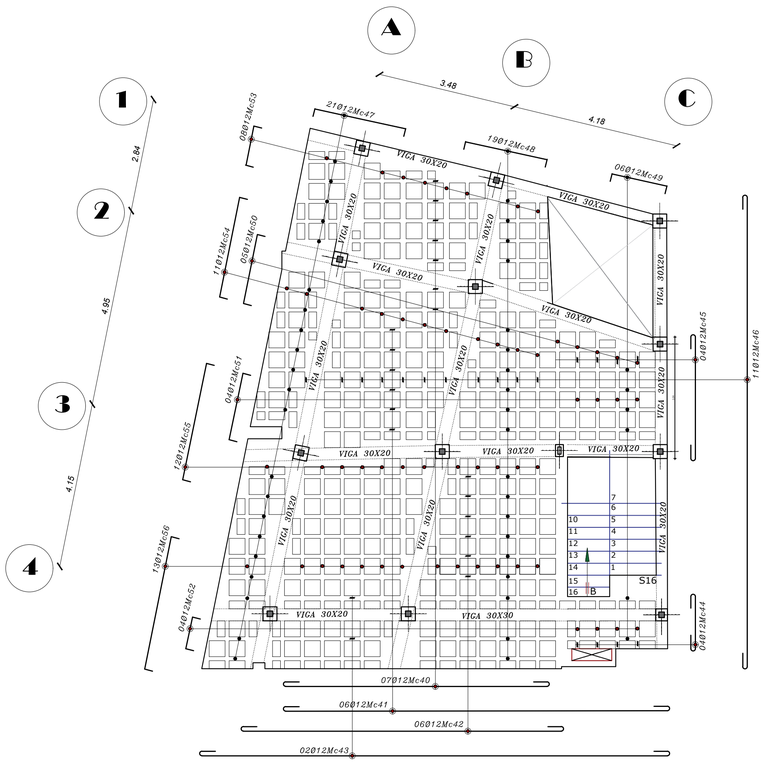
CUADRO DE ZAPATAS AISLADAS

Nº	TIPO	PLINTO	DIMENSIONES (m) A	B	H	ARMADURA Asx	Asy	NIVEL DE FUNDACION
2	T2	P1	1,00	1,50	0,30	12 Ø 12MM @ 0,12 Mc1	8 Ø 12MM @ 0,12 Mc2	-1,50
3	T1	P2	1,10	1,10	0,30	8 Ø 12MM @ 0,15 Mc3	8 Ø 12MM @ 0,15 Mc3	-1,50
2	T3	P3	2,60	2,60	0,35	19 Ø 14MM @ 0,13 Mc4	19 Ø 14MM @ 0,13 Mc4	-1,50
1	T3	P4	2,80	2,80	0,40	22 Ø 14MM @ 0,13 Mc5	22 Ø 14MM @ 0,13 Mc5	-1,50
2	T3	P6	3,00	3,00	0,45	31 Ø 16MM @ 0,11 Mc6	31 Ø 16MM @ 0,11 Mc6	-1,50
1	T3	P7	3,30	3,30	0,45	27 Ø 16MM @ 0,12 Mc7	27 Ø 16MM @ 0,12 Mc7	-1,50
1	T2	P8	2,00	3,00	0,35	22 Ø 14MM @ 0,14 Mc8	15 Ø 14MM @ 0,13 Mc9	-1,50

CUADRO DE ZAPATAS CORRIDAS

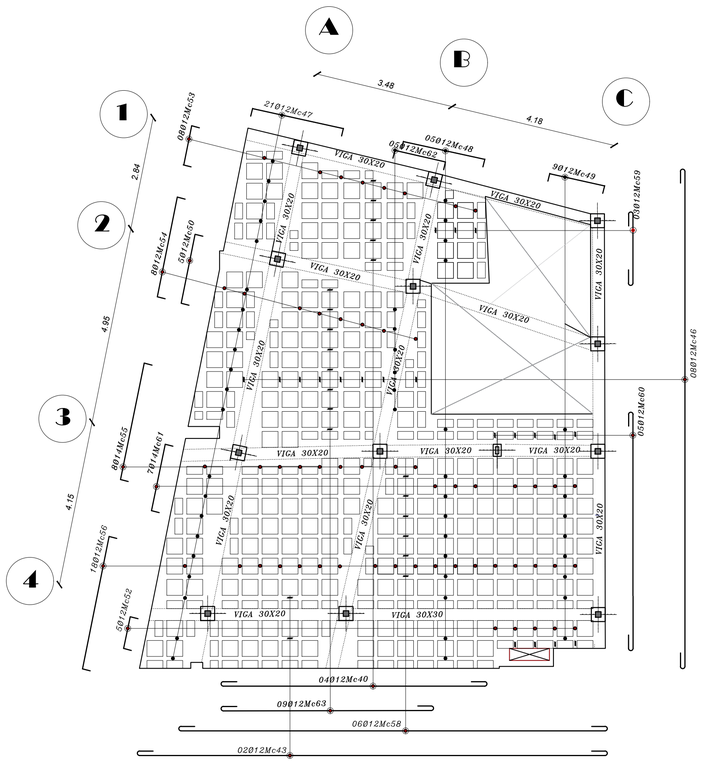
Nº	TIPO	PLINTO	DIMENSIONES (m) A	B	H	ARMADURA Asx(-) Armadura Superior	Asx(+) Armadura Inferior	Asy(+) Armadura Inferior	NIVEL DE FUNDACION
1	T5	P5	4.00	1.70	0.25	10 Ø 12MM @ 0,15 Mc10	10 Ø 12MM @ 0,15 Mc10	15 Ø 16MM @ 0,20 Mc11	-1.50

SIN ---------- ESCALA



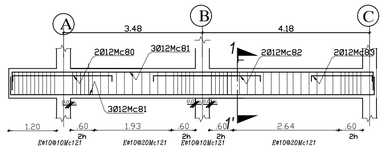
LOSA e=20cm. +Nv +5.94; +Nv +8.82; +Nv11.70

ESCALA 1:75



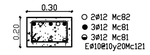
LOSA e=20cm. Nv. 14.58

ESCALA 1:75



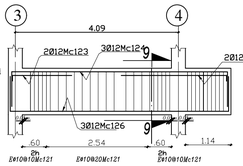
VIGAS EJE 1 Nv.+3.06, Nv.+5.94, Nv.+8.82, Nv.+11.70, Nv.+14.58

ESCALA HORIZONTAL 1/75 ESCALA VERTICAL 1/20



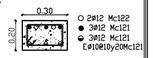
Corte 1-1′

ESCALA 1: 20



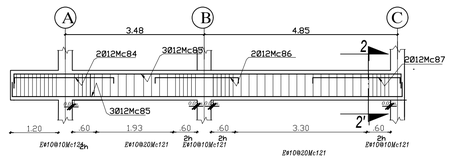
VIGAS EJE C′ Nv.+3.06

ESCALA HORIZONTAL 1/75 ESCALA VERTICAL 1/20



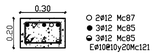
Corte 9-9′

ESCALA 1: 20



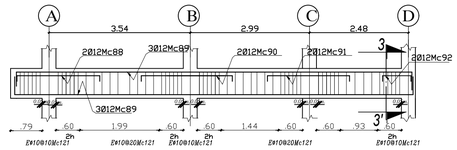
VIGAS EJE 2 Nv.+3.06, Nv.+5.94, Nv.+8.82, Nv.+11.70, Nv.+14.58

ESCALA HORIZONTAL 1/75 ESCALA VERTICAL 1/20



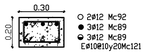
Corte 2-2′

ESCALA 1: 20



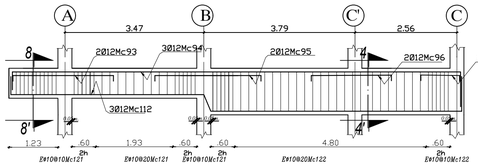
VIGAS EJE 3 Nv.+3.06, Nv.+5.94, Nv.+8.82, Nv.+11.70, Nv.+14.58

ESCALA HORIZONTAL 1/75 ESCALA VERTICAL 1/20



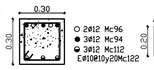
Corte 3-3′

ESCALA 1: 20



VIGAS EJE 4 Nv.+3.06

ESCALA HORIZONTAL 1/75 ESCALA VERTICAL 1/20

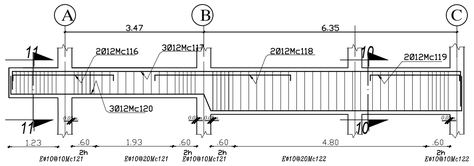


Corte 4-4′

ESCALA 1: 20

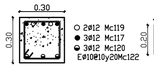
Corte 8-8′

ESCALA 1: 20



VIGAS EJE 4 Nv.+5.94, Nv.+8.82, Nv.+11.70, Nv.+14.58

ESCALA HORIZONTAL 1/75 ESCALA VERTICAL 1/20

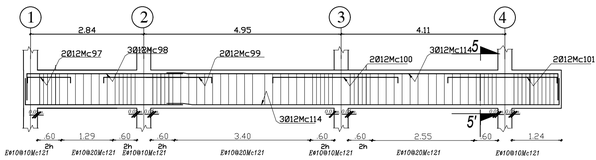


Corte 10-10′

ESCALA 1: 20

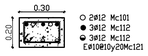
Corte 11-11′

ESCALA 1: 20



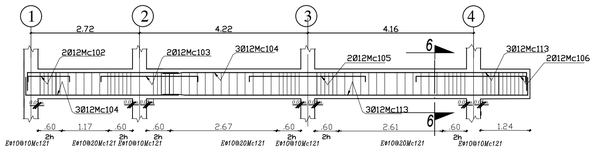
VIGAS EJE A Nv.+3.06, Nv.+5.94, Nv.+8.82, Nv.+11.70, Nv.+14.58

ESCALA HORIZONTAL 1/75 ESCALA VERTICAL 1/20



Corte 5-5′

ESCALA 1: 20

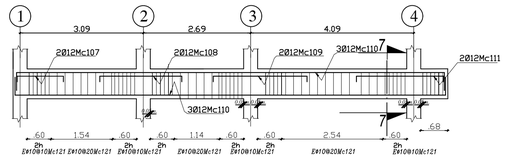


VIGAS EJE B Nv.+3.06, Nv.+5.94, Nv.+8.82, Nv.+11.70, Nv.+14.58

ESCALA HORIZONTAL 1/75 ESCALA VERTICAL 1/20

Corte 6-6′

ESCALA 1: 20



VIGAS EJE C Nv.+3.06, Nv.+5.94, Nv.+8.82, Nv.+11.70, Nv.+14.58

ESCALA HORIZONTAL 1/75 ESCALA VERTICAL 1/20

Corte 7-7′

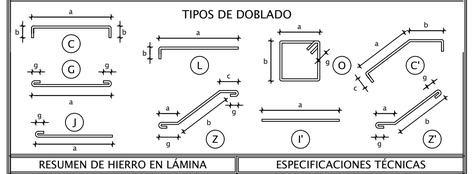
ESCALA 1: 20

PLANILLA DE HIERRO

ACERO CORRUGADO

Mc	Tipo	Ø	Nº	Dimensiones a	b	c	d	Gancho	LONGITUD DESARR.	LONG. TOTAL	VARILLA COMERCIAL LONG	Nº	OBSERVACIONES
									LOSA e=20cm Nv. +5.94, +8.82, +11.70, +14.58				
40	G	12	27	6.57					2 X 0.10	6.77	182.79	12	15.2
41	G	12	24	9.58					2 X 0.10	9.78	234.72	12	19.6
42	G	12	18	7.98					2 X 0.10	8.18	147.24	12	12.3
43	G	12	8	11.55					2 X 0.10	11.75	94.00	12	7.8
44	G	12	12	1.31					2 X 0.10	1.51	18.12	12	1.5
45	G	12	12	5.78					2 X 0.10	5.98	71.76	12	6.0
46	G	12	44	11.60					2 X 0.10	11.80	519.20	12	43.3
47	C	14	84	2.33	2 X 0.10					2.53	212.52	12	17.7
48	C	14	59	2.09	2 X 0.10					2.29	135.11	12	11.3
49	C	14	27	1.41	2 X 0.10					1.61	43.47	12	3.6
50	C	14	20	1.77	2 X 0.10					1.97	39.40	12	3.3
51	C	14	16	1.35	2 X 0.10					1.90	30.40	12	2.5
52	C	12	17	0.81	2 X 0.10					1.01	17.17	12	1.4
53	C	14	37	1.00	2 X 0.10					1.20	44.40	12	3.7
54	C	14	41	2.55	2 X 0.10					2.75	112.75	12	9.4
55	C	12	44	2.98	2 X 0.10					3.18	139.92	12	11.7
56	C	12	57	3.38	2 X 0.10					3.59	204.63	12	17.1
58	G	12	6	10.14				2 X 0.10	10.34	62.04		12	5.2
59	G	12	3	1.74				2 X 0.10	1.94	5.82		12	0.5
60	G	12	5	4.56				2 X 0.10	4.76	23.80		12	2.0
61	C	12	7	1.70	2 X 0.10				1.90	13.30		12	1.1
62	C	12	5	1.30	2 X 0.10				1.50	7.50		12	0.6
									VIGAS Nv. +3.06, +5.94, +8.82, +11.70, +14.58				
80	C	12	10	2.49	2 X 0.10				2.69	26.90	12	2.2	
81	C	12	30	9.05	2 X 0.10				9.25	277.50	12	23.1	
82	C	12	10	2.09	2 X 0.10				2.29	22.90	12	1.9	
83	C	12	10	1.53	2 X 0.10				1.73	17.30	12	1.4	
84	C	12	10	2.49	2 X 0.10				2.69	26.90	12	2.2	
85	C	12	30	9.71	2 X 0.10				9.91	297.30	12	24.8	
86	C	12	10	2.09	2 X 0.10				2.29	22.90	12	1.9	
87	C	12	10	2.19	2 X 0.10				2.39	23.90	12	2.0	
88	C	12	10	2.08	2 X 0.10				2.28	22.80	12	1.9	
89	C	12	30	9.92	2 X 0.10				10.12	303.60	12	25.3	
90	C	12	10	2.09	2 X 0.10				2.29	22.90	12	1.9	
91	C	12	10	2.06	2 X 0.10				2.26	22.60	12	1.9	
92	C	12	10	0.71	2 X 0.10				0.91	9.10	12	0.8	
93	C	12	2	2.53	2 X 0.10				2.73	5.46	12	0.5	
94	C	12	3	11.24	2 X 0.10				11.44	34.32	12	2.9	
95	C	12	2	2.09	2 X 0.10				2.29	4.58	12	0.4	
96	C	12	2	2.01	2 X 0.10				2.21	4.42	12	0.4	
97	C	12	10	1.08	2 X 0.10				1.28	12.80	12	1.1	
98	C	12	30	3.91	2 X 0.10				4.11	123.30	12	10.3	
99	C	12	10	2.51	2 X 0.10				2.71	27.10	12	2.3	
100	C	12	10	3.14	2 X 0.10				3.34	33.40	12	2.8	
101	C	12	10	11.80	2 X 0.10				12.00	120.00	12	10.0	
102	C	12	10	1.04	2 X 0.10				1.24	12.40	12	1.0	
103	C	12	10	2.43	2 X 0.10				2.63	26.30	12	2.2	
104	C	12	30	8.64	2 X 0.10				8.84	265.20	12	22.1	
105	C	12	10	2.91	2 X 0.10				3.11	31.10	12	2.6	
106	C	12	10	2.75	2 X 0.10				2.95	29.50	12	2.5	
107	C	12	10	1.16	2 X 0.10				1.36	13.60	12	1.1	
108	C	12	10	2.05	2 X 0.10				2.25	22.50	12	1.9	
109	C	12	10	2.35	2 X 0.10				2.55	25.50	12	2.1	
110	C	12	30	10.73	2 X 0.10				10.93	327.90	12	27.3	
111	C	12	10	2.18	2 X 0.10				2.38	23.80	12	2.0	
112	C	12	15	11.53	2 X 0.10				11.73	175.95	12	14.7	
113	C	12	30	8.64	2 X 0.10				8.84	265.20	12	22.1	
114	C	12	30	9.30	2 X 0.10				9.50	285.00	12	23.8	
115	C	12	15	11.53	2 X 0.10				11.73	175.95	12	14.7	
116	C	12	8	8.64	2 X 0.10				8.84	70.72	12	5.9	
117	C	12	12	9.30	2 X 0.10				9.50	114.00	12	9.5	
118	C	12	6	2.24									
119	C	12	6	2.24									
120	C	12	12	11.58									
121	G	10	248		2 X 0.25	2 X 0.15		2 X 0.05	0.90	223.20	12	186.0	
122	O	10	205		2 X 0.25	2 X 0.25		2 X 0.05	1.10	225.50	12	18.8	
123	C	2	1	1.48	2 X 0.10				1.68	3.36	12	0.3	
124	C	12	3	5.40	2 X 0.10				5.60	16.80	12	1.4	
125	C	12	2	2.64	2 X 0.10				2.84	5.68	12	0.5	
126	C	12	6	5.48	2 X 0.10				5.68	34.08	12	2.8	
127	G	12	2	0.97	2 X 0.10				1.17	2.34	12	0.2	

TIPOS DE DOBLADO



RESUMEN DE HIERRO EN LÁMINA

LONG. COM.	DIÁMETRO DE VARILLAS COMERCIALES 6	8	10	12	14	16	18	20	22	25
9										
12			205.4	466.4						
Kg			1520.7	5183.8						
qq			33.46	114.04						

TOTAL = 232.2 qq

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ACERO fy = 4200 Kg/cm²

* El Diseño en Hormigón Estructural cumple con las Especificaciones del A.C.I. 318-08, detalles estructurales se rigen al mismo.
* El Diseño en Perfiles Estructurales cumple con las Especificaciones del A.I.S.C. y A.I.S.I., detalles estructurales se rigen al mismo.
* El Diseño Sismo Resistente cumple con los Requisitos Mínimos del Norma Ecuatoriana de la Construcción N.E.C.-11.

CARGA VIVA DE SERVICIO = 200 Kg/m²

RESUMEN DE ELEMENTOS EN LÁMINA

ELEMENTO	UNIDADES(m3)
Losa Nv.+5.94,Nv.+8.82, Nv.+11.70, +14.58	37.70
Vigas	22.10

HORMIGON f'c = 210 Kg/cm² TOTAL = 59.80 m3

TRASLAPES

DIÁMETRO mm	plg	LONGITUD cm
10	3/8	40
12	1/2	50
14	5/8	55
16	5/8	65
18	3/4	75
20	3/4	80
22	7/8	90
25	1	100
32	1 ¼	120

RECUBRIMIENTOS

ELEMENTOS	cm
COLUMNAS	2.5
VIGAS	2.5
CIMENTACIONES	7
LOSAS	2.5
INTERPERIE	5

ALIVIANAMIENTOS

10 x 20 x 40	-
15 x 20 x 40	3208
20 x 20 x 40	-

OBSERVACIONES

1.- El hormigón debe tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f'c = 210 Kg/cm².

2.- El acero debe tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy= 4200 Kg/cm², y el esfuerzo final fu= 6400 Kg/cm².

3.- Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados, de existir nivel freático realizar un estudio de suelo.

4.- Cualquier cambio o modificación en el Diseño Estructural será consultado con el Calculista por escrito.

5.- La capacidad del suelo asumida es de qadm=16,00 T/m².

FRANCISCO CISNEROS
INGENIERO CIVIL
R.M. 2257
E-mail: cisnerosfranciscos@gmail.com Cel.0984740770

PROYECTO: RESIDENCIA DEL SRA. VARGAS MARIA TERESA

CONTIENE: *Losas Nv+5.94, Nv+8.82, Nv+11.70, Nv+14.58 y vigas , CORTES Y DETALLES*

ESCALAS *INDICADAS*

LÁMINA ESTRUCTURAL 2 DE 3E

CALCULO ESTRUCTURAL

ING. FRANCISCO CISNEROS
R.M. 2257

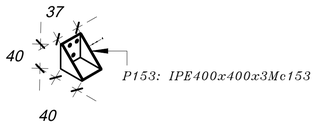
PROPIETARIA

SRA. VARGAS MARIA TERESA
C.I. 180124548-9

FEBRERO 2018
FECHA

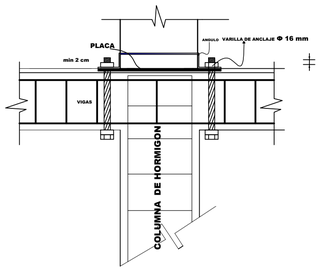
0985000368
XAVIER SALINAS
DIBUJO

SELLOS MUNICIPALES



ISOMETRIA UNION DE RIGIDIZADORES

ESCALA 1:50



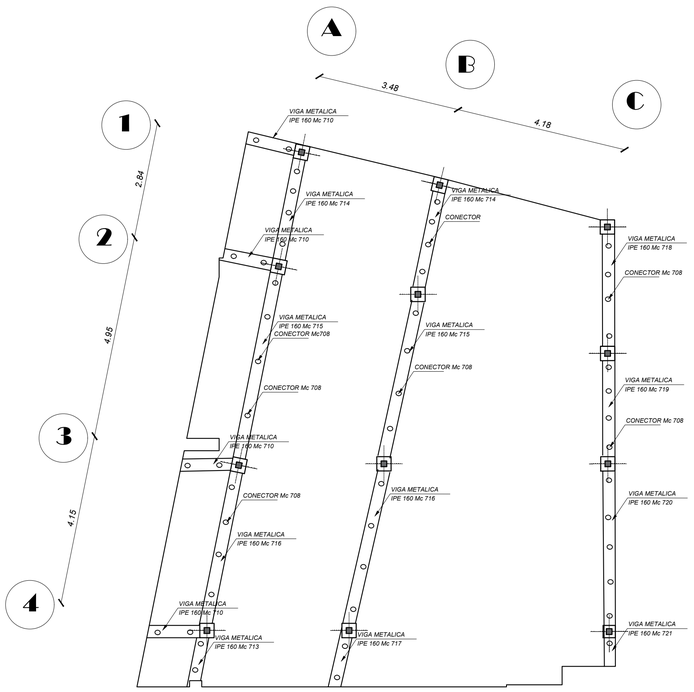
DETALLE 1 UNION DE CAPITELES

SIN ESCALA

NOTA:

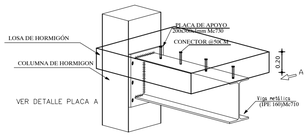
-Se recomienda alivianar cargas colocando paredes interiores en gymsup y bloque hueco e=12cm en exterior

-Colocar columnas con presillas y perfiles metálicos



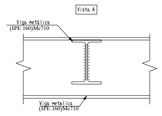
DETALLE VIGA IPE Nv+3.06, Nv+5.94, Nv +8.82,Nv+11.70,Nv 14.58

ESCALA 1_75



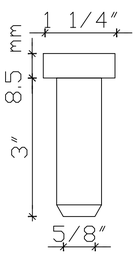
Detalle placa Viga A

ESCALA S/E



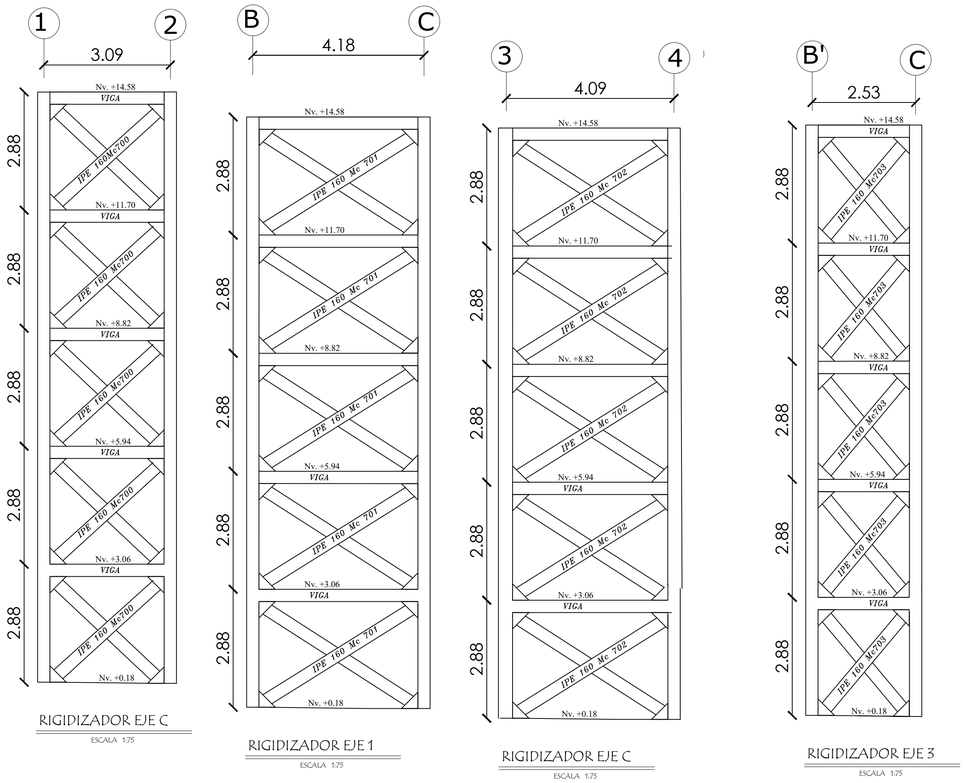
DETALLE VIGA IPE EN VOLADOS

SIN ESCALA



Detalle conectores

ESCALA S/E



RIGIDIZADOR EJE C

ESCALA 1/75

RIGIDIZADOR EJE 1

ESCALA 1/75

RIGIDIZADOR EJE C

ESCALA 1/75

RIGIDIZADOR EJE 3

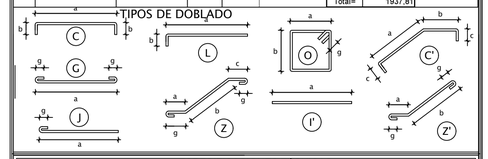
ESCALA 1/75

PLANILLA DE HIERRO

ACERO ESTRUCTURAL A36

Mc	ELEMENTO	TIPO PERFIL	PESO UNITARIO	Nº	LONGITUD DESARROLLO	LONGITUD TOTAL m	PESO TOTAL Kg	OBSERVAC.
				RIGIDIZADOR				
700	Vigas	IPE 160	5,267	10	3,23	32,3	170,11	
701	Vigas	IPE 160	5,267	10	4,11	41,1	216,46	
702	Vigas	IPE 160	5,267	10	4,03	40,3	212,25	
703	Vigas	IPE 160	5,267	10	2,84	28,4	149,57	
710	Vigas	IPE 160	5,267	20	1,20	24	126,40	
713	Vigas	IPE 160	5,267	5	1,22	6,1	32,13	
714	Vigas	IPE 160	5,267	10	2,33	23,3	122,71	
715	Vigas	IPE 160	5,267	10	3,88	38,8	204,35	
716	Vigas	IPE 160	5,267	10	3,85	38,5	202,77	
717	Vigas	IPE 160	5,267	5	1,25	6,25	32,92	
718	Vigas	IPE 160	5,267	5	2,74	13,7	72,15	
719	Vigas	IPE 160	5,267	5	2,34	11,7	61,62	
720	Vigas	IPE 160	5,267	5	3,77	18,85	99,28	
721	Vigas	IPE 160	5,267	5	0,70	3,5	18,43	
707	Placa	200x300x4mm	1,884	115	-	-	216,66	
708	Conector	1 1/4"	0,024	380	-	-	9,49	
						Total=	1937,81	

TIPOS DE DOBLADO



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

* El Diseño en Hormigón Estructural cumple con las Especificaciones del A.C.I. 318-08, detalles estructurales se rigen al mismo.
* El Diseño en Perfiles Estructurales cumple con las Especificaciones del A.I.S.C. y A.I.S.I., detalles estructurales se rigen al mismo.
* El Diseño Sismo Resistente cumple con los Requisitos Mínimos del Norma Ecuatoriana de la Construcción N.E.C.-15.

VARILLA CORRUGADA fy = 4200 Kg/cm² | CARGA VIVA DE SERVICIO = 2.0 KN/m²

RESUMEN HORMIGON EN LÁMINA

ELEMENTO	UNIDADES(m3)
HORMIGON f'c = 210 Kg/cm²	TOTAL = -

TRASLAPES

DIÁMETRO mm	DIÁMETRO plg	LONGITUD cm
10	3/8	40
12	1/2	50
14	5/8	55
16	5/8	65
18	3/4	75
20	3/4	80
22	7/8	90
25	1	100
32	1 ¼	120

RECUBRIMIENTOS

ELEMENTOS	cm
COLUMNAS	2.5
VIGAS	2.5
CIMENTACIONES	7
LOSAS	2.5
INTERPERIE	5

ALIVIANAMIENTOS

10 x 20 x 40	-
15 x 20 x 40	-
20 x 20 x 40	-

OBSERVACIONES

1.- El hormigón debe tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f'c = 210 Kg/cm².

2.- El acero debe tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy= 4200 Kg/cm², y el esfuerzo final fu= 6400 Kg/cm².

3.- Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados, de existir nivel freáticos realizar un estudio de suelo.

4.- Cualquier cambio o modificación en el Diseño Estructural será consultado con el Calculista por escrito.

5.- La capacidad del suelo asumida es de qadm=18,00 T/m².

FRANCISCO CISNEROS
INGENIERO CIVIL
R.M. 2257
E-mail: cisnerosfranciscos@gmail.com Cel.0984740770

PROYECTO: RESIDENCIA DEL SRA. VARGAS MARIA TERESA

CONTIENE: *Vigas metalicas*

ESCALAS *INDICADAS*

LÁMINA ESTRUCTURAL 3 DE 3

CALCULO ESTRUCTURAL

ING. FRANCISCO CISNEROS
R.M. 2257

PROPIETARIA

SRA. VARGAS MARIA TERESA
C.I. 180124548-9

FEBRERO 2018
FECHA

0985000368
XAVIER SALINAS
DIBUJO

SELLOS MUNICIPALES