



Esta obra está bajo una [Licencia Creative Commons Atribución - 4.0 Internacional \(CC BY 4.0\)](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

Vea una copia de esta licencia en <https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.es>





FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis

**Análisis de vulnerabilidad y riesgo sísmico en las
instalaciones del plantel mercado modelo de
Soritor – Moyobamba, 2019**

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Gorki Willian Sánchez Requejo

<https://orcid.org/0000-0002-7884-3441>

ASESOR:

Ing. Santiago Chávez Cachay

<https://orcid.org/0000-0002-7506-4215>

Tarapoto, Perú

2022



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis

**Análisis de vulnerabilidad y riesgo sísmico en las
instalaciones del plantel mercado modelo de
Soritor – Moyobamba, 2019**

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

Presentado por:

Gorki Willian Sanchez Requejo

Sustentada y aprobada el 19 de agosto del 2022, ante el honorable jurado:

Presidente de Jurado
Ing. Gilberto Aliaga Atalaya

Secretario de Jurado
Ing. Ivan Gustavo Reátegui Acedo

Vocal de Jurado
Ing. Ernesto Elseo García Ramírez

Asesor
Ing. Santiago Chávez Cachay

Tarapoto, Perú

2022



UNIVERSIDAD NACIONAL
DE SAN MARTÍN

FACULTAD
INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA



"Año del Fortalecimiento de la Soberanía Nacional"

Acta de Sustentación de Tesis Para Optar Título Profesional de Ingeniero Civil

En el Distrito de Morales, a las 10:30 horas del día 19 del mes de AGOSTO del año dos mil veintidós, se reunieron en la Plataforma Virtual Zoom de Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, los miembros del Jurado Calificador Ing. M. Sc. GILBERTO ALIAGA ATALAYA - Presidente, Ing. IVAN GUSTAVO REÁTEGUI ACEDO - Secretario y el Ing. ERNESTO ELISEO GARCÍA RAMÍREZ - Vocal; teniendo al Ing. M.Sc. SANTIAGO CHÁVEZ CACHAY - Asesor, con el objetivo de la sustentación y calificación de la Tesis Titulada:

ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD Y RIESGO SÍSMICO EN LAS INSTALACIONES DEL PLANTEL MERCADO MODELO DE SORITOR-MOYOBAMBA, 2019.

A cargo del Bachiller: **GORKI WILLIAN SANCHEZ REQUEJO**

Con el fin de obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil y dando cumplimiento a lo dispuesto por la Circular N° 022-2022-UNSM/FICA, de fecha 16 de agosto 2022 de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Escuchada la Sustentación y las respuestas a las preguntas formuladas, los señores miembros del Jurado Calificador de Tesis, después de debatir entre sí, reservada y libremente, declararon

APROBADO con el calificativo de DIECISEIS (16)

A continuación, el Presidente del Jurado Calificador hizo saber al Bachiller el resultado de la Sustentación, con el cual se dio por terminado el acto, levantándose la presente Acta por cuadruplicado, siendo las 11:30 horas del mismo día, la misma que fue suscrita y transcrita al Libro de Sustentaciones de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura - Escuela Profesional de Ingeniería Civil, los que en ella intervinieron.



Ing. M. Sc. **GILBERTO ALIAGA ATALAYA**
Presidente



Ing. **IVAN GUSTAVO REÁTEGUI ACEDO**
Secretario



Ing. **ERNESTO ELISEO GARCÍA RAMÍREZ**
Vocal



Ing. M. Sc. **SANTIAGO CHÁVEZ CACHAY**
Asesor

C.C. - Comis.Seg. Egresado EPA

Archivo

CIUDAD UNIVERSITARIA

Jr. Amorarca N° 334 – Tarapoto, Perú

+51 (042) 48 0102 fica@unsm.edu.pe

<https://unsm.edu.pe/>

Declaratoria de autenticidad

Gorki Willian Sánchez Requejo, con DNI N° 72127925, bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín, autor de la tesis titulada: **Análisis de vulnerabilidad y riesgo sísmico en las instalaciones del plantel mercado modelo de Soritor – Moyobamba, 2019.**

Declaro bajo juramento que:

1. La tesis presentada es de mi autoría.
2. La redacción fue realizada respetando las citas y referencias de las fuentes bibliográficas consultadas.
3. Toda la información que contiene la tesis no ha sido auto plagiada;
4. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido alterados ni copiados, por tanto, la información de esta investigación debe considerarse como aporte a la realidad investigada.

Por lo antes mencionado, asumo bajo responsabilidad las consecuencias que deriven de mi accionar, sometiéndome a las leyes de nuestro país y normas vigentes de la Universidad Nacional de San Martín.

Tarapoto, 19 de agosto del 2022.



Gorki Willian Sanchez Requejo





DNI N° 72127925

Declaración Jurada

Gorki Willian Sanchez Requejo, con DNI N° 72127925, domicilio legal en Jr. Los Rosales N°187, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín, **Declaro Bajo Juramento** que, toda la documentación y todos los datos e información de la presente tesis, que acompaño es verás y auténtica.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada por lo cual me someteto a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad Nacional de San Martin.

Tarapoto, 19 de agosto del 2022.



Gorki Willian Sanchez Requejo
DNI N° 72127925

Ficha de identificación

<p>Título de proyecto:</p> <p>Análisis de vulnerabilidad y riesgo sísmico en las instalaciones del plantel mercado modelo de Soritor – Moyobamba, 2019.</p>	<p>Área de investigación: Estructura</p> <p>Línea de investigación: Estrategias de tecnología de información y comunicación (TIC) y sistemas constructivos convencionales y no convencionales para el desarrollo sostenible.</p> <p>Sublínea de investigación: Mejoramiento estructural de las edificaciones</p> <p>Tipo de investigación:</p> <p>Básica <input type="checkbox"/></p> <p>Aplicada <input checked="" type="checkbox"/></p> <p>Desarrollo experimental <input type="checkbox"/></p>
<p>Autor:</p> <p style="text-align: center;">Gorki Willian Sánchez Requejo</p>	<p>Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura Escuela profesional de Ingeniería Civil gorkywilliamsr@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-7884-3441</p>
<p>Asesor:</p> <p style="text-align: center;">Ing. Santiago Chávez Cachay</p>	<p>Dependencia local de soporte: Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura Escuela profesional de Ingeniería Civil y Arquitectura schavez@unsm.edu.pe https://orcid.org/0000-0002-7506-4215</p>

Dedicatoria

A Dios

Por darme la vida, la salud, sabiduría y eficiencia académica a lo largo de mi carrera profesional como Ingeniero Civil.

A mis padres

Que son la mayor fuerza permanente en mi formación profesional y personal, sin ellos no hubiera logrado una meta más en mi vida. Mama, gracias por estar a mi lado en esta etapa que voy cruzando, tu apoyo moral y entusiasta fueron los principales pilares para continuar. Papa, por el tiempo que dedicaste a compartirme tus consejos y experiencias, gracias.

A mis maestros.

Por el tiempo y esfuerzo que dedicaron a compartir sus conocimientos y experiencias conmigo, sin su instrucción profesional no habría llegado a este nivel.

Agradecimientos

Agradezco de corazón a Dios por haberme dado la oportunidad de concluir esta carrera profesional, dándome las fuerzas y motivos necesarios para superar cada obstáculo que se presentaron en el proceso de mi formación.

A la Universidad Nacional de San Martín, Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, FICA-Escuela profesional de Ingeniería Civil por haberme abierto las puertas de su prestigiosa y respetable Institución, cuna de profesionales del mañana que preparan para el trabajo y la vida vencer.

A mi familia con la que Dios me ha bendecido, con su apoyo incondicional logre mis metas y objetivos marcados desde mi infancia, ahora gracias a ellos formamos una base sólida para convertirnos en lo que siempre hemos soñado, ser ingenieros. Por ello con mis hermanos mayores ingenieros rendimos un especial homenaje a los patriarcas de mi familia "Mis Padres".

A mi asesor, el ing. Santiago Chávez Cachay, que de una y otra forma hizo presencia con su ayuda formativa y explícita en el desarrollo de esta tesis.

El autor

Índice general

Ficha de identificación	6
Dedicatoria	8
Agradecimientos	8
Índice general	9
Índice de tablas	11
Índice de figuras	12
RESUMEN	15
ABSTRACT	16
CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN A LA INVESTIGACIÓN	17
1.1 Marco general del problema	17
1.2 Formulación del problema	19
1.3 Hipótesis	19
1.4. Objetivos	19
1.4.1. Objetivo general	19
1.4.2 Objetivos específicos	19
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	20
2.1 Antecedentes de la investigación	20
2.1.1 Antecedentes internacionales	20
2.1.2 Antecedentes nacionales	21
2.1.3 A nivel regional u local	23
2.2 Fundamentos teóricos	54
CAPÍTULO III MATERIALES Y MÉTODOS	57
2.1. Ámbito y condiciones de la investigación	57
3.1.1 Ubicación política	57
3.1.2 Ubicación geográfica	57
3.1.3 Periodo de ejecución	59
3.1.4 Autorizaciones y permisos	59
3.1.5 Control ambiental y protocolos de bioseguridad	59
3.1.6 Aplicación de principios éticos internacionales	59
3.2 Sistema de variables	59
3.2.1 Variable principales	59
3.2.2 Variable secundarias	60
3.3 Procedimiento de la investigación	60
3.3.1 Objetivo específico 1	61
3.3.2 Objetivo específico 2	64

3.3.3 Objetivo específico 3	68
3.4 Materiales y métodos.....	85
3.5 Tipo y nivel de la investigación	86
3.5.1 Tipo de investigación	86
3.5.2 Nivel de la investigación	86
3.5.3 Diseño de la investigación	86
3.6 Técnicas de procesamiento y análisis de datos.....	88
CAPÍTULO IV RESULTADOS Y DISCUSIÓN	89
4.1. Resultados.....	89
4.1.1. Objetivo específico 01:.....	89
4.2. Discusión de resultados.....	99
4.2.1 Análisis sísmico dinámico “comprobación de derivas”	99
CONCLUSIONES	115
RECOMENDACIONES.....	116
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117
ANEXOS.....	119
Anexo 1. Preguntas guías	119
Anexo 2. Pesos unitarios	120
Anexo 3. Matriz de consistencia	121
Anexo 4. Análisis de suelos	124
Anexo 5. Ensayo de esclerometría	128
Anexo 6. Propuesta de Reforzamiento	131
Anexo 7. Fotos	132
Anexo 8. Planos	136

Índice de tablas

Tabla 1. Cargas vivas mínimas repartidas E 020-2019	30
Tabla 2. Cuadro informativo de zonificación, E 030. Diseño sismo resistente, 2018	35
Tabla 3. Tabla de factores de zona, E 030. Diseño sismo resistente, 2018.....	36
Tabla 4. Valores típicos de perfiles de suelo, E 030. Diseño sismo resistente, 2018.....	37
Tabla 5. Factor de suelo, E 030. Diseño sismorresistente, 2018	37
Tabla 6. Factor de suelo, E 030. Diseño sismorresistente, 2018	37
Tabla 7. Factor de uso según categorías, E 030. Diseño sismorresistente, 2018.....	39
Tabla 8. Coeficiente de reducción, E 030. Diseño sismorresistente, 2018	40
Tabla 9. Factor de irregularidad en altura, E 030. Diseño sismorresistente, 2018	41
Tabla 10. Factor de irregularidad en planta, E 030. Diseño sismorresistente, 2018	43
Tabla 11. Factor de irregularidad en planta, E 030. Diseño sismorresistente, 2018	46
Tabla 12. Tabla informativa de barras de construcción Sider Perú.....	51
Tabla 13. Estado de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1995).....	59
Tabla 14. Cuadro informativo de la estructura en análisis-Elaboración Propia	60
Tabla 15. Punto 01, ensayo de esclerometría	62
Tabla 16. Punto 02, ensayo de esclerometría	63
Tabla 17. Punto 03, ensayo de esclerometría	63
Tabla 18. Cargas según norma E 020 de Cargas.....	81
Tabla 19. Cuadro exportado de la curva Pushover en X-Elaboración propia.....	93
Tabla 20. Desplazamientos absolutos por cargas asumidas en el programa	93
Tabla 21. Cálculo de datos para elaboración de curva de capacidad	94
Tabla 22. Verificación de derivas máximas permisibles.....	100
Tabla 23. Propuesta de reforzamiento de estructura 1er piso	132
Tabla 24. Propuesta de reforzamiento de estructura 2do piso.....	133

Índice de figuras

Figura 1. Viviendas colapsadas después del terremoto parte 01.....	17
Figura 2. Viviendas colapsadas después del terremoto parte 02.....	18
Figura 3. Viviendas colapsadas después del terremoto parte 03.....	18
Figura 4. Material predominante en viviendas a nivel nacional.....	23
Figura 5. Predominio del Sistema Estructural de Albañilería Confinada en la ciudad de Cajamarca, urbano. Cuento realizado por el autor, 2004	23
Figura 6. Ubicación de la provincia de san Martín	24
Figura 7. Ubicación del distrito de Soritor	25
Figura 8. Ubicación del área de estudio.....	26
Figura 9. Diagrama de tipos de respuesta espectral, Freman 1998	27
Figura 10. Ejemplo de elementos de borde en muros, Norma E 060 de Concreto Armado, 2019.....	32
Figura 11. Ejemplos de elementos de borde en diafragmas estructurales, Norma E 060 de Concreto Armado, 2019	32
Figura 12. Ganchos sísmicos en estribos y grapas suplementarias, Norma E 060 de Concreto Armado, 2019	32
Figura 13. Mapa de zonificación, E 030. Diseño sismorresistente, 2018	35
Figura 14. Espectro de diseño, Elaboración propia	46
Figura 15. Esfuerzos generados en una viga por la flexión sometida a cargas	47
Figura 16. Esfuerzos y deformaciones en viga de concreto no agrietado.....	48
Figura 17. Viga con falla de agrietamiento.....	48
Figura 18. Diagrama de Momento – Curvatura.....	49
Figura 19. Estado de equilibrio en compresión pura. Blanco A.....	50
Figura 20. Estado de equilibrio para condición balanceada. Blanco A.....	50
Figura 21. Procedimiento para obtener el espectro de capacidad, Lucio Fernando Sánchez Sarmiento, Pablo Enrique Caiza Sánchez, Ing.M.Sc.....	52
Figura 22. Espectro de respuesta tipo código y en formato ADRS, Lucio Fernando Sánchez Sarmiento, Pablo Enrique Caiza Sánchez, Ing.M.Sc.....	53
Figura 23. Espectro de capacidad, punto de desempeño, Lucio Fernando Sánchez Sarmiento, Pablo Enrique Caiza Sánchez, Ing.M.Sc.....	54
Figura 24. Espectro de capacidad, punto de desempeño, Lucio Fernando Sánchez Sarmiento, Pablo Enrique Caiza Sánchez, Ing.M.Sc.....	61
Figura 25. Reflejo de Rotulas en el límite elástico y plástico	62
Figura 26. Longitud de formación de rotulas.....	62
Figura 27. Criterio del sistema basado en componentes	62

Figura 28. Plano estructural, 1er nivel - Fuente: Planos de Municipalidad distrital de Soritor-Mercado Modelo Soritor	65
Figura 29. Plano estructural, 2do nivel - Fuente: Planos de Municipalidad distrital de Soritor-Mercado Modelo Soritor	66
Figura 30. Creación de grilla y numero de niveles, elaboración propia ETAPS V19	69
Figura 31. Creación de materiales y modificación de datos, elaboración propia ETAPS V19	70
Figura 32. Materiales creados y modificados, elaboración propia ETAPS V19.....	70
Figura 33. Sección de elementos estructurales, elaboración propia ETAPS V19	71
Figura 34. Consideraciones para diseño de columna, elaboración propia ETAPS V19 .	72
Figura 35. Consideraciones para diseño de vigas, elaboración propia ETAPS V19	73
Figura 36. Consideraciones para diseño de losa, elaboración propia ETAPS V19.....	74
Figura 37. Casos de carga, elaboración propia ETAPS V19	75
Figura 38. Espectro de respuesta en direcciones X y Y, elaboración propia ETAPS V19.....	76
Figura 39. Cálculo de masa para análisis dinámico, elaboración propia ETAPS V19....	77
Figura 40. Modelado en planta de la estructura, elementos frame y losas, elaboración propia ETAPS V19	77
Figura 41. Asignación de empotramiento a la base de la estructura, elaboración propia ETAPS V19	78
Figura 42. Modelado en 3D de la estructura, elaboración propia ETAPS V19.....	78
Figura 43. Modelado en 3D de la cobertura en la estructura, elaboración propia ETAPS V19	79
Figura 44. Asignación de cargas en las losas y cobertura, elaboración propia ETAPS V19.....	80
Figura 45. Asignación de brazos rígidos a los pórticos, elaboración propia ETAPS V19.....	81
Figura 46. Asignación de diafragma rígido, elaboración propia ETAPS V19	81
Figura 47. Asignación de malla de elementos finitos, elaboración propia ETAPS V19..	82
Figura 48. Análisis de resultados, elaboración propia ETAPS V19.....	82
Figura 49. Verificación de derivas y desplazamiento en X, elaboración propia ETAPS V19.....	83
Figura 50. Verificación de derivas y desplazamiento en Y, elaboración propia ETAPS V19.....	84
Figura 51. Curva Pushover en X.....	89
Figura 52. Curva Pushover en Y.....	90
Figura 53. Análisis de la viga B20H1	90

Figura 54. Análisis de la viga B20.....	91
Figura 55. Curva de Capacidad en el sentido X	93
Figura 56. Curva de Capacidad en el sentido X	94
Figura 57. Fórmulas para cálculos manuales	94
Figura 58. Análisis de resultados de Curva Pushover en X	95
Figura 59. Análisis de resultados de Curva Pushover en Y	96
Figura 60. Rango de parámetros de la curva Pushover.....	96
Figura 61. Parametrización de la Curva Pushover en Y	97
Figura 62. Rangos de desempeño para diferentes sismos	98
Figura 63. Parámetros de la curva de fragilidad estructural-código moderado sísmico desnivel gn	98
Figura 64. Comportamiento de derivas máximas permisibles.....	99
Figura 65. Columnas sin arriostre, elaboración propia.....	100
Figura 66. Esquema de la Técnica del Pushover.....	101
Figura 67. Refuerzo en vigas.....	105
Figura 68. Refuerzo en columnas.....	105
Figura 69. Asignación de rotulas automáticas en vigas	106
Figura 70. Comportamiento de rotulas manuales en vigas	106
Figura 71. Valores establecidos para rotulas manuales, según FEMA 356	107
Figura 72. Creación de rotulas en columnas	107
Figura 73. Rotulas en vigas y columnas en 3D.....	108
Figura 74. Creación de cargas de gravedad más carga de gravedad lateral para formulación de rotulas plásticas en columnas	108
Figura 75. Creación de cargas de gravedad lateral en diferentes direcciones X y Y ...	109
Figura 76. Explicación de cortante de demanda a la fluencia efectiva.....	109
Figura 77. Definición de masa sin excentricidad.....	111
Figura 78. Creación de caso de carga según FEMA 356 artículo 3.2.8	112
Figura 79. Reducción de inercias en vigas según ATC-40 y FEMA 440.....	112
Figura 80. Reducción de inercias en columnas según ATC-40 y FEMA 440.....	113
Figura 81. Definición del análisis Pushover en X.....	113
Figura 82. Verificación de la participación de la masa para la creación del análisis Pushover	114

RESUMEN

El presente proyecto de investigación tiene como objetivo “Determinar el riesgo sísmico del mercado modelo de Soritor, Moyobamba, San Martín” empleando la metodología de verificación de los máximos desplazamientos entre pisos en un análisis dinámico espectral y con estos resultados pasaremos a un análisis no lineal “PUSHOVER” para determinar su curva de capacidad y verificar los niveles definidos por el Comité VISION 2000, las cuales son: totalmente Operacional, Operacional, seguridad de Vida, Cerca al Colapso y Colapso. Para ello he solicitado los planos a la municipalidad distrital de Soritor y una verificación en campo al plantel a evaluar, además realizamos un ensayo de esclerometría para determinar la resistencia actual del concreto endurecido, las características del suelo lo obtuvimos de presentes estudios que se realizaron perimetralmente a la estructura dándome los datos necesarios para proseguir con mi proyecto. Con la información básica obtenida se pasó a realizar los modelos en el programa computacional ETAPS 2019 para poder evaluar el comportamiento estructural de la estructura. Los resultados que se obtuvieron del programa nos determinó que la estructura presenta un riesgo alto que se debe tener en cuenta todas las personas que lo visitan, la edificación tiene una vulnerabilidad y peligro sísmico considerable y además el peligro aumenta por la cobertura metálica en malas condiciones y que está construido con un elemento de acero estructural $f_y=4200\text{kg/cm}^2$, el cual no está permitido su uso para ese trabajo.

Palabras clave: Riesgo sísmico, Soritor (distrito), análisis dinámico, PUSHOVER, Vulnerabilidad, peligro sísmico, comportamiento estructural, acero estructural.

ABSTRACT

The objective of this research is to "Determine the seismic risk of the model market of Soritor, Moyobamba, San Martin" using the methodology of verification of the maximum displacements between floors in a dynamic spectral analysis. After obtention of the results a non-linear "PUSHOVER" analysis will be performed to determine the capacity curve and verify the levels defined by the VISION 2000 Committee, which are: Fully Operational, Operational, Life Safety, Near Collapse and Collapse. The plans of the district municipality of Soritor were requested and a field verification of the site to be evaluated. In addition, a sclerometry test to determine the actual strength of the hardened concrete was ordered. The soil characteristics were obtained from present studies that were carried out perimetrically to the structure, providing sufficient data to conclude the project. Once the basic information was obtained, models were created with the ETAPS 2019 computer program in order to evaluate the structural behavior of the structure. The results obtained from the program determined that the structure presents a high risk that should be taken into account by all visitors. The building has a considerable seismic vulnerability, and the danger is increased by the poor condition of the metal roof and the fact that it is built with a structural steel element $f_y=4200\text{kg/cm}^2$, which is not allowed to be used for this purpose.

Keywords: Seismic risk, Soritor (district), dynamic analysis, PUSHOVER, vulnerability, seismic hazard, structural behavior, structural steel.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN A LA INVESTIGACIÓN

1.1 Marco general del problema

Soritor fue reconocido oficialmente como distrito de la provincia de Moyobamba en el año 1852, mediante la ley del 07 de noviembre de 1851, en sus 167 años de creación ha tenido un crecimiento acelerado de tal manera que se tuvo la necesidad de construir edificaciones que ayuden en el desarrollo y prosperidad del distrito.

Actualmente, Soritor es uno de los distritos más poblado y desarrollado de la región San Martín, cuenta con una población actual 33 851 habitantes y una densidad poblacional de 70.1/km². Esta ciudad se ubica en una zona de alta sismicidad (zona 3), según la norma E-030, de tal manera que se encuentra con una probabilidad alta de un acontecimiento sísmico, afectando a las estructuras institucionales, estructuras de las viviendas y otras edificaciones, generando pérdidas económicas considerables y vidas humanas.

“Las consecuencias de sismos ocurridos desde el inicio de nuestra existencia hasta la fecha no pueden ser evitadas o por lo menos considerablemente reducidas a daños irrelevantes” (Chuquichaico & Gandhi, 2011). No muy ajeno Soritor tiene antecedentes de un sismo que ocurrió en el año 1990 con una población de 10959, y dejó pérdidas materiales con un total de 2000 viviendas afectadas de 2500 que existía (80%).



Figura 1. Viviendas colapsadas después del terremoto parte 01



Figura 2. Viviendas colapsadas después del terremoto parte 02



Figura 3. Viviendas colapsadas después del terremoto parte 03

Para la prevención de sismos la tecnología está avanzando rápidamente y actualizando las normativas para los diseños estructurales sismorresistentes, pero a pesar de los

avances tecnológicos los daños y perjuicios ocasionados son preocupantes para la población, como consecuencia la vulnerabilidad de las edificaciones debe ser de mayor interés considerando con mayor importancia las estructuras que están al servicio del público.

El propósito de este proyecto de investigación es hacer el estudio para determinar el riesgo sísmico de la edificación pública del distrito de Soritor "MERCADO MODELO", basándome en modelos de investigaciones anteriores referentes al estudio en mención.

Los objetivos que pretendo lograr con este proyecto es determinar el grado de riesgo sísmico que tiene la estructura, en función a la vulnerabilidad sísmica y los peligros sísmicos que está expuesto.

En tal sentido, "las normas técnicas de diseño sismorresistente actuales utilizan una filosofía de diseño sísmico basada en un solo nivel correspondiente a la protección de vida sin una clara definición cuantitativa; y emplean procedimientos de diseño que satisfacen fundamentalmente requisitos de resistencia" (Chuquichaico & Gandhi, 2011).

1.2 Formulación del problema

¿Cuál será el riesgo sísmico y que tan vulnerable es la edificación "MERCADO MODELO - SORITOR" ante un evento sísmico?

1.3 Hipótesis

El riesgo sísmico de la edificación del "MERCADO MODELO-SORITOR" analizando quedara libre de riegos sismológicos debido a la vulnerabilidad de la edificación.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Determinar el riesgo sísmico de la edificación del "MERCADO MODELO-SORITOR" analizando en función a la vulnerabilidad y el peligro al que está expuesto la construcción.

1.4.2 Objetivos específicos

- Proporcionar un aviso anticipado del estado que se encuentra la edificación "MERCADO MODELO - SORITOR".
- Determinar el índice de vulnerabilidad correspondiente a la edificación "MERCADO MODELO - SORITOR".
- Determinar si la estructura "MERCADO MODELO - SORITOR", está al límite del colapso parcial o total ante un evento sísmico.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

La provincia de Moyobamba en una zona con alto índice de riesgo sísmico y las construcciones actuales están construido sin diseño sismorresistente y sin la supervisión de un profesional, por lo que al seguir el mismo sistema constructivo estamos exponiendo pérdidas materiales y lo más preocupante pérdidas humanas. En los últimos años se han presentado sismos importantes en Perú, siendo unos de especial atención para la ingeniería y el Gobierno, debido a las preocupaciones y los daños causados a centros urbanos, “las normas sismo resistentes presentan requisitos mínimos que, en alguna medida, garantizan que se cumpla el fin primordial de salvaguardar las vidas humanas ante la ocurrencia de un sismo fuerte. No obstante, la defensa de la propiedad es un resultado indirecto de la aplicación de las normas, pues al defender las vidas humanas, se obtiene una protección de la propiedad, como un subproducto de la defensa de la vida. Ningún Reglamento de sismo resistencia, en el contexto mundial, explícitamente exige la verificación de la protección de la propiedad, aunque desde hace algunos años existen tendencias en esa dirección en algunos países” (Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, 2010).

El distrito de Soritor tiene edificaciones importantes que genera el desarrollo y satisfacción de las personas, en general estas edificaciones imparten un servicio al público de tal manera que es necesario y de suma importancia realizar estudios para determinar qué tan vulnerable es y poder informarles y capacitarles a las personas que visitan el lugar. De esta forma podremos reducir y/o eliminar las pérdidas económicas y humanas en nuestro distrito.

2.1.1 Antecedentes internacionales

Molina-Arriagada (2011), en su proyecto “Intensidades Sísmicas del Terremoto del 27 de febrero del 2010 en las 34 Comunas del Gran Santiago”, determinó, a partir de la distribución de los grados de daños, la intensidad sísmica en cada sector bajo dos escenarios: “Sin considerar la movilidad de la Clase de Vulnerabilidad” y “Considerando la movilidad de la Clase de Vulnerabilidad” “La clase de vulnerabilidad identifica la manera en la cual los edificios responden a las vibraciones provocadas por los terremotos. La escala MSK-64 define 3 clases, A, B y C, siendo A la clase más vulnerable y C la clase menos vulnerables. Por parte la escala EMS-98, añade 3 clases más a las definiciones anteriores, D, E y F” (Astroza & Monge, 1989). “Los valores de las intensidades sísmicas

determinados se comparan con los valores obtenidos durante el terremoto del 3 de marzo de 1985, comprobándose que los efectos de este terremoto son mayores que los terremotos del 27 de febrero del 2010, lo que se traduce en una diferencia de la intensidad sísmica entre 0.5 y 1.0 grado en la escala MSK de intensidades” (Molina-Arriagada, 2011).

Droguett (2008) en su investigación “Análisis Comparativo de Vulnerabilidad y Costo entre Edificios de Marcos y Muros con una Misma Superficie en Planta” tuvo como objetivo “comparar en cuanto a vulnerabilidad sísmica y costo, edificios estructurados con marcos y muros de hormigón armado, con el fin de determinar qué tipo de estructuración resulta más conveniente y cuantificar las diferencias entre una u otra”. Se analizaron en total cinco edificios, tres estructurados en base a muros y dos en base a marcos. “Estos cinco edificios se encuentran emplazados en la Zona Sísmica 2 en un suelo de fundación Tipo II, y poseen como característica común el tener la misma superficie y distribución de elementos estructurales en planta, diferenciándose además del tipo de estructuración, en el número de pisos y subterráneos y en la calidad del hormigón. Entre los cinco edificios se estableció una comparación de resultados del análisis sísmico en cuanto a períodos de vibración, cortes y momentos por piso, y deformaciones, y adicionalmente se realizó un estudio del Perfil Bío-Sísmico (Ref. 4) de cada edificio” (Droguett, 2008). Con este estudio fue posible concluir que, “aunque ambas estructuraciones arrojaron un valor de ductilidad global igual a uno, el análisis de las curvas de capacidad, la energía disipada y los mecanismos de falla, permitió deducir que el edificio de muros presenta un mejor desempeño que el edificio de marcos frente a la acción sísmica. Con respecto al análisis de costos obra gruesa se obtuvo que el costo total del edificio de muros representa un 88% del costo total del edificio de marcos, diferencia que se debe principalmente a que la cantidad de acero del edificio de muros corresponde a un 63% de la cantidad de acero del edificio de marcos. Se deduce que la estructuración de muros es más conveniente que la estructuración de marcos, en el ámbito de comportamiento frente a un sismo porque presenta menor vulnerabilidad, y también en el ámbito económico, ya que presenta un costo total de obra gruesa menor, aunque la ventaja del edificio de marcos es el mejor aprovechamiento del área en planta para su uso” (Droguett, 2008).

2.1.2 Antecedentes nacionales

Mendes Vila-Chã (2017) en su investigación “Metodología de Evaluación Visual Rápida para Determinar la Vulnerabilidad Sísmica en las Iglesias Coloniales: Aplicaciones en Cusco, Perú, 2017” presentó una parte del estado del arte referente a la “vulnerabilidad sísmica”, con base en lo presentado se puede concluir que: “la vulnerabilidad sísmica puede ser estudiada mediante el análisis de los elementos que constituyen la estructura,

y de esa forma, observar los mecanismos típicos de colapso; Asimismo, es necesario el estudio constante de estas estructuras, en aras de preservar y evitar pérdidas de vidas humanas o de patrimonio histórico. También nos es posible enunciar que una de las principales causas de vulnerabilidad de las edificaciones es la baja conexión existente entre los elementos estructurales y, en algunos casos, la mala conexión entre los materiales” (Mendes Vila-Chã, 2017).

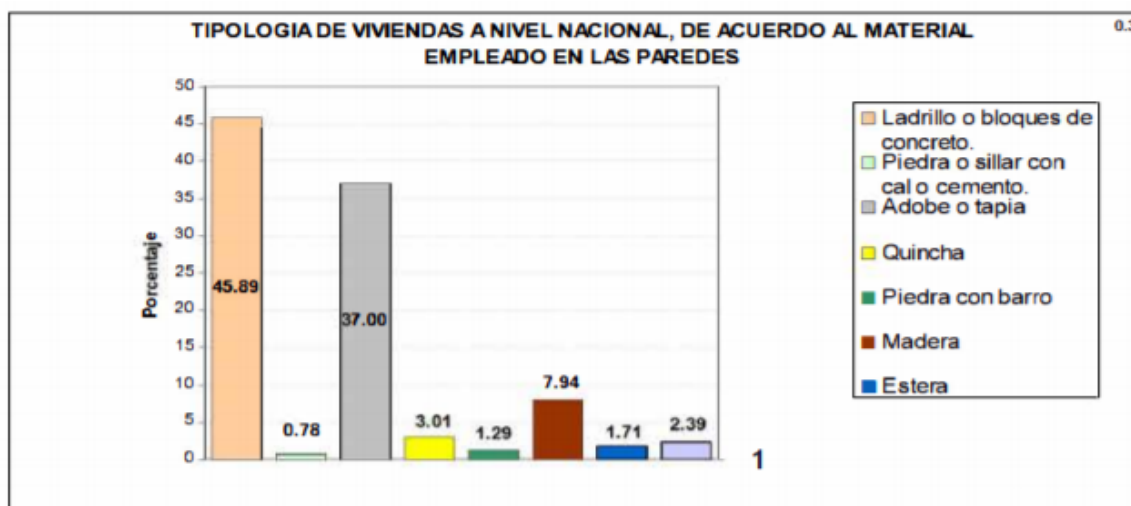


Figura 4. Material predominante en viviendas a nivel nacional

Arbildo (2017) en su investigación “Vulnerabilidad sísmica de las viviendas de albañilería confinada en la ciudad de Cajamarca-Peru, 2017” concluye en lo siguiente: “las viviendas de albañilería confinada (unidades de albañilería: ladrillos artesanales de arcilla cocida) actualmente ocupan el mayor porcentaje a nivel de zona urbana, con respecto a los demás tipos de sistema estructural de la ciudad de Cajamarca existiendo pues una clara correlación de las últimas encuestas nacionales a nivel urbano [X CENSO de vivienda. INEI 2005] con el conteo realizado en la presente investigación para la ciudad de Cajamarca” (Arbildo, 2017).

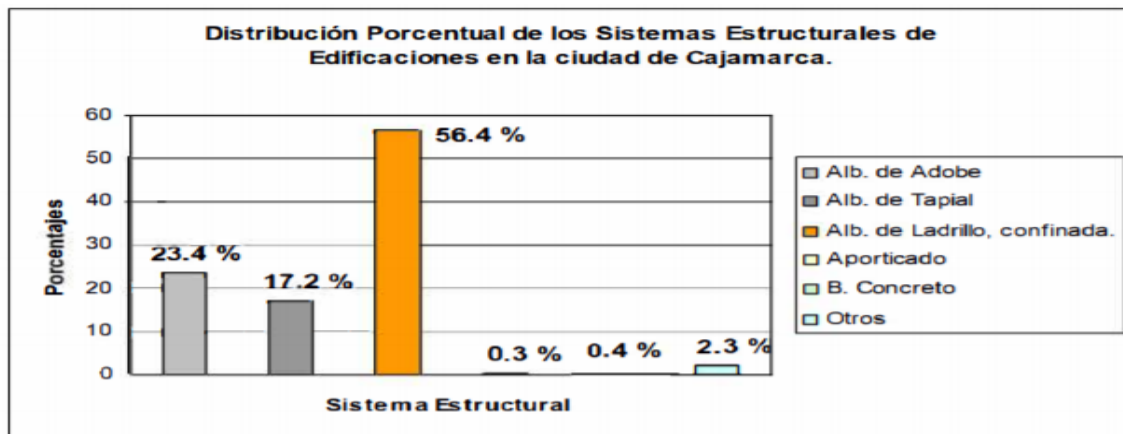


Figura 5. Predominio del Sistema Estructural de Albañilería Confinada en la ciudad de Cajamarca, urbano. Conteo realizado por el autor, 2004.

Flores de los Santos (2014) en su investigación “Diagnostico preliminar de la vulnerabilidad sísmica de los autoconstrucciones en Lima-Perú, 2014” llega a constatar que: “las viviendas autoconstruidas en los distritos de Villa el Salvador y Carabayllo presentan muchos problemas estructurales, que podrían afectar adversamente su desempeño sísmico, considerando los factores adversos más comunes que son las rajaduras en muros, la presencia de eflorescencia que destruye la albañilería y la corrosión del acero de refuerzo en elementos estructurales. Otro problema frecuente es el desconocimiento de donde se debe edificar y construyen sus viviendas en zonas que no son sísmicamente adecuadas, como suelo no consolidado, zonas de gran pendiente, quebradas entre cerros y rellenos” (Flores de los Santos, 2014).

2.1.3 A nivel regional u local

Pinchi-Silva (2008) en su investigación “Vulnerabilidad en los establecimientos de salud de Tarapoto, 2008” concluye que: “el estudio de la vulnerabilidad sísmica de los edificios esenciales, debe abordarse desde un punto de vista sistémico que considere la vulnerabilidad física (estructural, no estructural) y la funcional, siendo una preocupación el poder conocer el estado en que se encuentran estos componentes, se propone una metodología basada en evaluar el estado actual de cada uno de los edificios que forman parte del establecimiento, mediante el estudio de los planos existentes actuales y una inspección visual rápida, teniendo como objetivo evaluar el daño y la vulnerabilidad de cada una de los edificios independientemente” (Pinchi-Silva, 2008).

Díaz (2019) en su investigación “Riesgo sísmico en las edificaciones de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura – Universidad Nacional de San Martín-Tarapoto, 2019” consideran que “las edificaciones de Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, tienen un nivel de riesgo sísmico de alto a medio, debido a que tiene una vulnerabilidad sísmica de alta a baja y un peligro sísmico medio, debido a que se ubica en una zona 3 de sismicidad, tipo de suelo intermedio y una topografía plana y los desplazamientos laterales que producirá un sismo severo en las edificaciones son superiores a la junta sísmica existente” (Díaz-Villalobos, 2019).

Archenti Ruiz & Vásquez Acuña (2013) en su investigación “Influencia del peligro y vulnerabilidad en la gestión del riesgo de desastres para el distrito de Jepelacio, 2011” lograron “identificar de manera participativa a cinco (5) lugares con peligros de deslizamientos; estos peligros se encuentran ubicados en el Barrio Unión, sector el Arenal y Padre Poza, con riesgo de causar pérdidas”. De acuerdo a su evaluación se reveló que “este peligro es rango muy alto y con condiciones de vulnerabilidad alta y sobre todo con riesgos altos de sufrir un desastre de esta naturaleza; el peligro con mayor número

encontrado en la zona de investigación es de las Inundaciones con la cantidad de once (11), lugares identificados, que se pueden observar más a menudo en los meses de Enero a Junio en temporadas de lluvia. Estos lugares se ubican en los sectores de Shatona y en la Rivera de la quebrada Yacaré. Con potencial de causar pérdida de viviendas, cultivos y vidas humanas” (Archenti Ruiz & Vásquez Acuña, 2013). De acuerdo a su evaluación este peligro es muy alto, con la población altamente vulnerable y un riesgo alto que suceda.

Vulnerabilidad sísmica

La determinación de la vulnerabilidad sísmica en las edificaciones “es un problema de gran complejidad que ha de ser abordado de diferentes formas en función de la escala de trabajo. Son multitud las variables que influyen en la vulnerabilidad de un edificio; cimentación, estructura, antigüedad, altura, geometría en planta y en altura, respuesta del terreno (ubicación geográfica), distribución de masas, relación con otros edificios, etc. el conocimiento de todos estos factores implica un ingente trabajo de campo, si lo que pretendemos es la evaluación de la vulnerabilidad en una gran ciudad, lo cual en la mayoría de los casos hace los proyectos inviables” (Asenjo, Fernández, & Montero, 2006). “La vulnerabilidad sísmica de un elemento V (por ejemplo, un edificio), se define como la relación entre la intensidad 1 del movimiento del suelo, generado por un sismo, en el emplazamiento del elemento, y el daño que sufre éste. Esta relación se expresa, en general, mediante una matriz de probabilidad de daño (MPD) o por funciones de vulnerabilidad y de fragilidad. Las matrices de probabilidad de daño de elementos de una clase determinada están constituidas por términos que representan la probabilidad condicionada de que el elemento sufra un daño de grado i como consecuencia de un movimiento del suelo de intensidad j.” (Asenjo, Fernández, & Montero, 2006).

$$MPO = [P (D_i / I_j)] \dots\dots\dots [2]$$

“Estos términos pueden también interpretarse como expresión del porcentaje de elementos (pe. edificios de la misma clase en una ciudad) con un determinado estado de daño, i, como consecuencia de un sismo de una intensidad dada, j.” (Asenjo, Fernández, & Montero, 2006)

“Cada columna (I fijo) representa la función de probabilidad de daños para la intensidad considerada. En ocasiones (para estados de daño expresados en porcentaje de daño) se considera suficiente caracterizar esta función por su valor medio con los que se construyen las funciones de vulnerabilidad” (Asenjo, Fernández, & Montero, 2006)

$$\langle D \rangle (I_j) = \sum_i [D_i \times P (D_i / I_j)] \dots\dots\dots [3]$$

$$y = \langle D \rangle(I) \dots\dots\dots [4]$$

“Por otra parte, cada fila de la MPD (D fijo) representa la función de fragilidad del elemento de aplicación a problemas de fallo de sistemas o instalaciones, como las relacionadas con accidentes es instalaciones críticas. El conjunto de funciones de fragilidad expresa gráficamente las MPD. Las tres relaciones (3), (4) y (5) son usadas para representar la respuesta al movimiento del suelo de un elemento” (Asenjo, Fernández, & Montero, 2006)

$$P(D \geq D') = f(I) \dots\dots\dots [5]$$

“Todas ellas suelen evaluarse, para elementos tales como estructuras, mediante el estudio teórico de su respuesta dinámica o bien por el análisis estadístico de datos obtenidos con ocasión de terremotos reales. Para otros tipos de elementos sólo es aplicable este segundo procedimiento, que es, por otra parte, el de mayor fiabilidad” (López & Villacañas, 1999)

Pérdidas y daño

Se entiende en general como pérdida el valor en términos monetarios de un daño, sea éste directo o indirecto, López & Villacañas (1999) dan una extensa lista de ambos tipos de daño, “de la que pueden destacarse entre los primeros los daños a edificios, a infraestructuras y a instalaciones, y entre los segundos daños a personas, interrupción de servicios cesación de negocios. En su evaluación se consideran estados de daño o daño porcentual”.

“La clasificación en estados de daño se establece en función de criterios que dependen del problema que se considera en cada caso; Así, en el caso de un mecanismo simple se suelen considerar sólo dos estados de daño, que corresponden a la descripción se mantiene operativo y no puede continuar funcionando” (López & Villacañas, 1999). En el diseño sísmico de instalaciones industriales (en particular en el de centrales nucleares) se tienen en cuenta también dos posibles estados de daño: “con daños leves que no disminuyen su capacidad operativa (al que corresponde el sismo base de operación, ORE) y con daños graves que impiden su continuidad operativa pero no implican riesgo una vez interrumpido su funcionamiento (que corresponde al sismo de parada segura, SSE). Semejantes a estos son los estados que se consideran en el diseño sísmico de edificaciones ordinarias (p.e. en la norma NCSE-94 y EGROCODIQUO 8); las situaciones que se distinguen en este caso corresponden a daños leves que no afectan a elementos estructurales y daños estructurales graves, pero no colapso” (López & Villacañas, 1999).

Intensidad sísmica

“El análisis del Riesgo sísmico exige el conocimiento de la Peligrosidad sísmica, que es definida en términos de la capacidad, o potencial, de daño del movimiento del suelo generado por terremotos en un lugar (su destructividad), a la que designamos como Intensidad sísmica” (López & Villacañas, 1999). La intensidad macrosísmica “es una medida de la intensidad sísmica así definida, pero ya desde los primeros tiempos de la Sismología se han propuesto otros parámetros más directamente relacionados con el movimiento del suelo” (López & Villacañas, 1999). Entre estos: “valores máximos y duración de éste ($a_{máx}$, $d_{máx}$, A_t), desarrollo temporal ($a(t)$, $v(t)$, $d(t)$), espectros de Fourier y de respuesta, funciones de la energía (p.e. intensidad de Arias) y valores derivados de la historia temporal (p.e. velocidad absoluta acumulada, CAV)” (López & Villacañas, 1999).

Peligrosidad sísmica

“Se ha definido la Peligrosidad sísmica en un punto, $H(x)$, como la función de probabilidad de un parámetro cualquiera representativo del movimiento del suelo originado por terremotos” (UNDRO, 1979). Más apropiado es definirla en forma general como función de la capacidad de daño del movimiento del suelo (su intensidad sísmica),

$$H(x) = P[l(x) = 1; T, X] \quad (1)$$

“Donde T representa el intervalo de tiempo para el que se calcula H (usualmente 1 año); (l) puede caracterizarse por cualquiera de los parámetros citados en el apartado anterior (incluida la intensidad macrosísmica); la peligrosidad se expresa generalmente por el valor de la intensidad sísmica, (l) , al que corresponde una probabilidad anual determinada; valores usuales de ésta son 2×10^{-3} , 10^{-4} , 10^{-5} . Un ejemplo de mapas de Peligrosidad es el contenido en la Norma NCSE-94 correspondiente a una probabilidad anual de 2×10^{-3} ” (López & Villacañas, 1999).

Riesgo sísmico

“El Riesgo sísmico se ha definido también como valor medio de pérdidas, definición aplicada en particular a problemas relacionados con seguros sobre daños por terremotos (Sauter, 1979; Boissonade y Shah, 1984) pero que también es útil en casos en que no se conoce la Matriz de Probabilidad de Daño y son en cambio conocidas curvas de vulnerabilidad aplicables” (López & Villacañas, 1999). La vulnerabilidad de los elementos presentes no viene en estos casos expresada por las MPD sino por los vectores definidos

por los valores de la correspondiente función de vulnerabilidad según [4], con lo que las ecuaciones [7] y [8] quedan reducidas a

$$R(e, X, T) = \sum_j L_j \times \langle D \rangle(I_j) \times P(I_j; T, x) \dots\dots\dots [10]$$

$$\langle R \rangle(E, X, T) = \sum_j L_j \times \langle D \rangle(I_j)_{\text{global}} \times P(I_j; T, x) \dots\dots\dots [11]$$

“Estas ecuaciones son aplicables en la determinación de pérdidas por daños directos a construcciones, infraestructuras etc; los daños a personas se suelen determinar mediante el uso de tablas que establecen la relación entre estados de daño de edificios y porcentaje de la población en cada uno de los estados de daño a personas (generalmente, fallecidos, heridos, desplazados). También se han propuesto otras relaciones expresadas mediante factores que tienen en cuenta el número de habitantes por vivienda y la ocupación de éstas en función de la hora” (López & Villacañas, 1999).

Escenarios de daños

“En el análisis de Riesgo sísmico se incluye también la estimación de Escenarios de Daños por terremoto, definidos como la descripción y evaluación de los posibles efectos de un sismo concreto sobre una ciudad o una región” (López & Villacañas, 1999). Los ED de mayor interés son los que se refieren a:

- “Daños ocasionados por un sismo que ha tenido lugar, cuyos parámetros focales (localización, magnitud) son conocidos. El objetivo de la estimación de estos daños es la identificación de los medios que han de aportarse en la ayuda inmediata a la zona afectada por el terremoto” (López & Villacañas, 1999).
- “Daños que puede ocasionar a una ciudad o una región un terremoto hipotético que alcanzase en ella una intensidad cuya probabilidad de ocurrencia tenga un valor fijado. Su estimación permitirá prevenir medidas para reducir tales efectos; es además útil en la toma de decisiones sobre ubicación de industrias peligrosas y, en general, en problemas relacionados con ordenación territorial y urbana” (López & Villacañas, 1999).

“La estimación de estos escenarios se ha llamado análisis determinista del Riesgo sísmico, por contraposición a la de los descritos, que se considera análisis probabilista” (López & Villacañas, 1999). En todo caso, los escenarios de daño se obtienen mediante expresiones semejantes a la [7] para un único valor de la intensidad I.

$$ED(I) = \sum_k D_k(I) = \sum_k \sum_j P(D_{j,k}/I) \times N_k \dots\dots\dots [12]$$

Vulnerabilidad de las edificaciones

“Las primeras funciones de vulnerabilidad y fragilidad publicadas, así como las matrices de probabilidad de Daño, corresponden a tipos de edificios definidos según criterios puramente estructurales, y en ellas se consideraban como parámetros de intensidad del movimiento del suelo la Intensidad Macrosísmica (MMI ó MSK-'74) o la aceleración máxima horizontal; no siempre hacían referencia a la base observacional de la que se habían deducido. Las propias escalas macrosísmicas (una vez traducidos los términos poco, mucho, la mayoría a porcentajes numéricos) definen Matrices de Probabilidad de Daño” (Castillo & Jorge, 1993). “En época más reciente se han llevado a cabo extensos análisis del comportamiento de miles de edificios con ocasión de terremotos destructores (entre ellos Irpinia, 1980, e Italia central, 1984), que han permitido deducir Matrices de Probabilidad de Daño para las clases de edificios consideradas en las escalas macrosísmicas MSK(Braga et al., 1982, 1986) y EMS- 95 (Chávez, 1998), a las que reducen las 15 tipologías estructurales identificadas en la zona afectada; en ambos trabajos se obtuvieron los términos de las MPD mediante ajuste de las observaciones para cada grado de Intensidad (VI a X) a una distribución binomial. Dadas las semejanzas en la construcción en las zonas de mayor sismicidad de España y en las de Italia, proponemos el uso de las MPD así obtenidas u otras semejantes en el cálculo previo del Riesgo Sísmico y de Escenarios de Daños en áreas españolas” (Castillo & Jorge, 1993).

Vulnerabilidad de las personas

“Vulnerabilidad de las personas En los daños a personas se suelen considerar cuatro estados de daño” (Castillo & Jorge, 1993):

1. “Atrapados, que requerirán medios de búsqueda y desescombro” (Castillo & Jorge, 1993).
2. “Fallecidos en el momento del terremoto, para los que se habrá de habilitar medios de inhumación” (Castillo & Jorge, 1993).
3. “Heridos, que precisarán medios de transporte, atención y hospitalización” (Castillo & Jorge, 1993).
4. “Desalojados de sus viviendas, que precisarán albergue y mantenimiento” (Castillo & Jorge, 1993).

Evidentemente, “los conjuntos definidos por esta clasificación no son disjuntos, pero Protección Civil necesita una estimación del número esperado de personas en cada caso. Por otra parte, como ya dijimos, no pueden establecerse Matrices de Probabilidad de

Daño a las personas como función directa de la Intensidad Sísmica” (Castillo & Jorge, 1993).

Normas peruanas aplicadas

En la norma técnica E 020 de cargas consideramos:

Carga muerta: “Se considerará el peso real de los materiales que conforman y de los que deberán soportar la edificación calculados en base a los pesos unitarios que aparecen en el Anexo 2, pudiéndose usar pesos unitarios menores cuando se justifique debidamente. El peso real se podrá determinar por medio de análisis o usando los datos indicados en los diseños y catálogos de los fabricantes” (Norma E 090).

Carga viva del piso: Se usará como mínimo los valores que se establecen en la **Tabla 2** para los diferentes tipos de ocupación o uso, valores que incluyen un margen para condiciones ordinarias de impacto.

- a) Cuando la ocupación o uso de un espacio no sea conforme con ninguno de los que en la **Tabla 1**, el proyectista determinará la carga viva justificándola ante las autoridades competentes.
- b) Las cargas vivas de diseño deberán estar claramente indicadas en los planos del proyecto.

Tabla 1

Cargas vivas mínimas repartidas E 020-2019

OCUPACION O USO	CARGAS kPa(kgf/m ²)	REPATIDAS
Lugares de asamblea		
Con asientos fijos	3,0 (300)	
Con asientos móviles	4,0 (400)	
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines.	4,0 (400)	
Graderías y tribunas	5,0 (500)	
Corredores y escaleras	5,0 (500)	

Carga viva de techo: “Se diseñarán los techos y las marquesinas tomando en cuenta las cargas vivas, las de sismo, viento y otras prescritas a continuación” (Norma E 090).

- a) “Para los techos con una inclinación hasta de 3° con respecto a al horizontal, 1,0 kPa (100 kgf/m²)” (Norma E 090).

- b) “Para techos con inclinación mayor de 3°, con respecto a la horizontal 1,0 kPa (100 kgf/m²) reducida en 0,05 kPa (5 kgf/m²), por cada grado de pendiente por encima de 3°, hasta un mínimo de 0,50 kPa (59 kgf/m²)” (Norma E 090).
- c) “Para techos curvos, 0,50 kPa (50 kgf/m²)” (Norma E 090).
- d) “Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico, etc., cualquiera sea su pendiente, 0,30 kPa (30 kgf/m²), excepto cuando en el techo pueda haber acumulación de nieve, en cuyo caso se aplicará lo indicado en el Artículo 11” (Norma E 090).
- e) “Cuando se trate de malecones o terrazas, se aplicará la carga viva correspondiente a su uso particular” (Norma E 090), según se indica en la Tabla 1.
- f) “Cuando los techos tengan jardines, la carga viva mínima de diseño de las porciones con jardín será de 1,0 kPa (100 kgf/m²). Excepto cuando los jardines puedan ser de uso común o público, en cuyo caso la carga viva de diseño será de 4,0 kPa (400 kgf/m²)” (Norma E 090).
- g) “El peso de los materiales del jardín será considerado como carga muerta y se hará este cómputo sobre la base de tierra saturada” (Norma E 090).
- h) “Las zonas adyacentes a las porciones con jardín serán consideradas como áreas de asamblea, a no ser que haya disposiciones específicas permanentes que impidan su uso” (Norma E 090).
- i) “Cuando se coloque algún anuncio o equipo en un techo, el diseño tomará en cuenta todas las acciones que dicho anuncio o equipo ocasione” (Norma E 090).

En la norma técnica E 060 de Concreto Armado consideramos que:

“Los ganchos de los estribos y grapas suplementarias para elementos con responsabilidad sísmica” (Norma Técnica. E. 060, 2009) se definen en:

Diafragmas estructurales: “Elementos estructurales, tales como las losas de piso, que transmiten las fuerzas de inercia a los elementos del sistema de resistencia sísmica” (Norma Técnica. E. 060, 2009).

Elementos de borde: “Zonas a lo largo de los bordes de los muros y de los diafragmas estructurales, reforzados con acero longitudinal y transversal. Los elementos de borde no requieren necesariamente un incremento del espesor del muro o del diafragma. Los bordes de las aberturas en los muros y diafragmas deben estar provistos de elementos de borde” (Norma Técnica. E. 060, 2009)

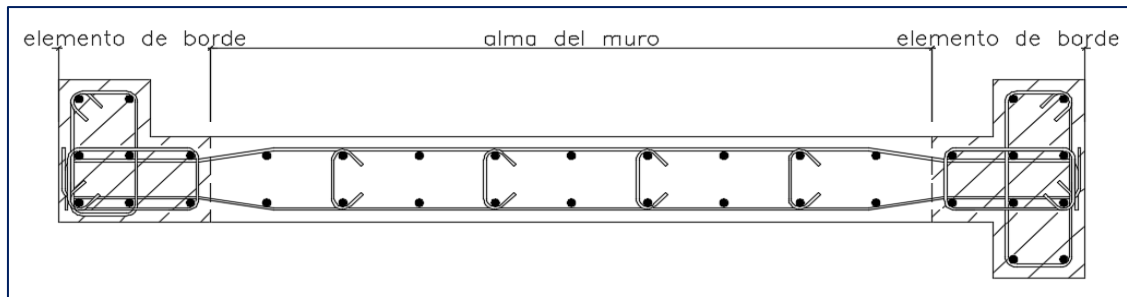


Figura 10. Ejemplo de elementos de borde en muros, Norma E 060 de Concreto Armado, 2019.

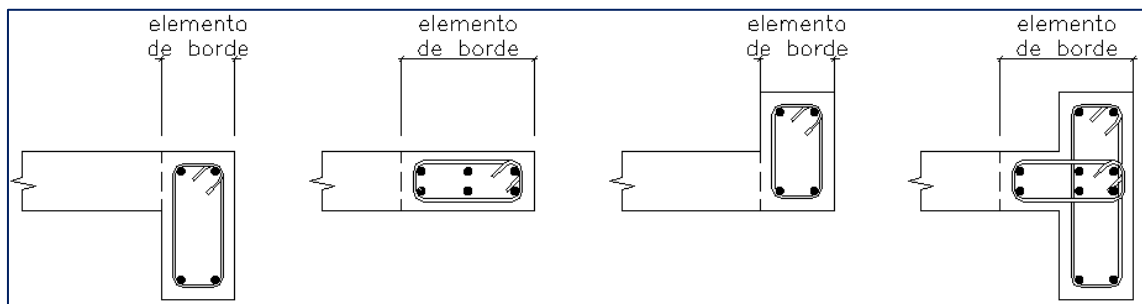


Figura 11. Ejemplos de elementos de borde en diafragmas estructurales, Norma E 060 de Concreto Armado, 2019.

Gancho sísmico: “Es el gancho que debe formarse en los extremos de los estribos de confinamiento y grapas suplementarias. Consiste en un doblar de 135° o más. Los ganchos deben tener una extensión de ocho veces el diámetro de la barra, pero no menor a 75 mm, que abraza el refuerzo longitudinal y se proyecta hacia el interior de la sección del elemento” (Norma Técnica. E. 060, 2009)

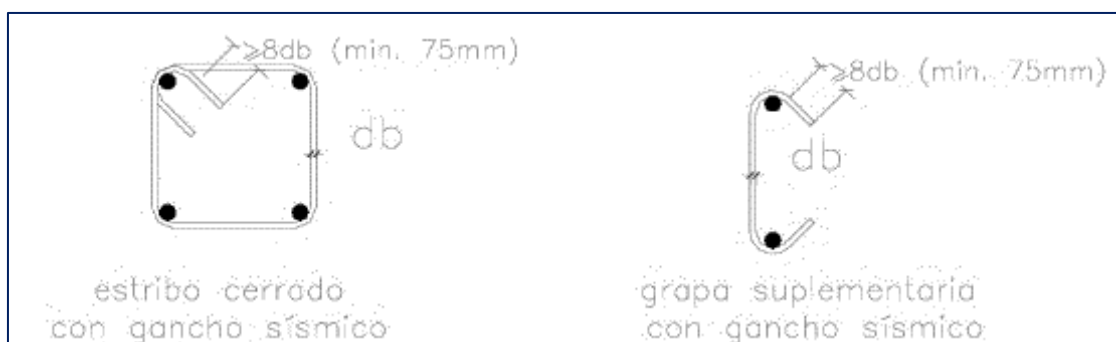


Figura 12. Ganchos sísmicos en estribos y grapas suplementarias, Norma E 060 de Concreto Armado, 2019.

Región de rótula plástica: “Región de un elemento de pórtico (columnas, vigas) o muro estructural en la que se espera que ocurra fluencia por flexión durante la respuesta sísmica inelástica de la estructura” (Norma Técnica. E. 060, 2009)

Muro estructural (Muro de corte o Placa): “Elemento, generalmente vertical, diseñado para resistir combinaciones de cortante, momento y fuerza axial inducidas por los movimientos sísmicos” (Norma Técnica. E. 060, 2009)

Requisitos generales de resistencia

1. “La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo: $U = 1,4 CM + 1,7 CV$ ” (Norma Técnica. E. 060, 2009).

2. “Si en el diseño se tuviera que considerar cargas de viento (CVi) a nivel de servicio, además de lo indicado en 1” (Norma Técnica. E. 060, 2009), la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (CM + CV \pm CVi)$$

$$U = 0,9 CM \pm 1,25 CVi$$

Si las cargas de viento estuvieran a nivel de resistencia se utilizará:

$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CVi$$

$$U = 0,9 CM \pm CVi$$

3. “Si en el diseño se tuviera que considerar cargas de sismo (CS) a nivel de resistencia, además de lo indicado en 1” (Norma Técnica. E. 060, 2009), la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0,9 CM \pm CS$$

Si las cargas de sismo estuvieran a nivel de servicio se utilizará:

$$U = 1,25 (CM + CV \pm CS)$$

$$U = 0,9 CM \pm 1,25 CS$$

4. “No será necesario considerar acciones de sismo y de viento simultáneamente” (Norma Técnica. E. 060, 2009)
5. “Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto del peso y empuje lateral de los suelos (CE), la presión ejercida por el agua contenida en el suelo o la presión y peso ejercidos por otros materiales, además de lo indicado en 1, la resistencia requerida será como mínimo: $U = 1,4 CM + 1,7 CV + 1,7 CE$ ” (Norma Técnica. E. 060, 2009)
6. “En el caso en que la carga muerta o la carga viva reduzcan el efecto del empuje lateral, se usará: $U = 0,9 CM + 1,7 CE$ ” (Norma Técnica. E. 060, 2009)

7. “Las estimaciones de los asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, retracción restringida, la expansión de concretos de retracción compensada o cambios de temperatura deben basarse en una determinación realista de tales efectos durante la vida útil de la estructura. La estimación debe establecerse considerando la incertidumbre asociada con la magnitud esperada de CT, la probabilidad de que el máximo efecto ocurra simultáneamente con las otras cargas aplicadas y las consecuencias potencialmente adversas en caso que el efecto de CT sea mayor que el supuesto. Para limitar los efectos de los cambios volumétricos se pueden utilizar juntas de expansión y franjas (bandas) de retracción que se hayan desempeñado adecuadamente en estructuras similares” (Norma Técnica. E. 060, 2009).

En la norma técnica E 030 de Diseño Sismorresistente consideramos que:

“Esta Norma establece las condiciones mínimas para el Diseño Sismorresistente de las edificaciones. Esta norma es de aplicación obligatoria a nivel nacional y se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las estructuras que resulten dañadas por la acción de los sismos” (Norma Técnica E. 030, 2016).

Datos para el proyecto de investigación:

1) Zonificación



Figura 13. Mapa de zonificación, E 030. Diseño sismorresistente, 2018

Tabla 2

Cuadro informativo de zonificación, E 030. Diseño sismorresistente, 2018

PROVINCIA	DISTRITO	ZONA	AMBITO
Moyobamba	Moyobamba	3	Todos Los
	Calzada		Distritos
	Habana		
	Jepelacio		
	Soritor		
	Yantalo		

Cada zona se asigna un factor Z según se indica en la tabla 2. “Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de

ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad” (Norma Técnica E. 030, 2016).

Tabla 3

Tabla de factores de zona, E 030. Diseño sismorresistente, 2018

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

2) Microzonificación sísmica

“Son estudios multidisciplinarios que investigan los efectos de sismos y fenómenos asociados como licuación de suelos, deslizamientos, tsunamis y otros, sobre el área de interés. Los estudios suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas por causa de las condiciones locales y otros fenómenos naturales, así como las limitaciones y exigencias que como consecuencia de los estudios se considere para el diseño, construcción de edificaciones y otras obras” (Norma Técnica E. 030, 2016).

3) Perfiles del suelo

- a. Para los efectos de esta Norma, “los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s), alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de N_{60} los obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u) para suelos cohesivos. Estas propiedades se determinan para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación” (Norma Técnica E. 030, 2016), como se indica en el numeral b.
- b. “Para los suelos predominantemente granulares, se calcula N_{60} considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos granulares. Para los suelos predominantemente cohesivos, la resistencia al corte en condición no drenada S_u se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo” (Norma Técnica E. 030, 2016).

- c. “Este método también es aplicable si se encuentran suelos heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de N_{60} para los estratos con suelos granulares y de S_u para los estratos con suelos cohesivos se obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la que corresponde al tipo de perfil más desfavorable” (Norma Técnica E. 030, 2016).
- d. Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

Tabla 4

Valores típicos de perfiles de suelo, E 030. Diseño sismorresistente, 2018

CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S_0	> 1500 m/s	.	.
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S_2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_4	Clasificación basada en el EMS		

4) Parámetros de sitio

“Se considera el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos T_P y T_L ” (Norma Técnica E. 030, 2016).

Tabla 5

Factor de suelo, E 030. Diseño sismorresistente, 2018

FACTOR DE SUELO “S”				
	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla 6

Factor de suelo, E 030. Diseño sismorresistente, 2018

PERÍODOS “TP” Y “TL”				
	Perfil del suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
$T_p(s)$	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_l(s)$	3,0	2,5	2,0	1,6

5) Factor de amplificación sísmica

“De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C)” (Norma Técnica E. 030, 2016) por las siguientes expresiones:

$$\begin{array}{ll} T < T_p & C = 2,5 \\ T_p < T < T_l & C = 2,5 * \frac{T_p}{T} \\ T > T_l & C = 2,5 * \frac{T_p * T_l}{T^2} \end{array}$$

“T es el período de acuerdo a la nota A. Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo” (Norma Técnica E. 030, 2016).

Nota A:

“El período fundamental de vibración para cada dirección” (Norma Técnica E. 030, 2016). se estima con la siguiente expresión:

$$C = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a. Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b. Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- a. Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b. Pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

6) Factor de uso

“Cada estructura está clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla 7. El factor de uso o importancia (U)” (Norma Técnica E. 030, 2016), definido en la Tabla 7 se usa según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se puede considerar $U = 1$.

Tabla 7

Factor de uso según categorías, E 030. Diseño sismorresistente, 2018.

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: “Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud” (Norma Técnica E. 030, 2016).	Ver nota 1
	A2: “Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre” (Norma Técnica E. 030, 2016). Se incluyen las siguientes edificaciones: - “Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1” (Norma Técnica E. 030, 2016). - “Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones” (Norma Técnica E. 030, 2016). - “Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía” (Norma Técnica E. 030, 2016). - “Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua” (Norma Técnica E. 030, 2016). - “Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades” (Norma Técnica E. 030, 2016). - “Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos” (Norma Técnica E. 030, 2016). - “Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado” (Norma Técnica E. 030, 2016).	1,5
B Edificaciones Importantes	“Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses	1,3

	de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento” (Norma Técnica E. 030, 2016).	
C Edificaciones Comunes	“Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes” (Norma Técnica E. 030, 2016).	1,0
D Edificaciones Temporales	“Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares” (Norma Técnica E. 030, 2016).	Ver nota 02

Nota 1: “Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U es como mínimo 1,5” (Norma Técnica E. 030, 2016).

Nota 2: “En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista” (Norma Técnica E. 030, 2016).

7) Sistema estructural

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente cumplen con lo previsto en la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE

- a) Pórticos. “Por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos se diseñan para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez” (Norma Técnica. E. 060, 2009).

Tabla 8

Coefficiente de reducción, E 030. Diseño sismorresistente, 2018.

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R0 (*)
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4

Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

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

(**) Para diseño por esfuerzos admisibles.

8) Factores de irregularidad (I_a , I_p)

- El factor I_a se determina como el menor de los valores de la Tabla 9, “correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis” (Norma Técnica E. 030, 2016).
- El factor I_p se determina como el menor de los valores de la Tabla 9, “correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis” (Norma Técnica E. 030, 2016).
- Si al aplicar las Tablas N° 8 y 9 “se obtuvieran valores distintos de los factores I_a o I_p para las dos direcciones de análisis, se toma para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones” (Norma Técnica E. 030, 2016).

Tabla 9

Factor de irregularidad en altura, E 030. Diseño sismorresistente, 2018.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de irregularidad I_a
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0,75
“Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor	

que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga” **(Norma Técnica E. 030, 2016).**

Irregularidades de Resistencia – Piso Débil

“Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior” **(Norma Técnica E. 030, 2016).**

Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)

0,50

“Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga” **(Norma Técnica E. 030, 2016).**

Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)

“Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior” **(Norma Técnica E. 030, 2016).**

Irregularidad de Masa o Peso

0,90

“Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos” **(Norma Técnica E. 030, 2016).**

Irregularidad Geométrica Vertical

0,90

“La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos” (**Norma Técnica E. 030, 2016**).

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

0,80

“Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento” (**Norma Técnica E. 030, 2016**).

Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10)

0,60

“Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total” (**Norma Técnica E. 030, 2016**).

Tabla 10

Factor de irregularidad en planta, E 030. Diseño sismorresistente, 2018.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de irregularidad I_p
<p>Irregularidad Torsional</p> <p>“Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom})” (Norma Técnica E. 030, 2016).</p> <p>Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor</p>	0,75

que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.

Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) 0,60

“Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ max) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ prom)”
(Norma Técnica E. 030, 2016).

Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.

Esquinas Entrantes 0,90

“La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta”
(Norma Técnica E. 030, 2016).

Discontinuidad del Diafragma 0,85

“La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta” **(Norma Técnica E. 030, 2016).**

Sistemas no Paralelos 0,90

“Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso” **(Norma Técnica E. 030, 2016).**

9) Coeficientes de reducción de las fuerzas sísmicas R

“El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determina como el producto del coeficiente R0” (Norma Técnica E. 030, 2016), determinado a partir de la Tabla 8 y de los factores l_a , l_p obtenidos de las Tablas 9 y 10.

10) Fuerza cortante en la base

“La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada” (Norma Técnica E. 030, 2016), se determina por la siguiente expresión:

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

El valor de C/R no se considera menor que:

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

11) Distribución de fuerza sísmica en altura

“Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i, correspondientes a la dirección considerada” (Norma Técnica E. 030, 2016), se calculan mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

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

“Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada” (Norma Técnica E. 030, 2016), que se calcula de acuerdo a:

a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.

b) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

12) Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

“El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el artículo 31, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión)” (Norma Técnica E. 030, 2016), que se indica en la Tabla 14.

Tabla 11

Factor de irregularidad en planta, E 030. Diseño sismorresistente, 2018.

LIMITES PARA LA DISTORCION DEL ENTRE PISO	
Material Predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,0100
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial son establecidos por el proyectista, pero en ningún caso exceden el doble de los valores de esta Tabla.

13) Diseño de espectro de diseño de pseudo aceleración

De acuerdo a un previo análisis de datos para nuestro proyecto y usando las determinadas formulas se puede formular el espectro de diseño de pseudo aceleración para la estructura en estudio Mercado Modelo Soritor, cabe resaltar que “el diagrama de espectro nos ayuda a reflejar las aceleraciones potenciales que un sitio posee como consecuencia de sismos lo suficientemente cercanos al sitio de estudio, basado en un análisis de peligro sísmico, curvas de atenuación de las aceleraciones a través de la distancia y la respuesta de las diferentes edificaciones de acuerdo a su masa, rigidez y amortiguamiento”. (Udemy, 2022).

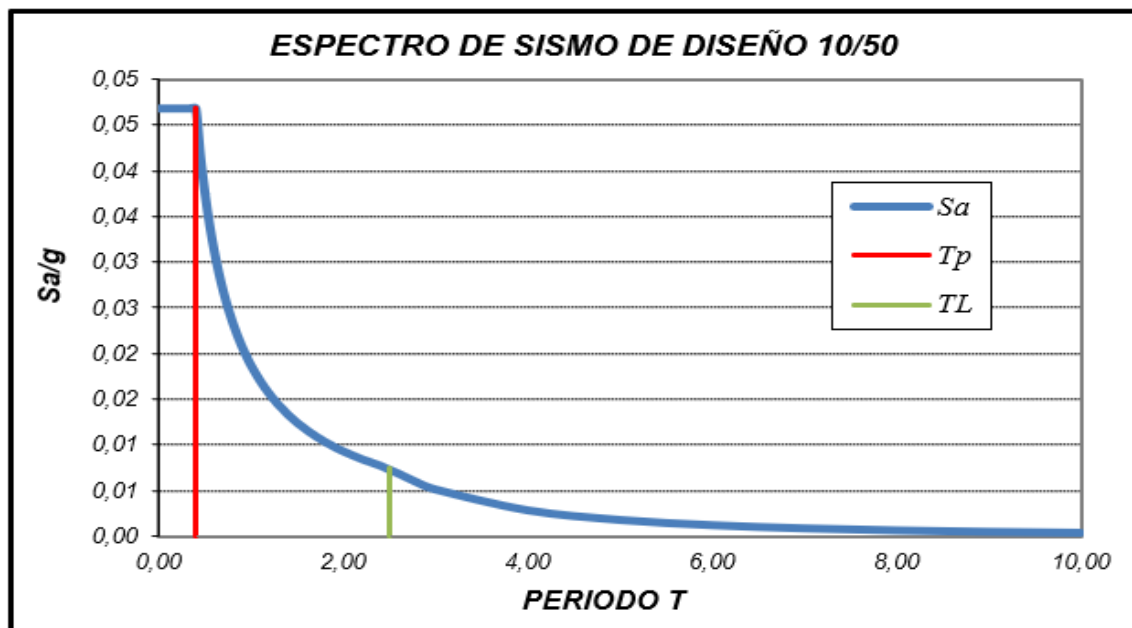


Figura 14. Espectro de diseño, Elaboración propia

Comportamiento de elementos estructurales

Después de los análisis efectuados y cumpliendo los requisitos que la norma de E. 030 de diseño Sismorresistente sugiere según la tabla N° 09, se procede con el cálculo y diseño de elementos estructurales cuyas cargas se generan en base a una envolvente según las combinaciones de carga que se realiza de acuerdo a nuestra norma E. 060 de Concreto Armado.

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV \dots\dots\dots(1)$$

$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CS \dots\dots\dots(2)$$

$$U = 0,9 CM \pm CS \dots\dots\dots(3)$$

$$U = 1,25 (CM + CV \pm CS) \dots\dots\dots(4)$$

$$U = 0,9 CM \pm 1,25 CS \dots\dots\dots(5)$$

Donde:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

CS: Carga de sismo

U: Carga ultima

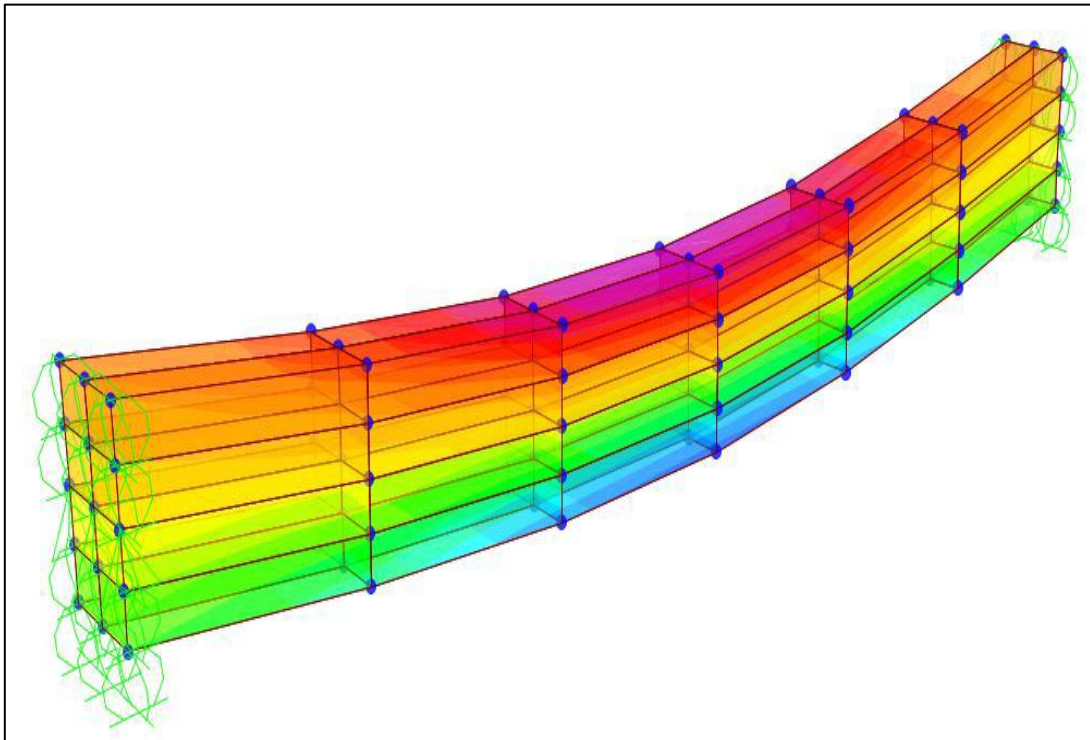


Figura 15. Esfuerzos generados en una viga por la flexión sometida a cargas.

- ✓ Concreto no agrietado ($E_c < 0,003$)
- ✓ Concreto agrietado (donde se producen esfuerzos elásticos) ($E_c = 0,003$)
- ✓ Falla de la viga (resistencia limite o última) ($E_c > 0,003$)

Concreto no agrietado:

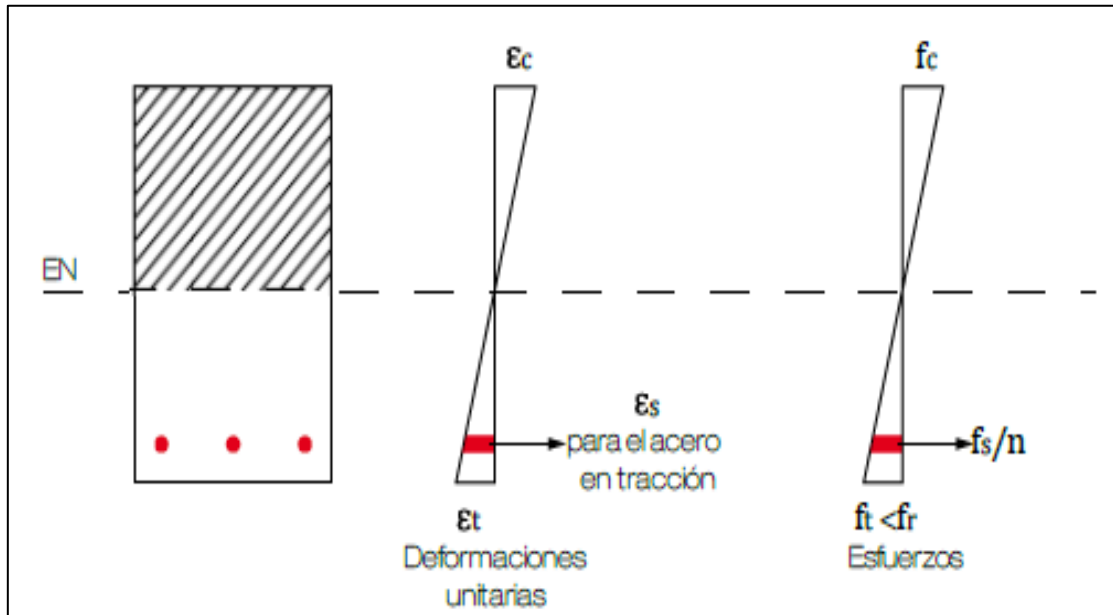


Figura 16. Esfuerzos y deformaciones en viga de concreto no agrietado.

Viga con falla de agrietamiento

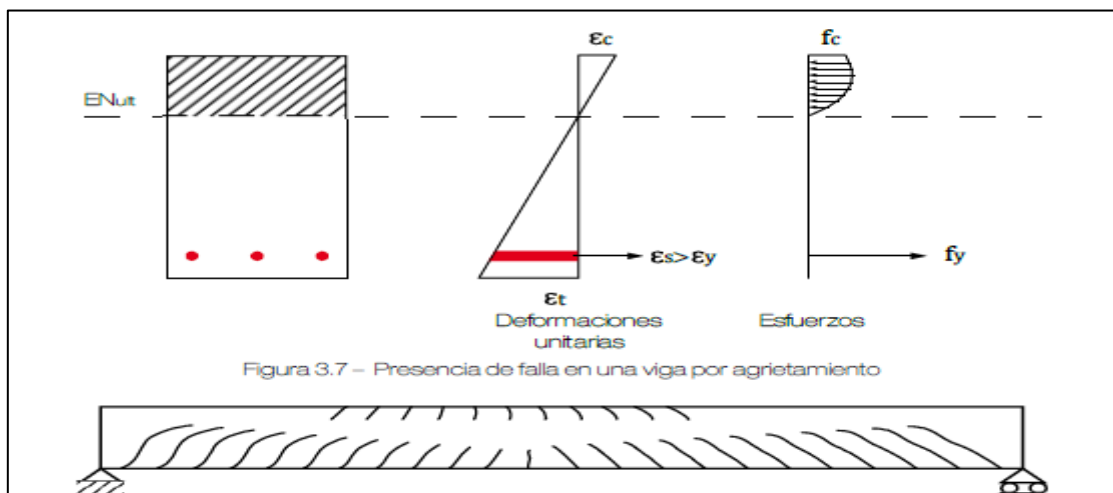


Figura 17. Viga con falla de agrietamiento.

Para observar mejor estos fundamentos, se utilizará un diagrama Momento-Curvatura en donde se pueden observar las diferentes fallas que se presentan en cada etapa de la viga.

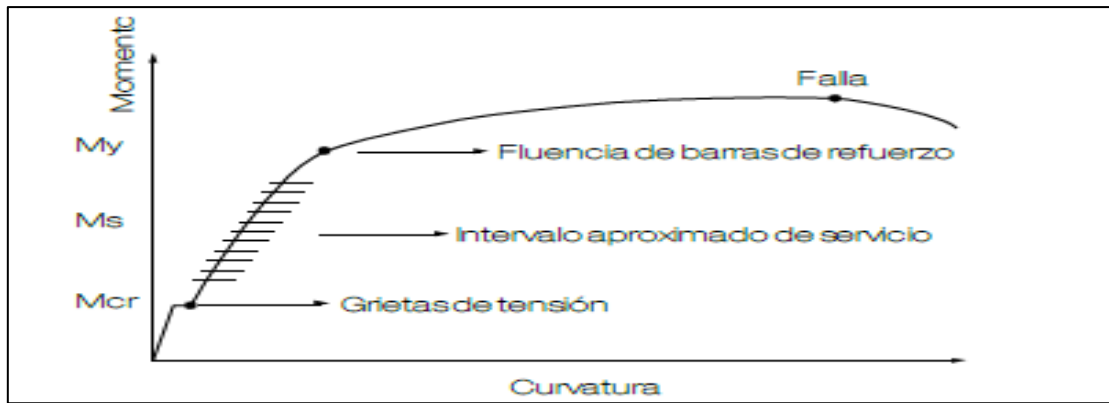


Figura 18. Diagrama de Momento - Curvatura

“Las columnas son elementos que están sometidos principalmente a esfuerzos de flexo-compresión. Además, adicionalmente se presenta el problema de la flexión biaxial, el cual siempre existe si se consideran momentos de sismo en una dirección y simultáneamente momentos de cargas verticales en la otra” (López & Villacañas, 1999).

El diseño de un elemento sometido a flexocompresión se hace en base a las mismas hipótesis de diseño en flexión, considerando adicionalmente el problema de esbeltez.

Si se analiza una sección transversal sometida a flexocompresión, para una determinada distribución de acero, se puede obtener diferentes valores de Carga y Momento resistentes, conforme se varíe la posición del eje neutro. A la curva que indica esta resistencia, teniendo como ordenada la Carga Axial y como abscisa el Momento, se le denomina Diagrama de Interacción. Para su construcción bastará analizar el equilibrio de la sección variando la ubicación del eje neutro. **BLANCO A.**

Construcción del diagrama de interacción

Si se tiene que el momento es nulo, el valor de la carga axial, es máxima y se denomina P_0 (Ver figura 22). Esta se obtiene considerando la carga máxima del concreto y del acero longitudinal colocado en el elemento. Así tenemos:

$$P_0 = \emptyset * (0.85 * f'c * Ac + As * fy)$$

donde:

$\emptyset = 0.70$ para columnas con estribos.

$\emptyset = 0.75$ para columnas con espirales.

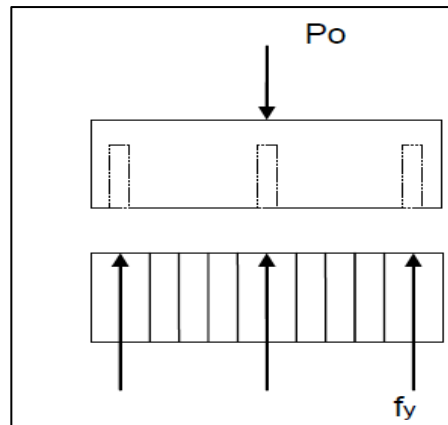


Figura 19. Estado de equilibrio en compresión pura. **Blanco A.**

La Condición Balanceada, es aquella cuando el concreto en compresión ha llegado a una deformación máxima de 0.003 y simultáneamente el fierro extremo opuesto en tracción ha llegado a la fluencia con una deformación de 0.0021 (f_y/E_s). Esta condición balanceada es representada en el diagrama de interacción como P_b , M_b .

La obtención de los valores P_b y M_b , se realiza por equilibrio conociendo la extensión del bloque comprimido. Damos a continuación los pasos para obtener estos valores, en base a la sección de la columna mostrada en la figura 23.

Con $\epsilon_c = 0.003$ y $\epsilon_y = 0.0021$ obtenemos gráfica o geoméricamente el valor del bloque comprimido c .

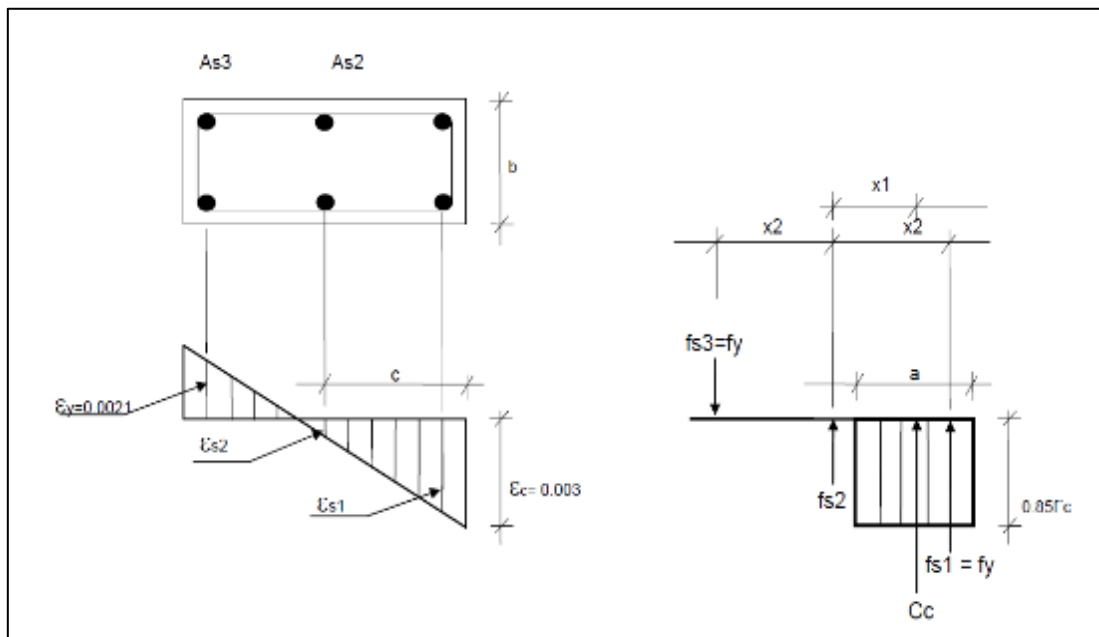


Figura 20. Estado de equilibrio para condición balanceada. **Blanco A.**

Limites en el diagrama de interacción para efectos de diseño

La resistencia de diseño (ϕP_n) de elementos en compresión no se tomará mayor a:

Para elementos con espirales:

$$\phi P_u(\text{ max}) = 0.85 [\phi (0.85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y)]$$

Para elementos con estribos:

$$\phi P_u(\text{ max}) = 0.80 [\phi (0.85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y)]$$

Esta exigencia obliga a considerar un diagrama de interacción útil para el diseño, con una curva trunca en la parte superior.

Tabla 12

Tabla informativa de barras de construcción Sider Perú.

Designación	Diámetro (ϕ) pulg	Diámetro (ϕ) cm	Área (cm ²)
2	1/4	0.64	0.32
3	3/8	0.95	0.71
4	1/2	1.27	1.29
5	5/8	1.59	1.99
6	3/4	1.91	2.84
7	7/8	2.22	3.87
8	1	2.54	5.10
9	1 1/8	2.86	6.45
10	1 1/4	3.19	8.19
11	1 3/8	3.58	10.06
12	1 1/2	3.81	11.40

Cuadro informativo de acero estructural $f_y=4200$ kg/cm²

Análisis Pushover

Procedimiento de análisis Pushover

“El MEC constituye un procedimiento simple para determinar el punto de desempeño de una estructura sometida a movimientos sísmicos de variada intensidad. Es un procedimiento estático no lineal que proporciona una representación gráfica de la curva de capacidad (pushover) y de la demanda sísmica representada en un espectro de respuesta, de esta forma se coloca en el mismo gráfico el Espectro de Capacidad y el Espectro de Demanda, el punto de intersección representa el punto de demanda, todo esto en un mismo sistema de coordenadas aceleración espectral versus desplazamiento espectral, llamado formato ADRS” (Portillo, Rodríguez-Martínez, & Martínez Soto, 2011).

Dos herramientas son necesarias para el desarrollo del Método del Espectro de Capacidad: la curva de capacidad que relaciona el cortante basal V y el desplazamiento máximo en el tope Dt; y la demanda, representada por un espectro de respuesta de aceleraciones.

a. Espectro de capacidad

En el MEC, una vez obtenida la curva de capacidad (pushover) se debe pasar a coordenadas espectrales usando las propiedades dinámicas de la estructura.

Considerando el primer modo de vibración, las ecuaciones básicas de cálculo son las siguientes.

$$PF_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (W_x \phi_{i1}) / g]}{[\sum_{i=1}^N (W_x \phi_{i1}^2) / g]} * g \dots\dots\dots (1)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (W_x \phi_{i1}) / g]^2}{[(\sum_{i=1}^N (W_i) / g) [\sum_{i=1}^N (W_x \phi_{i1}^2) / g]} \dots\dots\dots (2)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \dots\dots\dots (3)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \dots\dots\dots (4)$$

En donde:

PF1= Factor de participación modal para el primer modo natural

α_1 = Coeficiente de masa modal para el primer modo

w_i =Peso en el nivel i

ϕ_{i1} = forma del modo 1 en el piso i

N = Nivel más alto de la estructura

V = Cortante Basal

W = Peso muerto más porcentaje de carga viva considerado

Δ_{roof} = Desplazamiento en el tope

S_a = Aceleración espectral

S_d = Desplazamiento espectral

$\phi_{roof,1}$ = forma del modo 1 en el nivel más alto

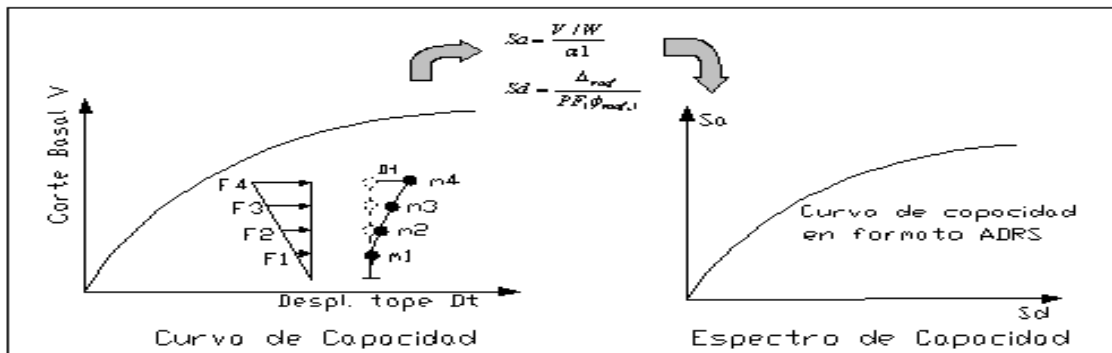


Figura 21. Procedimiento para obtener el espectro de capacidad, Lucio Fernando Sánchez Sarmiento, Pablo Enrique Caiza Sánchez, Ing.M.Sc.

b. Espectro de demanda

“La forma de representar el espectro de demanda es a través de un espectro de respuesta de aceleraciones, para aplicar el MEC se necesita dicho espectro en formato aceleración espectral versus desplazamiento espectral (ADRS)” (Portillo, Rodríguez-Martínez, & Martínez Soto, 2011).

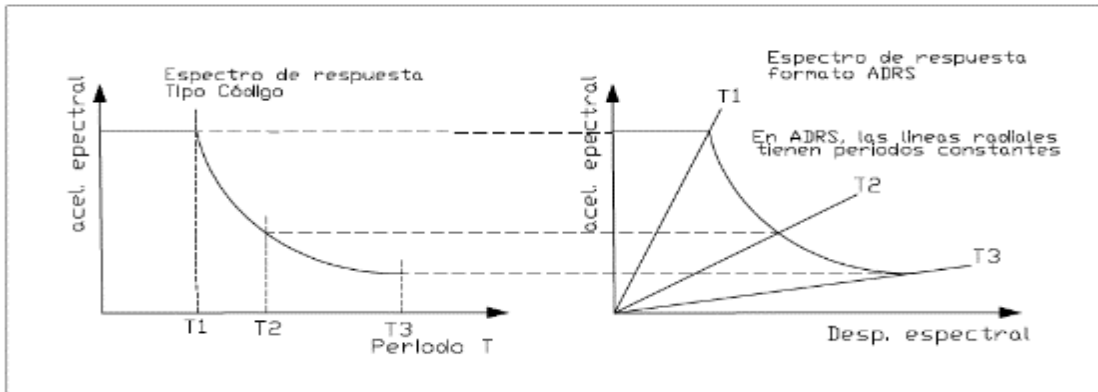


Figura 22. Espectro de respuesta tipo código y en formato ADRS, Lucio Fernando Sánchez Sarmiento, Pablo Enrique Caiza Sánchez, Ing.M.Sc.

De la dinámica estructural se sabe que:

$$S_a = \omega^2 * S_d \dots\dots\dots(5)$$

$$\omega^2 = \frac{S_a}{S_d} \dots\dots\dots(6)$$

La pendiente de las líneas radiales en la gráfica ADRS es:

$$m = \frac{S_a}{S_d} \dots\dots\dots(7)$$

Como se observa en (5) y (6) la pendiente de las líneas radiales es ω^2 , por lo que se dice que estas son rectas de periodo constante (figura 25).

Se sabe que el periodo es inversamente proporcional a la frecuencia.

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \dots\dots\dots(8)$$

De (8) en (5) se tiene

$$S_a = \frac{4\pi^2}{T^2} * S_d \dots\dots\dots(9a)$$

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a * T^2 \dots\dots\dots(9b)$$

Con esta ecuación se obtiene el espectro elástico de respuesta en coordenadas espectrales (ADRS).

c. Punto de demanda o desempeño

“La demanda de desplazamiento en el MEC ocurre en la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido. A este punto se lo conoce como punto de demanda o desempeño” (Portillo, Rodríguez-Martínez, & Martínez Soto, 2011).

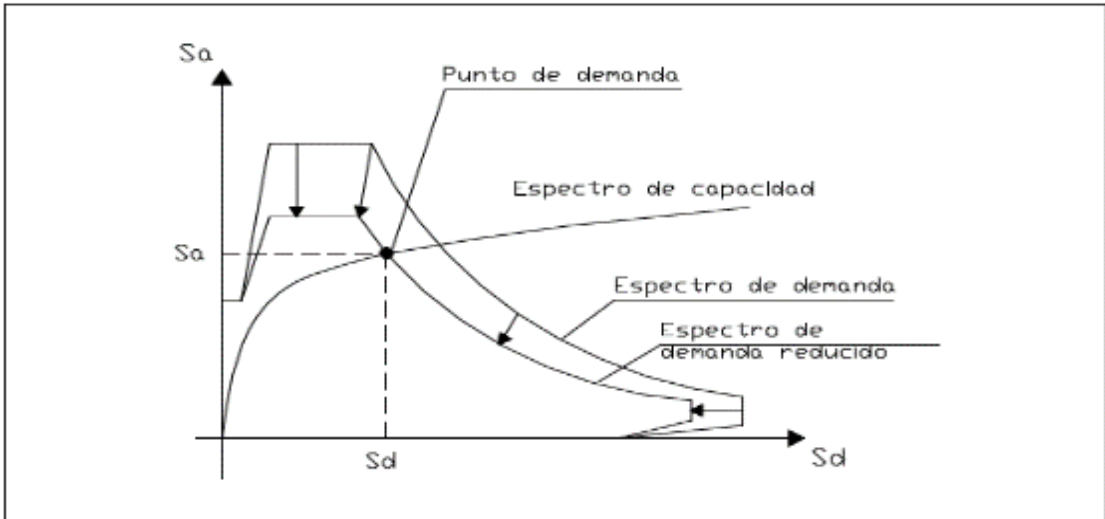


Figura 23. Espectro de capacidad, punto de desempeño, Lucio Fernando Sánchez Sarmiento, Pablo Enrique Caiza Sánchez, Ing.M.Sc.

El espectro inelástico de demanda está definido por el nivel de amortiguamiento estructural. ATC-40 denomina este amortiguamiento como β_{eq} , que a su vez depende de un amortiguamiento histerético representado como un amortiguamiento viscoso equivalente β_0 , y de un amortiguamiento histerético inherente a la estructura (asumido como constante) normalmente el 5% del amortiguamiento crítico.

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \dots\dots\dots(10)$$

El término β_0 puede ser calculado con la siguiente expresión:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{SO}} \dots\dots\dots(11)$$

Donde:

E_D = energía disipada por amortiguamiento

E_{SO} = energía absorbida

La relación entre E_{SO} y E_D representa una comparación histerética entre energía absorbida y energía disipada

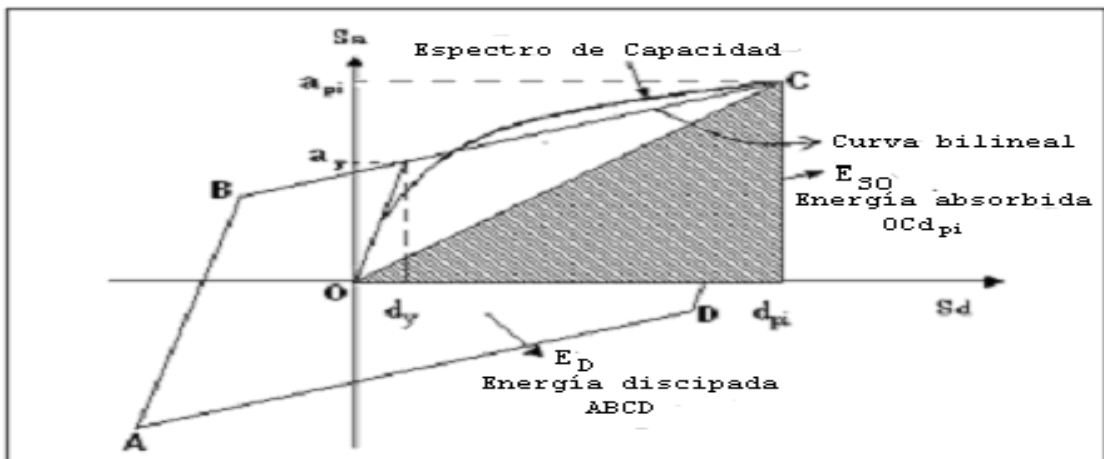


Figura 24. Espectro de capacidad, punto de desempeño, Lucio Fernando Sánchez Sarmiento, Pablo Enrique Caiza Sánchez, Ing.M.Sc.

Sin embargo, este valor de amortiguamiento no toma en cuenta las características de ductilidad propias de cada estructura, por lo que ATC-40 introduce un factor κ para tomar en cuenta la disminución del amortiguamiento en estructuras con baja ductilidad. Entonces la ecuación que define el amortiguamiento queda:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7\kappa(a_{pi}d_{pi} - a_{dy}a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}} + 5$$

El factor κ depende de la calidad del sistema resistente y de la duración de la excitación sísmica. Para simplificar, la metodología ATC-40 considera tres tipologías estructurales, tipo A representa ciclos histeréticos estables (similar a la figura 5) y le corresponde un $\kappa = 1$, tipo B representa una moderada reducción del área energética, tiene un κ básico 2/3, y el tipo C representa pobre estabilidad de los ciclos histeréticos con una notable reducción del área energética y tiene un $\kappa = 1/3$.

2.2 Fundamentos teóricos

De acuerdo con el Reglamento Nacional de Edificaciones RNE (Norma, C., 2010) define que:

Cemento portland: “Producto obtenido por la pulverización del Clinker portland con la adición eventual de sulfato de calcio. Se admite la adición de otros productos que no excedan del 1% en peso del total de siempre que la norma correspondiente establezca que su inclusión no afecta las propiedades del cemento resultante” (Norma, C., 2010).

Agregado: “Conjunto de partículas de origen natural o artificial, que pueden ser tratadas o elaboradas y cuyas dimensiones están comprendidas entre los límites por la norma ITINTEC 400.037” (Norma, C., 2010).

Concreto: “Es la mezcla constituida por cemento, agregados, agua y eventualmente aditivos, en proporciones adecuadas para obtener las propiedades prefijadas. También es definido como Hormigón en la Normas del Comité Panamericano de Normas Técnicas (COPANT), adoptadas por el ITINTEC” (Norma, C., 2010).

Carga de servicio: “Carga prevista en el análisis durante la vida de la estructura (no tiene factores de amplificación)” (Norma, C., 2010).

Carga muerta: “Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su propio peso, que se supone que sean permanentes” (Norma, C., 2010).

Carga viva: “Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación” (Norma, C., 2010).

Carga de sismo: “Fuerza evaluada según la Norma de Diseño Sismorresistente del RNC (Reglamento Nacional de Construcciones) para estimar la acción sísmica sobre la estructura” (Norma, C., 2010).

Carga de viento: “Fuerza exterior evaluada según la norma E-020 Cargas” (Norma, C., 2010).

Acero estructural (Designaciones ASTM): Bajo esta Norma se aprobará el uso del material que cumpla algunas de las siguientes especificaciones:

- “Acero estructural, ASTM A36 (AASHTO M270 Grado 36)” (Norma E 090).
- “Tubos redondos de acero negro y galvanizado, soldados y sin costura, ASTM A53, Gr. B” (Norma E 090).
- “Acero de alta resistencia y baja aleación, ASTM A242” (Norma E 090).
- “Tubos estructurales de acero al carbono, doblados en frío, soldados y sin costura, ASTM A500” (Norma E 090).
- “Tubos estructurales de acero al carbono, doblados en caliente, soldados y sin costura, ASTM A501” (Norma E 090).
- “Planchas de acero aleado, templado y revenido, de alta resistencia, adecuadas para soldadura, ASTM A514 (AASHTO M270 Grado 100 y 100W)” (Norma E 090).
- “Acero al Carbono – Manganeso, de alta resistencia, de calidad estructural, ASTM A529” (Norma E 090).
- “Planchas y flejes de acero al carbono, laminadas en caliente, de calidad estructural, ASTM A570, Gr. 275, 310 y 345” (Norma E 090).
- “Acero de alta resistencia y baja aleación al niobio - vanadio, de calidad estructural, ASTM A572 (AASHTO M270 Grado 50)” (Norma E 090).
- “Acero estructural de alta resistencia y baja aleación, con un límite de fluencia mínimo de 345 MPa, de hasta 100 mm de espesor, ASTM A588 (AASHTO M270 Grado 50W Secc. 1.3]” (Norma E 090).
- “Planchas y flejes de acero de alta resistencia y baja aleación, laminadas en caliente y laminadas en frío, con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica, ASTM A606” (Norma E 090).
- “Planchas y flejes de acero de alta resistencia y baja aleación, con Niobio o Vanadio o ambos, laminadas en caliente y laminadas en frío, ASTM A607” (Norma E 090).

- “Tubos estructurales de alta resistencia y baja aleación, soldados y sin costura, formados en caliente, ASTM A618” (Norma E 090).
- “Planchas de acero estructural de baja aleación, templado y revenido, con límite de fluencia mínimo de 485 MPa, de hasta 100 mm de espesor, ASTM A852 (AASHTO M270 Grado 70W)” (Norma E 090).
- “Acero estructural para puentes, ASTM A709 Grado 36, 50, 50W, 70W, 100 y 100W” (Norma E 090).
- “Tuercas de acero al carbono y de aleación para pernos para servicio de alta presión y alta temperatura, ASTM A194” (Norma E 090).
- “Pernos y pernos de cortante de acero al carbono, de resistencia a la tracción 414 MPa, ASTM A307” (Norma E 090).
- “Pernos estructurales, de acero, tratados térmicamente, de resistencia mínima a la tracción 830/725 MPa, ASTM A325” (Norma E 090).
- “Pernos y pernos de cortante de acero templado y revenido, ASTM A449” (Norma E 090).
- “Pernos estructurales de acero tratado térmicamente, de resistencia mínima a la tracción 1040 MPa, ASTM A490” (Norma E 090).
- “Tuercas de acero al carbono y de aleación, ASTM A563” (Norma E 090).
- “Arandelas de acero endurecido, ASTM F436” (Norma E 090).
- “Acero estructural, ASTM A36.” (Norma E 090).
- “Materiales para pernos de acero de aleación e inoxidable para servicio de alta temperatura, ASTM A193” (Norma E 090).
- “Pernos, pernos de cortante y otros conectores roscados externamente, de acero de aleación, templado y revenido, ASTM A354” (Norma E 090).
- “Acero de alta resistencia, de baja aleación, de niobio-vanadio, de calidad estructural, ASTM A572” (Norma E 090).
- “Acero estructural de alta resistencia, de baja aleación, con un límite de fluencia mínimo de 345 MPa y hasta 100 mm de espesor, ASTM A588” (Norma E 090).
- “Pernos y pernos de cortante de acero de alta resistencia, sin recalcar, ASTM A687” (Norma E 090).

Cargas y combinaciones de carga: “las cargas nominales serán las cargas mínimas de diseño establecidas en la Norma E.020 Cargas” (Norma E 090).

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Ámbito y condiciones de la investigación

3.1.1 Ubicación política

ANÁLISIS DE RIEGO SISMICO EN LAS INSTALACIONES DEL PLANTEL MERCADO MODELO DE SORITOR – MOYOBAMBA, 2019.

3.1.2 Ubicación geográfica

El proyecto de encuentra ubicado en el distrito de Soritor, provincia de Moyobamba, Región San Martín.

Localidad: Soritor

Distrito: Soritor

Provincia: Moyobamba

Región: San Martín

Altitud: 883 m.s.n.m

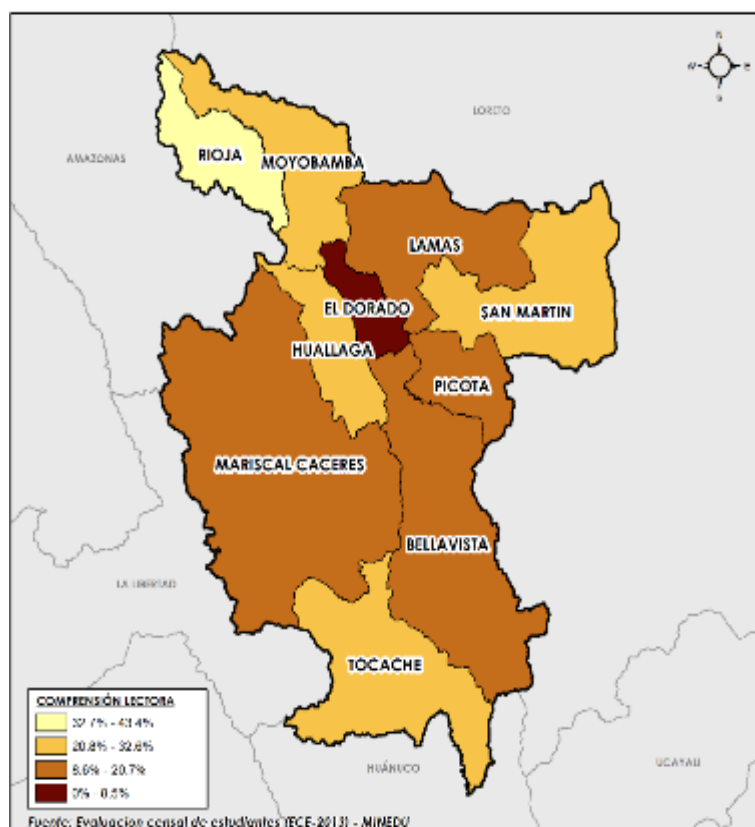


Figura 6. Ubicación de la provincia de san Martín.



Figura 7. Ubicación del distrito de Soritor.

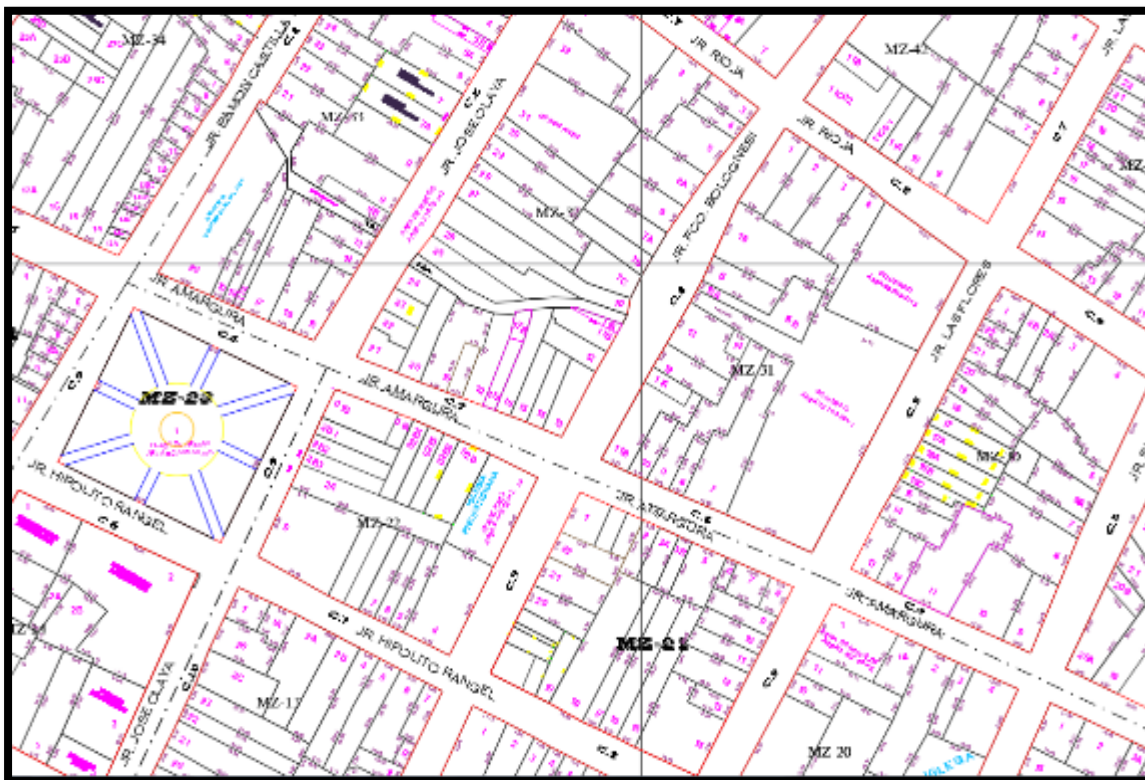


Figura 8. Ubicación del área de estudio

Vías de acceso: A Soritor se llega a través de una carretera afirmada que se origina en la carretera Fernando Belaúnde Terry, a la altura de la entrada al distrito de Calzada. Esta vía tiene una extensión de 12 kilómetros y pasa por el distrito de Habana.

Clima: Por estar ubicado en la región natural de la selva (Selva Alta o Rupa Rupa) y en un bosque húmedo premontano tropical (Bhpt), tiene un clima subtropical con temperatura promedio de 18° a 25°.

3.1.3 Periodo de ejecución

El periodo de ejecución del informe de proyecto de tesis se está considerando desde el mes de enero hasta el mes de julio del 2022.

3.1.4 Autorizaciones y permisos

No corresponde

3.1.5 Control ambiental y protocolos de bioseguridad

La presente investigación no aplica estas consideraciones.

3.1.6 Aplicación de principios éticos internacionales

La importancia de la propuesta radica en las implicaciones que tiene “para ser o convertirse” en un académico ético y con respecto al trabajo de los comités – especialmente en el nivel de la educación superior– que entre sus funciones está la aceptación o no aceptación de estudiantes de doctorado con base en los proyectos de tesis que presentan, priorizando los aspectos éticos.

La ética principialista, que se desarrolló y consolidó en la segunda mitad del siglo xx, constituye una referencia indispensable en el amplio campo temático de la ética profesional, tanto en un nivel general como en el caso de disciplinas específicas

3.2 Sistema de variables

3.2.1 Variable principales

- ✓ Vulnerabilidad Sísmica (I)

3.2.2 Variable secundarias

- ✓ Riesgo sísmico (D)

Operacionalización de Variables

Sistemas de variables	Definición operacional	dimensiones	Indicadores
Variable dependiente			Para la variable independiente
Vulnerabilidad sísmica (I)	“La multitud de las variables que influyen en la vulnerabilidad de un edificio; cimentación, estructura, antigüedad, altura, geometría en planta y en altura, respuesta del terreno (ubicación geográfica), distribución de masas, relación con otros edificios, etc. pretendemos es la evaluación de la vulnerabilidad en una gran ciudad, lo cual en la mayoría de los casos hace los proyectos inviables” (López & Villacañas, 1999)	<ul style="list-style-type: none"> • Topografía • Micro zonación • Elementos de concreto armado • Estudios detallados • Estado actual de la edificación • Estabilidad de los elementos estructurales. • Comportamiento estructural 	<ul style="list-style-type: none"> • Estado de la estructura • Datos del suelo • Información ambiental • Calidad de materiales • Mano de obra calificada • Preparo de materiales con supervisión.
Variable dependiente			Para la variable dependiente:
Riesgo sísmico (D)	“Es conocido como valor medio de pérdidas, definición aplicada en particular a problemas relacionados con seguros sobre daños por terremotos” (López & Villacañas, 1999).	<ul style="list-style-type: none"> • Tiempo de construcción • Calidad de construcción • Calidad de materiales usados • Supervisión calificada Mantenimiento de zonas en consideración, cobertura metálica 	<ul style="list-style-type: none"> • Cálculos estructurales • Análisis de suelos • Análisis en el programa ETAPS 19. Regimiento en las normas peruanas.

3.3 Procedimiento de la investigación

Está conformado por todas las edificaciones que están al servicio del pueblo en toda la región de San Martín.

Muestra

Para la selección de la muestra fue exclusivamente conveniente tomar la estructura “MERCADO MODELO SORITOR” por su antigüedad y características del diseño que presenta como edificación.

3.3.1 Objetivo específico 1

Características de los elementos estructurales

Las características de los elementos estructurales fueron obtenidas en 2 procedimientos, el primero fue la verificación en campo del estado estructural y el segundo fue un ensayo de esclerometría que se realizó para verificar la resistencia del concreto, a más detalle se muestra en el anexo (04). Los datos obtenidos en el proceso del desarrollo del proyecto serán modelados y procesados en el programa estructural ETAPS V19.

a. Propiedades del concreto

Para determinar la resistencia del concreto se realizó el ensayo de esclerometría en las vigas y columnas, obteniendo unos resultados como se mostrará en las tablas 12, 13 y 14.

Tabla 15

Punto 01, ensayo de esclerometría.

N° GOLPES	DESCRIPCION	FECHA DE	RESISTENCIA	EDAD	CARGA	CARGA	% OBTENIDO DE GOLPES
		EJECUCION DEL ENSAYO	COMPRESIÓN ESPECIFICADA	DEL CONCRETO	MP	kg/cm2	
1,00	Columna de	01-sep-21	210	N.D	32,00	326,31	303,88
2,00	Tanque		210	N.D	24,00	244,73	kg/cm2
3,00	Elevado.		210	N.D	28,00	285,52	
4,00			210	N.D	30,00	305,92	
5,00			210	N.D	30,00	305,92	
6,00			210	N.D	32,00	326,31	
7,00			210	N.D	30,00	305,92	
8,00			210	N.D	28,00	285,52	
9,00			210	N.D	32,00	326,31	
10,00			210	N.D	34,00	346,70	
11,00			210	N.D	30,00	305,92	
12,00			210	N.D	30,00	305,92	
13,00			210	N.D	30,00	305,92	
14,00			210	N.D	34,00	346,70	
15,00			210	N.D	28,00	285,52	

Tabla 16

Punto 02, ensayo de esclerometría.

N° GOLPES	DESCRIPCION	FECHA DE	RESISTENCIA	EDAD	CARGA	CARGA	% OBTENIDO DE GOLPES
		EJECUCION DEL ENSAYO	COMPRESIÓN ESPECIFICADA	DEL CONCRETO	MP	kg/cm2	
1,00	Columna de	01-sep-21	210	N.D	36,00	367,10	365,64 kg/cm2
2,00	Tanque Elevado.		210	N.D	32,00	326,31	
3,00			210	N.D	32,00	326,31	
4,00			210	N.D	33,00	336,51	
5,00			210	N.D	38,00	387,49	
6,00			210	N.D	34,00	346,70	
7,00			210	N.D	32,00	326,31	
8,00			210	N.D	34,00	346,70	
9,00			210	N.D	40,00	407,89	
10,00			210	N.D	36,00	367,10	
11,00			210	N.D	37,00	377,30	
12,00			210	N.D	39,00	397,69	
13,00			210	N.D	36,00	367,10	
14,00			210	N.D	38,00	387,49	
15,00			210	N.D	35,00	356,90	
16,00			210	N.D	33,00	336,51	

Impactos a 90°.

Tabla 17

Punto 03, ensayo de esclerometría.

N° GOLPES	DESCRIPCION	FECHA DE	RESISTENCIA	EDAD	CARGA	CARGA	% OBTENIDO DE GOLPES
		EJECUCION DEL ENSAYO	COMPRESIÓN ESPECIFICADA	DEL CONCRETO	MP	kg/cm2	
1,00	Viga de Tanque	01-sep-21	210	N.D	40,00	407,89	418,09 kg/cm2
2,00	Elevado.		210	N.D	43,00	438,48	
3,00			210	N.D	40,00	407,89	
4,00			210	N.D	40,00	407,89	
5,00			210	N.D	42,00	428,28	
6,00			210	N.D	40,00	407,89	
7,00			210	N.D	44,00	448,68	
8,00			210	N.D	39,00	397,69	
9,00			210	N.D	43,00	438,48	
10,00			210	N.D	44,00	448,68	
11,00			210	N.D	40,00	407,89	
12,00			210	N.D	44,00	448,68	
13,00			210	N.D	43,00	438,48	

b. Cálculo de resistencia de concreto promedio $f'c=?$.

$$f'c = \left(\frac{303.88 + 365.64 + 418.09}{3} \right) * \emptyset \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

$\emptyset = 0.9$ Factor de incertidumbre

$$f'c = \left(\frac{303.88 + 365.64 + 418.09}{3} \right) * 0.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 326.30 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, la resistencia del concreto que obtendremos es un $f'c = 326.30$ kg/cm² para el análisis a emplearse, consideramos un factor de corrección de 0.90 debido a la incertidumbre que se tiene ya que en el tiempo construido la supervisión de los materiales no era de suma importancia.

c. Módulo de elasticidad

Para el cálculo del módulo de elasticidad se empleó la siguiente fórmula estipulada en la norma E 0.60 de concreto armado.

$$E = (15\,000\sqrt{f'c}) \text{ kg/cm}^2$$

$$E = (15\,000\sqrt{326.30}) \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 270\,950,83 \text{ kg/cm}^2$$

d. Peso específico

El peso específico del concreto es:

$$\gamma = 2400 \text{ kg/cm}^3$$

e. Propiedades del acero estructural

Esfuerzo de fluencia

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Peso específico

$$\gamma = 7850 \text{ kg/cm}^3$$

Módulo de elasticidad

$$E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

f. Cargas asignadas

En este análisis realizado a la estructura fue sometido a cargas de acuerdo a norma peruana E. 020 de "cargas", considerando la carga muerta, cargas vivas y sus combinaciones. Las cargas aplicadas se efectuaron de acuerdo a su categoría de edificación y están plasmadas en tabla 2.

g. Distribución de los elementos estructurales

Tener una buena distribución de elementos estructurales en una edificación es de mucha ayuda ya que será una estructura más rígida y más eficiente para

absorber la energía sísmica, por otro lado, el análisis de los resultados obtenidos será de mayor facilidad para su interpretación.

Además, nos permite identificar los elementos estructurales que están más próximos a fallar o a presentar deficiencias como fisuras, grietas, humedad, exposición de acero, etc. Por la cual, será más conveniente analizar el estado actual y poder determinar cómo se encuentra cada elemento.

3.3.2 Objetivo específico 2

Determinamos la estructura en el mercado el modelo soritor

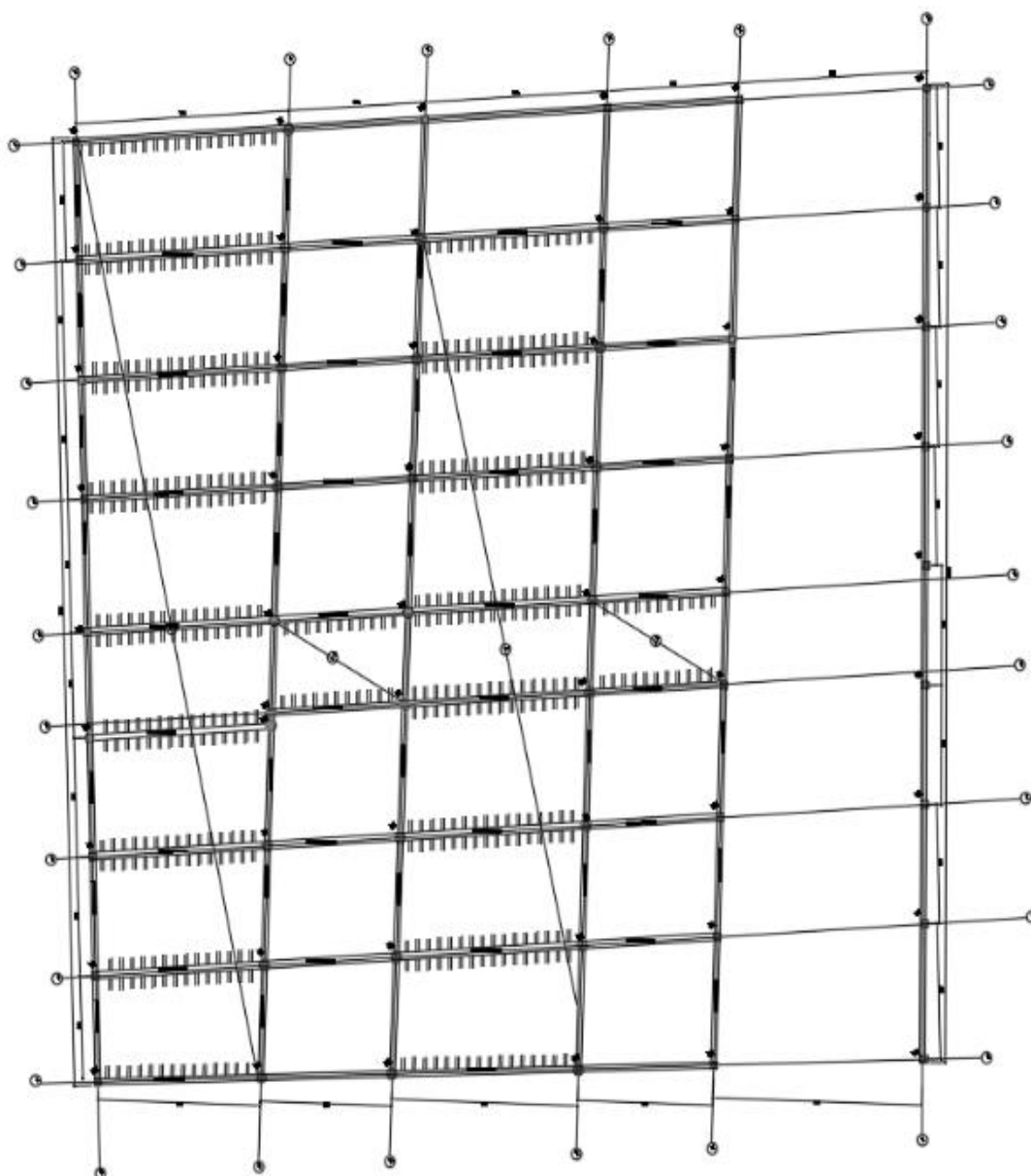


Figura 28. Plano estructural, 1er nivel (Fuente: Planos de Municipalidad distrital de Soritor-Mercado Modelo Soritor)

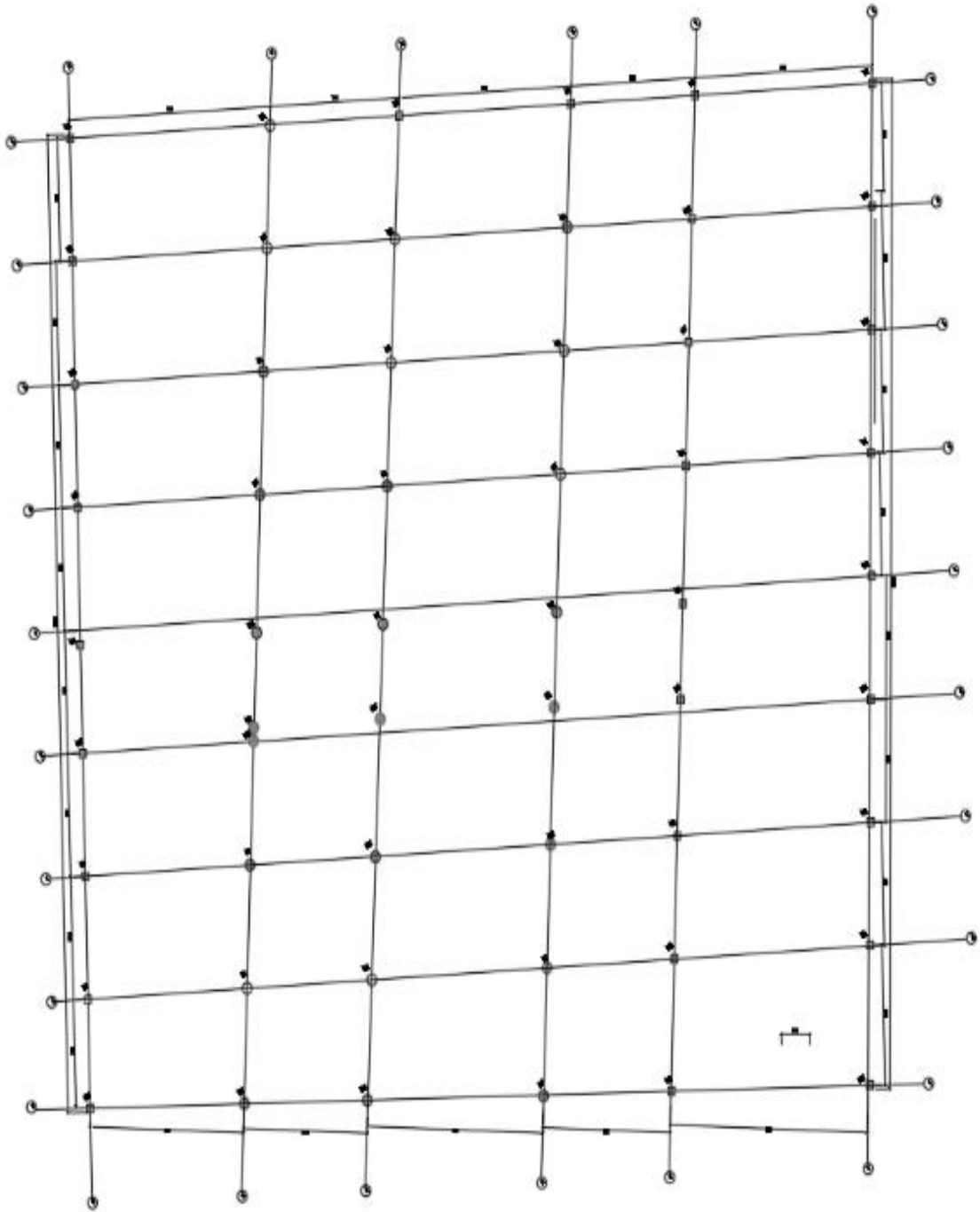


Figura 29. Plano estructural, 2do nivel ((Fuente: Planos de Municipalidad distrital de Soritor-Mercado Modelo Soritor)



Detalle de losa aligerada $e=20$ cm

a. Detalle escrito por nivel de los elementos estructurales.

➤ **1er nivel:**

El primer nivel está distribuido arquitectónicamente en zonas espaciosas dedicado a la comercialización de productos de primera necesidad como lo es las verduras, carnes, pescados, frutas etc.

Cuenta con pasadizos amplios que da una comodidad a los clientes.

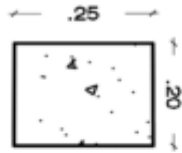
Estructuralmente este compuesto por vigas principales, vigas secundarias, columnas cuadradas y columnas circulares.

Vigas principales: Son las vigas con mayor luz y ejerce mayor rigidez a la edificación en ese eje, en la estructura está ubicado en los ejes numéricos y algunas en el eje de letras.

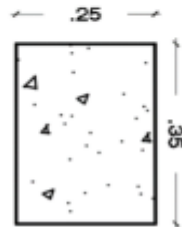


Viga principal VP 101, sus medidas constructivas son Ancho=25 cm y Peralte=45 cm.

Vigas secundarias: Son las vigas con menor luz y se ubica en el eje más resistente de la estructura, estas vigas están ubicadas en el con letras mayúsculas.



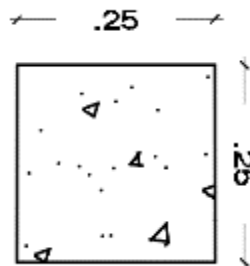
Viga secundaria VS 102, sus medidas constructivas son Ancho=25 cm y Peralte=20 cm.



Viga secundaria VS 103, sus medidas constructivas son Ancho=25 cm y Peralte=35 cm.

Columnas cuadradas:

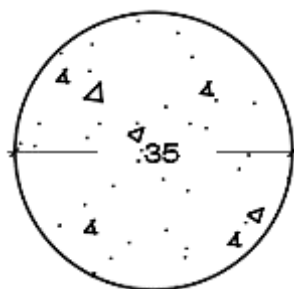
Las columnas estructurales cuadradas están ubicadas en todo el perímetro de la edificación y en el eje E, como único eje con este tipo de columnas.



Columnas cuadradas perimetrales
LxA=25x25 cm.

Columnas circulares:

Las columnas estructurales circulares están ubicadas en el centro de la edificación.



Columnas circulares D=35 cm.

➤ 2do nivel

El segundo nivel de la edificación está destinado a la venta de comida y la circulación de las personas es igual o mayor que en el nivel 01 en días celebres.

Estructuralmente los elementos construidos como columnas se mantienen en ambos niveles, a diferencia de las vigas que ya no cuentan.

En el segundo nivel entramos en contacto con la cobertura de calamina y tijerales de acero corrugado.

En este nivel no contamos con vigas quedando libre en su máxima altura, en el análisis dinámico que se realizara podremos afirmar el correcto o mal comportamiento de los elementos.

3.3.3 Objetivo específico 3

a. Modelado de estructura

Creamos ellos ejes tanto en el eje X como el eje Y, en el eje X tenemos 6 y en el eje Y tenemos 8, todos los ejes presentan medidas irregulares, en este proyecto se vio la manera más eficiente de exportar los ejes del programa AUTOCAD 2020, de modo que las alturas también son consideradas.

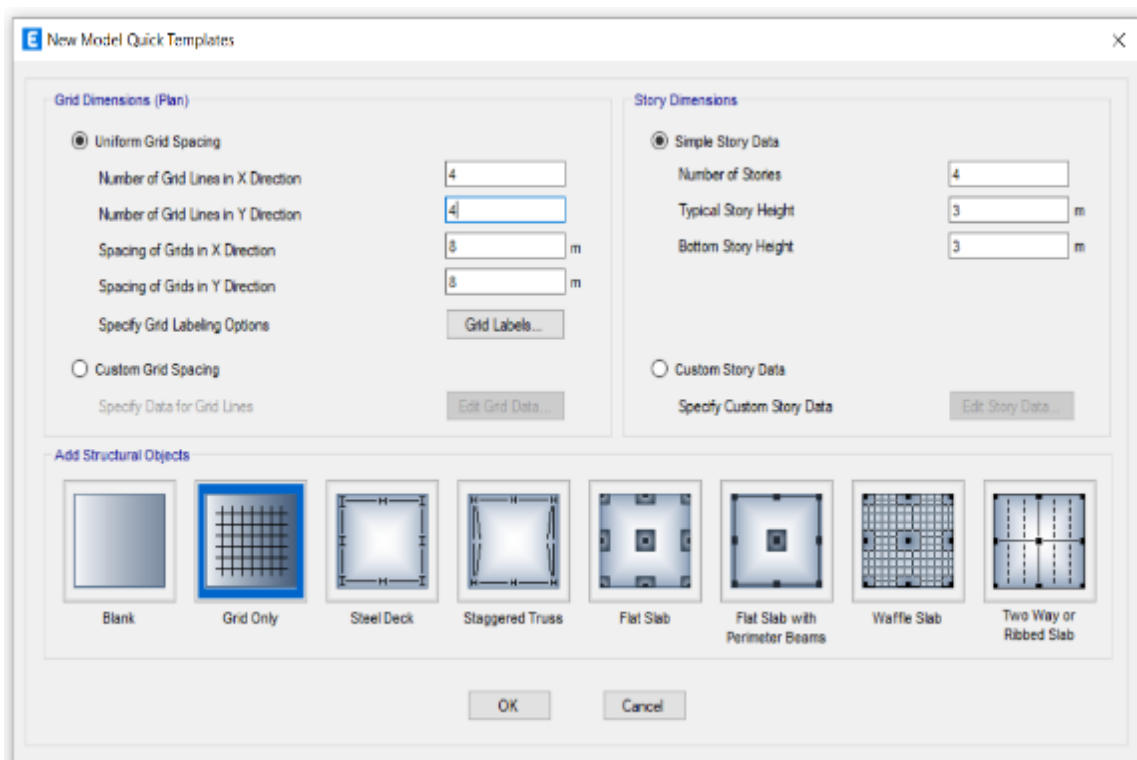


Figura 30. Creación de grilla y numero de niveles, elaboración propia ETAPS V19.

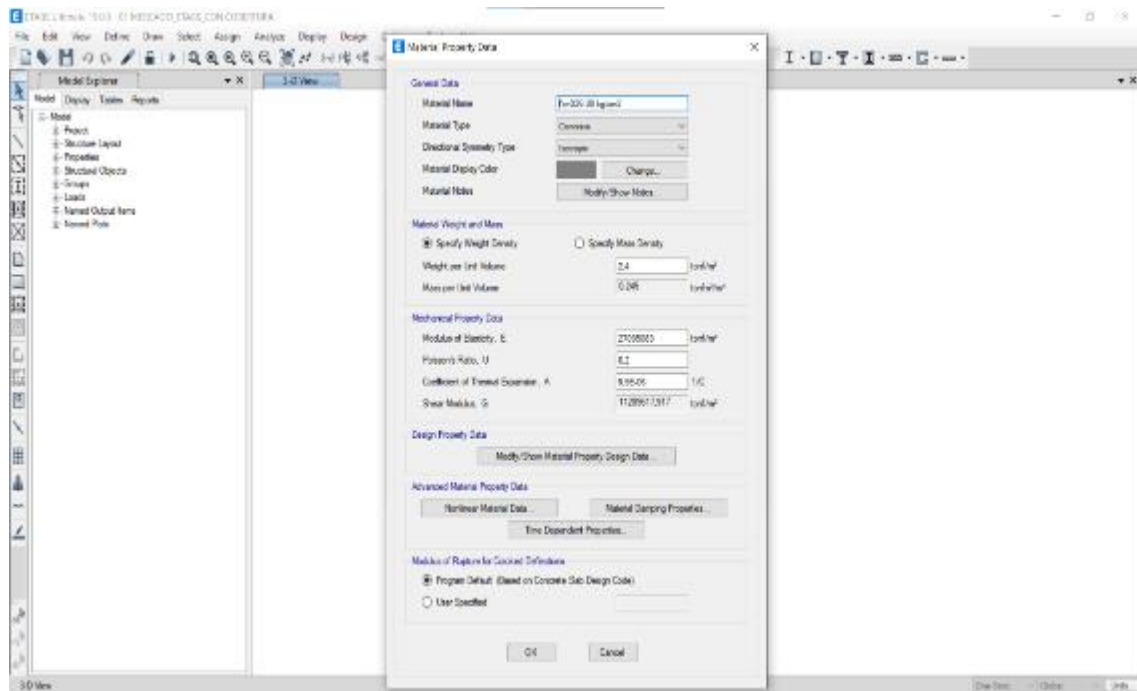


Figura 31. Creación de materiales y modificación de datos, elaboración propia ETAPS V19.

Por lo tanto, una vez creado nuestros materiales con los datos que se recolecto en el procedimiento de evaluación se continua a crear las secciones de los elementos estructurales.

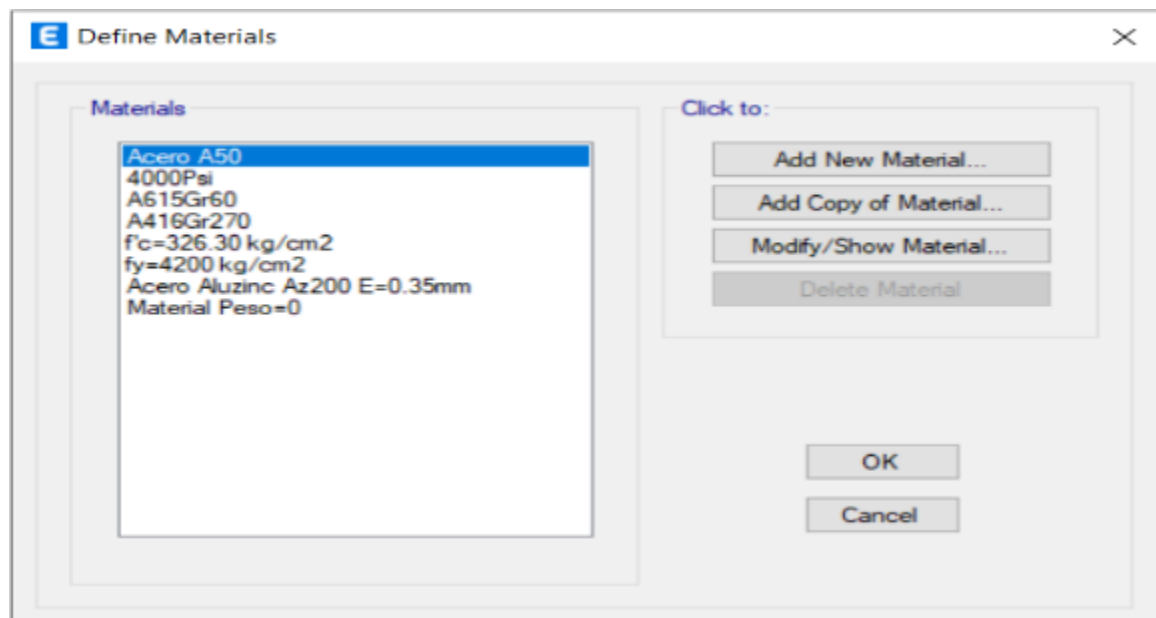


Figura 32. Materiales creados y modificados, elaboración propia ETAPS V19.

Definimos los elementos frame estructurales que son las vigas y columnas que se tiene en el proyecto, considerar que las secciones son regulares.

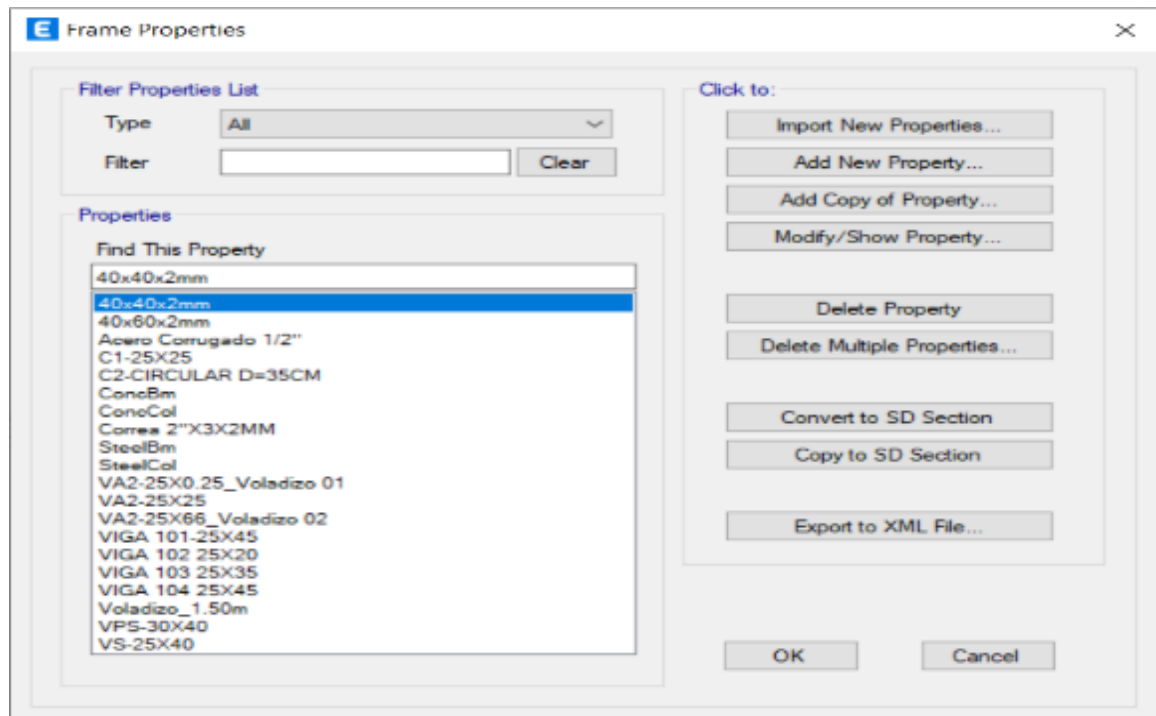


Figura 33. Sección de elementos estructurales, elaboración propia ETAPS V19.

En esta parte le damos el criterio de diseño al programa de tal manera que cuando se tenga un resultado se pueda hacer la comparación a la realidad a la cual le tenemos construido nuestra estructura y de acuerdo al porcentaje de variabilidad de refuerzo se puede expresar el estado de la columna.

E Frame Section Property Reinforcement Data X

Design Type <input checked="" type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column) <input type="radio"/> M3 Design Only (Beam)		Rebar Material Longitudinal Bars: <input type="text" value="fy=4200 kg/cm2"/> ... Confinement Bars (Ties): <input type="text" value="fy=4200 kg/cm2"/> ...	
Reinforcement Configuration <input checked="" type="radio"/> Rectangular <input type="radio"/> Circular		Confinement Bars <input checked="" type="radio"/> Ties <input type="radio"/> Spirals	
Check/Design <input type="radio"/> Reinforcement to be Checked <input checked="" type="radio"/> Reinforcement to be Designed			
Longitudinal Bars			
Clear Cover for Confinement Bars	<input type="text" value="4"/>	cm	
Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face	<input type="text" value="3"/>		
Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face	<input type="text" value="5"/>		
Longitudinal Bar Size and Area	<input type="text" value="User"/>	<input type="text" value="..."/>	<input type="text" value="0,32"/> cm ²
Corner Bar Size and Area	<input type="text" value="User"/>	<input type="text" value="..."/>	<input type="text" value="0,32"/> cm ²
Confinement Bars			
Confinement Bar Size and Area	<input type="text" value="User"/>	<input type="text" value="..."/>	<input type="text" value="0,32"/> cm ²
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis)	<input type="text" value="15"/>	cm	
Number of Confinement Bars in 3-dir	<input type="text" value="3"/>		
Number of Confinement Bars in 2-dir	<input type="text" value="3"/>		
<input type="button" value="OK"/>		<input type="button" value="Cancel"/>	

Figura 34. Consideraciones para diseño de columna, elaboración propia ETAPS V19.

De igual manera que con las columnas se crea las columnas y se le asigna las propiedades de diseño.

E Frame Section Property Data ×

General Data

Property Name:

Material: ...

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: cm

Width: cm

Property Modifiers

Currently Default

Reinforcement

E Frame Section Property Reinforcement Data ×

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: ...

Confinement Bars (Ties): ...

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: cm

Bottom Bars: cm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: cm²

Top Bars at J-End: cm²

Bottom Bars at I-End: cm²

Bottom Bars at J-End: cm²

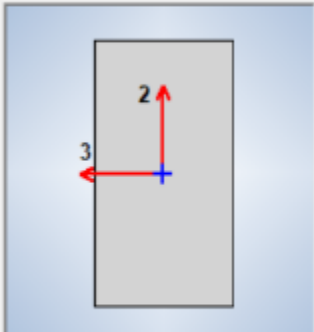


Figura 35. Consideraciones para diseño de vigas, elaboración propia ETAPS V19.

Slab Property Data

General Data

Property Name	ALIG e=20cm Direcc. Y
Slab Material	f _c =326.30 kg/cm ² ...
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data

Type	Ribbed
Overall Depth	20 cm
Slab Thickness	5 cm
Stem Width at Top	10 cm
Stem Width at Bottom	10 cm
Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction)	40 cm
Rib Direction is Parallel to	Local 2 Axis

Slab Properties

Slab Property

- ALIG e=20cm Direcc. Y
- Cobertura 0
- Cobertura Calamina Galv. E=0.22mm
- Plank1
- Slab1

Click to:

- Add New Property...
- Add Copy of Property...
- Modify/Show Property...
- Delete Property

OK
Cancel

Figura 36. Consideraciones para diseño de losa, elaboración propia ETAPS V19

Casos para cargas estáticas

Las cargas por peso propio de los elementos estructurales que aportan rigidez al sistema, acabados, tabiquería móvil, sobrecargas, según las normas de diseño se combinan con factores de mayoración. Es la razón para que se tengan distintos casos de carga.

Además de los casos que entrega el Etabs por defecto, debemos de definir dos casos más, en uno de ellos nos servirá para acumular las cargas muertas que consideraremos provenientes de los acabados y tabiquería móvil, en general todos los elementos que siempre están presentes en la estructura, pero no aportan rigidez ni trabajan estructuralmente. El segundo caso a añadir será un caso de carga para considerar las sobrecargas que se producen en azoteas o coberturas, esto se debe a que muchas normas consideran a este tipo de sobrecarga, con distintos valores de mayoración en la fase de diseño o para el cálculo de la masa para el cálculo de las fuerzas sísmicas de diseño. **(Vlacev toledo espinosa)**

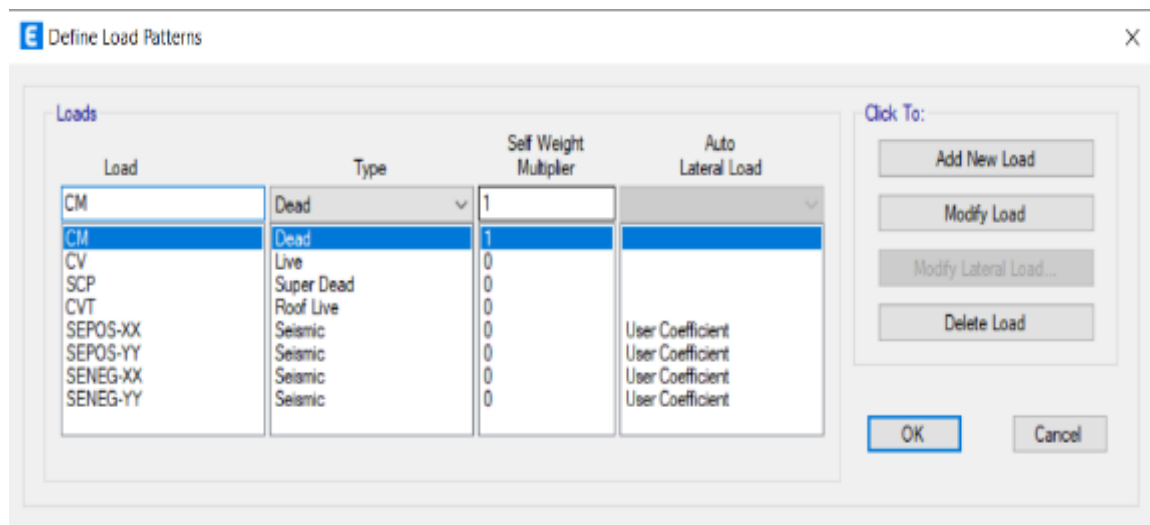


Figura 37. Casos de carga, elaboración propia ETAPS V19.

Espectro de respuesta

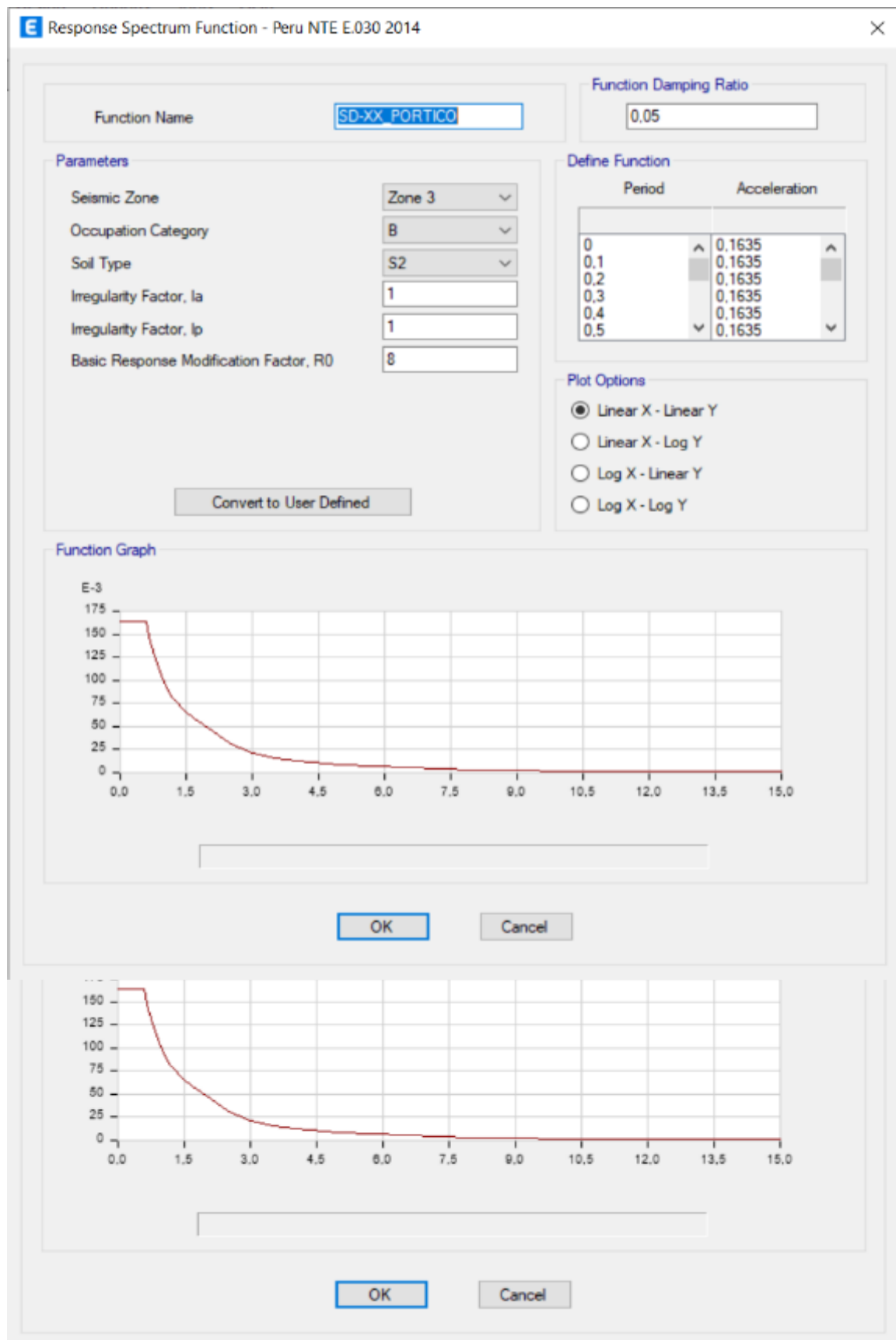


Figura 38. Espectro de respuesta en direcciones X y Y, elaboración propia ETAPS V19.

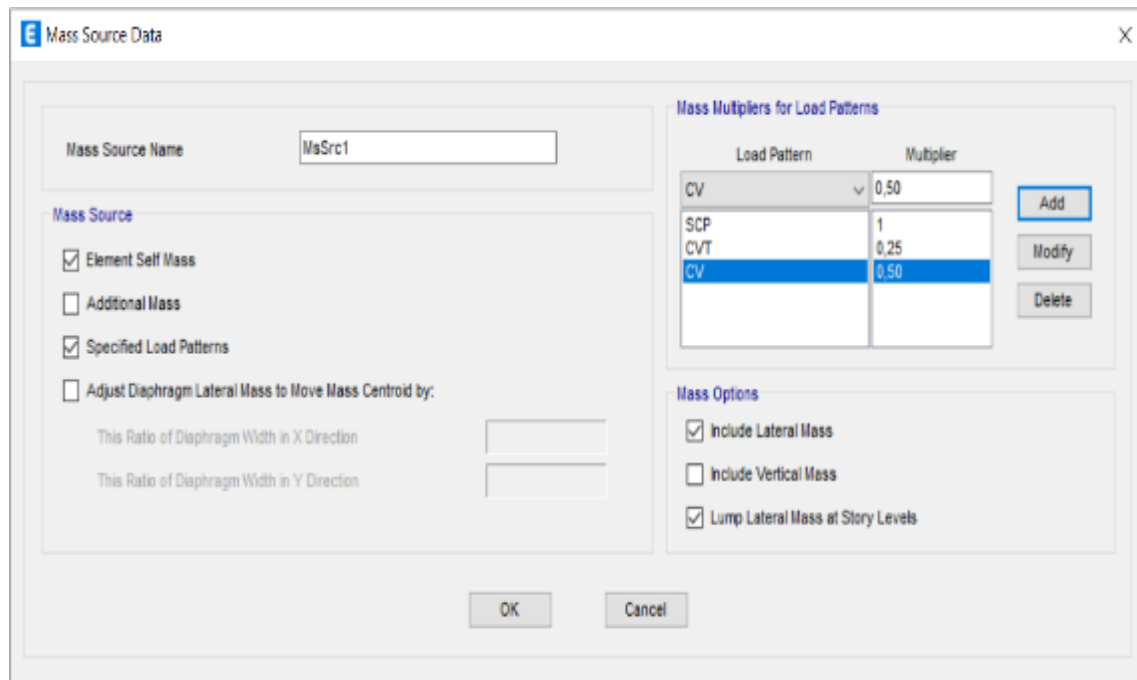


Figura 39. Cálculo de masa para análisis dinámico, elaboración propia ETAPS V19.

Modelado en 3d de la estructura.

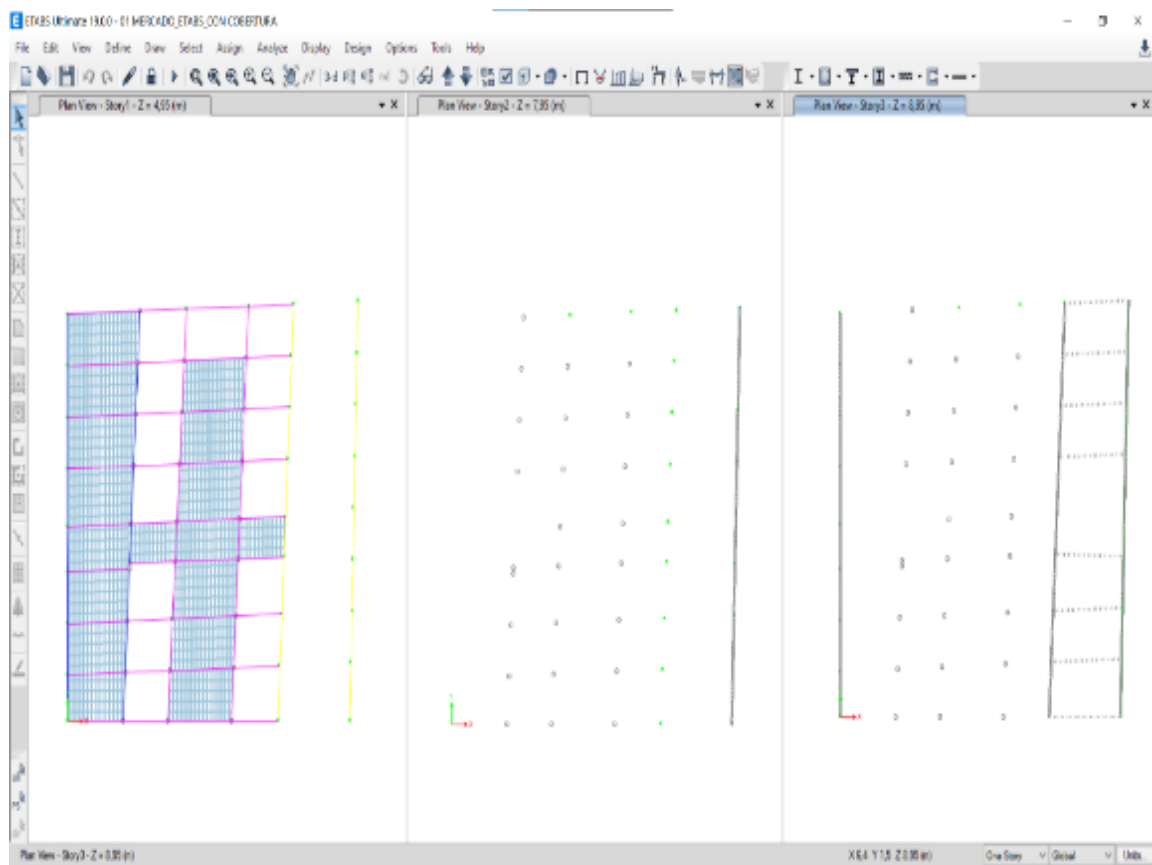


Figura 40. Modelado en planta de la estructura, elementos frame y losas, elaboración propia ETAPS V19.

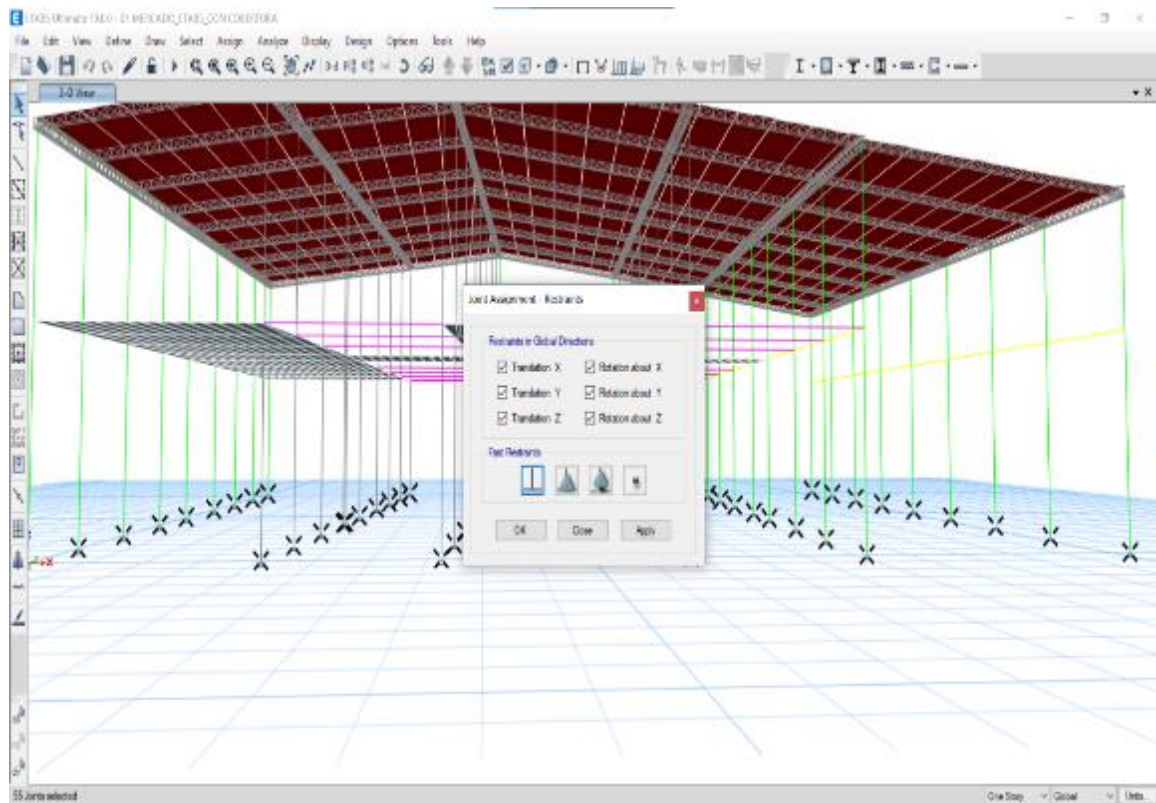


Figura 41. Asignación de empotramiento a la base de la estructura, elaboración propia ETAPS V19.

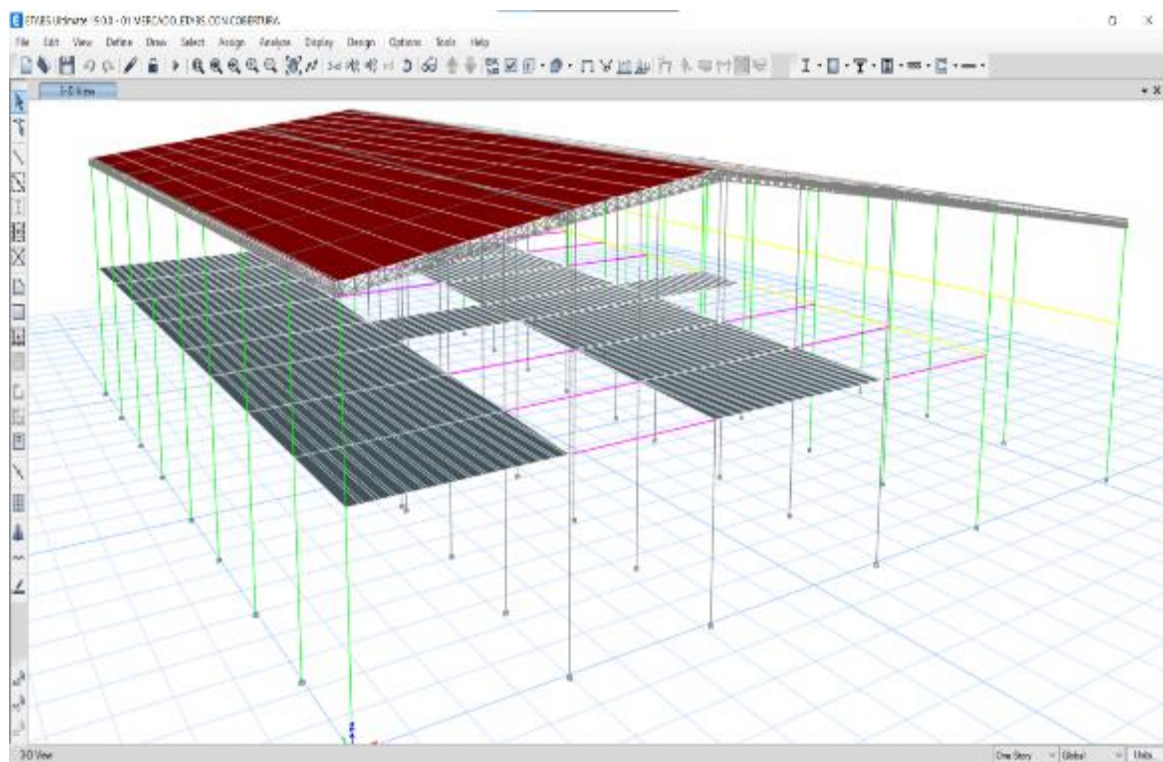


Figura 42. Modelado en 3D de la estructura, elaboración propia ETAPS V19.

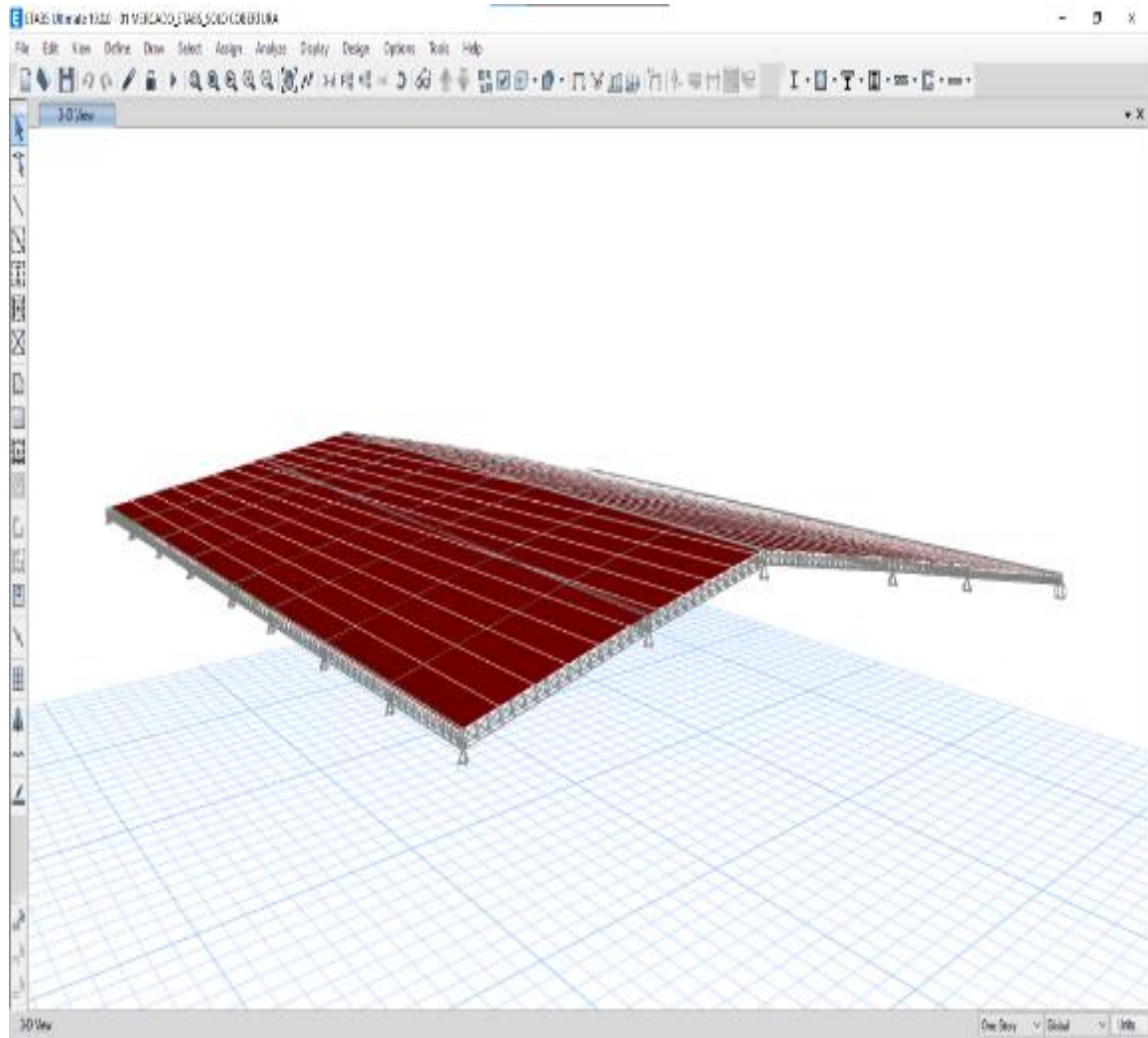


Figura 43. Modelado en 3D de la cobertura en la estructura, elaboración propia ETAPS V19

Hasta este punto se realizó la creación de los materiales y modificación de los mismos de tal manera que los siguientes pasos que se va a realizar es los criterios para la verificación de las derivas máximas de entre pisos y comprobar si cumple con los parámetros que nos establece la norma E 030 de diseño sismorresistente.

La estructura modelada es de un sistema conocido como aporticado por presentar columnas esbeltas conectadas a las vigas formando pórticos resistentes en las dos direcciones de análisis X y Y.

Asignación de cargas.

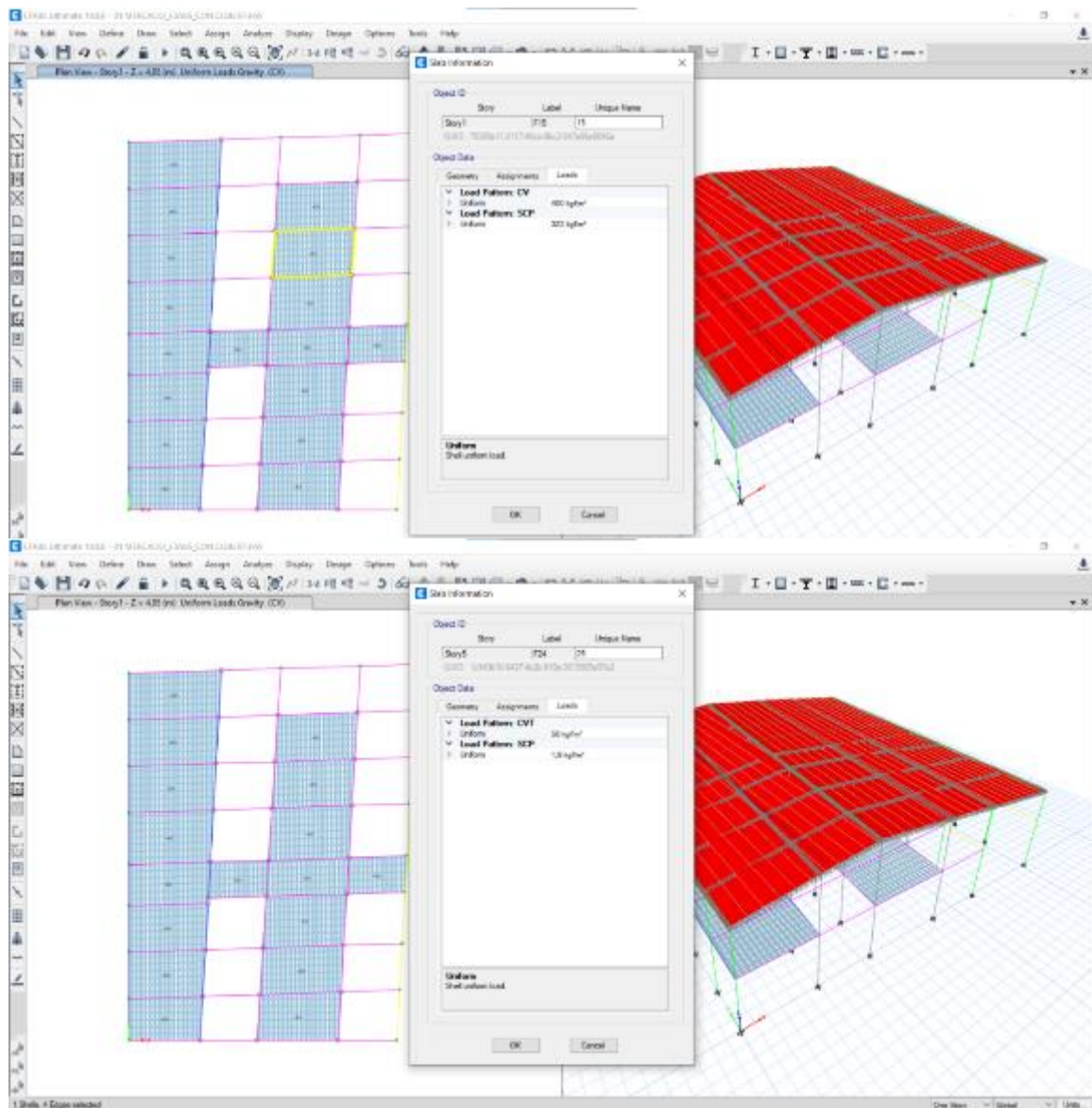


Figura 44. Asignación de cargas en las losas y cobertura, elaboración propia ETAPS V19

En este modelo se presenta las cargas distribuidas aplicadas a las losas de entpiso de acuerdo a la categoría que lo establece la norma peruana E 020 de Cargas, ver

Tabla 18

Cargas según norma E 020 de Cargas.

	CM	CV	CT
1º Nivel	322	400	0
Cobertura	1.9	0	50

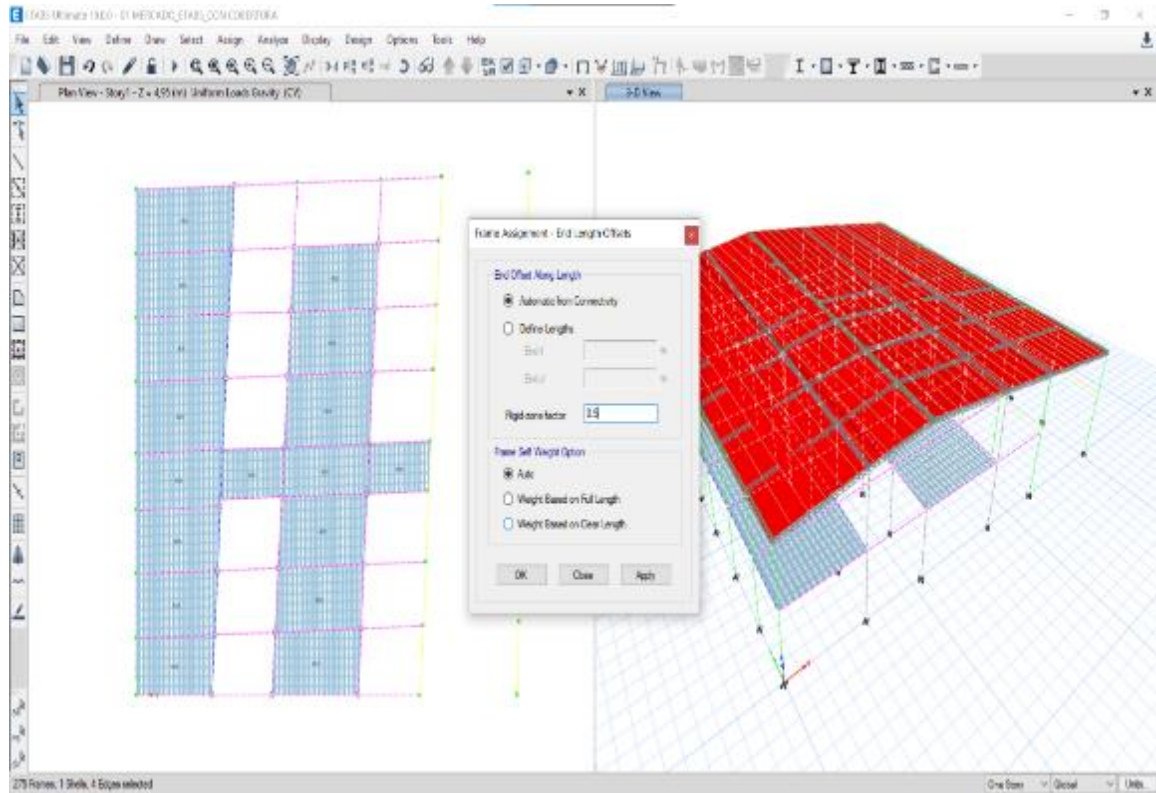


Figura 45. Asignación de brazos rígidos a los pórticos, elaboración propia ETAPS V19

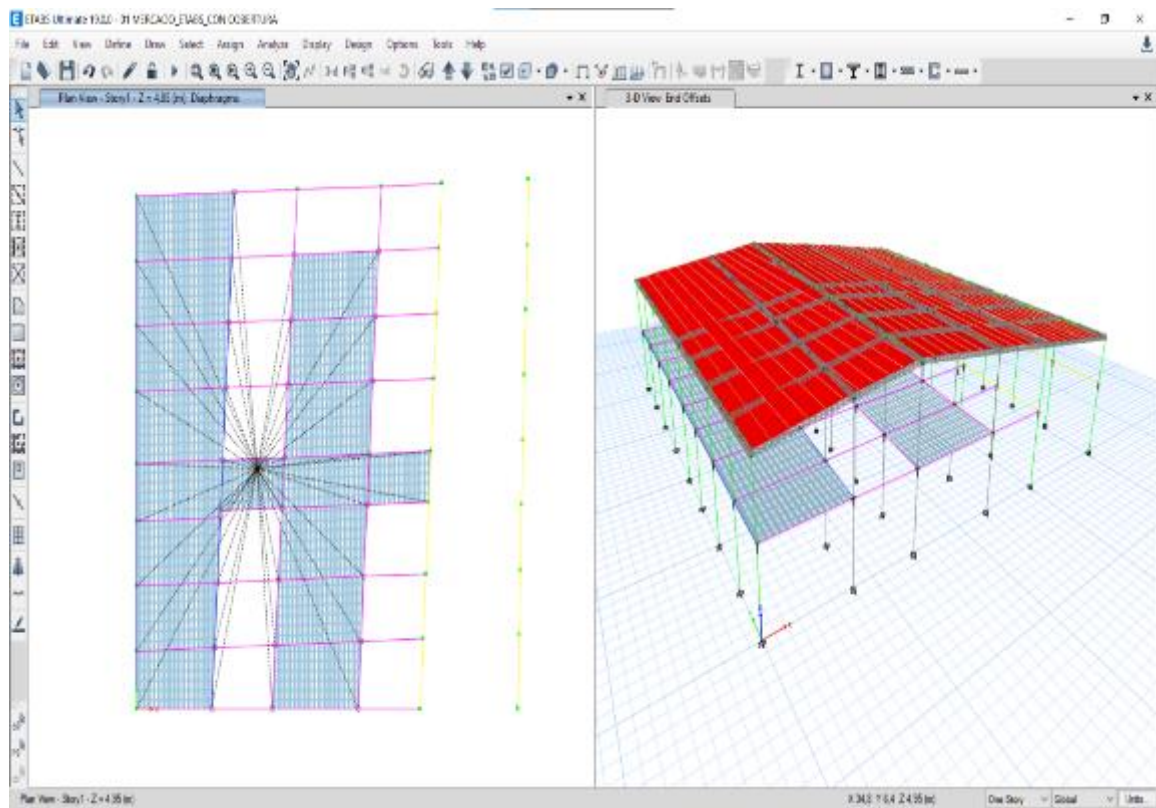


Figura 46. Asignación de diafragma rígido, elaboración propia ETAPS V19

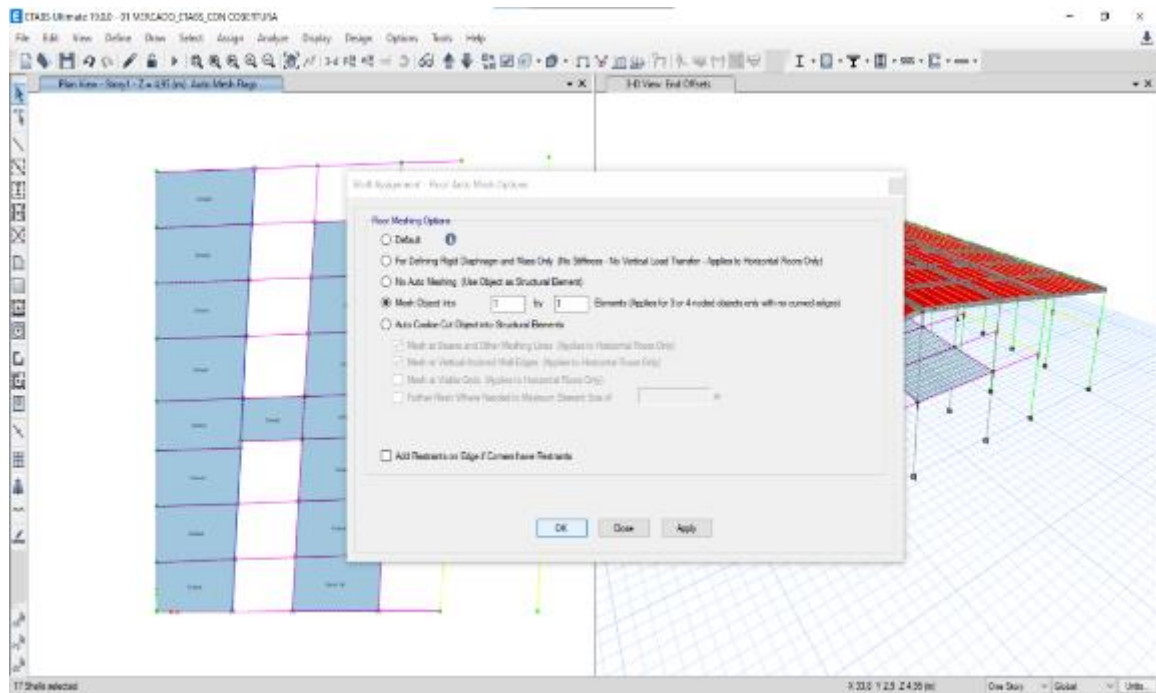


Figura 47. Asignación de malla de elementos finitos, elaboración propia ETAPS V19

Verificación de los resultados

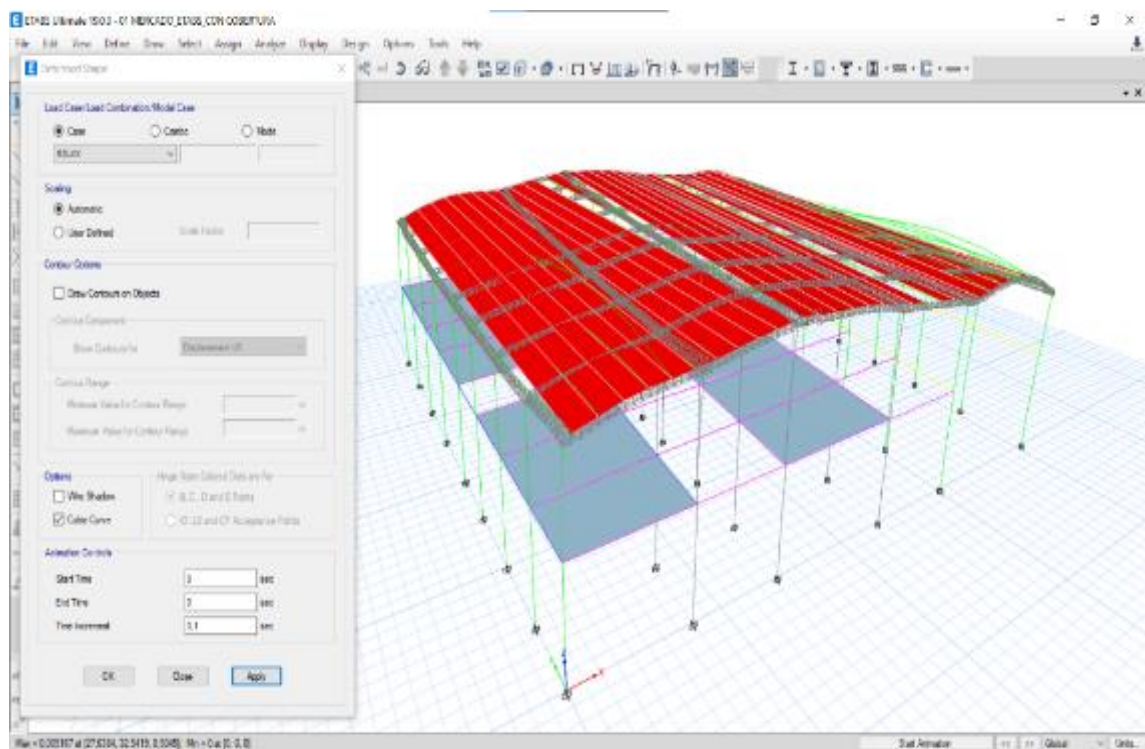


Figura 48. Análisis de resultados, elaboración propia ETAPS V19

El modelado 3D concluye dándole todas las propiedades a los elementos estructurales, ahora verificaremos los máximos desplazamientos que tiene la estructura y comprobaremos con los datos que nos da la norma.

Verificación de derivas máxima

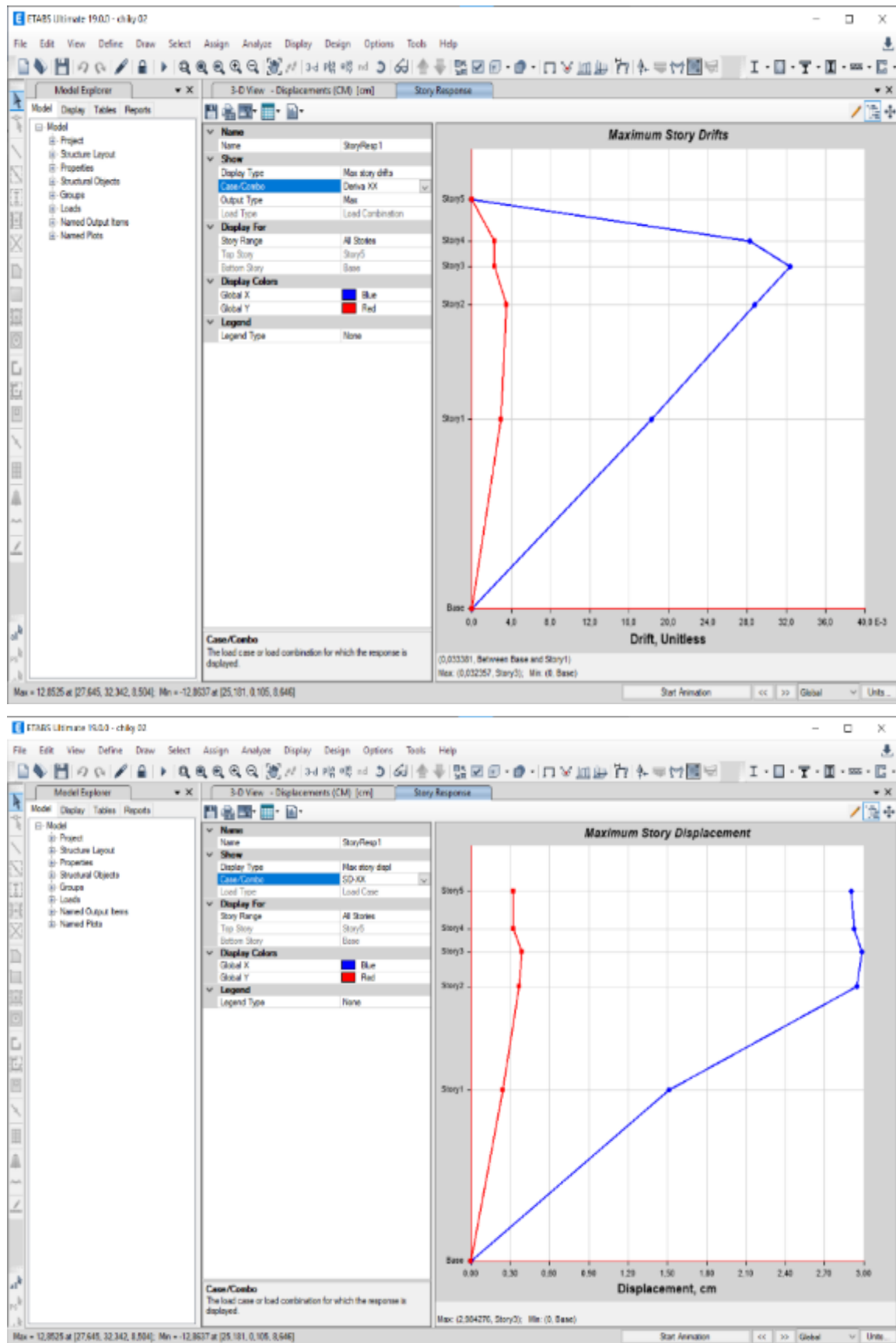


Figura 49. Verificación de derivas y desplazamiento en X, elaboración propia ETAPS V19

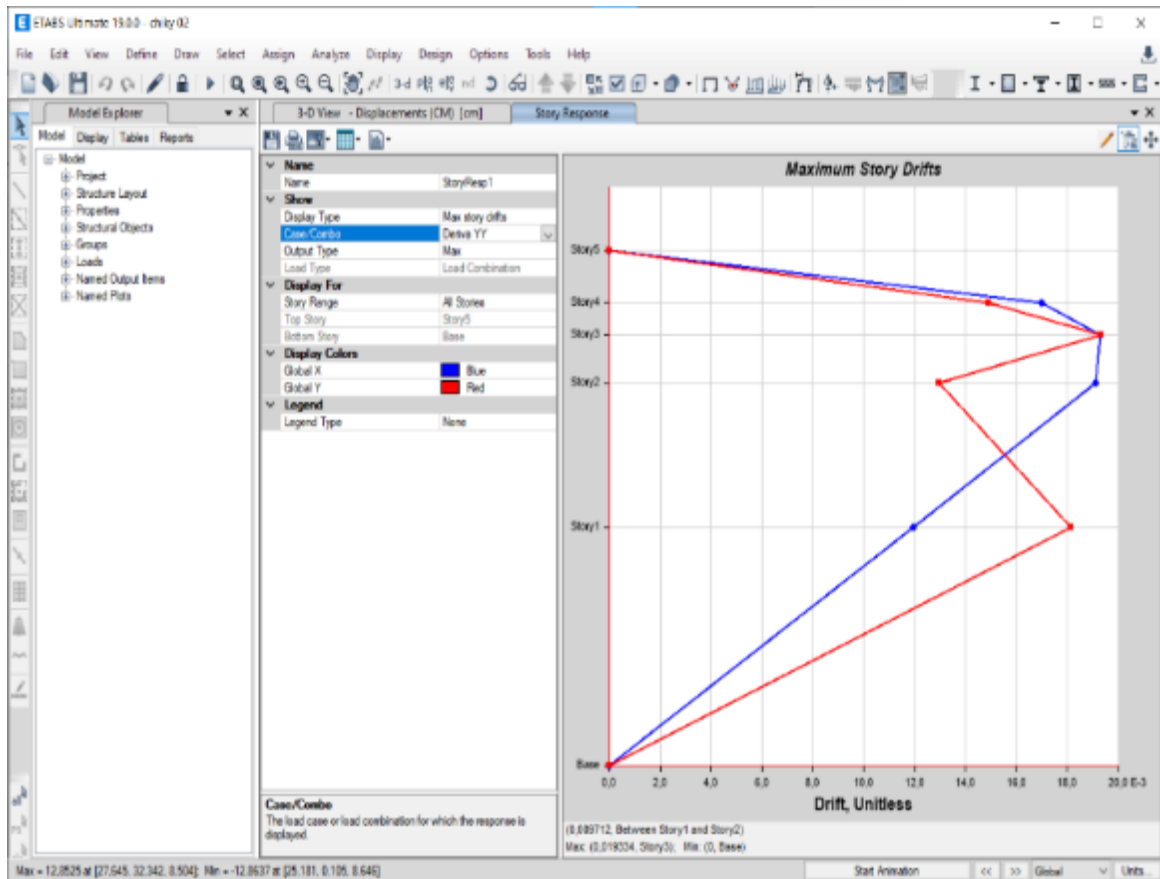
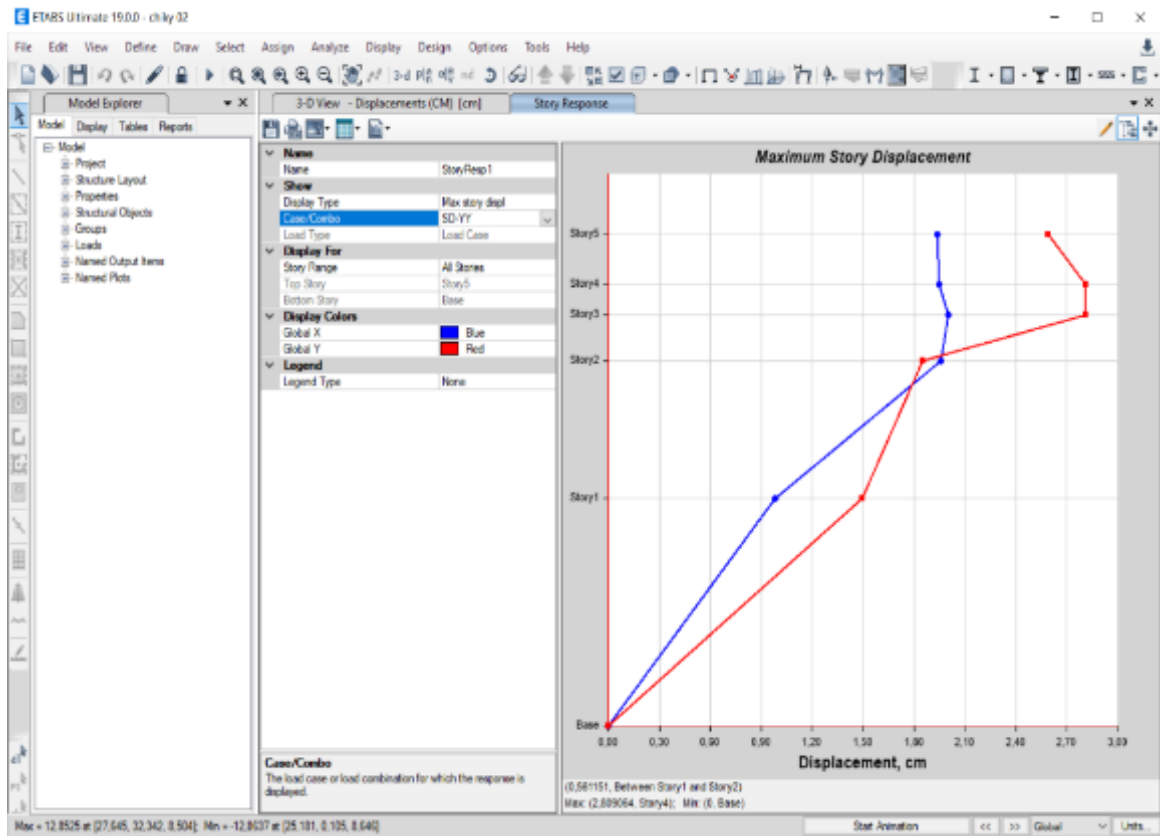


Figura 50. Verificación de derivas y desplazamiento en Y. elaboración propia ETAPS V19

3.4 Materiales y métodos

Los materiales usados serán:

- ✓ Textos físicos
- ✓ Textos virtuales
- ✓ Revistas
- ✓ Documentales
- ✓ Investigaciones, etc.

Y para la recopilación de datos reales usaremos la información que tiene la municipalidad distrital de Soritor e información de empresas que construyeron obras civiles perimetralmente a la estructura.

En cuanto al método que se aplicará será:

La aplicación del modelo matemático más influyente en este trabajo de investigación será realizada en programa Etaps V19, de la siguiente manera.

1. Creamos los ejes estructurales con medidas en los ejes X y Y como lo indica en los planos estructurales.
2. Se crea las cantidades de niveles que va a tener considerando una profundidad de zapatas.
3. Creamos los materiales a usar y insertamos las propiedades de cada uno de ellos.
4. Insertamos las propiedades inelásticas a los materiales para su análisis en su rango no lineal.
5. Procedemos con su dibujo de los elementos estructurales y para las losas le insertamos diafragmas rígidos.
6. Creamos los patrones de carga a la cual será sometida la edificación.
7. Insertamos el espectro de diseño de acuerdo a la norma E 030 de diseño sismorresistente, considerando todos los detalles en planta y altura.
8. Se inserto las cargas predichas a la edificación de acuerdo a la norma E 020 de Cargas, según la categoría que a la cual corresponda.
9. Creamos un análisis dinámico modal espectral para verificar sus derivas de entre pisos y deben ser menores a lo que manda la norma.
10. Con el resultado obtenido pasamos al segundo análisis "pushover" para ver su capacidad de la estructura.
11. Insertamos las rotulas en los elementos estructurales.

12. Creamos los nuevos patrones de cargas y tipo de análisis que se realizara.
13. Verificamos la curva de capacidad.
14. Con los resultados obtenidos podemos sacar las conclusiones finales de la estructura.
15. Recomendaciones a la estructura de acuerdo a análisis efectuado.

3.5 Tipo y nivel de la investigación

3.5.1 Tipo de investigación

La investigación efectuada es de tipo aplicada ya que nuestro principal objetivo es determinar el riesgo al que está expuesto la edificación del MERCADO MODELO SORITOR, asimismo planteamos determinar el grado de vulnerabilidad de la edificación y brindar información de cómo mejorar la estructura para ser más sostenible ante un evento sísmico, con estas propuestas se busca reducir en gran porcentaje el riesgo de colapso a un estado de ocupación inmediata, además cumpliríamos con los criterios de diseño sismorresistente que es la seguridad y resistencia de la estructura sin fallar antes sismos de periodo de retorno de 25 años.

3.5.2 Nivel de la investigación

De acuerdo a la naturaleza del estudio de la investigación, por su nivel reúne las características de un estudio descriptivo, explicativo, aplicativo y correlacionado. Al evaluar la estructura por el método de la curva de capacidad PUSHOVER, se mostrará los resultados finales y el estado actual del Mercado Modelo Soritor, además de verificar de la reacción que va a tener ante un sismo considerable como los últimos sismos que estamos sintiendo.

3.5.3 Diseño de la investigación

En este proyecto de investigación se está aplicando una metodología muy poco usada, mucho más en nuestra región San Martín, teniendo en cuenta que nuestra región está en un desarrollo absoluto, la seguridad y eficiencia del trabajo estructural debe ser primero, por ello busco emplear como primer paso el análisis dinámico espectral en la estructura a estudiar, con esos resultados verificaremos si en nuestra actualidad la estructura está en buenas condiciones, siendo ajeno al resultado aplicaré un análisis PUSHOVER que es el análisis matemático más realista al comportamiento de la estructura ante diversas cargas aplicadas.

Freeman, 1998 propuso comparar “la capacidad resistente de la estructura representada por una curva carga – desplazamiento llevado a valores espectrales con la demanda de un sismo representado por su espectro de respuesta. La curva de capacidad es independiente del método usado para calcular las demandas”. Freeman introduce el espectro ADRS (Aceleration Response Spectrum vs Displacement,D)

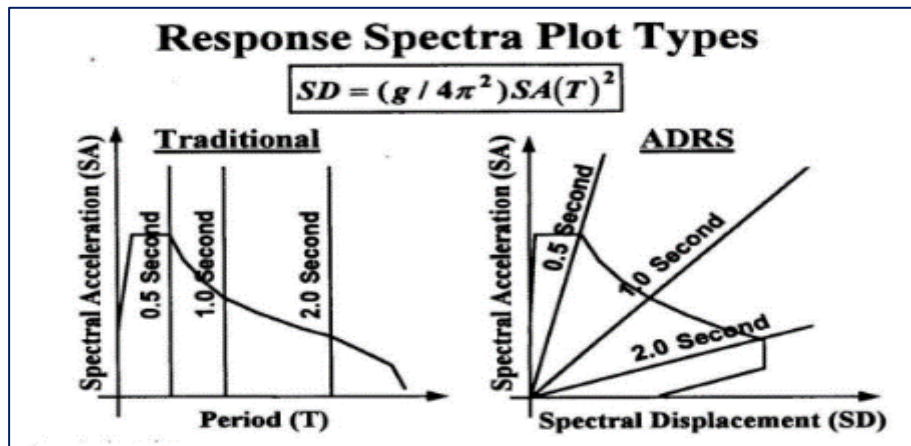


Figura 9. Diagrama de tipos de respuesta espectral, Freeman 1998

“En general la capacidad de una estructura depende de la resistencia y la capacidad de deformación de cada uno de sus componentes individuales. Para determinar las capacidades después del límite elástico es necesario unos procedimientos de análisis no lineal. Entre estos procedimientos, el pushover logra una aproximación a un diagrama fuerza –desplazamiento. El modelo matemático de la estructura se modifica para tomar en cuenta la resistencia reducida inducida por miembros en proceso de fallar. Luego se vuelve a aplicar una fuerza incrementada hasta que fallen componentes adicionales y este procedimiento se continúa hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que alcance un límite predeterminado” (Portillo, Rodríguez-Martínez, & Martínez Soto, 2011) Para comenzar el análisis se debe tener presente las limitaciones del análisis pushover para la cual resulta útil responder a las preguntas ¿Por qué, ¿cuándo y cómo? (Ver anexo 01)

La estructura de la edificación no es muy complejo debido a que se puede apreciar los refuerzos y las secciones de los elementos estructurales muy detallados, el sistema estructural construido es aperticado, con la ayuda del programa Etaps, versión 19, un programa computacional nos ayudara a evaluar las distorsiones angulares y verificar si los elementos estructurales son los apropiados, estos análisis realizados son realizados de acuerdo a nuestro Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma técnica E. 020 de cargas, Norma Técnica E. 060 de Concreto Armado, Norma Técnica E. 030 de Diseño Sismorresistente y normas internaciones como FEMA 440, HAZUS, ASCE41-17, etc.

3.6 Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Procesamiento de datos

Los resultados del proyecto serán ordenados adecuadamente para presentar el informe final, con las propuestas predichas.

Presentación de datos

En la presentación de los resultados elaboraré cuadros comparativos de las situaciones que presentara la estructura para dar una mayor credibilidad al proyecto, de esa manera contrastaremos más la hipótesis planteada.

Tabla 14

Cuadro informativo de la estructura en análisis-Elaboración Propia.

Estructura de análisis	Consideraciones	Descripción
Mercado modelo Soritor	Aspectos generales	a. La estructura de análisis se encuentra ubicado en el distrito de Soritor, Provincia de Moyobamba, Región San Martín b. La edificación presenta 2 niveles y una cobertura metálica.
	Aspectos técnicos	a. La estructura fue construida con un sistema aporticado. b. Los materiales más predominantes fueron: Hormigón, Cemento y Acero corrugado $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. c. La estructura presenta una observación estructural al no ser arriostrado el último nivel. d. Evaluaremos la edificación ante eventos sísmicos considerables con los datos de nuestra norma E 030 de diseño sismorresistente. e. Se verificará que los desplazamientos relativos entre pisos no sean mayores a lo permitido en la norma.
	Diagnóstico de la edificación	b. Con los datos recolectados, imágenes captadas y una previa visita minuciosa a la edificación procedemos a realizar el análisis detallado, de tal manera que la estructura tenga un diagnóstico más certero ante una posible actividad sísmica severa.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Resultados

4.1.1. Objetivo específico 01:

- a. Proporcionar un aviso anticipado del estado que se encuentra la edificación “MERCADO MODELO - SORITOR”.
- b. Determinar el índice de vulnerabilidad correspondiente a la edificación “MERCADO MODELO - SORITOR”.
- c. Determinar si la estructura “MERCADO MODELO - SORITOR”, está al límite del colapso parcial o total ante un evento sísmico.

En este capítulo mostrare los resultados del proyecto de investigación realizada organizado en tablas y/o gráficos, de tal manera que el entendimiento sea más preciso y sea parte de un análisis cooperativo de los miembros del jurado y posteriormente una discusión.

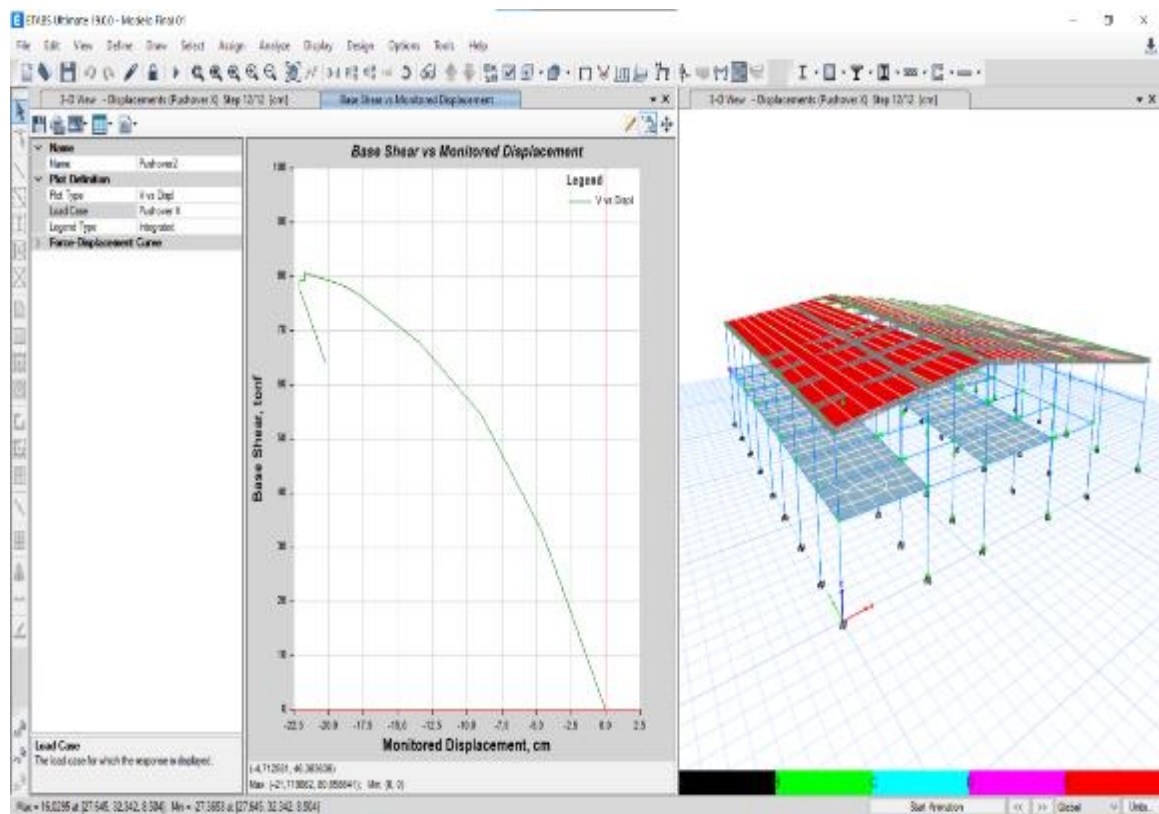


Figura 51. Curva Pushover en X

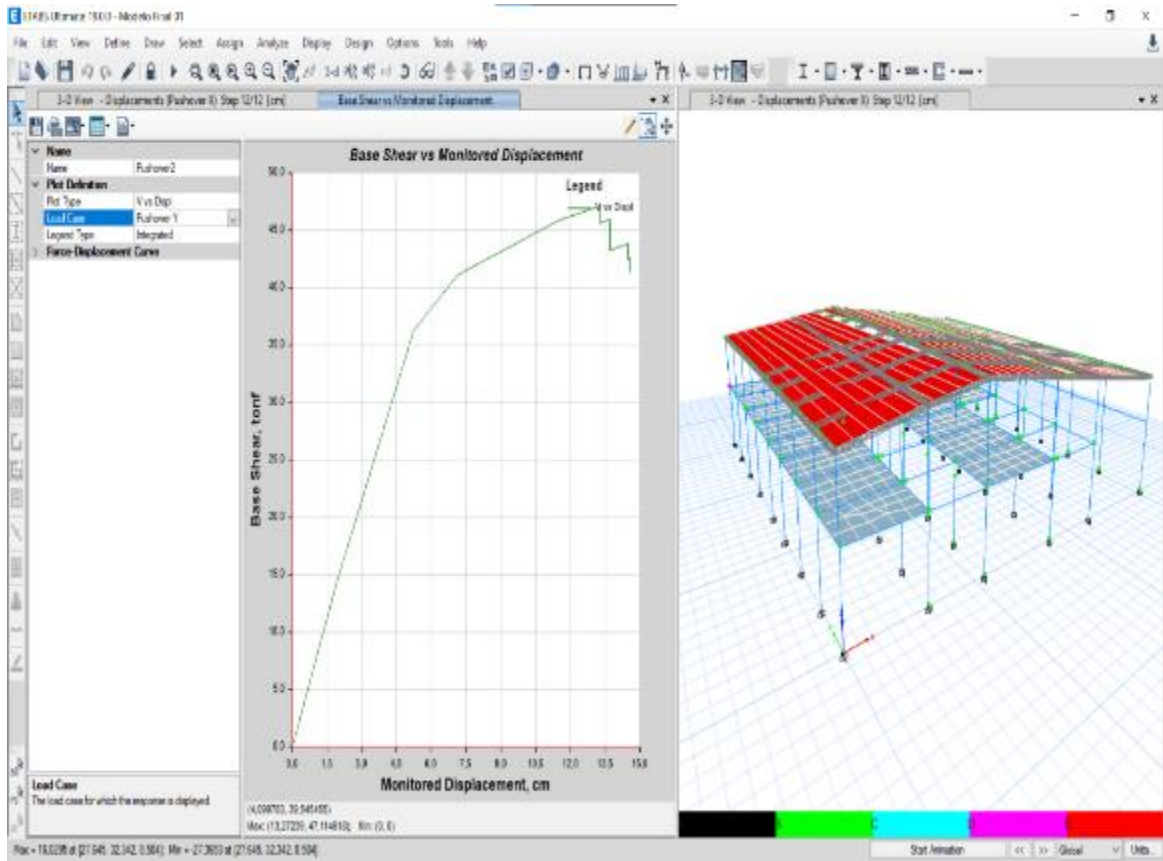


Figura 52. Curva Pushover en Y

El proceso de análisis resuelto concluyo de tal manera que va analizar en ambas direcciones debido a que en ambas direcciones presentan deficiencias estructurales.

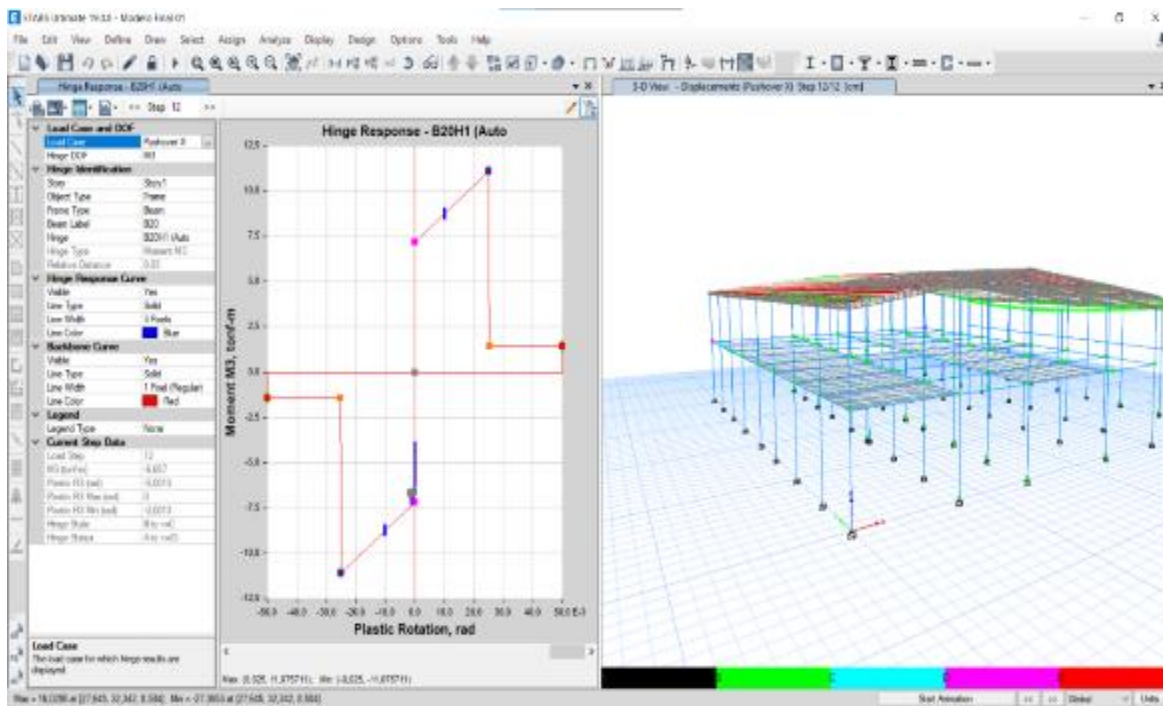


Figura 53. Análisis de la viga B20H1

Análisis de la viga B20

De la viga en análisis B20 se puede mencionar que se encuentra en estado elástico con una capacidad muy poco de seguir resistiendo cargas, la rótula mostrada indica el nivel de daño presentado.

Por otro lado, podemos mencionar estructuralmente hay columnas que sobrepasaron sus límites de cargas por lo que sus rotulas se encuentran cercano al colapso siendo un peligro para toda la estructura.

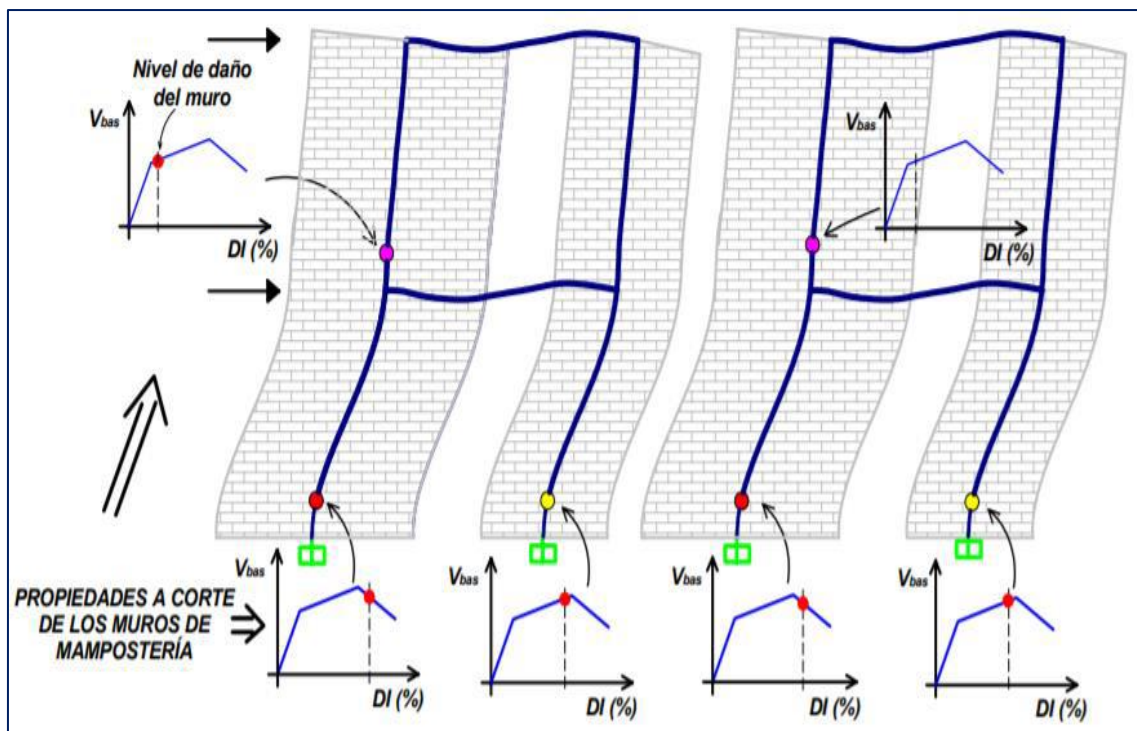


Figura 54. Análisis de la viga B20

Conversión de una curva de capacidad a un espectro de capacidad (S_a - S_d)

$$\text{Aceleracion Espectral } (S_a) = \frac{V/M}{\alpha_1}$$

$$\text{Masa Efectiva } (M_e) = M * \alpha_1$$

$$\text{Desplazamiento en techo } S_d = \frac{\text{Desplaz.}}{F.P}$$

Tabla 19

Cuadro exportado de la curva Pushover en X-Elaboración propia.

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	cm	tonf										
0	0	0	388	0	0	0	0	388	0	0	0	388
1	-4,28	30,659	387	1	0	0	0	388	0	0	0	388
2	-4,5835	32,837	386	2	0	0	0	388	0	0	0	388
3	-8,9497	54,391	356	32	0	0	0	379	9	0	0	388
4	-13,4562	67,893	334	54	0	0	0	364	24	0	0	388
5	-17,9669	76,856	315	73	0	0	0	353	35	0	0	388
6	-19,1423	78,491	309	79	0	0	0	349	39	0	0	388
7	-21,6407	80,549	304	84	0	0	0	342	45	1	0	388
8	-21,7199	80,659	304	83	1	0	0	342	44	2	0	388
9	-21,7203	79,037	303	84	0	1	0	340	45	2	1	388
10	-22,1282	79,419	302	84	1	1	0	340	45	2	1	388
11	-22,1286	77,755	302	83	1	2	0	340	44	2	2	388
12	-20,2213	64,051	302	83	1	2	0	340	44	2	2	388

Tabla 20

Desplazamientos absolutos por cargas asumidas en el programa.

	Desplaz(cm)	V(ton)
0	0	0
1	4,28	30,659
2	4,5835	32,837
3	8,9497	54,391
4	13,4562	67,893
5	17,9669	76,856
6	19,1423	78,491
7	21,6407	80,549
8	21,7199	80,659
9	21,7203	79,037
10	22,1282	79,419
11	22,1286	77,755
12	20,2213	64,051

Tabla 21

Cálculo de datos para elaboración de curva de capacidad.

	Masa (Ton)	Sa	Sd (cm)
n5	1,278	0,0000	0
n4	0,816	0,0679	2,779221
n3	1,363	0,0727	2,976299
n2	1,795	0,1205	5,811494
n1	43,145	0,1504	8,737792
n0	2,613	0,1703	11,66682
MT	51,01	0,1739	12,43006
		0,1785	14,0524
		0,1787	14,10383
		0,1751	14,10409
		0,1760	14,36896
		0,1723	14,36922
	0,1419	13,13071	

Peso= 500,4081 Ton

Alfa= 90,2 %

M2Modo= 451,3681 Ton

FP= 1,54

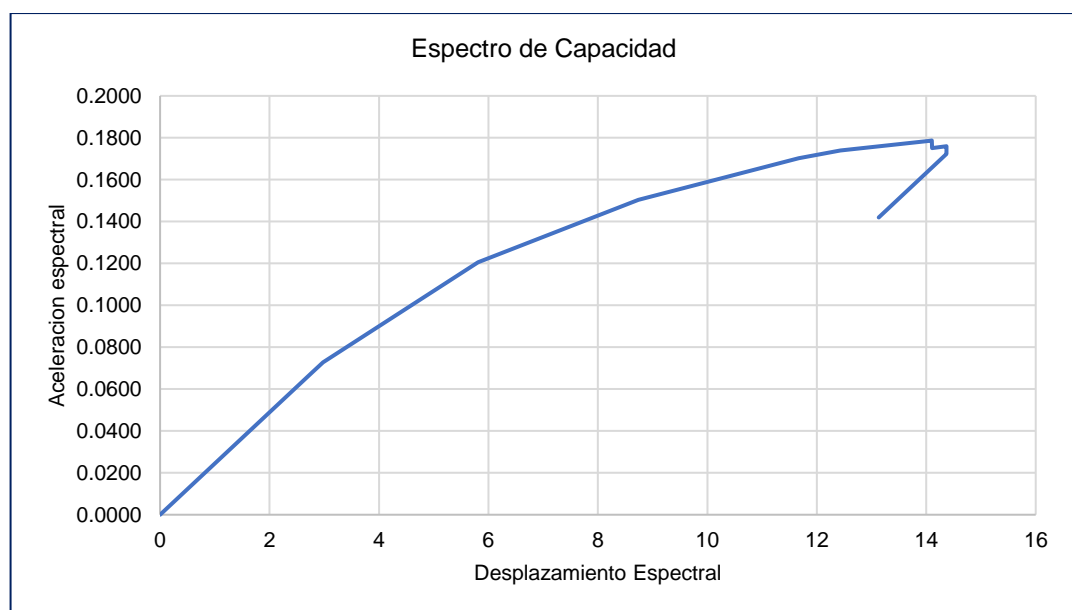
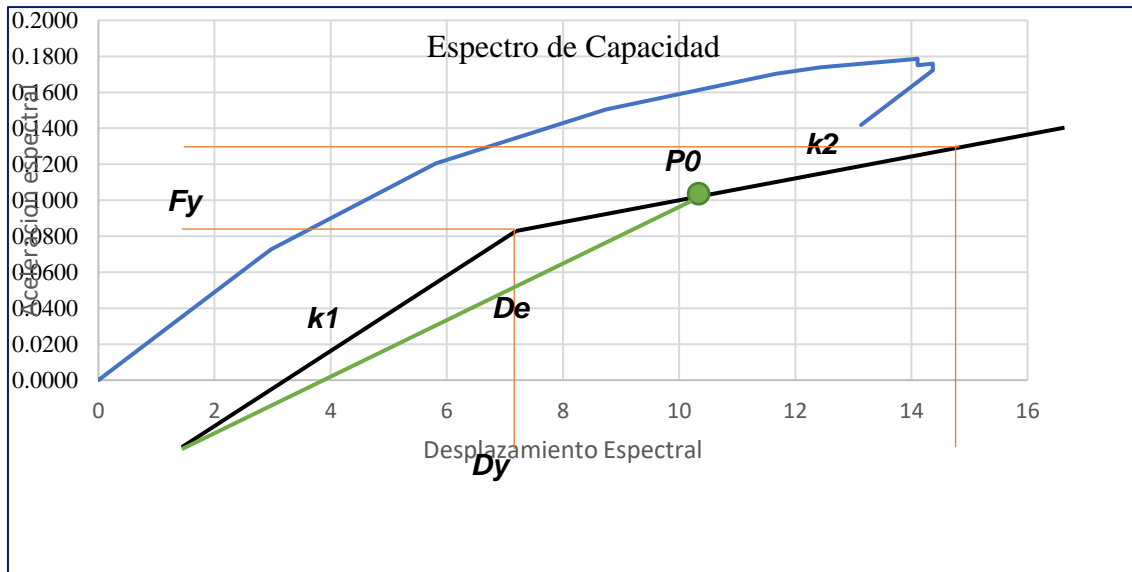


Figura 55. Curva de Capacidad en el sentido X.



$$\alpha = \frac{k_2}{k_1}$$

Figura 56. Curva de Capacidad en el sentido X.

$$k_1 = \frac{f_y}{d_y}$$

$$k_2 = \frac{f_u - f_y}{d_u - d_y}$$

	Estructura lineal elástica	Estructura equivalente
Rigidez	$K_1 = \frac{F_y}{q_y}$	$K_{eff} = K_1 \left(\frac{1 + \alpha\mu - \alpha}{\mu} \right)$
Periodo	$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_1}}$	$T_{eff} = T \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha\mu - \alpha}}$
Amortiguamiento Histerético		$\beta_H = \frac{2(1 - \alpha)(\mu - 1)}{\pi \mu (1 + \alpha\mu - \alpha)}$
Amortiguamiento Viscoso Equivalente	$\beta_v = \frac{C}{2\sqrt{M K_1}}$	$\beta_f = \frac{C}{2\sqrt{M K_{eff}}}$ $\beta_f = \beta_v \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha\mu - \alpha}}$

Figura 57. Fórmulas para cálculos manuales.

Asumimos un punto de desempeño **P0**.

T1	0,821 s	k1	1328
f _y	0,13 g	k2	316,7
f _y	65,053053 ton	alfa	0,239

Ffalla	90,073458 ton	
dy	0,049 m	
du	0,128 m	
Du	0,09 m	(Asumiendo)
U	1,836734694	(Asumido, variable)

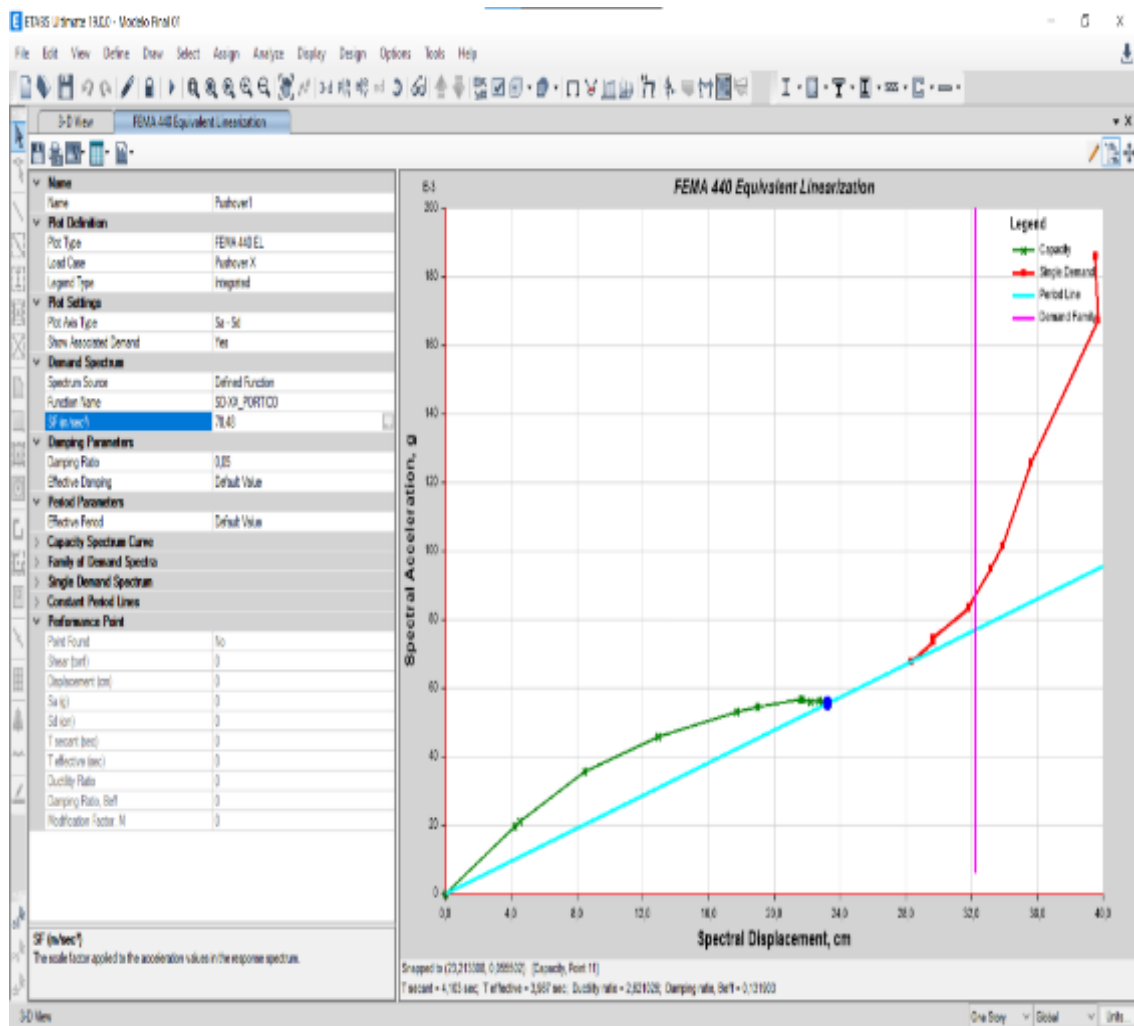


Figura 58. Análisis de resultados de Curva Pushover en X

Como se puede observar en la figura, el espectro de demanda se encuentra por fuera de la curva de capacidad, lo que implica que la estructura en ese sentido esta corriendo un grave peligro para un sismo raro que su frecuencia de retorno es cada 50 años con una probabilidad del 10%.

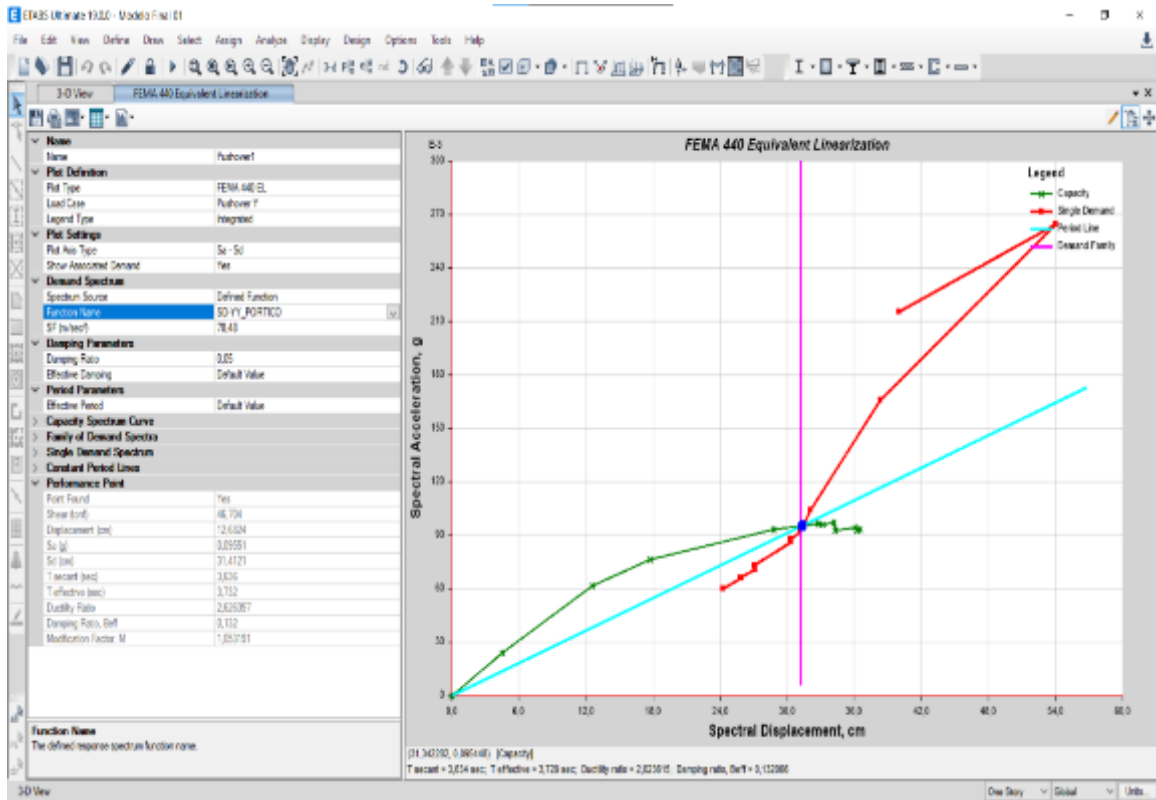


Figura 59. Análisis de resultados de Curva Pushover en Y

Como podemos observar en la figura, la curva de capacidad en el eje Y presenta un poco más de resistencia, ahora analizaremos en qué estado se encuentra según los parámetros establecidos por Visión 2000 (SEAOC 1995):

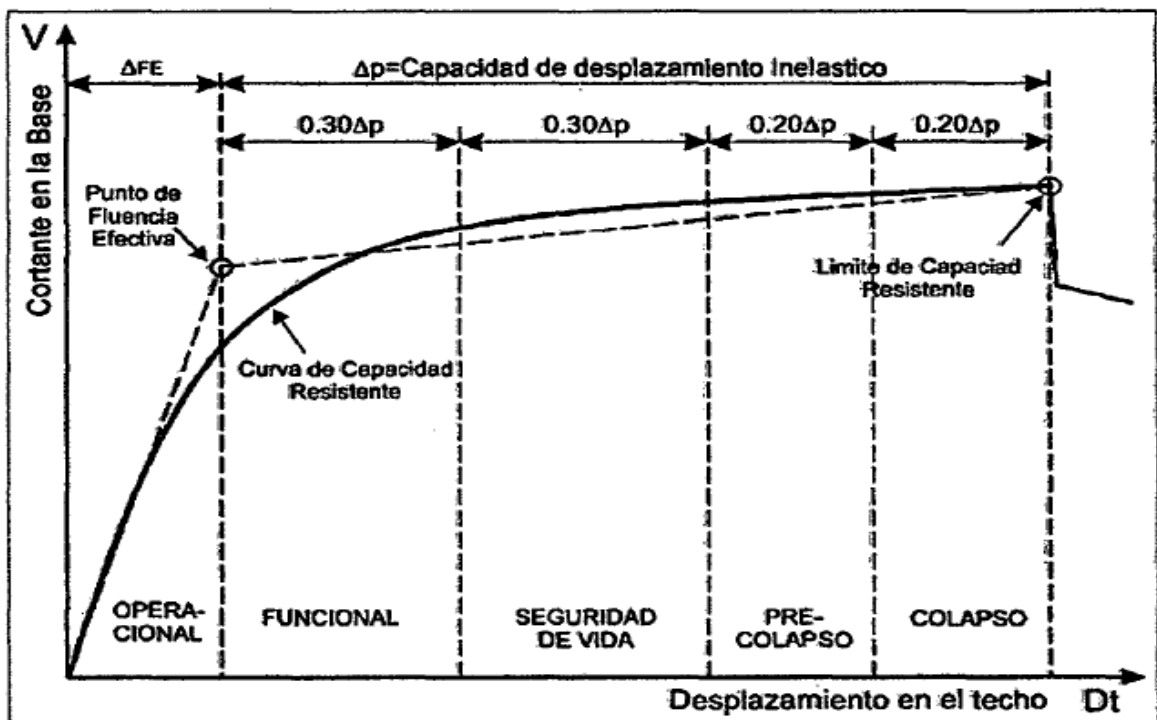


Figura 60. Rango de parámetros de la curva Pushover.

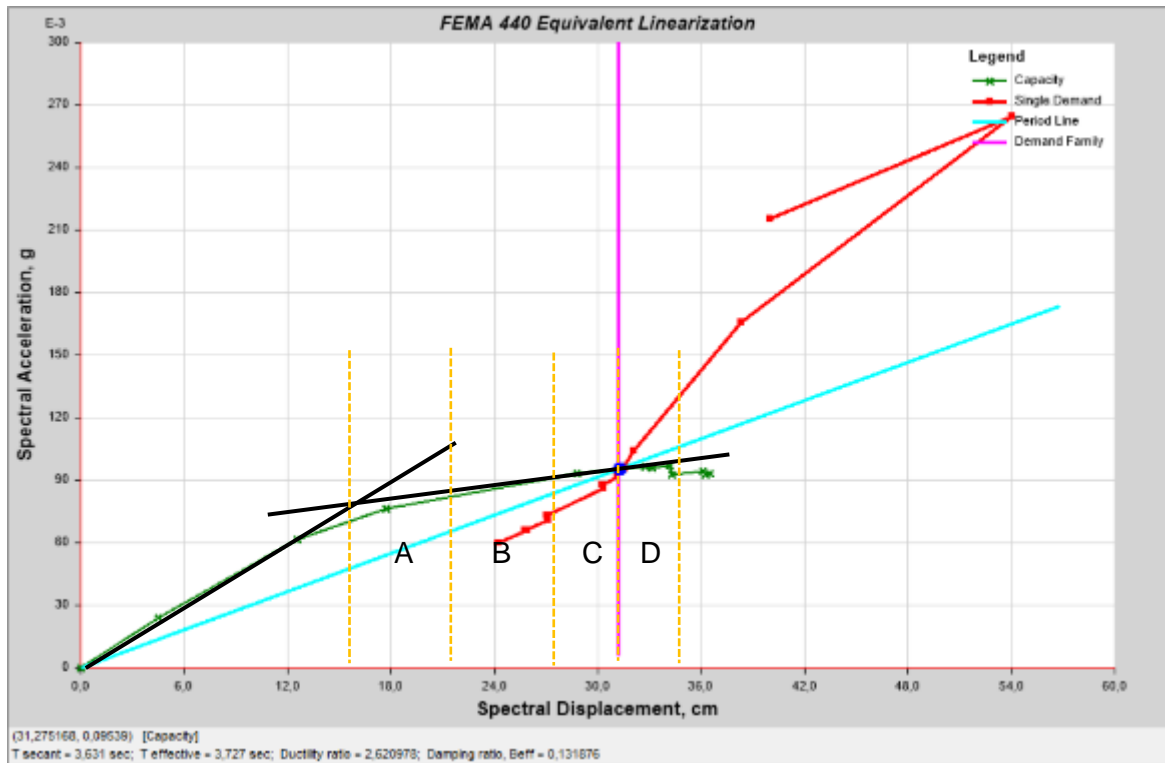


Figura 61. Parametrización de la Curva Pushover en Y

Análisis de los resultados

$$\Delta p = 34,5 - 15,01$$

$$\Delta p = 19.49$$

Por lo tanto:

$$A: \text{Funcional } (0.30 * \Delta p) = 0,3 * 19,49 = 5,85 \text{ cm}$$

$$B: \text{Seguridad de vida } (0.30 * \Delta p) = 0,3 * 19,49 = 5,85 \text{ cm}$$

$$C: \text{Pre-Colapso } (0.20 * \Delta p) = 0,2 * 19,49 = 3,90 \text{ cm}$$

$$D: \text{Colapso } (0.20 * \Delta p) = 0,2 * 19,49 = 3,90 \text{ cm}$$

Como se puede apreciar, el punto de desempeño de la estructura en su máxima capacidad en la dirección Y que es la más favorable se encuentra en el inicio y desarrollo del colapso por lo que se tiene que tener mucho cuidado y recomendar profesionalmente las posibles soluciones a este problema.

La estructura MERCADO MODELO SORITOR esta vulnerable ante un evento sísmico raro con periodo de retorno de 475 años con una probabilidad de suceso del 10% por lo que se puede decir que no se cumple con el requerimiento de nivel de desempeño según **Visión 2000 (SEAO 1995)**.

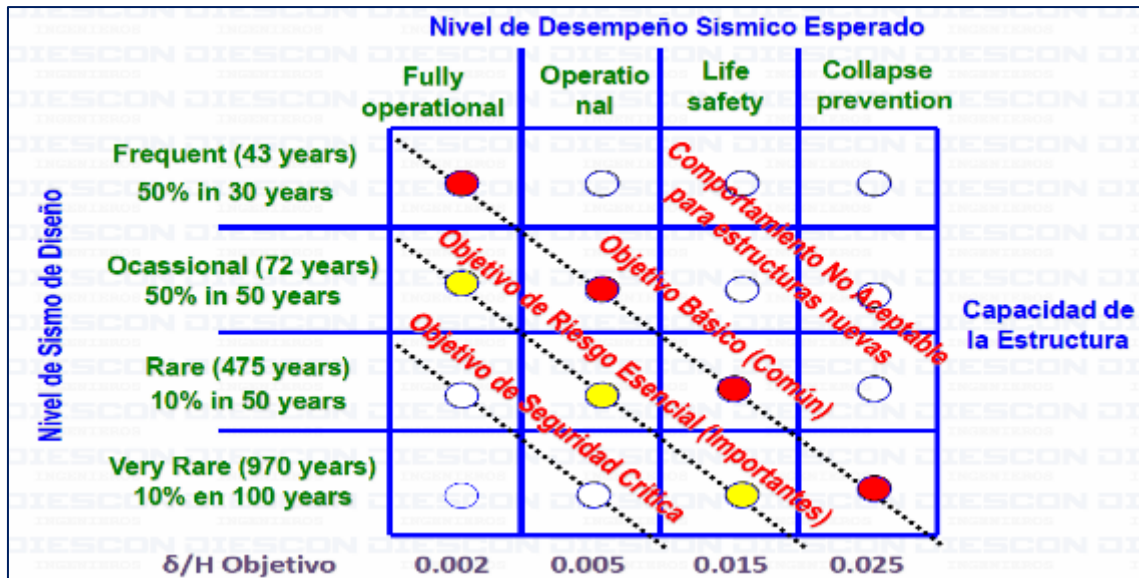


Figura 62. Rangos de desempeño para diferentes sismos.

Structural Fragility Curve Parameters – Moderate Code Seismic Design Level

Building Properties			Interstory Drift at Threshold of Damage State				Spectral Displacement (inches)							
Type	Height (inches)		Slight	Moderate	Extensive	Complete	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal					Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
W1	168	126	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750	0.50	0.84	1.25	0.86	3.86	0.89	9.45	1.04
W2	288	216	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750	0.86	0.89	2.14	0.95	6.62	0.95	16.20	0.92
S1L	288	216	0.0060	0.0104	0.0235	0.0600	1.30	0.80	2.24	0.75	5.08	0.74	12.96	0.88
S1M	720	540	0.0040	0.0069	0.0157	0.0400	2.16	0.65	3.74	0.68	8.46	0.69	21.60	0.87
S1H	1872	1123	0.0030	0.0052	0.0118	0.0300	3.37	0.64	5.83	0.64	13.21	0.71	33.70	0.83
S2L	288	216	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600	1.08	0.93	1.87	0.92	5.04	0.93	12.96	0.93
S2M	720	540	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400	1.80	0.70	3.12	0.69	8.40	0.69	21.60	0.89
S2H	1872	1123	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300	2.81	0.66	4.87	0.64	13.10	0.69	33.70	0.80
S3	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525	0.54	0.88	0.94	0.92	2.52	0.97	7.09	0.89
S4L	288	216	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.86	0.96	1.50	1.00	4.04	1.03	11.34	0.92
S4M	720	540	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.44	0.75	2.50	0.72	6.73	0.72	18.90	0.94
S4H	1872	1123	0.0020	0.0035	0.0093	0.0262	2.25	0.66	3.90	0.67	10.50	0.70	29.48	0.90
S5L														
S5M														
S5H														
C1L	240	180	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600	0.90	0.89	1.56	0.90	4.20	0.90	10.80	0.89
C1M	600	450	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400	1.50	0.70	2.60	0.70	7.00	0.70	18.00	0.89
C1H	1440	864	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300	2.16	0.66	3.74	0.66	10.08	0.76	25.92	0.91
C2L	240	180	0.0040	0.0084	0.0232	0.0600	0.72	0.91	1.52	0.97	4.17	1.03	10.80	0.87
C2M	600	450	0.0027	0.0056	0.0154	0.0400	1.20	0.81	2.53	0.77	6.95	0.73	18.00	0.91
C2H	1440	864	0.0020	0.0042	0.0116	0.0300	1.73	0.66	3.64	0.68	10.00	0.70	25.92	0.87
C3L														
C3M														
C3H														
PC1	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525	0.54	0.89	0.94	0.92	2.52	0.97	7.09	1.04
PC2L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.72	0.96	1.25	1.00	3.37	1.03	9.45	0.88
PC2M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.20	0.82	2.08	0.79	5.61	0.75	15.75	0.93
PC2H	1440	864	0.0020	0.0035	0.0094	0.0263	1.73	0.68	3.00	0.69	8.08	0.77	22.68	0.89
RM1L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.72	0.96	1.25	0.99	3.37	1.05	9.45	0.94
RM1M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.20	0.81	2.08	0.82	5.61	0.80	15.75	0.89
RM2L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.72	0.91	1.25	0.96	3.37	1.02	9.45	0.93
RM2M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.20	0.81	2.08	0.80	5.61	0.75	15.75	0.88
RM2H	1440	864	0.0020	0.0035	0.0094	0.0263	1.73	0.67	3.00	0.69	8.08	0.70	22.68	0.86
URML														
URMM														
MH	120	120	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.48	0.91	0.96	1.00	2.88	1.03	8.40	0.92

Figura 63. Parámetros de la curva de fragilidad estructural-código moderado sísmico desinivel gn.

4.2. Discusión de resultados

En este ítem del proyecto de investigación que se viene realizando se mostrarán los resultados obtenidos y comentarios al respecto, además de que será una introducción para entrar a nuestro segundo análisis y tener conclusiones más cercanas al criterio de un profesional.

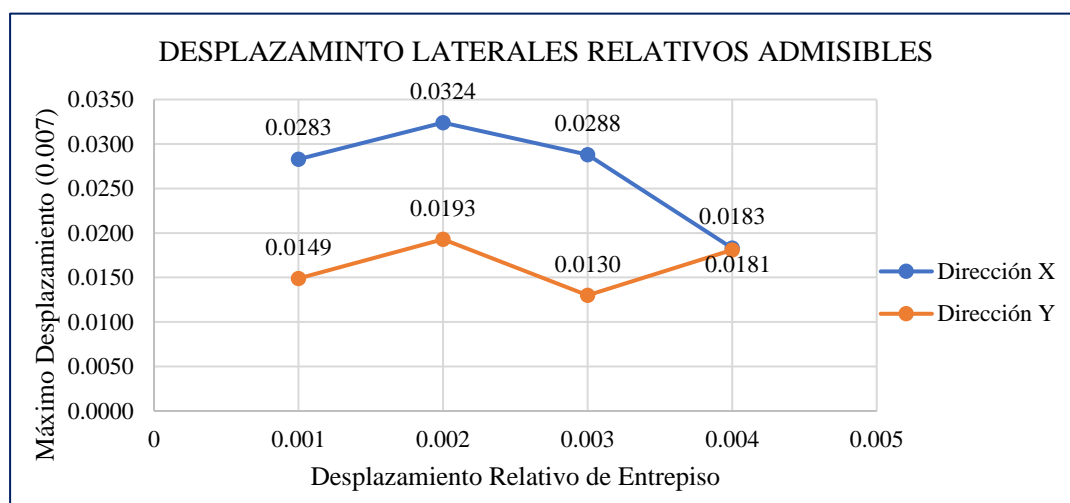
Análisis sísmico dinámico “comprobación de derivas”

Tabla 22

Verificación de derivas máximas permisibles

DERIVA EN DIRECCIÓN "X"									
Story	Output Case	Step Type	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	LIMITE DE DISTORSION
						m	m	m	0,007
Story4	Deriva XX	Max	X	0,0283	11	19,7	32,2	9,61	NO CUMPLE
Story3	Deriva XX	Max	X	0,0324	20	24,5	32,3	8,95	NO CUMPLE
Story2	Deriva XX	Max	X	0,0288	28	31,5	32,6	7,95	NO CUMPLE
Story1	Deriva XX	Max	X	0,0183	28	31,5	32,6	4,95	NO CUMPLE

DERIVA EN DIRECCIÓN "Y"									
Story	Load Case/Combo	Step Type	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	LIMITE DE DISTORSION
						m	m	m	0,007
Story4	Deriva YY	Max	Y	0,0149	38	6,26	3,75	9,61	NO CUMPLE
Story3	Deriva YY	Max	Y	0,0193	9	-	31,6	8,95	NO CUMPLE
						0,02			
Story2	Deriva YY	Max	Y	0,0130	28	31,5	32,6	7,95	NO CUMPLE
Story1	Deriva YY	Max	Y	0,0181	5	-	15,1	4,95	NO CUMPLE
						0,01			



Como se puede observar los resultados, es congruente con las especulaciones iniciales y es que es debido a forma de construcción que se hizo, si se puede observar existe un máximo desplazamiento en el piso 03 y debido a que en ese nivel no existe un arriostamiento adecuado.



Figura 65. Columnas sin arriostre, elaboración propia.

Cálculo de porcentaje de variación de derivas

Deriva máxima en X = 0.0324

Deriva máxima por norma = 0.0070

$$V = \left(\frac{0.0324}{0.0070} \right)$$

$$V = 4.6\%$$

Los resultados mostrados son el reflejo de la estructura y como podemos analizarlo en ese sentido la edificación se encuentra por muy debajo de los resultados permitidos.

En este eje podemos rigidizar más a las columnas aumentándole de sección ya que esta propiedad que tiene actualmente es muy frágil de modo que se esta corriendo riesgo.

Deriva máxima en Y = 0.0193

Deriva máxima por norma = 0.0070

$$V = \left(\frac{0.0193}{0.0070} \right)$$

$$V = 2.7\%$$

En este eje podemos observar que está un poco mayor rigidizado la estructura y es lógico debido a la cantidad de ejes construidos que tiene, aun así, para llegar al límite mínimo permito le falta aumentar su rigidez.

Así como podemos observar las máximas derivas también podemos ver los máximos desplazamientos calculados por el programa matemático ETAPS V19, y para su altura y diseño arquitectónico los desplazamientos son demasiado cuando está expuesta a un evento sísmico.

Desplazamiento máximo en X = 2,904 cm

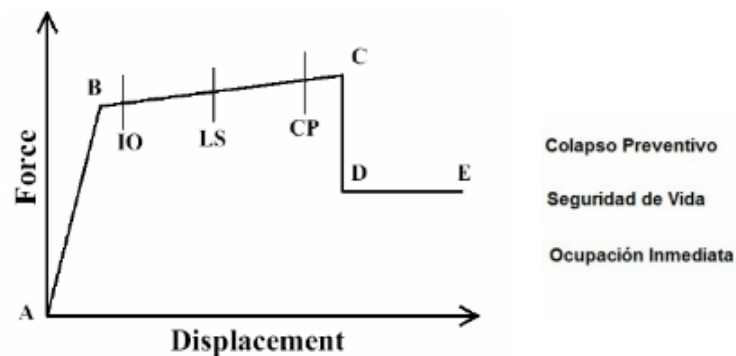
Desplazamiento máximo en Y = 2,809 cm

Como podemos analizar la estructura se puede decir que estructuralmente presenta muchas deficiencias, por lo tanto, entraremos al siguiente análisis para determinar el estado ocupacional y poder detallar las conclusiones y recomendaciones de la estructura.

Análisis “pushover”

1. El modelo incluye el comportamiento no lineal de los materiales para representar la variación de la rigidez y de las deformaciones que se generan para cada una de las acciones predominantes según el comportamiento del elemento (acciones controladas por fuerzas o por deformaciones), para ello se emplean curvas “Fuerza Versus Deformación” que representan de manera generalizada la capacidad plástica de una sección despreciando el comportamiento lineal que se tiene antes de que la sección se empiece a fisurar y el acero de refuerzo empiece a fluir.
2. Teniendo en cuenta esto, a cada elemento del modelo se le asignó una relación fuerza deformación cuyos parámetros están estandarizados en el ASCE 41-13 y FEMA 356 que a su vez presenta unos criterios de aceptabilidad en termino de rotaciones para la caracterización de las rotulas plásticas.
3. De acuerdo con el ASCE 41-13, estos son los niveles de comportamiento que permitan evaluar el desempeño de las estructuras después de un evento sísmico con respecto al nivel de daño sufrido, (*Iván Darío Acevedo Maldonado, 2015*)
 - ✓ IO (Ocupación inmediata): Los espacios de la edificación, así como todos sus sistemas primarios y equipamientos permanecen utilizables después del evento. La estructura no sufre daños importantes.
 - ✓ LS (Seguridad a la vida): El nivel de daño de la edificación presenta una baja probabilidad de atentar contra la vida de las personas. Es el nivel de desempeño que se pretende alcanzar con los códigos de diseño.
 - ✓ CP (Colapso preventivo): Para este nivel de daño la estructura no tiene ninguna reserva que le permita soportar una réplica, solo mantiene la estabilidad para

cargas verticales, sin embargo, la evacuación debe ser inmediata y probablemente se deba demoler la edificación.



Técnica del modelado pushover

La Técnica del Pushover consiste en llevar al colapso la estructura ya diseñada, de la cual se conoce su armado; esto se logra mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales y bajo cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse o hasta cierto valor de carga. Con esta técnica es posible evaluar el desempeño esperado de la estructura por medio de la estimación de fuerzas y demanda de deformaciones en el diseño sísmico, además se puede aplicar:

- ✓ Para verificar o revisar la proporción de sobrerresistencia.
- ✓ Para estimar mecanismos de plasticidad esperada, además de estimar una distribución de daño
- ✓ Verificar que las conexiones críticas permanezcan con capacidad de transmitir cargas entre los elementos.
- ✓ Como alternativa de rediseño.

El análisis estático no lineal, no posee un fundamento teórico profundo. En él se asume que los múltiples grados de libertad de la estructura están directamente relacionados a la respuesta sísmica de un sistema equivalente de un grado de libertad con características de histéresis apropiadas. El modelo que se genera para realizar el análisis, incorpora directamente la no linealidad de los materiales, de manera que es empujado hasta un desplazamiento esperado, y las deformaciones y fuerzas internas resultantes pueden ser determinadas. **(Portillo Willians Yony Rodriguez Martinez Jose Mario Martínez Soto Carlos Mario, 2011)**

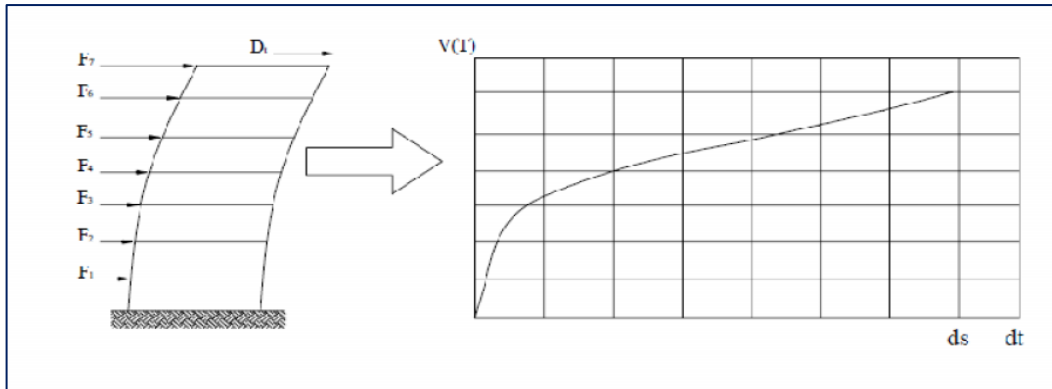


Figura 66. Esquema de la Técnica del Pushover

Patrón de cargas laterales

Para poder aplicar la Técnica de Pushover primero se selecciona una carga real que se obtiene de los códigos regionales, para que luego sea incrementada monótonicamente. El patrón de cargas utilizado debe aproximarse a las fuerzas inerciales esperadas en el edificio durante el sismo. Es necesario mencionar que aunque la distribución de fuerzas inerciales variará con la intensidad de un sismo y con el periodo de exposición de la estructura, usualmente se usa un patrón de cargas que no varía [López Menjivar, 2004].

Esta aproximación probablemente sea la más adecuada para el análisis de deformaciones (pequeñas o medianas), de los elementos para estructuras de marcos, donde su comportamiento lo determina el primer modo de vibración o modo fundamental de vibración de la estructura.

Los dos grupos de distribución de carga lateral que más se utilizan en el análisis de Pushover, propuestos por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias [ASCE, 2000] y por el Consejo de Tecnología Aplicada [SSCS, 1996] son:

- ✓ Un patrón de carga uniforme, basado en la fuerza lateral, proporcional a la masa de cada nivel, sin tomar en cuenta la elevación (respuesta uniforme de aceleración).
- ✓ Una distribución de fuerzas proporcional al producto de la masa y la deformación modal relacionada con el primer modo de vibración del edificio, que es un patrón modal que se determina utilizando un número suficiente de modos de vibración.

Una alternativa sería utilizar un patrón de carga lateral uniforme, donde las aceleraciones sísmicas son proporcionales al peso de cada nivel de edificio. (Portillo Williams Yony Rodríguez Martínez Jose Mario Martínez Soto Carlos Mario, 2011)

Desplazamiento operado

El desplazamiento que se espera experimente una estructura cuando se le somete a demandas sísmicas el cual se obtiene utilizando un espectro de respuesta elástico que se adapte a las características del suelo donde se encuentra construida o se piensa construir la edificación, junto con la representación bilineal de la curva de capacidad.

La determinación del desplazamiento esperado para una estructura estará relacionada con el nivel de desempeño para el cual se diseñe. Estos niveles de desempeño se utilizan para brindar una mayor protección, tanto a los usuarios como a la estructura en sí [CEN, 2002]. El desplazamiento esperado se obtiene haciendo uso del modelo equivalente de un grado de libertad, para el cual se calcula su curva de capacidad resistente que posteriormente se representa de forma bilineal, y conociendo la demanda sísmica representada por medio de espectros de respuesta elásticos, se puede conocer el desplazamiento esperado para un sistema de un grado de libertad, y de la misma forma conocer el desplazamiento esperado para el sistema de múltiples grados de libertad por medio del factor de participación de masas. (Portillo Willians Yony Rodríguez Martínez Jose Mario Martínez Soto Carlos Mario, 2011).

Modelado de la estructura (Pushover)

El procedimiento a seguir para el análisis que se va a realizar es el siguiente:

- A. Distribución de acero en vigas y columnas
- b. Definición de rotulas plásticas en vigas y columnas
- c. Verificación de las secciones si es conforme o no
- d. Reducción de inercias
- e. Definición de pushover

El modelo que vamos a analizar es una estructura que actualmente está en servicio y convenientemente se muestra el acero de refuerzo que dejan expuestas para una posterior construcción **ver anexo 04**, y es ahí donde se puede observar la cantidad de acero de refuerzo que tiene las vigas y columnas.

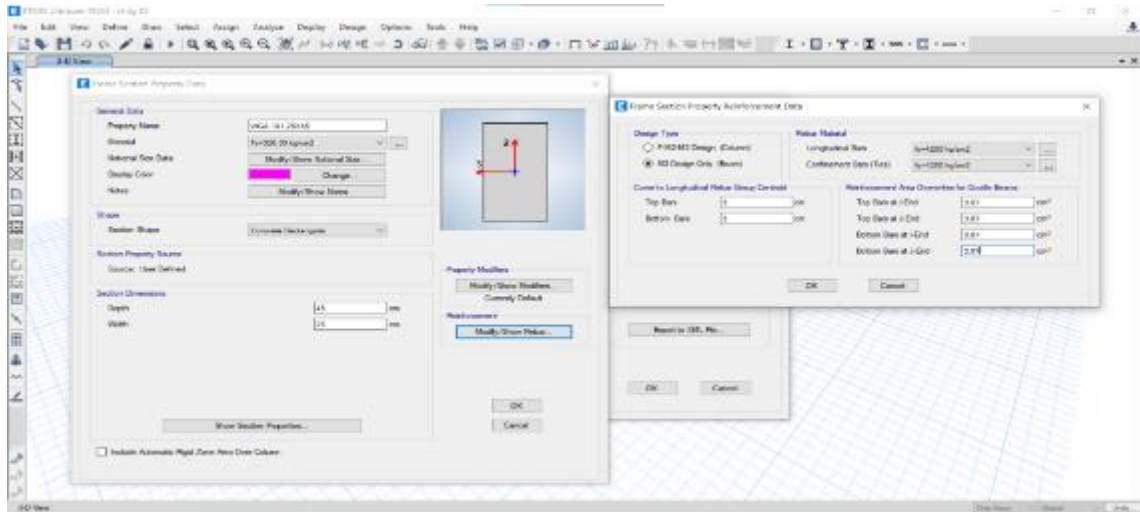


Figura 67. Refuerzo en vigas.

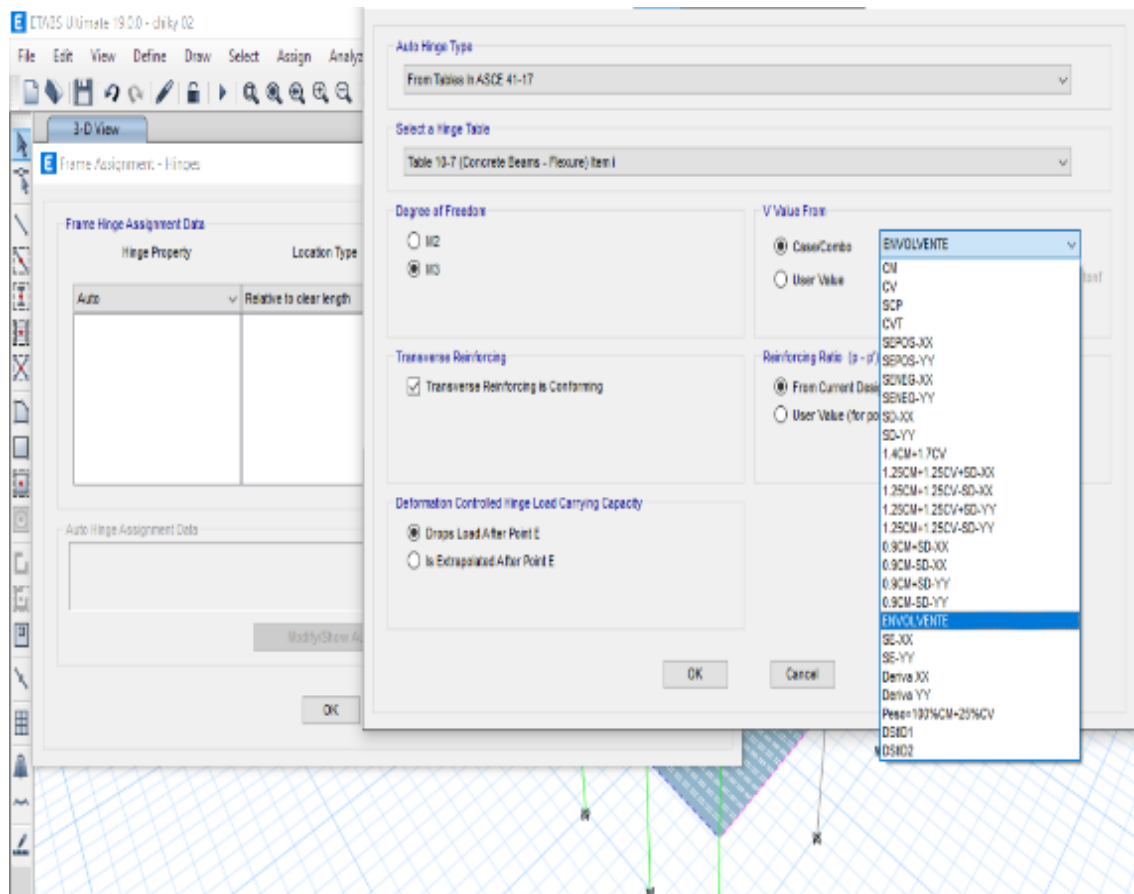


Figura 68. Refuerzo en columnas

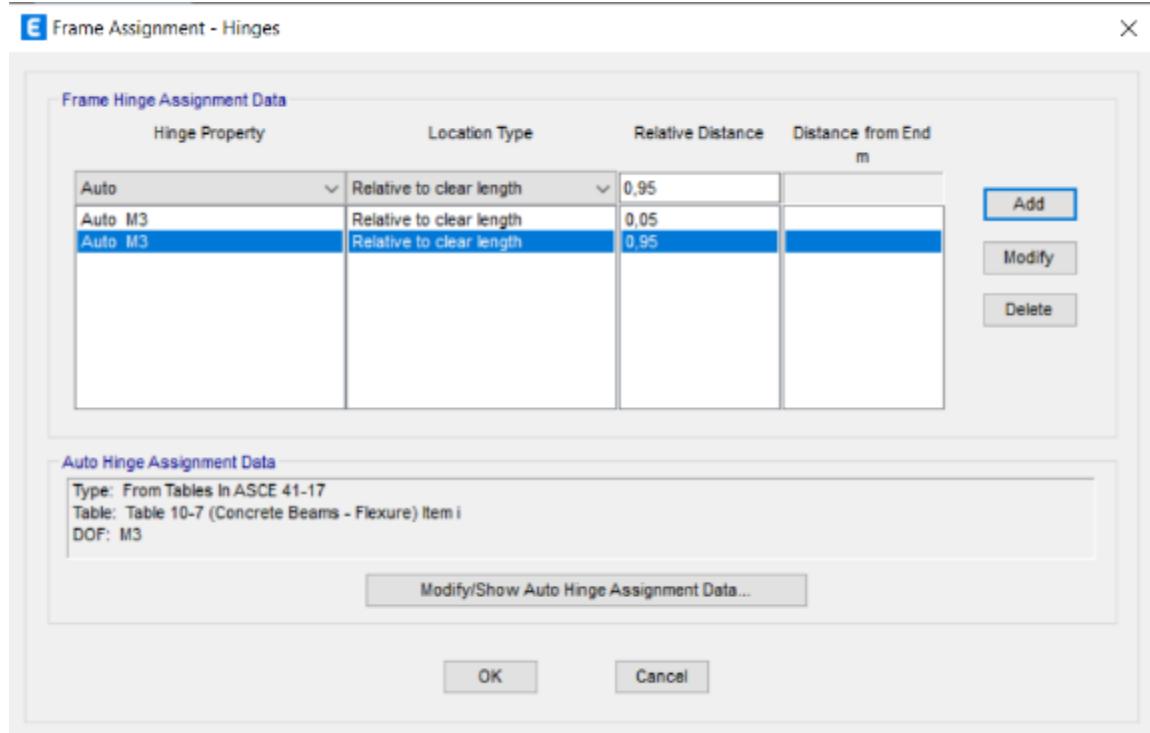


Figura 69. Asignación de rotulas automáticas en vigas

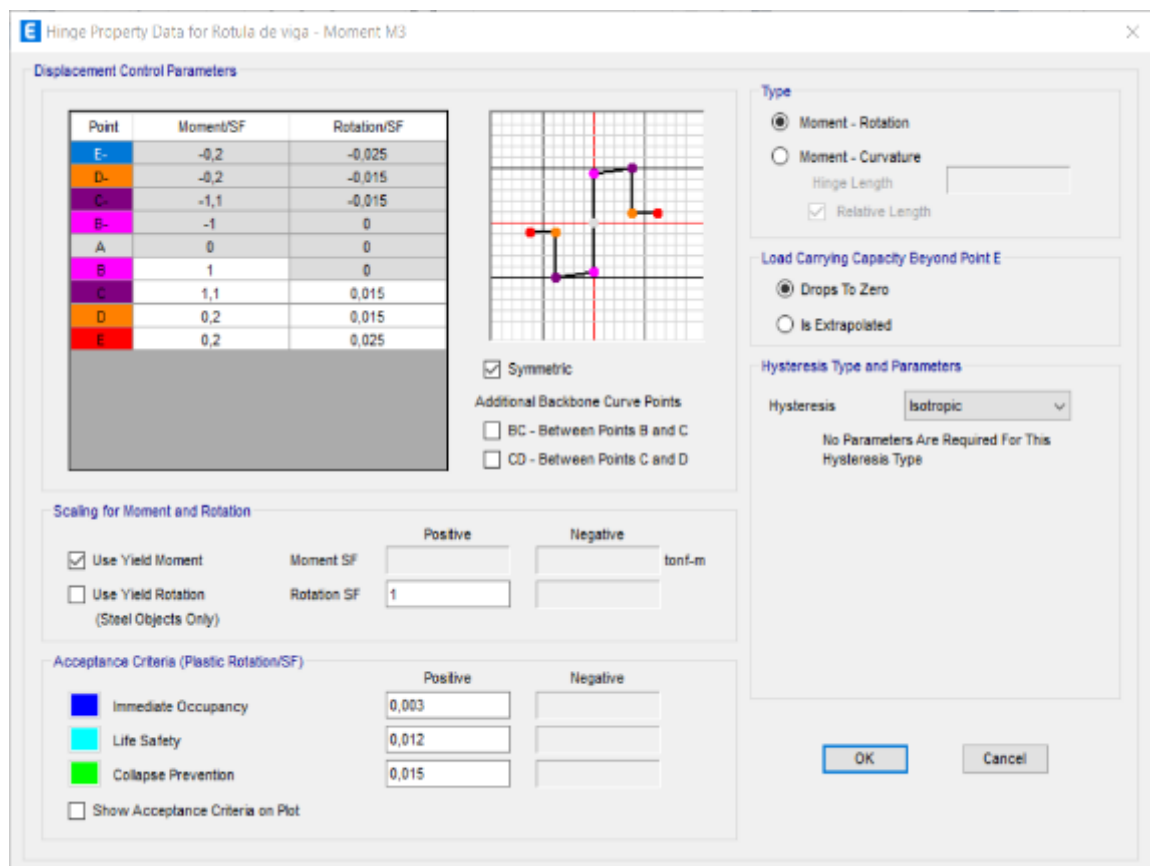


Figura 70. Comportamiento de rotulas manuales en vigas

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a		b	c	IO	Primary		Secondary		
LS						CP	LS	CP		
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{I'}{b_w d_s \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01

Figura 71. Valores establecidos para rotulas manuales, según FEMA 356

✓ Cálculo de puntos para las rotulas en las columnas.

R1: Asumimos 2%H.

R2: h/H%.

$$R2 = \frac{0.4}{4.95}$$

$$R2 = 0.08 = 92\%$$

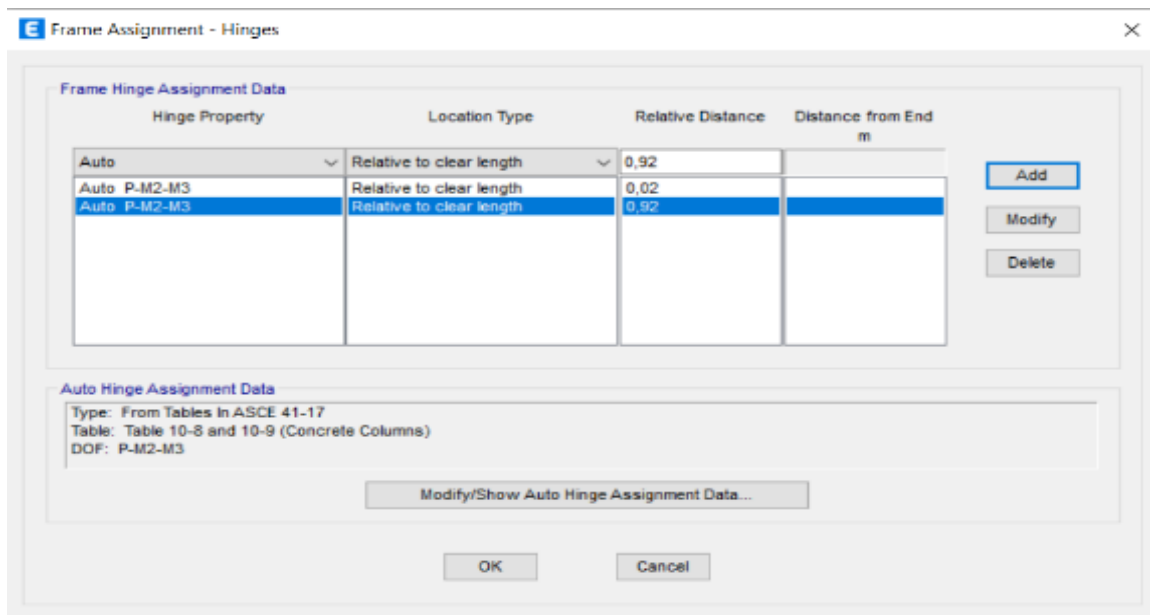


Figura 72. Creación de rotulas en columnas

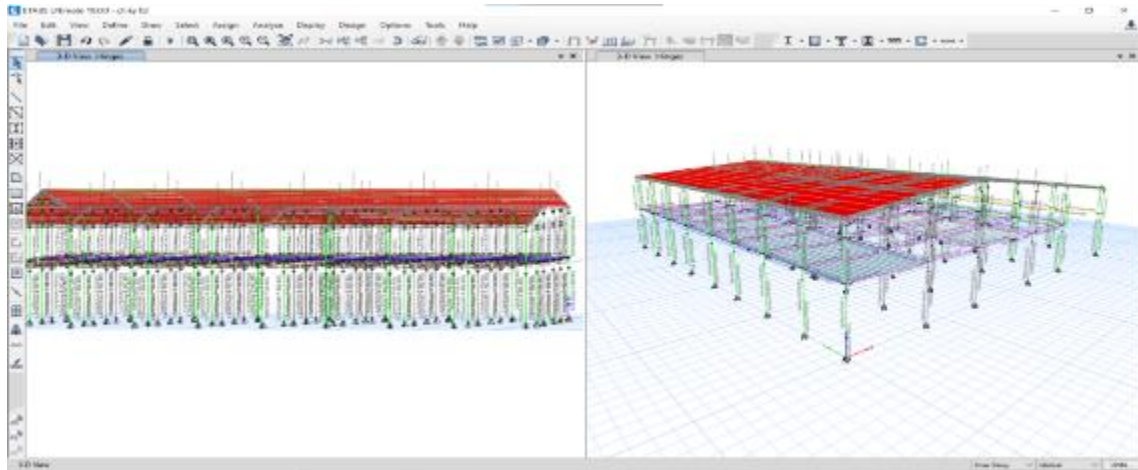


Figura 73. Rotulas en vigas y columnas en 3D

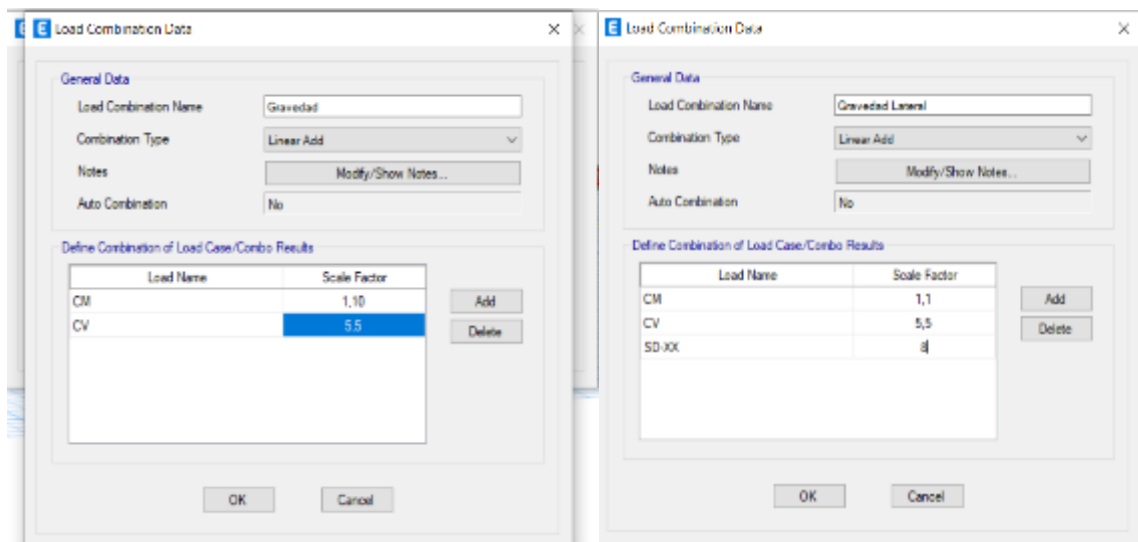


Figura 74. Creación de cargas de gravedad más carga de gravedad lateral para formulación de rotulas plásticas en columnas.

Nota: Consideramos un factor de 8 para el sismo dinámico debido a que el sismo generado tiene un coeficiente de reducción de $R=8$ y el sismo llega en su totalidad, ese el motivo por el cual tenemos que amplificarlo.

$$SD - XX = \frac{ZUCS}{R} * g * sf$$

sf: scale factor

$$SD - XX = \frac{ZUCS}{8} * g * 8$$

$$SD - XX = ZUCS * g$$

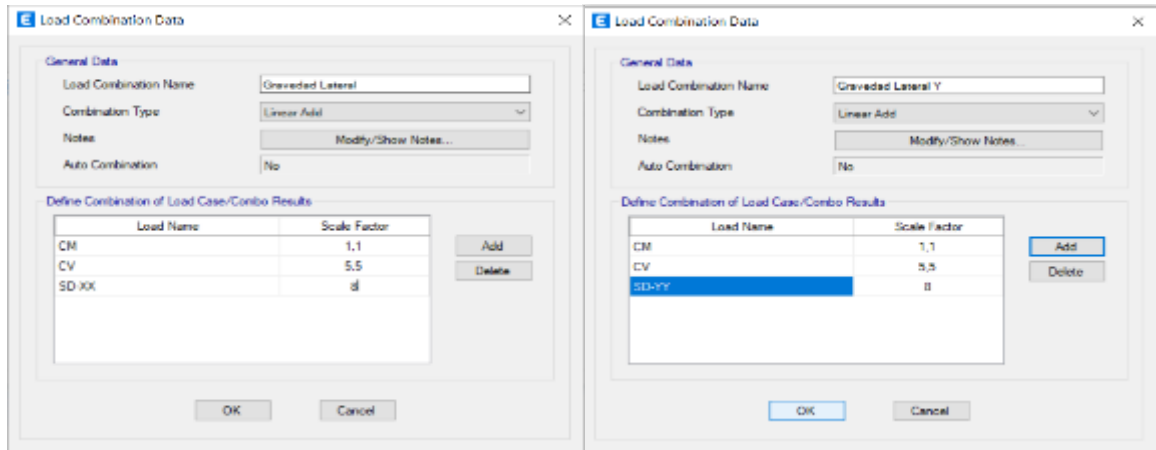


Figura 75. Creación de cargas de gravedad lateral en diferentes direcciones X y Y.

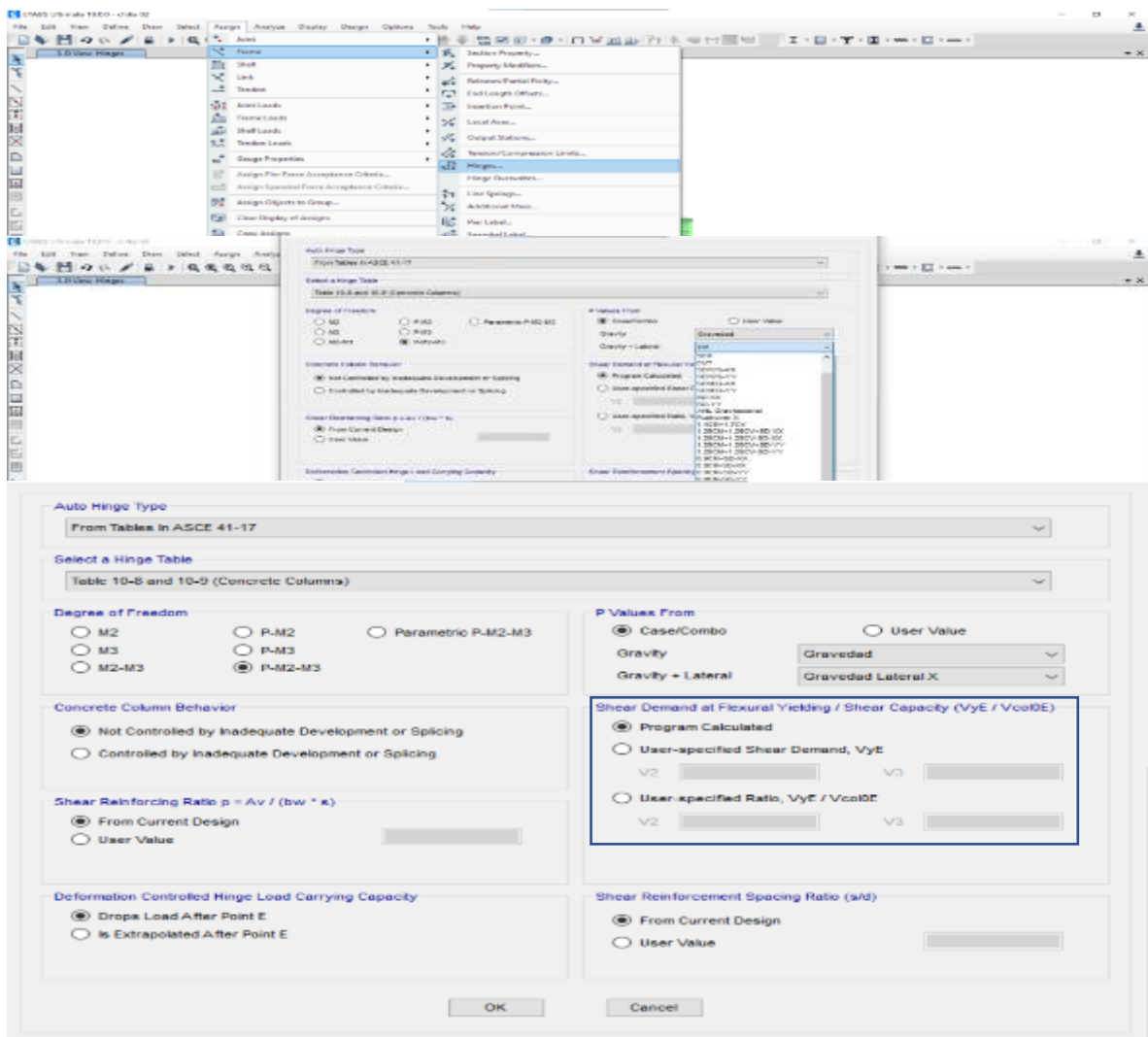


Figura 76. Explicación de cortante de demanda a la fluencia efectiva. Considerando un diagrama como es el Momento Rotación M/ϕ en fluencia, tenemos un diagrama de esta manera:

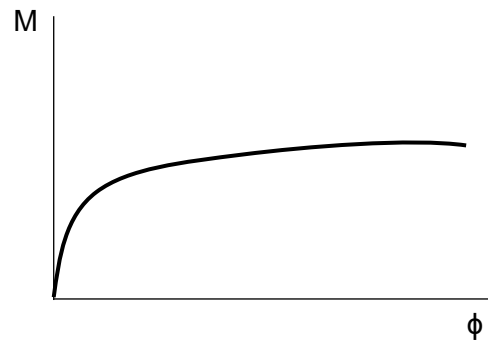


Diagrama 01

Interpolando con el diagrama de cortante rotación tendremos el siguiente diagrama.

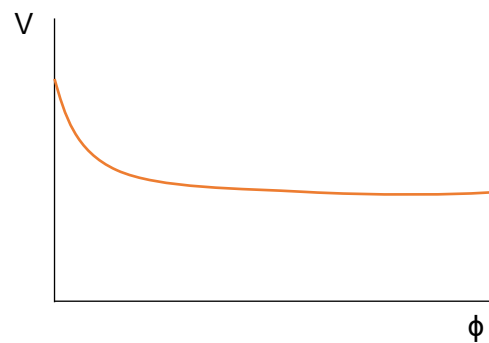
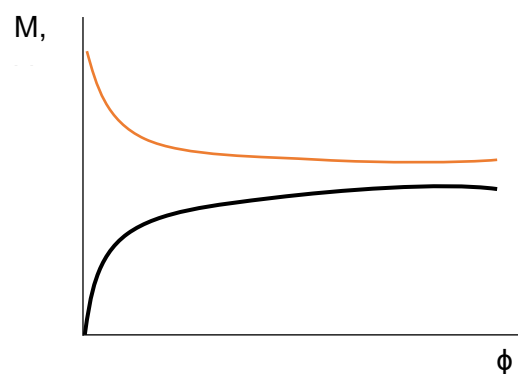
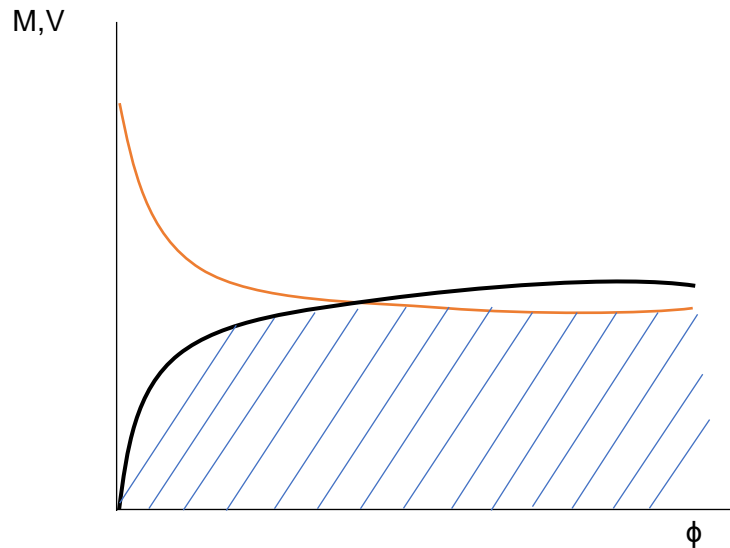


Diagrama 02

Por lo tanto, la teoría nos dice que el diagrama 01 con el diagrama 02 no debería cruzarse en ningún punto



Para este caso el diseño debería ser por flexión, en el diagrama 03 podemos observar que la curva de momento rotación está por debajo de la curva de cortante, eso quiere decir que el cortante tiene mayor capacidad, pero hay otros casos como:



Si por errores de cálculos o criterios profesionales tuviéramos una mala distribución de estribos entonces las gráficas se cruzarían y la cortante reduciría su valor y si consideramos una envolvente de cargas llegara un punto en donde el diagrama de Momento curvatura llegara a hacer el diagrama de Cortante curvatura y por lo tanto tendremos una FALLA FRAGIL y lo que buscamos sería una falla por flexión.

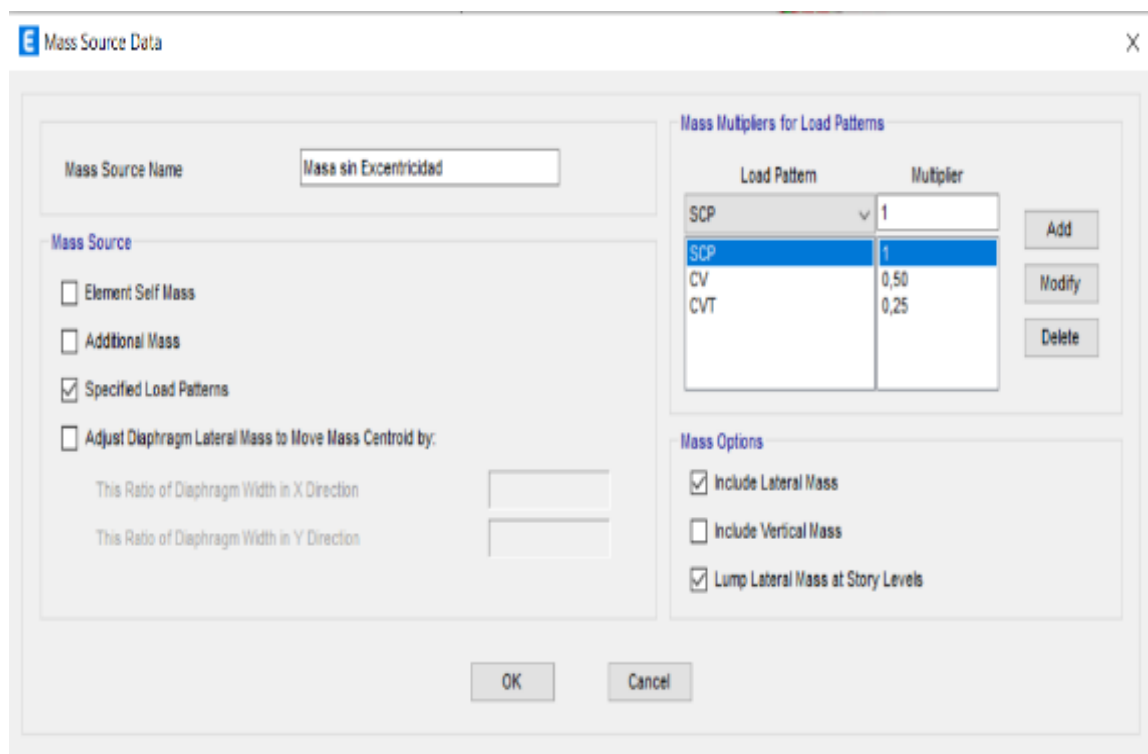


Figura 77. Definición de masa sin excentricidad

E Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	CM	1,1
Load Pattern	CV	0,55
Load Pattern	CVT	0,275

Add
Delete

Other Parameters

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option:

Load Application: Modify/Show...

Results Saved: Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Modify/Show...

OK Cancel

Figura 78. Creación de caso de carga según FEMA 356 artículo 3.2.8

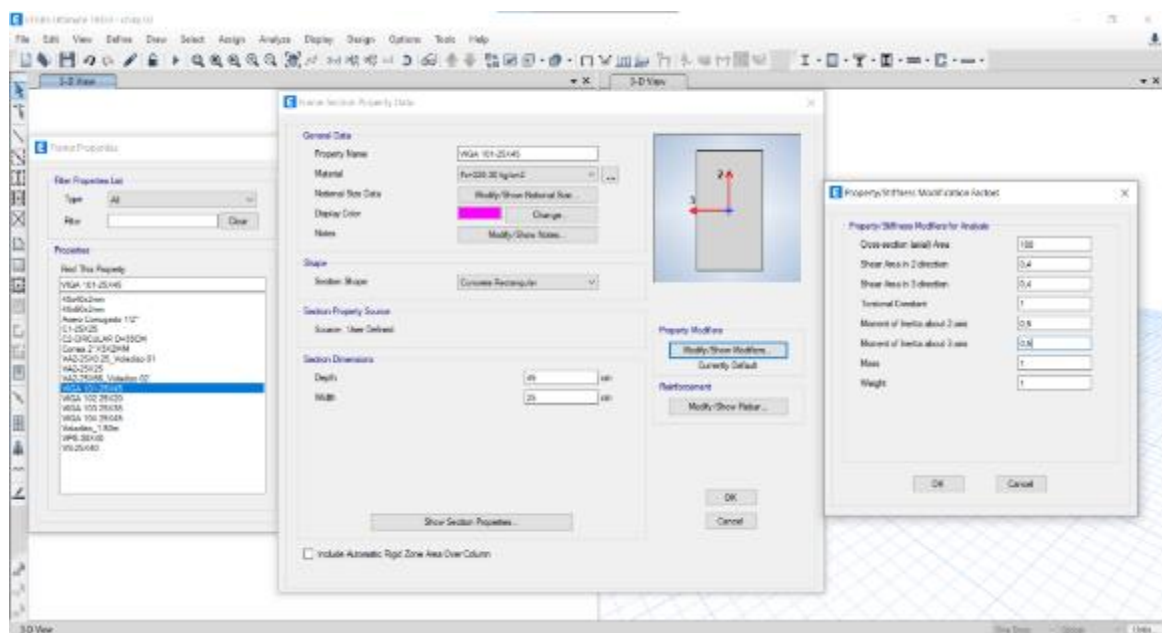


Figura 79. Reducción de inercias en vigas según ATC-40 y FEMA 440

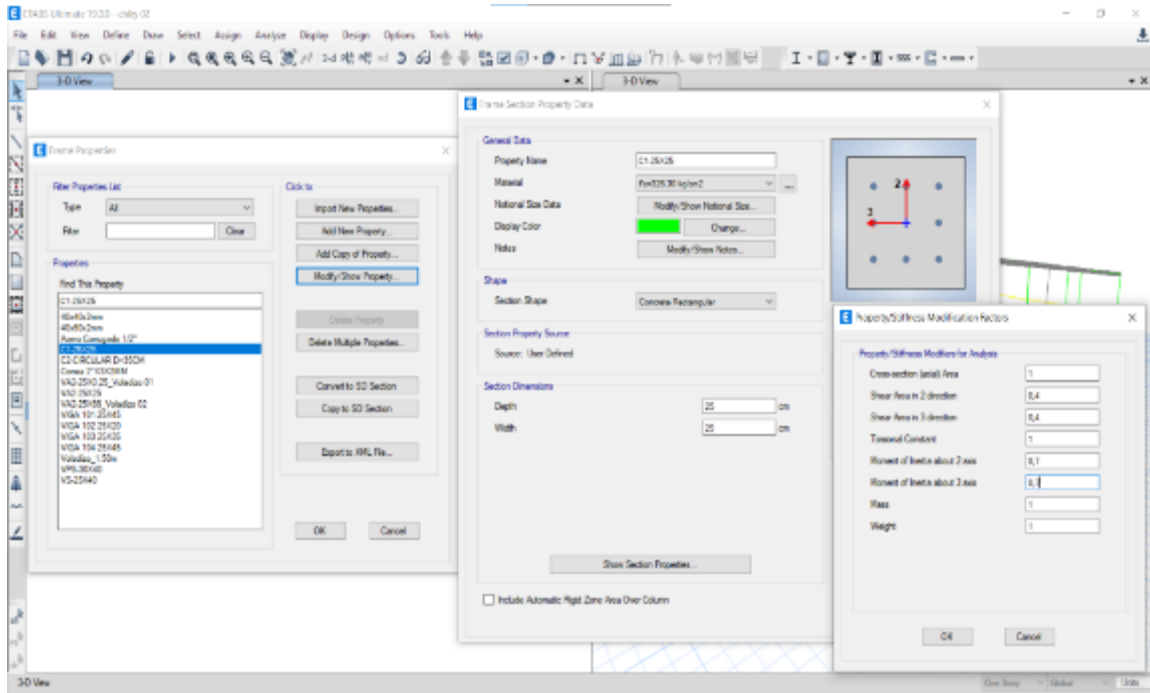


Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_v$	—
Beams—prestressed ^a	E_cI_g	$0.4E_cA_v$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $> 0.1A_gf'_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_v$	E_cA_g
Columns with compression caused by design gravity loads $< 0.1A_gf'_c$ or with tension	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_v$	E_cA_g (compression) E_cA_g (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		E_cA_g
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Walls-cracked ^b	$0.5E_cA_g$	$0.4E_cA_v$	E_cA_g (compression) E_cA_g (tension)

^aFor T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.
^bSee Section 10.7.2.2.

Figura 80. Reducción de inercias en columnas según ATC-40 y FEMA 440

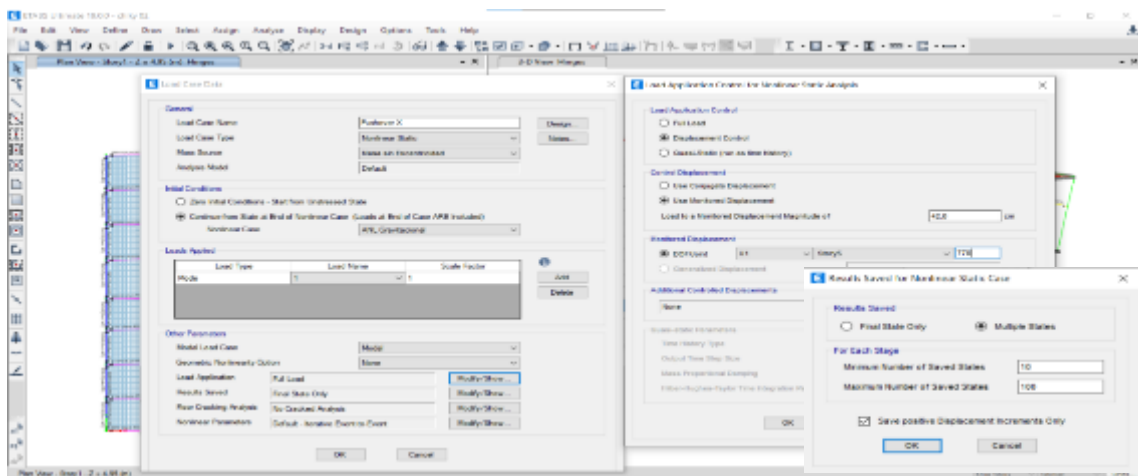


Figura 81. Definición del análisis Pushover en X

Modal Participating Mass Ratios

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Modal Participating Mass Ratios

Filter: None

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	Modal	1	0,821	0,0003011	0,637	0	0,0003011	0,637	0	0,061
	Modal	2	0,785	0,957	0,003	0	0,957	0,64	0	0,001
	Modal	3	0,663	0,004	0,337	0	0,962	0,977	0	0,055
	Modal	4	0,412	0,015	0,001	0	0,977	0,978	0	1,63E-05
	Modal	5	0,398	0,014	0,001	0	0,99	0,979	0	0,000136
	Modal	6	0,362	2,29E-05	0,003	0	0,99	0,982	0	0,459
	Modal	7	0,296	0,0003805	0,01	0	0,991	0,991	0	0,199
	Modal	8	0,29	0,001	0,006	0	0,991	0,998	0	0,137
	Modal	9	0,258	5,833E-05	0,001	0	0,991	0,998	0	0,02
	Modal	10	0,244	0,004	5,12E-07	0	0,996	0,998	0	1,942E-06
	Modal	11	0,227	4,403E-06	0,0004052	0	0,996	0,999	0	0,016
	Modal	12	0,219	5,488E-05	0,001	0	0,996	1	0	0,037

Record: << < 1 > >> of 12

Add Tables... Done

Figura 82. Verificación de la participación de la masa para la creación del análisis Pushover.

CONCLUSIONES

Después de haber realizado los análisis respectivos, análisis dinámico espectral y un análisis no lineal Pushover para evaluar el comportamiento de la estructura MERCADO MODELO SORITOR, se puede concluir que:

- La edificación “MERCADO MODELO” del distrito de Soritor se encuentra con un nivel de riesgo sísmico elevado, ya que su vulnerabilidad sísmica es alta debido a la falta de rigidez en su estructura y a su cobertura que solo le genera carga gravitacional y eso se puede apreciar en las derivas máximas calculadas, y presenta una fragilidad alta en las uniones de columnas de concreto armado y vigas de armadura de acero estructural que incluso se puede considerar como apoyados.
- De acuerdo a los criterios establecidos por las normas internacionales revisadas y usadas en nuestro proyecto de investigación, nuestra estructura se encuentra en una condición desfavorable y hay mucha probabilidad que la estructura colapse ante un evento sísmico raro con una aceleración 0,45g que tiene una probabilidad de retorno del 10% en 465 años según Visión 2000 (SEAO 1995).
- El grado de vulnerabilidad de la estructura es alta, como se puede observar, la estructura está mucho más débil en el eje X que en el eje Y debido a que las columnas en general son uniformes brindando la misma rigidez en ambos sentidos, pero la estructura no es regular por lo tanto si se experimenta cargas anormales como son los sismos en su plenitud máxima de despliegue de energía sufrirá grandes daños, llegando a verse las rotulas que sobrepasan el rango plástico hasta llegar al colapso.
- En el análisis realizado lo más seguro que puede orientar un profesional especializado en desastres es mantener la calma y en el momento adecuado abandonar el lugar ya que las zonas seguras en la estructura son mínimas y se debe prevalecer la vida humana y de los seres que se encuentran en el lugar.
- A criterio profesional se puede concluir 2 detalles que le hace más vulnerable a la estructura, la primera es que se prohibió la construcción de coberturas con acero de refuerzo estructural soldada, debido a que al someterse a altas temperaturas el acero se cristaliza pasando a un estado de fatiga, de tal manera que en un evento sísmico colapsa. La segunda opinión es que en el segundo piso se observa que las columnas no presentan arriostamiento, eso genera flexibilidad en la parte superior de las columnas y pueden fallar más fácilmente.

RECOMENDACIONES

- Como recomendación profesional me dirijo a las autoridades del distrito y a sus propietarios privados considerar que la estructura está en riesgo alto ante un evento sísmico considerable y deben tener todas sus señalizaciones de zonas seguras bien establecidas con la finalidad de evacuar mucho más rápido a las personas que fortuitamente se encuentran en el lugar de los hechos.
- Se recomienda aumentar la rigidez de las columnas aumentando su sección con un procedimiento conocido como enfundado estrictamente supervisado por un especialista en el área, además de ellos usar aditivos especiales como el **Niasabond** que une eficazmente el concreto antiguo con el concreto nuevo.
- Se recomienda arriostrar las columnas del segundo nivel con vigas de concreto armado, de esta manera la estructura aumentará su rigidez y por ende el factor de seguridad de vida de la estructura.
- En la estructura metálica se recomienda darle un mantenimiento general con pintura anticorrosiva para que la corrosión no continúe y pueda mantener un comportamiento idóneo ante un evento sísmico considerable.
- Se recomienda darle más rigidez a la estructura metálica con crucetas metálicas y arriostres metálicos estructurales, así aislaremos las rotaciones y desplazamientos de los tijerales principales ya que por sus grandes luces la cobertura padece de rigidez y por estar construido con un acero que sometido a altas temperaturas como es la soldadura cambia sus propiedades físicas y le hace variar su rigidez del elemento.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acevedo Maldonado, I. D. (2015). *Diseño estructural edificio M-001*.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. American Society of Civil Engineers.
- Arbildo, J. E. (2017). *Vulnerabilidad sísmica de las viviendas de albañilería confinada en la ciudad de Cajamarca*. Pontificia Universidad Católica del Perú-CENTRUM Católica.
- Archenti Ruiz, C., & Vásquez Acuña, N. (2013). *Influencia del peligro y vulnerabilidad en la gestión del riesgo de desastres para el distrito de Jepelacio*.
- Asenjo, S. I., Fernández, C. I., & Montero, J. C. (2006). *Análisis del riesgo sísmico en zonas urbanas mediante sistemas de información geográfica. Aplicación a la ciudad de Granada*. Cuadernos Geográficos.
- Astroza, M., & Monge, J. (1989). *Aumento de intensidades según las características geológicas de los suelos de fundación, sismo del 3 de marzo de 1985*. In *Anales de la Universidad de Chile*.
- Awad, R. R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. Universidad Eafit.
- Castillo, A., & Jorge, L. (1993). *Peligro Sísmico En El Perú*.
- Chuquichaico, A., & Gandhi, R. (2011). *Metodología para mejorar el proceso de asignación de tráfico a una red de transporte*.
- Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes. (2010). *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10*. Bogotá: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo.
- Díaz-Villalobos, J. L. (2019). *Riesgo sísmico en las edificaciones de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura–Universidad Nacional de San Martín-Tarapoto*.
- Droguett, A. (2008). *Análisis comparativo de vulnerabilidad y costo entre edificios de marcos y muros con una misma superficie en planta. Memoria de Ingeniero Civil*. Santiago: Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
- Flores de los Santos, R. A. (2014). *Diagnóstico preliminar de la vulnerabilidad sísmica de las autoconstrucciones en Lima*.

- Hurtado, J. E., Loja, J. F., Chang, L. A., Montani, J. L., & Nishimura, T. (2011). *EFFECTOS EN EL TERRENO OCASIONADOS POR LOS SISMOS DEL ALTO MAYO EN PERU.*
- López, A., & Villacañas, J. (1999). *Metodología simplificada para el análisis del riesgo sísmico. Física de la Tierra.*
- Mendes Vila-Chã, A. E. (2017). *Metodología de evaluación visual rápida para determinar la vulnerabilidad sísmica en las iglesias coloniales: aplicaciones en Cusco, Perú.*
- Molina-Arriagada, J. V. (2011). *Intensidades Sísmicas del Terremoto del 27 de Febrero del 2010 en las 34 Comunas del Gran Santiago.*
- Norma E 090. (s.f.). *Norma de Albañilería, N. T. E. E090.* Ministerio de Vivienda y Construcción.
- Norma Técnica E. 030. (2016). *Norma Técnica E. 030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones.*
- Norma Técnica. E. 060. (2009). *Norma Técnica. E. 060 CONCRETO ARMADO.* ININVI-1989.
- Norma, C. (2010). *Pavimentos Urbanos. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.* Lima-Perú.
- Park, R., & Paulay, T. (1991). *Reinforced concrete structures.* John Wiley & Son.
- Pinchi-Silva, J. C. (2008). *Vulnerabilidad en los establecimientos de salud de Tarapoto.*
- Portillo, W. Y., Rodríguez-Martínez, J. M., & Martínez Soto, C. M. (2011). *Introducción al Diseño de Marcos de Concreto Reforzado, por el Método de Análisis Estático No lineal (Pus-Over) Utilizando un Software Especializado.*
- Rodríguez, M. (2018). *Una Revisión Crítica De Las Normativas De Diseño Sismorresistente En El Perú: E. 030 Sismo Y E. 060 Concreto Armado.* Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras.

ANEXOS

Anexo 1:

Preguntas guías

El siguiente cuadro está basado en las preguntas de Quintiliano (Quid, quo modo, etc.) y en las palabras en inglés que comienzan con Wh (Who, What, Where, When, etc.). También considera un sistema de ejes ortogonales, donde el eje X es la variable Tiempo, el eje Y la variable ¿Costos y el eje Z, el Concepto?

VARIABLE	JUSTIFICACIÓN	OPCIONES a: corto, mediano y largo plazo	MEJOR SOLUCIÓN
¿Qué? ¿Qué se hace ahora? Quid	¿Por qué se hace? ¿Para qué? Objetivo ¿Para quienes? Destino	¿Qué otra cosa se puede hacer?	¿Qué es lo que se debe hacer?
¿Cómo? ¿Cómo se hace? Quo Modo	¿Por qué de esta manera?	¿De qué otra manera se puede hacer?	¿Cómo deberá hacerse?
¿Dónde? ¿Dónde se hace? Ubi	¿Por qué en ese lugar?	¿En qué otro lugar se puede hacer?	¿Dónde deberá hacerse?
¿Cuándo? ¿Cuándo se hace? Quando	¿Por qué en ese momento o fecha?	¿Cuándo se podrá hacer?	¿Cuándo deberá hacerse?
¿Quién? ¿Quién lo hace? Quis	¿Por qué esa persona o personas?	¿Quién más podiera hacerlo?	¿Quién lo deberá hacer?
¿Cuánto? ¿Cuánto cuesta? Quantum	Variables económicas	¿Durante cuanto tiempo?	¿Quién lo pagará?

Anexo 2

Pesos unitarios

MATERIALES	PESO Kn/m3 (kg/m3)
Aislamiento de:	
Corcho	2,0 (200)
Fibra de vidrio	3,0 (300)
Fibro cemento	6,0 (600)
Poliuretano y poliestireno	2,0 (200)
Albañilería de:	
Adobe	16,0 (1600)
Unidades de albañilería cocida solidas	18,0 (1800)
Unidades de albañilería cocida huecas	13,5 (1350)
Concreto Simple de:	
Cascote de ladrillo	18,0 (1800)
Grava	23,0 (2300)
Pomez	16,0 (1600)
Concreto Armado	Añadir 1,0 (100) al peso del concreto simple.
Enlucido o Revoque de:	
Mortero de cemento	20,0 (2000)
Mortero de cal y cemento	18,5 (1850)
Mortero de cal	17,0 (1700)
yeso	10,0 (1000)

Anexo 3.

Matriz de consistencia.

Problema	Objetivos	Hipótesis	Variable	Dimensiones	Indicadores	Población y muestra	Diseño
¿Cuál será el riesgo sísmico y que tan vulnerable es la edificación “MERCADO MODELO - SORITOR” ante un evento sísmico?	Objetivo general ✓ Determinar el riesgo sísmico de la edificación del “MERCADO MODELO-SORITOR” analizando en función a la vulnerabilidad de la construcción en estudio.	El riesgo sísmico de la edificación del “MERCADO	Vulnerabilidad Sísmica (I)	<ul style="list-style-type: none"> • Topografía • Micro zonación • Elementos de concreto armado • Estudios detallados • Estado actual de la edificación • Estabilidad de los elementos estructurales. • Comportamiento estructural 	Para la variable independiente <ul style="list-style-type: none"> • Estado de la estructura • Datos del suelo • Información ambiental • Calidad de materiales • Mano de obra calificada • Preparo de materiales con supervisión. 	Población: Se conforma por todas las estructuras que están destinadas al servicio publico en toda la Región San Martín.	Diseño de la investigación No experimental

		MODELO-SORITOR” analizando					
	Objetivos específicos.				Para la variable dependiente:		
	<p>✓ Determinar si la estructura “MERCADO MODELO - SORITOR”, aún mantiene las características iniciales de construcción o si está al límite del colapso parcial o total ante un evento sísmico.</p> <p>✓ Determinar el índice de vulnerabilidad correspondiente de la edificación “MERCADO MODELO - SORITOR”, después del sismo ocurrido el 26 de mayo del presente año 2019 en nuestra selva peruana.</p>	quedara libre de riesgos sísmológicos debido a la vulnerabilidad de la edificación	Riesgo sísmico (D)	<ul style="list-style-type: none"> • Tiempo de construcción • Calidad de construcción • Calidad de materiales usados • Supervisión calificada • Mantenimiento de zonas en consideración, cobertura metálica. 	<ul style="list-style-type: none"> • Cálculos estructurales • Análisis de suelos • Análisis en el programa ETAPS 19. • Regimiento en las normas peruanas. 	Muestra: Únicamente se considero analizar la estructura que esta al servicio del público, el MERCADO MODELO SORITOR, en la provincia de Moyobamba, región Sam Martin.	Tipo de la investigación, se presenta de manera descriptivo, explicativo, aplicativo y correlacionado.

	<p>✓ Identificar los elementos y zonas más seguras que presenta la estructura de la edificación "MERCADO MODELO - SORITOR", considerando que está construida con una cobertura de acero corrugado y que a efectos de altas temperaturas por soldadura es cristalizado y presentan un comportamiento extremadamente rígido.</p>						
--	--	--	--	--	--	--	--

Anexo 4: **Análisis de suelos**

En la tesis “ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE LA LOCALIDAD DE SORITOR DEL DISTRITO DE SORITOR – PROVINCIA DE MOYOBAMBA – REGIÓN SAN MARTÍN” se realizó un estudio de suelos que sería zonificado y con esos datos se puede trabajar para cualquier tipo de análisis.

Por lo tanto, tenemos:

5.1. Ubicación y exploración de las calicatas.

Se ubicaron las calicatas en las intersecciones de los jirones del Distrito de Soritor (Barrio la Unión, parte alta: Expansión Urbana), provincia de Moyobamba, en total se realizaron 18 calicatas las cuales presentaban material orgánico en la primera capa del suelo (entre 0.20-0.30 m), según lo observado en la exploración de las calicatas la zona en estudio presenta por lo general suelos de color negro con mezcla de raíces.

5.2 Estudios de mecánica de suelos y geotecnia.

Los ensayos se realizaron en el laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín, los ensayos realizados fueron contenidos de humedad, gravedad específica de sólidos, límites de consistencia (límite líquido, límite plástico), análisis granulométrico, y corte directo, teniendo en cuenta las normas vigentes. Permittiéndonos determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación, así como el tipo de suelo y sus principales características.

El contenido de humedad que presentan las muestras analizadas 8.06% a 26.96%, la cual nos indica que son suelos arcillosos con baja plasticidad.

Según la granulometría el porcentaje de finos que pasa el tamiz N° 200 varía entre 35.47% y 67.33%, y en cuanto a los límites de consistencia las muestras presentan limite líquido que varía entre 25.43% y 46.00%, para el límite plástico se obtuvieron valores entre 14.33% y 27.00% y por ultimo tenemos el índice de plasticidad que es la diferencia de los valores del límite líquido y limite plástico estas diferencias son valores de entre 9.35% y 19.00%, clasificándose mediante el Sistema Unificado de Clasificación de suelos (SUCS), como suelos de granulometría fina:

Arenas (SC), Arcilla (CL) de plasticidad baja.

5.3 Perfiles estratigráficos.

Los perfiles estratigráficos muestran la conformación de los suelos según las capas que puedan estar contenidas en este, se pudo apreciar la presencia de material orgánico en los primeros centímetros (0 a 0.30 m) excavados, también hubo presencia de suelos arenosos (SC) de 0.30 a 0.70 m de excavación en algunas de las calicatas, como también presencia de material arcilloso (CL) en todas las calicatas.

5.4 Determinación de la capacidad portante.

Para el cálculo de la capacidad portante se tuvieron en cuenta las siguientes calicatas: C-03, C-04, C-06, C-09, C-13, C-15 y C-18 que según su clasificación son suelos arcillosos, se seleccionaron 7 muestras inalteradas para realizar el ensayo de corte directo, con la finalidad de obtener ángulo de fricción y la cohesión del suelo, lográndose obtener una cohesión de suelo entre 0.23-0.31 kg/cm², se tiene en cuenta que la cohesión depende de la humedad del suelo, y se tiene que para este caso el porcentaje (%) de contenido de humedad es medio alto. También se encontró un ángulo de fricción que variante entre 24°-25° esto depende fundamentalmente de la granulometría, forma, tamaño y disposición de las partículas, por ello se tiene que el ángulo de fricción ofrece una mejor resistencia al deslizamiento, debido a que tiene superficies de contacto mayores entre sus partículas; por ser arcillas entonces se debe hacer un cálculo por falla Local.

Teniendo en cuenta los resultados de capacidad portante obtenidos en la Localidad de Soritor y el Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma E.050, suelos y cimentaciones, capítulo III análisis de condición de cimentaciones artículo N°17 en el cual nos indica que la presión admisible de un estudio será el menor valor), teniendo en cuenta lo anterior mencionado tomamos el menor valor obtenido de las zonas de estudio.

El presente estudio identifico 2 zonas distintas de acuerdo a los resultados de capacidad portante obtenidos.

En la zona I: La capacidad de carga varía entre 0.70 y 0.80 kg/cm² de acuerdo a lo mencionado líneas arriba consideramos una capacidad de carga promedio de 0.75 kg/cm², esto abarca casi mitad de la zona en estudio.

En la zona II: La capacidad de carga varía entre 0.80 a 0.90 kg/cm² de acuerdo a lo mencionado líneas arriba consideramos una capacidad de carga promedio de 0.85 kg/cm², esto abarca casi mitad de la zona en estudio.

5.5. Elaboración del mapa de zonificación.

Para determinar el plano de zonificación se tienen en cuenta dos zonas geotécnicas, las cuales se detallan a continuación:

En la zona I: La capacidad de carga varía entre 0.70 y 0.80 kg/cm² de acuerdo a lo mencionado líneas arriba consideramos una capacidad de carga promedio de 0.75 kg/cm², esto abarca casi mitad de la zona en estudio.

En la zona II: La capacidad de carga varía entre 0.80 a 0.90 kg/cm² de acuerdo a lo mencionado líneas arriba consideramos una capacidad de carga promedio de 0.85 kg/cm², esto abarca casi mitad de la zona en estudio.

La capacidad portante queda determinada de la siguiente manera:

Zona I: $q_{adm} = 0.75 \text{ kg/cm}^2$, el suelo es de condición habitable.

Zona II: $q_{adm} = 0.85 \text{ kg/cm}^2$, el suelo es de condición habitable.

5.6 Identificación del tipo de suelo según el método SUCS.

De acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), encontramos que los suelos son suelos inorgánicos (finos de baja plasticidad). Se pudo apreciar la presencia de material orgánico en los primeros centímetros (0 a 0.30 m) excavados, también hubo presencia de suelos arenosos (SC) de 0.30 a 0.70 m de excavación en algunas de las calicatas, como también presencia de material arcilloso de baja plasticidad (CL) en todas las calicatas.

6.1 Conclusiones.


Se cumplió el objetivo de determinar la zona de exploración para la investigación en el suelo del Distrito de Soritor, para ello se determinó la cantidad y el lugar de los puntos a muestrear, teniendo en consideración la topografía y el plano urbano de la localidad; realizándose la exploración de 18 puntos por medio de excavaciones a cielo abierto de 3.00 m. de profundidad.

Se realizaron los análisis de suelos necesarios para obtener la capacidad portante del suelo. De acuerdo a estos estudios se determinó la clasificación mediante el método SUCS donde se obtuvieron los siguientes tipos de suelos: arcillas de baja plasticidad (CL), arenas con finos componente arcilloso (GC), de acuerdo a estos resultados se tiene para los suelos de grano fino una cohesión entre 0.23-0.31 kg/cm² y un ángulo de fricción entre 24° y 25°, conforme a estos datos se concluye que las arcillas presentan cohesión, pues la humedad es un factor fundamental en la cohesión; es por ello que al momento de calcular las cargas admisibles; se calculó teniendo en cuenta la falla Local.

Se determinó la capacidad portante del suelo aplicando la teoría de Karl Von Terzagui, para el caso de falla local en cimentaciones corridas de 1.00 m. de ancho, obteniéndose valores en el rango de 0.70-0.80 Kg/cm² en zona I y 0.80-0.90 Kg/cm², en Zona II, como se puede apreciar los valores son menores a la unidad, y se han separado en dos zonas geotécnicas debido a la capacidad portante obtenida las cuales son: Zona I y Zona II, la Zona I con una capacidad portante entre 0.70-0.80 Kg/cm² y está constituida por las calicatas: Zona I por la C-01, C-02, C-05, C-06, C-08, C-09, C-12, C-16, C-17, C-18. La Zona II con una capacidad portante entre 0.80-0.90 Kg/cm² y está constituida por las calicatas: C-03, C-04, C-07, C-10, C-11, C-13, C-14, C-15

Se elaboró el plano de zonificación de capacidad portante, el cual está delimitado por dos zonas geotécnicas, Zona 1 y Zona 2, la Zona 1 presenta condiciones más desfavorables debido a su baja capacidad portante para la construcción, caso contrario la Zona 2 presenta condiciones más favorables debido a su alta capacidad portante, donde se pueden plantear cimentaciones superficiales como cimientos corridos, zapatas aisladas. Cabe mencionar que los valores obtenidos en la presente investigación son a nivel de zonificación.

Anexo 5: Ensayo de esclerometría



Centro de Servicios,
consultoría y ejecuciones de obras públicas y privadas
Carretera Fernando Belaunde Terry Km. 493.50,
Moyobamba - Perú

COMPROBACIÓN DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA (A.T.M. C 805M-13a/NTP 339-181)

(A.T.M. C 805M-13a/NTP 339-181)

PROYECTO : “ANÁLISIS DE RIESGO SÍSMICO EN LA VULNERABILIDAD DE LAS INSTALACIONES DEL MERCADO MODELO DE SORITOR – MOYOBAMBA, 2019”	CERTIFICADO :	N° 001
SOLICITANTE : GORKY WILLIAN SANCHEZ REQUEJO	HECHO POR :	Ing. P.O.M.G
LUGAR : MERCADO MODELO DE SORITOR	SUPERVISADO POR :	ING L.L.M
ESTRUCTURA : Columna de Tanque Elevado.	LUGAR DE EJECUCIÓN :	LM CECONSE
	FECHA :	01-sep-21

ÁNGULO DE IMPACTO : 90 °

N° GOLPES	DESCRIPCION	FECHA DE EJECUCION DEL ENSAYO	RESISTENCIA COMPRESION ESPECIFICADA	EDAD DEL CONCRETO	CARGA MP	CARGA (kg/cm2)	% OBTENIDO DE GOLPES
1,00	Columna de Tanque Elevado.	01-sep-21	210	N.D	32,00	326,31	303,88 kg/cm2
2,00			210	N.D	24,00	244,73	
3,00			210	N.D	28,00	285,52	
4,00			210	N.D	30,00	305,92	
5,00			210	N.D	30,00	305,92	
6,00			210	N.D	32,00	326,31	
7,00			210	N.D	30,00	305,92	
8,00			210	N.D	28,00	285,52	
9,00			210	N.D	32,00	326,31	
10,00			210	N.D	34,00	346,70	
11,00			210	N.D	30,00	305,92	
12,00			210	N.D	30,00	305,92	
13,00			210	N.D	30,00	305,92	
14,00			210	N.D	34,00	346,70	
15,00			210	N.D	28,00	285,52	
16,00			210	N.D	26,00	265,13	




NOTA:
Los puntos de esclerómetro se realizaron con la norma (A.T.M. C 805M13a/NTP 339-181)

ELIMINADO 3 REBOTES POR RESULTADO MAYOR

APROBADO

INGENIERO RESPONSABLE

SELLO Y FIRMA



Centro de Servicios,
consultoría y ejecuciones de obras públicas y privadas

Carretera Fernando Belaunde Terry Km. 493.50,
Moyobamba - Perú

COMPROBACIÓN DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA (A.T.M. C 805M-13a/NTP 339-181)

(A.T.M. C 805M-13a/NTP 339-181)

PROYECTO : "ANÁLISIS DE RIESGO SÍSMICO EN LA VULNERABILIDAD DE LAS INSTALACIONES DEL MERCADO MODELO DE SORITOR – MOYOBAMBA, 2019"

CERTIFICADO : N° 002
HECHO POR : Ing. P.O.M.G

SOLICITANTE : GORKY WILLIAN SANCHEZ REQUEJO

SUPERVISADO POR : ING L.L.M

LUGAR : MERCADO MODELO DE SORITOR

LUGAR DE EJECUCIÓN : LM CECONSE
FECHA : 01-sep-21

ESTRUCTURA : Columna de Tanque Elevado.
ÁNGULO DE IMPACTO : 90°

N° GOLPES	DESCRIPCION	FECHA DE EJECUCION DEL ENSAYO	RESISTENCIA COMPRESION ESPECIFICADA	EDAD DEL CONCRETO	CARGA MP	CARGA (kg/cm2)	% OBTENIDO DE GOLPES
1,00	Columna de Tanque Elevado.	01-sep-21	210	N.D	36,00	367,10	365,64 kg/cm2
2,00			210	N.D	32,00	326,31	
3,00			210	N.D	32,00	326,31	
4,00			210	N.D	33,00	336,51	
5,00			210	N.D	38,00	387,49	
6,00			210	N.D	34,00	346,70	
7,00			210	N.D	32,00	326,31	
8,00			210	N.D	34,00	346,70	
9,00			210	N.D	40,00	407,89	
10,00			210	N.D	36,00	367,10	
11,00			210	N.D	37,00	377,30	
12,00			210	N.D	39,00	397,69	
13,00			210	N.D	36,00	367,10	
14,00			210	N.D	38,00	387,49	
15,00			210	N.D	35,00	356,90	
16,00			210	N.D	33,00	336,51	



NOTA:

Los puntos de esclerómetro se realizaron con la norma (A.T.M. C 805M13a/NTP 339-181)

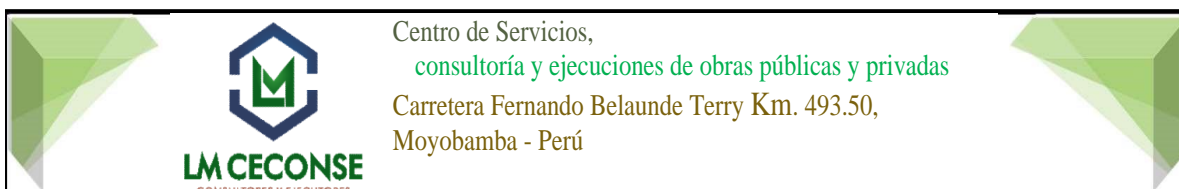
ELIMINADO 3 REBOTES POR RESULTADO MAYOR

APROBADO

INGENIERO RESPONSABLE

SELLO Y FIRMA





COMPROBACIÓN DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA (A.T.M. C 805M-13a/NTP 339-181)

(A.T.M. C 805M-13a/NTP 339-181)

PROYECTO : "ANÁLISIS DE RIESGO SÍSMICO EN LA VULNERABILIDAD DE LAS INSTALACIONES DEL MERCADO MODELO DE SORITOR – MOYOBAMBA, 2019"

CERTIFICADO : N° 003
HECHO POR : Ing. P.O.M.G

SOLICITANTE : GORKY WILLIAN SANCHEZ REQUEJO

SUPERVISADO POR : ING L.L.M

LUGAR : MERCADO MODELO DE SORITOR

LUGAR DE EJECUCIÓN : LM CECONSE
FECHA : 01-sep-21

ESTRUCTURA : Viga de Tanque Elevado.
ÁNGULO DE IMPACTO : 90°

N° GOLPES	DESCRIPCION	FECHA DE EJECUCION DEL ENSAYO	RESISTENCIA COMPRESION ESPECIFICADA	EDAD DEL CONCRETO	CARGA MP	CARGA (kg/cm2)	% OBTENIDO DE GOLPES
1,00	Viga de Tanque Elevado.	01-sep-21	210	N.D	40,00	407,89	418,09 kg/cm2
2,00			210	N.D	43,00	438,48	
3,00			210	N.D	40,00	407,89	
4,00			210	N.D	40,00	407,89	
5,00			210	N.D	42,00	428,28	
6,00			210	N.D	40,00	407,89	
7,00			210	N.D	44,00	448,68	
8,00			210	N.D	39,00	397,69	
9,00			210	N.D	43,00	438,48	
10,00			210	N.D	44,00	448,68	
11,00			210	N.D	40,00	407,89	
12,00			210	N.D	44,00	448,68	
13,00			210	N.D	43,00	438,48	
14,00			210	N.D	40,00	407,89	
15,00			210	N.D	42,00	428,28	
16,00			210	N.D	40,00	407,89	



NOTA:

Los puntos de esclerómetro se realizaron con la norma (A.T.M. C 805M13a/NTP 339-181)

	ELIMINADO 3 REBOTES POR RESULTADO MAYOR
	ELIMINADO 3 REBOTES POR RESULTADO MENOR
	OMEDIO DEL ENSATO

418,09 kg/cm2

APROBADO

INGENIERO RESPONSABLE

SELLO Y FIRMA



Anexo 6:

Propuesta de Reforzamiento

Como se propuso en las recomendaciones para solventar la vulnerabilidad sísmica es aumentar la rigidez de los elementos estructurales y arriostrando los pórticos en el segundo piso.

Tabla 23

Propuesta de reforzamiento de estructura 1er piso.

RESUMEN ESTRUCTURAL 1ER PISO			
Elemento estructural	dimensiones	Estado Actual	Propuesta
Columnas cuadradas	B=25 cm L=25 cm	Rigidez insuficiente	B=35 cm L=35 cm
Columnas circulares	D=35 cm	Rigidez insuficiente	D=45 cm
Vigas Principales	B=25 cm H=45 cm	Rigidez insuficiente	B=30 cm H=50 cm
Vigas Secundarias 01	B=25 cm H=35 cm	Rigidez buena	B=25 cm H=35 cm
Vigas Secundarias 02	B=25 cm H=20 cm	Rigidez insuficiente	B=25 cm H=35 cm

Como se pudo ver en el análisis dinámico el comportamiento de la estructura se recomienda el uso de elementos estructurales más rígidos en el 90% de la estructura.

Tabla 24*Propuesta de reforzamiento de estructura 2do piso.*

RESUMEN ESTRUCTURAL 2DO PISO			
Elemento estructural	dimensiones	Estado Actual	Propuesta
Columnas cuadradas	B=25 cm L=25 cm	Rigidez insuficiente	B=35 cm L=35 cm
Columnas circulares	D=35 cm	Rigidez insuficiente	D=45 cm
Vigas Principales	No presenta	...	B=30 cm H=50 cm
Vigas Secundarias 01	No presenta	...	B=25 cm H=35 cm
Vigas Secundarias 02	No presenta	..	B=25 cm H=35 cm

En el 2do piso la estructura es más sencilla ya que no forma el pórtico y le convierte en una estructura frágil y libre de desplazamiento y rotaciones en la parte superior de la estructura, generando riesgo de colapso.

Anexo 7.**Fotos**

Foto 1: Punto N° 01 para el ensayo de esclerometría en las columnas del tanque de agua del Mercado Modelo Soritor.



Foto 2: Punto N° 01 Uso del esclerómetro en las columnas del tanque de agua del Mercado Modelo Soritor.



Foto 3: Punto N° 02 Uso del esclerómetro en la viga del tanque de agua del Mercado Modelo Soritor.

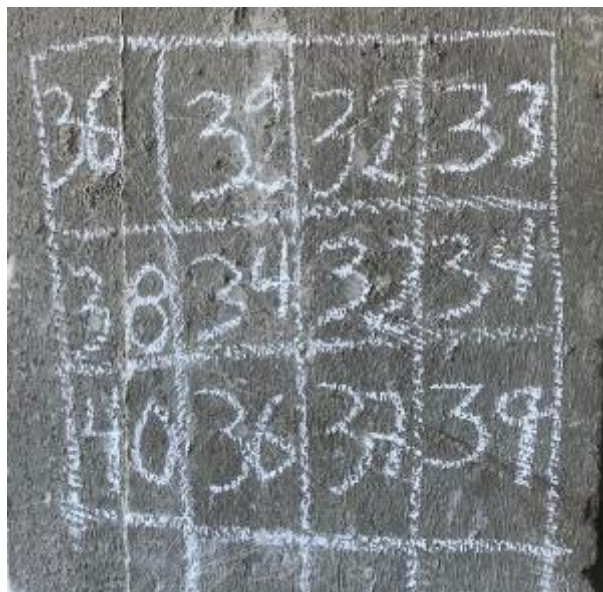


Foto 4: Punto N° 02 resultado de los golpes en la viga del tanque de agua del Mercado Modelo Soritor.



Foto 5: Detalle de la unión entre las columnas de Concreto armado y los tijerales estructurales transversales de acero estructural $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.



Foto 6: Detalle de la unión entre las columnas de Concreto armado y los tijerales longitudinales de acero estructural $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$



Foto 7: Vista completa de la situación estructural actual de la estructura.



Foto 8: Vista completa de la situación estructural actual de la estructura.

Análisis de vulnerabilidad y riesgo sísmico en las instalaciones del plantel mercado modelo de Soritor – Moyobamba, 2019

por Gorki-willian Sánchez Requejo

Fecha de entrega: 03-ene-2023 01:22p.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 1988285304

Nombre del archivo: ING._CIVIL_-_Gorki_Willian_Sanchez_Requejo_similit.docx (32.57M)

Total de palabras: 22975

Total de caracteres: 121997

Análisis de vulnerabilidad y riesgo sísmico en las instalaciones del plantel mercado modelo de Soritor – Moyobamba, 2019

INFORME DE ORIGINALIDAD

25%

INDICE DE SIMILITUD

24%

FUENTES DE INTERNET

1%

PUBLICACIONES

13%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1

hdl.handle.net

Fuente de Internet

2%

2

[Submitted to Universidad Andina del Cusco](#)

Trabajo del estudiante

2%

3

vsip.info

Fuente de Internet

2%

4

repositorio.unsm.edu.pe

Fuente de Internet

2%

5

1library.co

Fuente de Internet

2%

6

pirhua.udep.edu.pe

Fuente de Internet

1%

7

es.slideshare.net

Fuente de Internet

1%

8

docplayer.es

Fuente de Internet

1%

9

idoc.pub

Fuente de Internet