

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

**“Evaluación estructural de una edificación de concreto armado según
el espectro de respuesta de la norma E.030 2018 y un espectro
focalizado para la ciudad de Trujillo - Perú”**

Área de Investigación:
Estructuras y materiales

Autor(es):

Br. Castillo Bocanegra, Josué Alberto Jedidías Br.
Osorio Honores, David Ronald

Jurado Evaluador:

Presidente: Cancino Rodas, Cesar
Secretario: Moran Guerrero, Víctor Manuel
Vocal: García Rivera, Juan Pablo

Asesor:

Alanoca Quenta, Angel Fredy
Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0001-6523-5175>

TRUJILLO – PERÚ

2021

ACREDITACIONES

TÍTULO:

“EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO
ARMADO SEGÚN EL ESPECTRO DE RESPUESTA DE LA NORMA E.030 2018 Y
UN ESPECTRO FOCALIZADO PARA LA CIUDAD DE TRUJILLO - PERÚ”

AUTORES:

Br. Castillo Bocanegra, Josué Alberto Jedidías

Br. Osoreo Honores, David Ronald

APROBADO POR:

Ing. Cesar Cancino Rodas
PRESIDENTE
N° CIP: 77103

Ing. Víctor Manuel Moran Guerrero
SECRETARIO
N° CIP: 50648

Ing. Juan Pablo García Rivera
VOCAL
N° CIP: 68614

Dr. Ángel Fredy Alanoca Quenta
ASESOR
N° CIP: 39009

PRESENTACIÓN

Señores Miembros del Jurado:

De conformidad y en cumplimiento de los requisitos estipulados en el reglamento de grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego y el Reglamento Interno de la Facultad de Ingeniería, ponemos a vuestra disposición el presente Trabajo de Investigación titulado: “EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO SEGÚN EL ESPECTRO DE RESPUESTA DE LA NORMA E.030 2018 Y UN ESPECTRO FOCALIZADO PARA LA CIUDAD DE TRUJILLO - PERÚ”, para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.

Consideramos señores miembros del jurado que con vuestras sugerencias y recomendaciones este trabajo pueda mejorarse y contribuir a la difusión de la investigación de nuestra universidad.

Los Autores,
Br. Catillo Bocanegra, Josué Alberto Jεδidías
Br. Osoro Honores, David Ronald

DEDICATORIA

A Dios.

A mis padres.

A mi hermano.

A mi tío Ronald Honores Ganoza.

A todos aquellos que creyeron en mí esfuerzo y dedicación.

Bach. Osores Honores, David Ronald

En primer lugar, a Dios.

A mis padres, José Luis y Yolanda.

A mis hermanos,

En especial a mi hermana Katherine

Y a todos aquellos que siempre estuvieron ahí.

Bach. Castillo Bocanegra Josué Alberto Jedidías

AGRADECIMIENTO

*A Dios quien ha sustentado mi vida, mi profesión y mi familia.
A mis padres por dar todo para cumplir este pequeño paso en mi vida profesional.
Gracias por todo*

Bach. David Ronald Osore Honores

*A Dios quien en todo tiempo ha sido fiel y me dio la oportunidad
De poder estudiar y me hizo nacer en un hogar, a mis padres
Que siempre hicieron el esfuerzo para poder salir adelante,
A mis hermanos con quienes puedo contar
Y a todos aquellos que siempre creyeron en mí.*

Bach. Josué Alberto Jedidías Castillo Bocanegra

CONTENIDO

ACREDITACIONES	2
PRESENTACIÓN	3
DEDICATORIA	4
AGRADECIMIENTO	5
CONTENIDO	6
ÍNDICE DE FIGURAS	8
ÍNDICE DE TABLAS	11
RESUMEN	13
ABSTRACT	14
CAPITULO I	15
INTRODUCCIÓN	15
Descripción del problema	15
Formulación del problema	16
Objetivo general	16
Objetivos específicos	16
Justificación del estudio	16
Viabilidad de la investigación	17
CAPITULO II	18
MARCO DE REFERENCIA	18
1. Antecedentes del estudio	18
2. Bases teóricas	18
2.1. Diseño estructural de concreto armado	19
2.1.1. Combinaciones de carga	19
2.1.2. Diseño de elementos estructurales	19
2.1.3. Diseño sísmico	20
3. Hipótesis	30
4. Variables	30
4.1. Variables independientes	30
4.2. Variable dependiente	30
CAPITULO III	31
METODOLOGÍA	31
3.1. Población y muestra	31
3.1.1. Población	31
3.1.2. Muestra	31
3.2. Técnicas e instrumentos de investigación	31

CAPITULO IV	33
DESARROLLO.....	33
1. Estructura de concreto	33
1.1. Descripción de la arquitectura del proyecto	33
1.2. Especificaciones del proyecto	36
1.3. Predimensionamiento	37
1.4. Ingreso de datos al programa ETABS.....	40
2. Análisis estructural según norma E030	42
3. Análisis estructural según Espectro de respuesta focalizado para la ciudad de Trujillo 46	
3.1. Demanda Sísmica Probabilística.....	46
3.2. Ingreso de Espectro de respuesta en Trujillo a ETABS	60
4. Diseño de elementos estructurales.....	62
4.1. Viga	62
4.2. Columna	63
4.3. Muro de corte	63
CAPITULO V.....	65
RESULTADOS	65
5.1. Resúmenes de los resultados.....	65
CAPITULO VI	90
DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	90
CAPITULO VII.....	91
CONCLUSIONES.....	91
CAPITULO VIII.....	93
RECOMENDACIONES	93
BIBLIOGRAFÍA	94
ANEXOS	95

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura N° 1. Curva de peligro constante para el periodo fundamental T_0 y amortiguamiento β % (Santana Tapia, 2012).</i>	28
<i>Figura N° 2. Forma espectral de la norma E-030 y del espectro de peligro uniforme (Santana Tapia, 2012).</i>	29
<i>Figura N° 3. Curvas de peligro sísmico, amortiguamiento β % (Santana Tapia, 2012)....</i>	29
<i>Figura N° 4. Planta típica del área para comercio en el primer nivel. Fuente propia.</i>	33
<i>Figura N° 5. Planta típica del área para comercio en el segundo nivel. Fuente propia. ...</i>	34
<i>Figura N° 6. Planta típica del área para vivienda del tercer nivel. Fuente propia.</i>	34
<i>Figura N° 7. Planta típica del área para vivienda del cuarto al séptimo nivel. Fuente propia.</i>	35
<i>Figura N° 8. Planta típica del área para vivienda de la azotea. Fuente propia.</i>	35
<i>Figura N° 9. Distribución de cargas para el primer y segundo piso: Uso comercial. Fuente propia.</i>	37
<i>Figura N° 10. Distribución de cargas para el tercer hasta el séptimo piso: Uso vivienda. Fuente propia.</i>	38
<i>Figura N° 11. Distribución de cargas para la azotea. Fuente propia.</i>	38
<i>Figura N° 12. Elementos predimensionados colocados en ETABS. Fuente propia.</i>	40
<i>Figura N° 13. Patrones de cargas para diseño. Fuente propia.</i>	40
<i>Figura N° 14. Combinaciones de carga. Fuente propia.</i>	41
<i>Figura N° 15. Elementos estructurales colocados correctamente en ETABS. Fuente propia.</i>	42
<i>Figura N° 16. Casos de carga. Fuente propia.</i>	42
<i>Figura N° 17. Caso de carga para PESO PROPIO. Fuente propia.</i>	43
<i>Figura N° 18. Caso de carga para S/C (Sobre carga). Fuente propia.</i>	43
<i>Figura N° 19. Caso de carga para ACABADOS. Fuente propia.</i>	44
<i>Figura N° 20. Parámetros para adquirir el Espectro de respuesta según norma E030. Fuente propia.</i>	44
<i>Figura N° 21. Caso de carga para sismo en X. Fuente propia.</i>	45
<i>Figura N° 22. Caso de carga para sismo en Y. Fuente propia.</i>	46
<i>Figura N° 23. Ubicación de eventos sísmicos seleccionados en las fuentes sismogénicas en estudio (F-5, F-13). Fuente propia en Google Earth.</i>	48

<i>Figura N° 24. Espectro de respuesta 5% de amortiguamiento del sismo del 31/05/70, en el eje de las abscisas podemos observar la pseudo-aceleración (g) y en las ordenadas el periodo (s). Fuente propia.....</i>	<i>49</i>
<i>Figura N° 25. Mapa de zonificación sísmica extraída de la norma E.030. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016).....</i>	<i>50</i>
<i>Figura N° 26. Regresión de PGA en Sa, amortiguamiento 5%. Obteniendo para T=0.30s: $a_1=0.3273$ y $b_1=0.7352$. Fuente propia.....</i>	<i>52</i>
<i>Figura N° 27. Curva de peligro sísmico, $T_0=0.30s$ y amortiguamiento 5% en Mathcad. Fuente propia.</i>	<i>54</i>
<i>Figura N° 28. Curva de peligro Sísmico para $T_0=0.30s$ y 5% amortiguamiento. Fuente propia.</i>	<i>55</i>
<i>Figura N° 29. Curva de peligro sísmico para un período $T_0=0.40s$ y amortiguamiento 5%. Fuente propia.</i>	<i>57</i>
<i>Figura N° 30. Espectro de Peligro Uniforme para cada nivel de demanda sísmica propuesto por el comité VISION 2000 y amortiguamiento 5%. Fuente propia.</i>	<i>59</i>
<i>Figura N° 31. Funciones para definir el espectro de respuesta a utilizar. Fuente propia.</i>	<i>60</i>
<i>Figura N° 32. Funciones de espectro de respuesta según la norma NE E.030. Fuente propia.</i>	<i>61</i>
<i>Figura N° 33. Funciones de espectro de respuesta según el Sa calculado para la ciudad de Trujillo. Fuente propia.</i>	<i>61</i>
<i>Figura N° 34. Distribución de planta en el piso 1 en el software ETABS. Fuente propia.</i>	<i>64</i>
<i>Figura N° 35. Diagrama de interacción para el piso 1 de la placa 1 en dirección X.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura N° 36. Diagrama de interacción para el piso 1 de la placa 1 en dirección Y.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura N° 37. Diagrama de interacción para el piso 2 de la placa 1 en dirección X</i>	<i>74</i>
<i>Figura N° 38. Diagrama de interacción para el piso 2 de la placa 1 en dirección Y.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura N° 39. Diagrama de interacción para el piso 1 de la placa 2 en dirección X</i>	<i>78</i>
<i>Figura N° 40. Diagrama de interacción para el piso 1 de la placa 2 en dirección Y.....</i>	<i>78</i>
<i>Figura N° 41. Diagrama de interacción para el piso 2 de la placa 2 en dirección X</i>	<i>79</i>
<i>Figura N° 42. Diagrama de interacción para el piso 2 de la placa 2 en dirección Y.....</i>	<i>79</i>
<i>Figura N° 43. Diagrama de interacción para el piso 1 de la placa 3 en dirección X</i>	<i>83</i>
<i>Figura N° 44. Diagrama de interacción para el piso 1 de la placa 2 en dirección Y.....</i>	<i>83</i>
<i>Figura N° 45. Diagrama de interacción para el piso 2 de la placa 2 en dirección X</i>	<i>84</i>
<i>Figura N° 46. Diagrama de interacción para el piso 2 de la placa 2 en dirección Y.....</i>	<i>84</i>
<i>Figura N° 47. Diagrama de interacción para el piso 1 de la placa 4 en dirección X</i>	<i>88</i>

Figura N° 48. Diagrama de interacción para el piso 1 de la placa 4 en dirección Y..... 88

Figura N° 49. Diagrama de interacción para el piso 2 de la placa 4 en dirección X 89

Figura N° 50. Diagrama de interacción para el piso 2 de la placa 4 en dirección Y..... 89

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla N° 1. Estados de Daño y Niveles de desempeño (Santana Tapia, 2012).</i>	25
<i>Tabla N° 2. Niveles de Sismo de Diseño de Vision 2000 (Santana Tapia, 2012).</i>	25
<i>Tabla N° 3. Cargas de diseño. Fuente propia.</i>	36
<i>Tabla N° 4. Relación entre la luz libre entre ejes (Morales Morales, 2006).</i>	38
<i>Tabla N° 5. Data de sismos peruanos, 18 registros horizontales, 6 seleccionados. Fuente REDACIS y REDASEN.</i>	47
<i>Tabla N° 6.Registros seleccionados para la presente investigación. Fuente propia.</i>	48
<i>Tabla N° 7. Valor Z según la zona correspondiente. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016)</i>	50
<i>Tabla N° 8 Obtención de “u” para cada probabilidad anual de excedencia. Fuente propia.</i>	51
<i>Tabla N° 9. $Z < PGA(g)$ vs $Sa(g)$, amortiguamiento 5%. Fuente propia.</i>	51
<i>Tabla N° 10. Aceleración espectral para cada nivel de demanda sísmica propuesto por VISION 2000, para un período $T_0=0.40s$ y amortiguamiento 5%. Fuente propia.</i>	56
<i>Tabla N° 11. Aceleración espectral para cada período y para cada nivel de demanda sísmica propuesto por el comité VISION 2000 y amortiguamiento 5%. Fuente propia.</i>	58
<i>Tabla N° 12.Derivas obtenidas del programa ETABS 2017 para el espectro de respuesta E.0.30 y espectro focalizado para la ciudad de Trujillo para el eje X-X.</i>	65
<i>Tabla N° 13. Derivas obtenidas del programa ETABS 2017 para el espectro de respuesta E.0.30 y espectro focalizado para la ciudad de Trujillo para el eje Y-Y.</i>	66
<i>Tabla N° 14. Diferencia porcentual del cortante en la base del edificio para el espectro E030 y focalizado a Trujillo en el sentido X.</i>	66
<i>Tabla N° 15. Diferencia porcentual del cortante en la base del edificio para el espectro E030 y focalizado a Trujillo en el sentido Y.</i>	66
<i>Tabla N° 16. Variación de momento M_2 en columna de 30 x 40.</i>	67
<i>Tabla N° 17. Variación de momento M_3 en columna de 30 x 40.</i>	68
<i>Tabla N° 18. Variación de la fuerza +P en columna de 30 x 40.</i>	69
<i>Tabla N° 19. Variación del momento M_2 en placa P-1.</i>	70
<i>Tabla N° 20. Variación del momento M_3 en placa P-1.</i>	71
<i>Tabla N° 21. Variación de fuerza P en placa P-1.</i>	72
<i>Tabla N° 22. Variación del momento M_2 en placa P-2.</i>	75
<i>Tabla N° 23. Variación del momento M_3 en placa P-2.</i>	76

<i>Tabla N° 24. Variación de la fuerza P en placa P-2.....</i>	<i>77</i>
<i>Tabla N° 25. Variación del momento M2 en placa P-3.</i>	<i>80</i>
<i>Tabla N° 26. Variación del momento M3 en placa P-3.</i>	<i>81</i>
<i>Tabla N° 27. Variación de la fuerza P en placa P-3.....</i>	<i>82</i>
<i>Tabla N° 28. Variación del momento M2 en placa P-4.</i>	<i>85</i>
<i>Tabla N° 29. Variación del momento M3 en placa P-4.</i>	<i>86</i>
<i>Tabla N° 30. Variación de la fuerza P en placa P-4.....</i>	<i>87</i>

RESUMEN

En nuestro país, el análisis sísmico es regido en función a los espectros de respuesta uniforme establecidos en la normativa E.030, tomando en cuenta la aceleración pico del suelo a lo largo del territorio nacional, no obteniendo una distribución de riesgo para cada localidad.

En el presente estudio se presenta una comparación en el desempeño estructural para un edificio de 7 pisos analizado con un espectro de respuesta uniforme elaborado para la ciudad de Trujillo y el espectro de peligro uniforme establecido por la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Como resultado de obtuvieron datos porcentuales en los que se difiere con un porcentaje aún mayor al valor asumido inicialmente, superándolo incluso hasta en un 40%. Los cálculos tanto para la elaboración del espectro sísmico como para el análisis sísmico comparativo se hicieron usando software de computadora, entre ellos Seismosignal, Mathcad, Etabs y Excel.

Estos resultados muestran la importancia de desarrollar espectros de peligro uniforme propios para cada zona sísmica y teniendo en cuenta las diferentes fuentes sismogénicas de cada localidad, así como el desarrollo de la investigación sísmica en nuestro país.

ABSTRACT

In our country, the seismic analysis is governed by the uniform response spectra established in the E.030 regulation, taking into account the peak acceleration of the soil throughout the national territory, not obtaining a risk distribution for each locality.

This study presents a comparison of the structural performance for a 7-story building analyzed with a uniform response spectrum developed for the city of Trujillo and the uniform response spectrum established in the E.030 regulation of the National Building Regulations.

As a result, they obtained percentage data in which it differs with an even greater percentage than the initially assumed value, even exceeding it by up to 40%. The calculations for both the elaboration of the seismic spectrum and for the comparative seismic analysis were made using computer software, including Seismosignal, Mathcad, Etabs and Excel.

These results show the importance of developing uniform response spectra for each seismic zone and taking into account the different seismogenic sources in each locality, as well as the development of seismic research in our country.

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

Descripción del problema

En la normativa peruana el diseño por análisis sísmico de una estructura se hace en base a parámetros previamente establecidos a partir de un conglomerado de registros sísmicos de los cuales se extrae los espectros de demandas satisfaciendo así una demanda nacional más no local, lo cual nos lleva a cuestionarnos su eficacia en el diseño estructural, sobre todo en aquellas de área reducida, demandando así la implementación de elementos estructurales mucho más rígidos.

A partir de la observación de registros sísmicos presentados en la ciudad de Trujillo, su frecuencia e intensidad, nos lleva a cuestionar la demanda espectral estandarizada según la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones y la importancia de un estudio espectral focalizado para su respectiva fuente sismogénica, teniendo en consideración la afección por sismos tanto locales como externos.

En el diseño de estructuras de concreto armado nuestra normativa se rige, en su mayoría, por lo establecido por el ACI (American Concrete Institute), la cual responde a diversas solicitudes de cargas no siendo necesariamente las mismas a la realidad en la que nos encontramos.

En la presente investigación se procederá a diseñar una estructura de concreto armado según los parámetros establecidos por el ACI (American Concrete Institute) y su respectiva evaluación sísmica, tanto por el espectro según la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones como por un espectro focalizado para la ciudad de Trujillo, evaluando así las diferencias existentes entre ambos procedimientos.

Formulación del problema

¿En cuánto varía los parámetros de análisis de una estructura de concreto armado al usar el espectro de la norma E030 del Reglamento Nacional de Edificaciones y un espectro focalizado para la ciudad de Trujillo?

Objetivo general

Realizar la evaluación de una estructura de concreto armado siguiendo lo establecido por la norma E.030 2018 y realizar la comparación con un espectro focalizado para la ciudad de Trujillo – Perú.

Objetivos específicos

- Diseñar la estructura de concreto con sistema porticado según el Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Calcular la demanda sísmica en la zona mediante la elaboración de su respectiva curva de peligro uniforme siguiendo la normativa VISION 2000.
- Evaluar la cortante sísmica para la edificación según el espectro de la norma E.030 2018 y el espectro focalizado respectivamente.
- Determinar la deriva lateral en el último piso, la cual estará en relación de la aceleración del terreno (S_a) según el espectro de la norma E.030 2018 y el espectro focalizado respectivamente.
- Determinar los diferentes condiciones y demandas de diseño para los elementos estructurales según el espectro de la norma E.030 2018 y el espectro focalizado respectivamente.
- Determinar la cortante y momento de diseño en la estructura según el espectro de la norma E.030 2018 y el espectro focalizado respectivamente.
- Realizar la comparación y análisis respectivos de los resultados.

Justificación del estudio

Esta investigación otorgará parámetros en cuanto a conocimiento en el análisis sísmico para la ciudad de Trujillo y en el diseño de estructuras de concreto armado, por lo siguiente:

- Utilización de nuevos métodos para la evaluación sísmica de una edificación en la ciudad de Trujillo.
- Una nueva visión de análisis para edificaciones a futuro en la ciudad de Trujillo, sabiendo que la normativa define un espectro definido para cada zonificación sísmica, uso y parámetro de suelo a nivel nacional, pero no es un estudio focalizado en la ciudad.
- Asimismo, nos permitirá determinar si ante una demanda sísmica para una edificación en la ciudad de Trujillo es de mayor utilidad el uso de la norma o un estudio focalizado.

Viabilidad de la investigación

No hay ningún impedimento por parte del equipo investigador en realizar este proyecto, se cuenta con el tiempo y recursos necesarios. No existen limitaciones en cuanto a información para realizar la investigación.

CAPITULO II

MARCO DE REFERENCIA

1. Antecedentes del estudio

El autor: RONALD DANIEL SANTANA TAPIA, en su investigación: **“DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA”**, resalta en su investigación que en la norma peruana de diseño sismorresistente nuestra norma considera el diseño de edificaciones a partir de un solo nivel de aceleración espectral, la cual se obtiene a partir de un escalamiento teniendo como factores el uso de la importancia de la edificación mas no su localización a nivel de fuente sismogénica lo cual produce incertidumbre en su comportamiento estructural. Los diseños establecidos en nuestra normativa no son suficientes para predecir un comportamiento adecuado de las edificaciones; asimismo, recomienda la evaluación de los límites mínimos para desplazamientos laterales de entrepiso, permitiendo evitar diseños muy rígidos e insta a la incorporación de estos procedimientos en nuestra norma de diseño sismorresistente.

Los autores: ANA MALENA BOLAÑOS LUNA y OMAR MANUEL MONROY CONCHA, en su investigación: **“ESPECTROS DE DISEÑO SISMICO UNIFORME”**, explican el hecho de que el escalamiento de espectros de diseño a partir de una aceleración pico del suelo nos lleva a una distribución no uniforme del peligro a lo largo de la misma y por lo tanto en edificaciones de diferentes alturas presentan un nivel de riesgo diferente; en su investigación, debido a la diferencia de resultados entre cada zona analizada, resaltan la importancia del desarrollo, para cada zona sísmica del país, de espectros de peligro uniforme propios.

2. Bases teóricas

En su mayoría, los reglamentos en el mundo dentro de las cuales está incluida la peruana, están basados principalmente en el estudio de sistemas de un grado de libertad (S1GL) con comportamiento elasto-plástico perfecto para el diseño sísmico de estructuras. Para el diseño de estructuras de concreto armado se debe tener en cuenta lo siguiente:

2.1. Diseño estructural de concreto armado

2.1.1. Combinaciones de carga

Las combinaciones con las cuales se diseña una estructura son las combinaciones mínimas de diseño establecidas en la Norma E.060: Concreto armado en la página 53, las cuales son las siguientes:

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} \quad (9-1)$$

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV} \pm \text{CVi}) \quad (9-2)$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm 1.25 \text{ CVi} \quad (9-3)$$

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS} \quad (9-4)$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm \text{CS} \quad (9-5)$$

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.7 \text{ CE} \quad (9-6)$$

$$U = 0.9 \text{ CM} + 1.7 \text{ CE} \quad (9-7)$$

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.4 \text{ CL} \quad (9-8)$$

2.1.2. Diseño de elementos estructurales

Para el diseño de elementos estructurales el presente proyecto estará basado en la NORMA E060: CONCRETO ARMADO, teniendo en consideración las especificaciones y límites a consideración para las componentes principales como vigas, columnas, placas y losas aligeradas que comprenderá la estructura. Así mismo se empleará los parámetros y recomendaciones que nos brinda los autores McCormac, Jack C. y Brown, Russel H. en su libro DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO; así también del autor Morales Morales, Roberto en su libro DISEÑO EN CONCRETO ARMADO; y por último el autor Nilson, Arthur H. en su libro DISEÑO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

Toda la bibliografía citada en el párrafo anterior nos ayudará a realizar el diseño completo del edificio especialmente para el presente proyecto cumpliendo fielmente con la norma respectiva del Reglamento Nacional de Edificaciones (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016).

2.1.3. Diseño sísmico

El diseño sismorresistente de una estructura consiste en la aplicación de parámetros de evaluación apropiados los cuales permiten el dimensionado y detallado de los elementos estructurales, no estructurales y contenidos, de forma que no se supere los daños límites establecidos.

A. DEMANDA SÍSMICA

a. Peligro Sísmico

i. Peligro Sísmico Probabilístico

Lo podemos resumir el análisis en cuatro pasos:

- Primero, se debe identificar y caracterizar las respectivas fuentes sismogénicas y en esto es similar al del método determinístico, a excepción que la distribución de probabilidad debe ser definida en relación a la ubicación potencial de rupturas dentro de la fuente en estudio. Todo esto se combina para conseguir las respectivas distribuciones de probabilidad de la distancia fuente a sitio, en relación a la geometría de la misma.

- A continuación, se debe la distribución temporal deberá ser caracterizada de la ocurrencia del sismo o período de retorno. A partir de una relación de recurrencia esto es realizado, en la cual se especifica un promedio en el que un sismo de determinada magnitud podrá ser excedido.

- A través del uso de leyes de atenuación se debe determinar la acción (movimiento) sísmico que podrán producirse en el sitio por terremotos de cualquier tamaño posible y que tengan su ocurrencia en cualquier punto de la fuente.

- Como último paso, se procede a combinar las incertidumbres en la ubicación, tamaño y en los criterios de predicción de la acción sísmica para obtener la probabilidad de que este, durante un periodo en particular, sea excedido.

ii. Sismotectónica del Perú

- Sismicidad Instrumental

Las medidas que encontramos (escalas) en nuestro catálogo sísmico para medir la magnitud de un evento sísmico es variado, pudiendo encontrar magnitudes como m_b , M_s y M_w , por lo que para realizar estudios es necesario realizar una homogenización de nuestra información a utilizar. Usualmente es elegida la magnitud momento M_w como la medida a utilizar por ser la única que no se satura.

Para poder realizar la relación entre m_b y M_s utilizaremos la propuesta por Castillo y Alva (1993), la cual es obtenida a partir del método de mínimos cuadrados. Esta relación se divide en tres rangos:

$$\begin{aligned} M_w &= 0.740 M_s + 1.742 & M_s \leq 6 \\ M_w &= 0.683 M_s + 2.039 & 6 < M_s < 8 \\ M_w &= 1.093 M_s - 0.593 & M_s \geq 8 \end{aligned}$$

- Evaluación del Peligro Sísmico

Podemos definir este concepto en base a la probabilidad que en un determinado lugar ocurra un evento sísmico con la misma intensidad o aún mayor a un valor previamente fijado. Para poder analizar el riesgo de la ocurrencia, se utiliza la teoría de las probabilidades, debido a que un evento sísmico es de carácter aleatorio. Al aplicar esta teoría, podemos demostrar que ante la ocurrencia de un evento A, este dependerá de la ocurrencia de otros eventos: E_1, E_2, \dots . En, siendo estos excluyentes entre sí y colectivamente exhaustivos; entonces, a partir del teorema de la "Probabilidad Total" (Thomas Bayes, 1993) se tiene para la probabilidad de ocurrencia de A:

$$P(A) = \sum_i P(A|E_i) P(E_i)$$

Donde $P(A|E_i)$ es la condicionalidad probabilística que A ocurra, debido a que E_i ocurra.

La magnitud del sismo influye en la intensidad generalizada (I) de la misma (la magnitud o intensidad epicentral) y de su distancia con respecto al lugar de estudio. Si consideramos la magnitud del sismo (S) y su localización (R) que están definidas por una función de probabilidad, de las cuales estas son sus variables continuas aleatorias, $f_S(s)$ y $f_R(r)$ respectivamente; podemos concluir que el peligro sísmico a partir de la probabilidad de excedencia (probabilidad que la intensidad I sea igual o mayor que una intensidad dada i), será: $P(I \geq i)$ y está definida de la siguiente manera (Esteva, 1968):

$$P(I \geq i) = \iint P[I(s, r)] f_S(s) f_R(r) ds dr$$

Esta expresión resume la teoría desarrollada por Cornell (1968), para analizar el peligro sísmico (Santana Tapia, 2012).

- Parámetros Sismológicos

Para el estudio en cuanto a la sismicidad de la zona de interés se utilizará la expresión de Gutenberg y Richter (1944):

$$\log N = a - bM$$

En donde:

N = Número acumulativo de sismos de magnitud M ó mayor por unidad de tiempo.

a, b = Parámetros en función de la sismicidad de la zona.

De la ecuación anterior podemos extraer:

$$N = 10^a e^{-bM}$$

Donde:

$$\beta = b \ln(10)$$

El método de máxima verosimilitud se utilizará para la determinación del valor b, la cual a la recta la ajusta al valor medio más probable de la muestra. El método de máxima verosimilitud de Utsu(2003) propone para el valor de b:

$$b = \frac{\log e}{(M - M_{min})}$$

Donde:

\bar{M} Valor medio de la muestra de magnitudes

El punto de inflexión de la curva de recurrencia sísmica estará determinado por la magnitud mínima de la fuente sísmica y esta es obtenida a partir del cálculo del punto de máxima curvatura.

b. Análisis de Demanda Sísmica Probabilística

i. Niveles de Desempeño Sísmico

Los niveles de desempeño sísmico en edificio otorgan los niveles de daño estructural y no estructural que pueden suceder, la cual existe los diferentes niveles de daño que se producen en base de la frecuencia, estos daños suceden y por ende tienen consecuencias sobre la población (Santana Tapia, 2012).

El período de retorno, que es el intervalo de recurrencia, o la probabilidad de excedencia ρ_e nos sirven para expresar la intensidad o nivel para cada movimiento sísmico de diseño. El Periodo de Retorno T_R cuentan con una relación directa con la Probabilidad de Excedencia ρ_e , en un tiempo “t” años (vida útil de la edificación), mediante la siguiente expresión:

$$T_R = - \frac{t}{\ln(1 - \rho_e)}$$

Donde:

T_R : Periodo medio de retorno en años

ρ_e : Probabilidad de excedencia

t : Tiempo de exposición, en años

- Propuesta VISION 2000

Existe el planteamiento del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) que nos otorga cuatro niveles de desempeño expuesto por lo siguiente:

- Totalmente Operacional

En este nivel no se presentan daños. Debido a que la estructura está en un estado óptimo para las personas que lo habitan y es que podemos decir que las consecuencias son prácticamente insignificantes. Ésta persiste en su totalidad funcional y operacional y en su mayoría no requiere de reparaciones.

- Operacional

En esta etapa se hace presente daños medianamente significativos en los elementos que no son netamente estructurales y se puede llegar a presentar daños leves en elementos estructurales. Debido a que es así, no afecta a la seguridad de sus ocupantes, la edificación permanece funcional inmediatamente después del sismo, aunque debido a los pequeños daños ubicados en los elementos se pueden interrumpir algunas ocupaciones. Se deberá realizar algunas reparaciones mínimas.

- Seguridad

En esta etapa se hacen presente daños moderados en los elementos de la edificación, por lo tanto, se ve afectado su rigidez lateral, así como su capacidad resistente de la edificación. Debido al daño se ven afectados los servicios eléctricos, mecánico y obstaculización de las vías de escape. Por ende, la edificación será inhabilitada y por consecuencia tendrá reparaciones muy significativas.

- Pre-Colapso

En este nivel se presentan daños significativos en la que la estructura y su capacidad resistente se ven comprometidos de tal manera que se acerca al colapso de la edificación. Debido al daño se ven interrumpidos los servicios y obstaculización de las vías de escape. La edificación queda fuera de servicio y es completamente insegura para los usuarios, su reparación puede llegar a no ser factible.

Tabla N° 1. Estados de Daño y Niveles de desempeño (Santana Tapia, 2012).

Estado de daño	Nivel de Desempeño	Características principales
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural

Así también, define cuatro niveles de amenaza sísmica. La Tabla N° 2 muestra los cuatro niveles correspondientes de movimiento sísmico el cual está especificado de la siguiente manera:

Tabla N° 2. Niveles de Sismo de Diseño de Vision 2000 (Santana Tapia, 2012).

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

- Curva de Peligro Sísmico

Mediante el análisis probabilístico de peligro sísmico se determina la demanda máxima de aceleración espectral según el nivel de sismo respectivo. Debido a que la naturaleza de los sismos es aleatoria y no se puede expresar con exactitud cuándo ha de ocurrir un evento, es mejor expresarlo en términos probabilísticos. Investigaciones realizadas profundizamos en el movimiento sísmico en términos de su aceleración espectral “ S_a ”, es decir la aceleración espectral máxima que el sismo inducirá al sistema de 1 GDL con periodo fundamental “ T_0 ”, obteniendo un amortiguamiento %. (Santana Tapia, 2012)

Aclaremos que el peligro sísmico “ $H(S_a)$ ”, como la probabilidad que S_a supere un nivel dado “ s ” a lo largo del tiempo que se considere de interés:

$$H(S_a) = P[S_a > s]$$

El medio en una evaluación probabilística del peligro sísmico, es el siguiente:

- De los registros sísmicos seleccionados, mediante el software *SEISMOSIGNAL* se genera un espectro de respuesta de pseudoaceleraciones, mediante la cual se estima a partir de la ordenada de la aceleración espectral, a un nivel de amortiguamiento % y para el periodo fundamental T_0 , la sensibilidad de la respuesta estructural a la excitación, $S_a [T_0, \%]$.

- Obteniendo la aceleración espectral $S_a [T_0, \%]$ respectivamente a cada registro, se procede a una regresión PGA versus S_a (Gálvez, 2009). Definimos:

$$PGA = a_1 S_a^{b_1}$$

$$G(y) = a_1 y^{b_1}$$

La derivada de $G(y)$ con respecto a y , es:

$$DG(y) = a_1 y^{b_1} \frac{b_1}{y}$$

a_1 y b_1 son los coeficientes de regresión correspondiente para un grupo seleccionado de registros que se encuentran mediante un criterio.

- En cuanto al peligro sísmico de la edificación, se calculará a partir de $S_a [T_0, \Psi \%]$. Si PGA manifiesta una distribución de valores extremos tipo II EII (u, k), los valores de u y k , para una cierta vida útil o periodo, se calculará de la siguiente manera:

✓ **Parámetros de peligro sísmico “u” y “k”**

A partir de un ajuste de mínimos cuadrados entre las tasas de ocurrencias $H(a)$ esperadas en el lugar de estudio y las diferentes aceleraciones del suelo $a(g)$ se procederá a obtener el parámetro del peligro sísmico “u” en función de $H(a)$ y del parámetro sísmico “k”(β), siendo este último parámetro otorgado por el Instituto Geofísico del Perú (IGP) en

el año 2014 en su estudio “Evaluación del Peligro Sísmico en Perú”. Siendo la fórmula (Santana Tapia, 2012):

$$H(a) = 1 - e^{-\frac{u^k}{a}}$$

Donde:

H(a): Probabilidad anual de excedencia (tasa de ocurrencia: 1/TR)

u, k: Parámetros de peligro sísmico

a(g): Máxima aceleración del suelo (Factor Z de la norma E-030)

La curva de peligro se obtendrá a partir de la asignación de valores a “a” entre 0.01 y 2,00 con incrementos de 0.02g, se puede graficar la curva de peligro.

- Debido a la aleatoriedad de PGA, Sa será una función con distribuciones a encontrar.

La función densidad de PGA es:

$$f_{PGA}(G(y)) = \left(\frac{k}{u}\right) \left(\frac{u}{G(y)}\right)^{k+1} \exp\left[-\left(\frac{u}{G(y)}\right)^k\right]$$

La función acumulativa de PGA es:

$$F_{PGA}(G(y)) = \exp\left[-\left(\frac{u}{G(y)}\right)^k\right]$$

La función densidad de probabilidades de Sa es:

$$f_{Sa}(y) = f_{PGA}(G(y)) |DG(y)|$$

La función acumulativa de probabilidades de Sa es:

$$F_{Sa}(y) = \int_0^y f_{Sa}(y) dy$$

- El peligro sísmico H(Sa), referido como la probabilidad acumulada de exceder una aceleración espectral dada Sa, es (Santana Tapia, 2012):

$$H(Sa) = 1 - F_{Sa}(Sa)$$

Otorgándole un valor para S_a entre 0.02 y “n” con incrementos de 0.02g, nos resulta la curva de peligro sísmico para el período fundamental “ T_0 ” y amortiguamiento β %, para las direcciones correspondientes en el análisis.

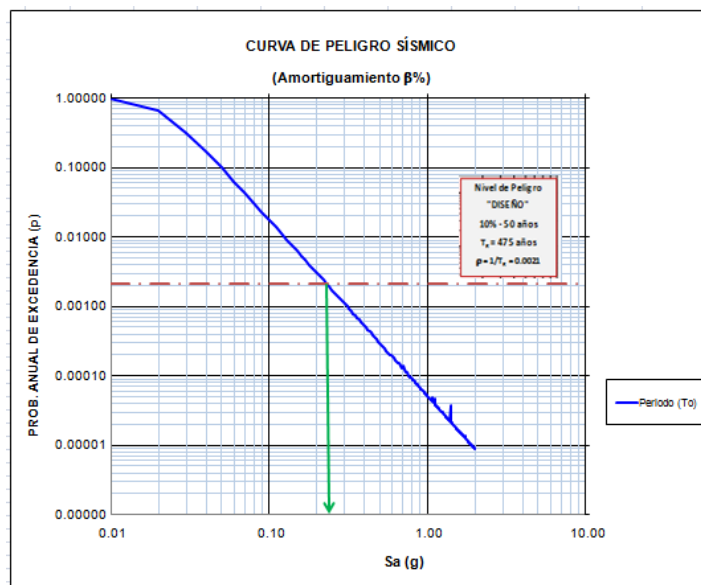


Figura N° 1. Curva de peligro constante para el período fundamental T_0 , amortiguamiento β % (Santana Tapia, 2012).

ii. Espectro de Peligro Uniforme

Con las curvas de peligro podremos adquirir el espectro de peligro uniforme (EPU) incorporado a un nivel específico de peligro sísmico o tasa de excedencia ($p = 1/TR$; que es inversa al período de retorno).

Existen estudios que demuestran que la forma espectral está enlazada con la magnitud y distancia correspondiente a la ubicación de la edificación, por ello es indispensable los espectros que tomen las posibles combinaciones destinadas a una similar probabilidad de excedencia. El espectro de peligro uniforme es dependiente a la totalidad de sus características, ésta se obtiene directamente sin llegar a escalar de una forma estándar; estos datos cuentan con una similitud en la probabilidad de excedencia y es dependiente a la forma del espectro con la magnitud y distancia (Bolaños & Monroy, 2004).

La forma del espectro estándar del código sísmico peruano donde el peligro asociado a la ordenada espectral S_a resulta igual al peligro de la aceleración del suelo solo

para periodos cortos, ya que esta zona está gobernada por las aceleraciones. La *Figura N° 2* muestra también la forma típica de un espectro de peligro uniforme donde cada ordenada espectral es obtenida mediante un análisis de peligro sísmico para una probabilidad de excedencia, teniendo en cuenta la posibilidad de ocurrencia de sismos moderados cercanos al sitio y sismos grandes alejados del sitio (Bolaños & Monroy, 2004).

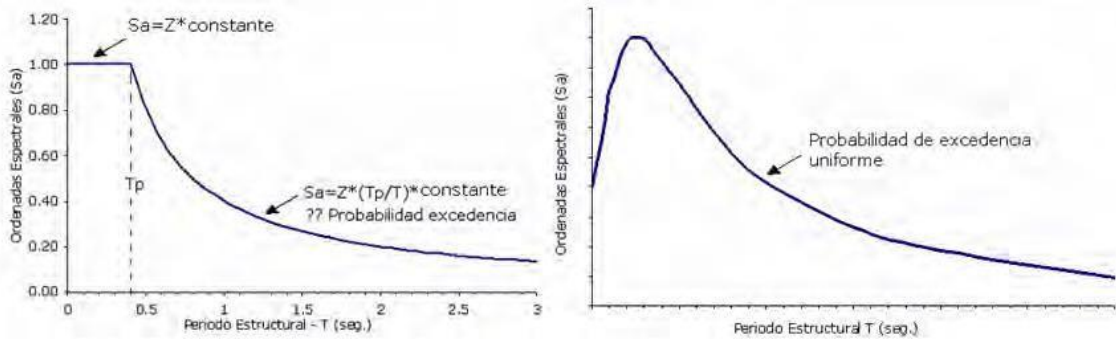


Figura N° 2. Forma espectral de la norma E-030 y del espectro de peligro uniforme (Santana Tapia, 2012).

Al obtener cada curva se presentará un periodo T y tres aceleraciones espectrales S_a correspondientes a las intersecciones con los niveles de peligro sísmico. Estos espectros se elaboran a partir de los datos obtenidos de las dichas curvas. Este espectro en sus diferentes niveles nos permite el cálculo directo de la máxima respuesta de aceleración espectral en función del periodo en la edificación.

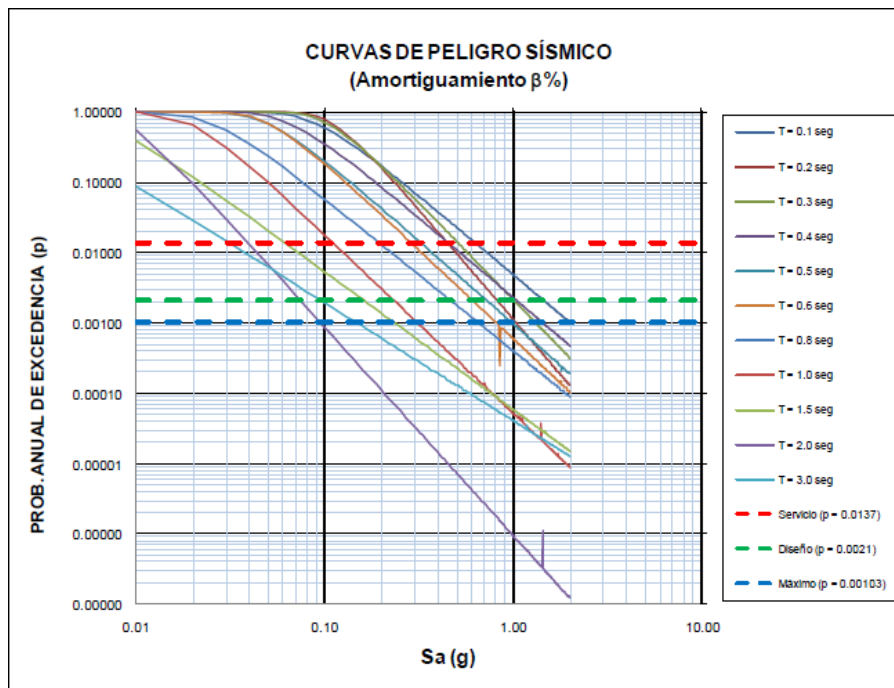


Figura N° 3. Curvas de peligro sísmico, amortiguamiento β % (Santana Tapia, 2012).

3. Hipótesis

Para una estructura de concreto armado el espectro de la norma demandará solicitudes mayores en un 20% a diferencia de un espectro focalizado para la ciudad de Trujillo.

4. Variables

4.1. Variables independientes

- Espectro E 030 2018.
- Registros sísmicos.
- Estudio de mecánica de suelos.

4.2. Variable dependiente

- Sistema estructural.
- Derivas
- Cortante basal.
- Demanda de los elementos estructurales.

CAPITULO III

METODOLOGÍA

3.1. Población y muestra

3.1.1. Población

La investigación se centrará en el estudio de una estructura de concreto armado de 7 pisos más azotea de uso comercio vivienda ubicado en la ciudad de Trujillo y su comportamiento estructural.

3.1.2. Muestra

La investigación se enfocará en una estructura de concreto armado de sistema porticado ubicado en el Distrito de Florencia de Mora, Trujillo, Perú.

3.2. Técnicas e instrumentos de investigación

- Para elaboración del proyecto se ha tomado referencia al estudio de suelo “*ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA UNA VIVIENDA COMERCIO EN FLORENCIA DE MORA – TRUJILLO – LA LIBERTAD*” realizado por el Ing. Carlos Sigüenza Avalos con CIP 88725, del cual se extrajo la siguiente información:

Factor de Zona:	Z	=	0.45
Periodo de espectro:	Tp	=	1.00s
Factor de Uso:	U	=	1.3
Factor de suelo:	S	=	1.10

- En la norma E.030 se hace referencia al coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R_0). En la *Tabla N° 7: SISTEMAS ESTRUCTURALES* de la norma E.030: *DISEÑO SISMORESISTENTE* se presenta el valor del Coeficiente Básico de

Reducción de Fuerzas Sísmicas (R_0) se detalla que para el sistema de pórticos en concreto armado su valor es de $R_0 = 8$

- El factor de uso que se utilizará para la presente investigación será para uso de edificaciones esenciales el cual está categorizado como una edificación importante (B) debido a que será el diseño de un centro comercial. El factor de uso correspondido según la norma E.030 será *de $U=1.3$* .

CAPITULO IV

DESARROLLO

1. Estructura de concreto

1.1. Descripción de la arquitectura del proyecto

La edificación comprende de siete pisos, los dos primeros niveles con uso comercial y los otros cinco niveles superiores está destinado para uso vivienda con azotea. El terreno comprende un área de 90 m² el cual tiene como límite norte y sur con un límite de propiedad total de 10 metros, mientras que el lado este y oeste con un límite de propiedad de 9 metros. La altura entrepiso del primer nivel es de 3.20 mt. y a partir del segundo nivel en superior es de 2.70 mt.

La escalera se encuentra en la parte inferior derecha dando la debida circulación a todo el edificio y completa iluminación debido a que a partir del segundo piso en adelante estarán cubiertas por vidrio templado.

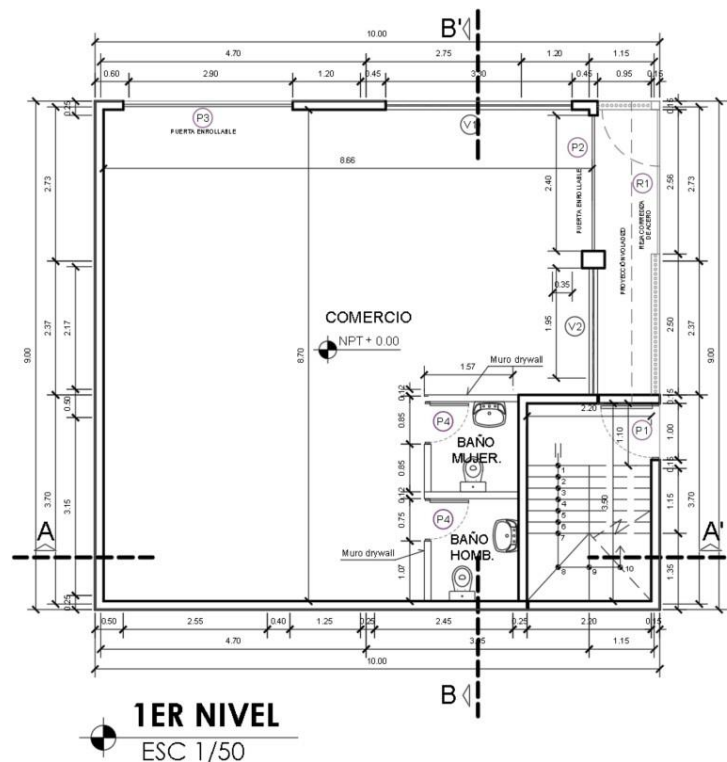


Figura N° 4. Planta típica del área para comercio en el primer nivel. Fuente propia.

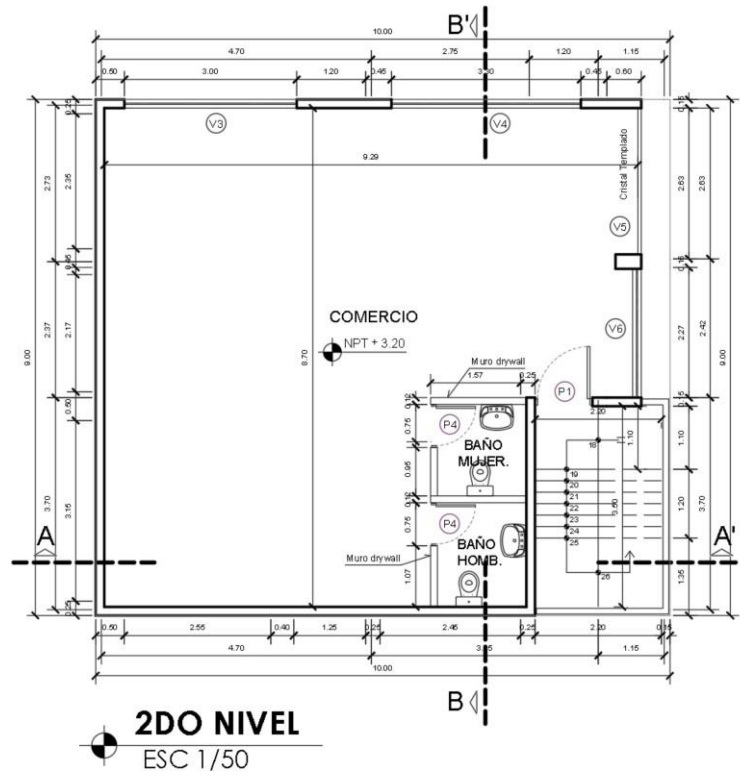


Figura N° 5. Planta típica del área para comercio en el segundo nivel. Fuente propia.

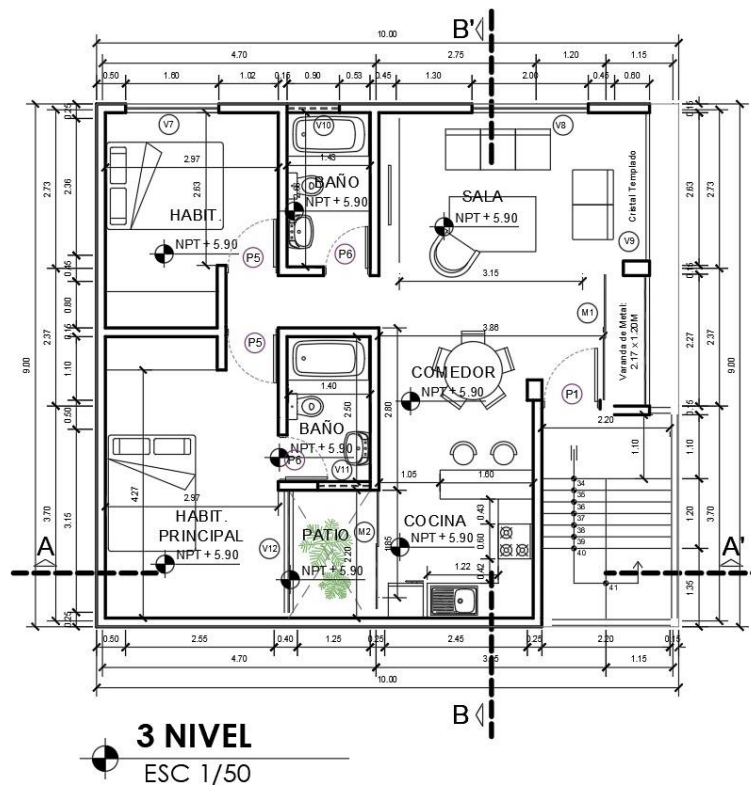


Figura N° 6. Planta típica del área para vivienda del tercer nivel. Fuente propia.

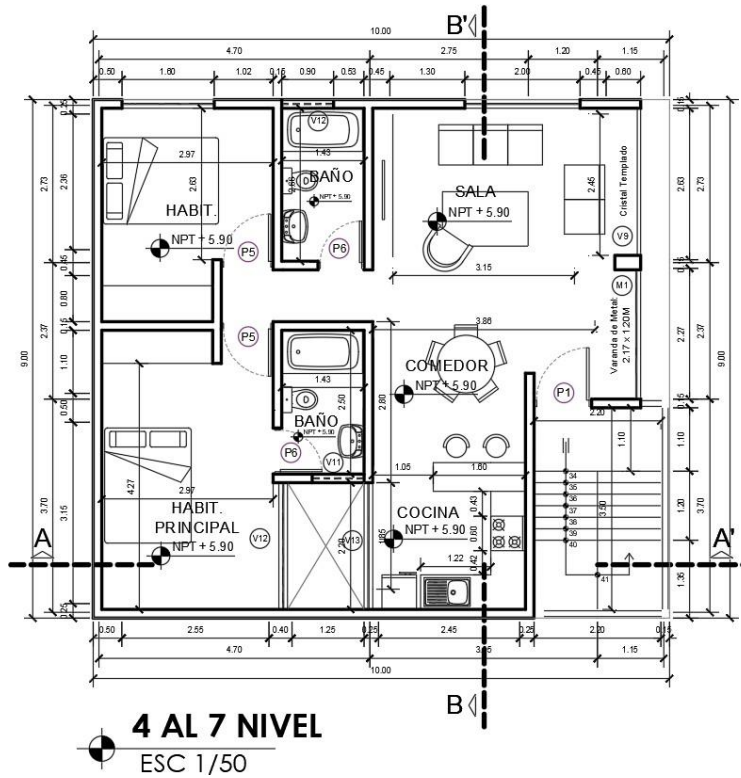


Figura N° 7. Planta típica del área para vivienda del cuarto al séptimo nivel. Fuente propia.

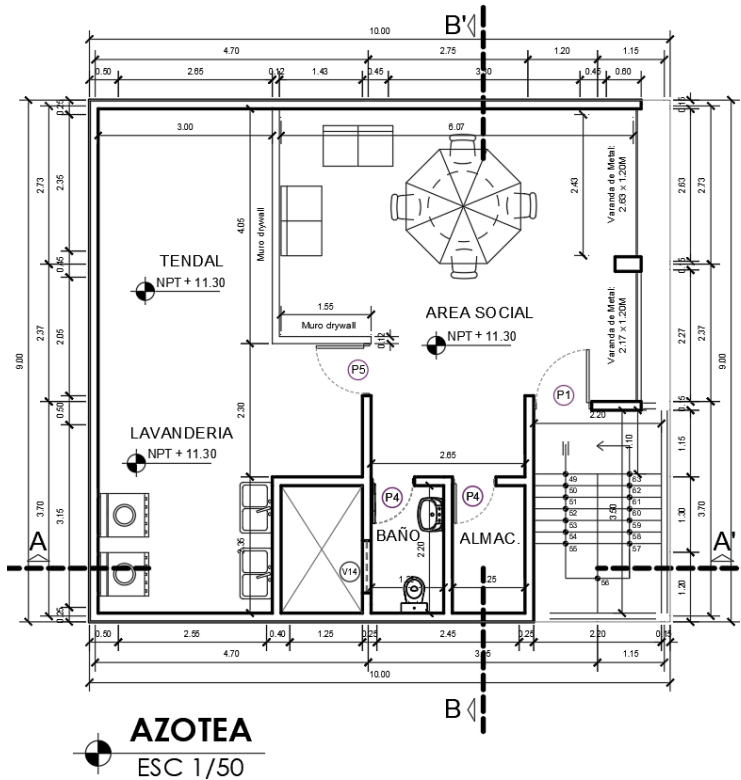


Figura N° 8. Planta típica del área para vivienda de la azotea. Fuente propia.

1.2. Especificaciones del proyecto

1.2.1. Reglamentos

Para el presente trabajo se tendrá en cuenta las siguientes normas del Reglamento Nacional de Edificaciones, siendo los siguientes:

E.020 CARGAS

E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE

E.060 CONCRETO ARMADO

1.2.2. Cargas de diseño

Se tendrá en cuenta las siguientes cargas de diseño para el debido análisis de la edificación:

Tabla N° 3. Cargas de diseño. Fuente propia.

ELEMENTOS	CARGA	UND
Aligerado	350	kg/m ²
Tabiquería	100	kg/m ²
Acabado	100	kg/m ²
Peso de vigas	100	kg/m ²
Peso de columnas	60	kg/m ²
TOTAL	710	kg/m²
S/C	100	kg/m ²
TOTAL	810	kg/m²

1.2.3. Materiales

El valor de la resistencia a la compresión del concreto será de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y para las barras de acero corrugado será de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. El módulo de Elasticidad se determina de acuerdo a la resistencia a la compresión del concreto. Según la norma E.060

Concreto Armado $E = 15,000 \times \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$. El Módulo de Poisson (ν) será asumido con un valor de **0.20**.

1.3. Predimensionamiento

1.3.1. Losas

Serán aligeradas en una dirección debido a que tiene luces muy pequeñas. Se consideró para el predimensionamiento tomar la luz mayor que es 4.70 mt. ubicado en el eje 4, entre los ejes verticales A y B. Teniendo en cuenta la siguiente fórmula:

$$h = \frac{ln}{25} = \frac{4.70 \text{ mt}}{25} = 0.188 \text{ mt.} \approx \mathbf{0.20 \text{ mt}}$$

Considerando los *Shell Uniform Load* siendo las cargas distribuidas en los pisos del edificio como se muestran en las siguientes figuras.

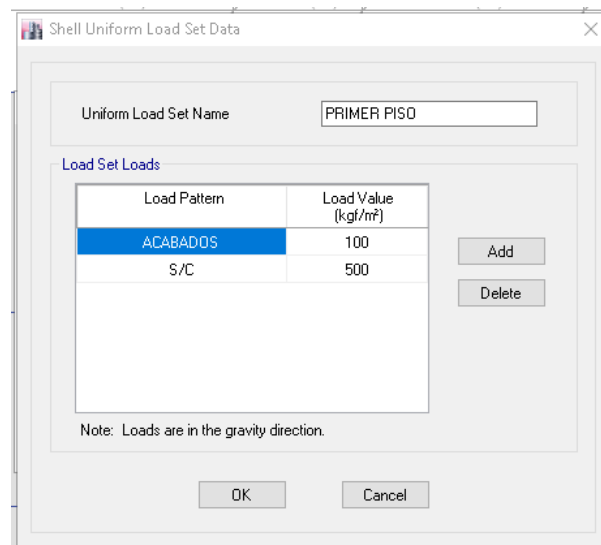


Figura N° 9. Distribución de cargas para el primer y segundo piso: Uso comercial. Fuente propia.

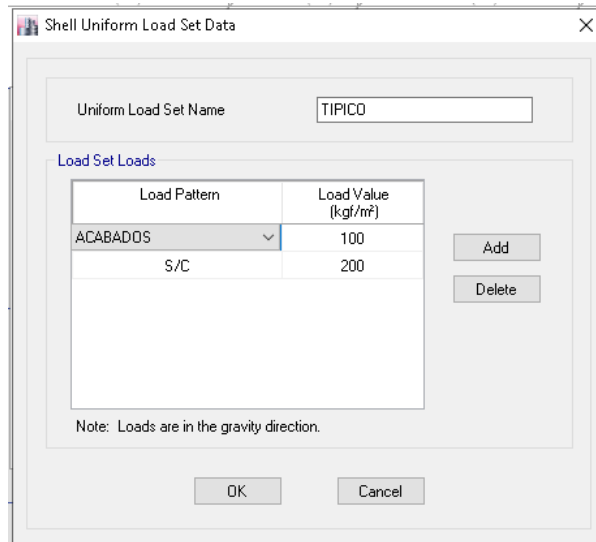


Figura N° 10. Distribución de cargas para el tercer hasta el séptimo piso: Uso vivienda. Fuente propia.

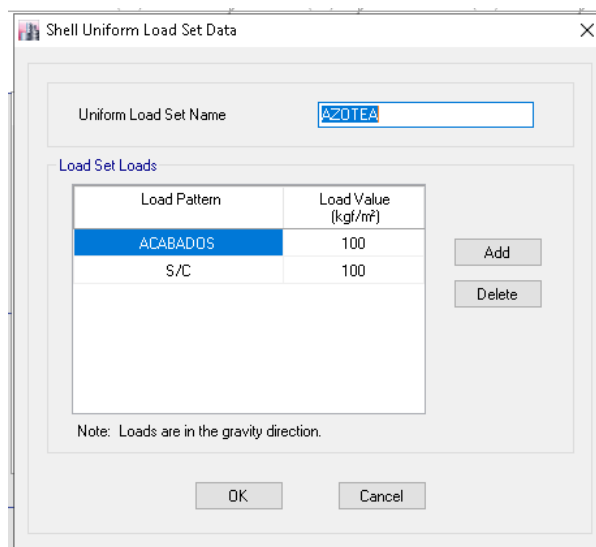


Figura N° 11. Distribución de cargas para la azotea. Fuente propia.

1.3.2. Vigas

La luz máxima que se presenta en la estructura es de 4.70 mt en el eje X y de 3.70 mt en el eje Y. Sabiendo ello se tendrá en cuenta lo siguiente:

$$A/B = \frac{3.70}{4.70} = 0.7872$$

Tabla N° 4. Relación entre la luz libre entre ejes (Morales Morales, 2006).

A/B	Sobrecarga (kg/m ²)	α	β
A/B > 0.67 o A/B = 1.0	500	11	11
A/B < 0.67	500	11	10.5

$$b = \frac{A}{11} = \frac{3.70 \text{ mt}}{11} = 0.336 \text{ mt.} \approx \mathbf{0.35 \text{ mt}}$$

$$h_1 = \frac{A}{a} = \frac{3.70 \text{ mt}}{11} = 0.336 \text{ mt.} \approx \mathbf{0.35 \text{ mt}}$$

$$h_2 = \frac{B}{\beta} = \frac{4.70 \text{ mt}}{11} = 0.427 \text{ mt.} \approx \mathbf{0.45 \text{ mt}}$$

Obteniendo 0.35 x 0.45 para las vigas más desfavorables.

1.3.3. Columnas

Se tomó la columna *C15* ubicado en la intersección de los ejes C y 2. Se predimensiona de la siguiente manera:

Área tributaria: 11.24 m²

Número de pisos: 7

Total: 78.68 m²

$$bD = \frac{P}{n * f_c} = \frac{67.44 \text{ m}^2 * \frac{810 \text{ kg}}{\text{m}^2}}{0.30 * 210 \text{ kg/cm}^2} = 1011.60 \text{ cm}^2$$

Asumiendo una columna cuadrada:

$$t^2 = 1011.60 = \sqrt{1011.60} = 31.805 \text{ cm} \approx \mathbf{32 \text{ cm}}$$

Siendo una columna cuadrada de 35cm x 35 cm.

1.3.4. Muros de corte

Debido a la altura y la cantidad de pisos se deberá colocar muros de cortes para que el desplazamiento lateral sea el adecuado. Considerando lo siguiente:

- Dirección X: dos muros con una longitud de 2.50 mt. Ubicado entre el eje B y C, siendo el primero interceptando con el eje 1 y el segundo con el eje 5 como se muestra en la figura *Figura N° 12*.
- Dirección Y: dos muros con una longitud de 2.00 mt. Ubicado en el eje 5, entre los ejes B y C como se muestra en la figura *Figura N° 12*.

Siendo cada elemento predimensionado colocado en el software ETABS presentado en la Figura N° 12 a continuación.

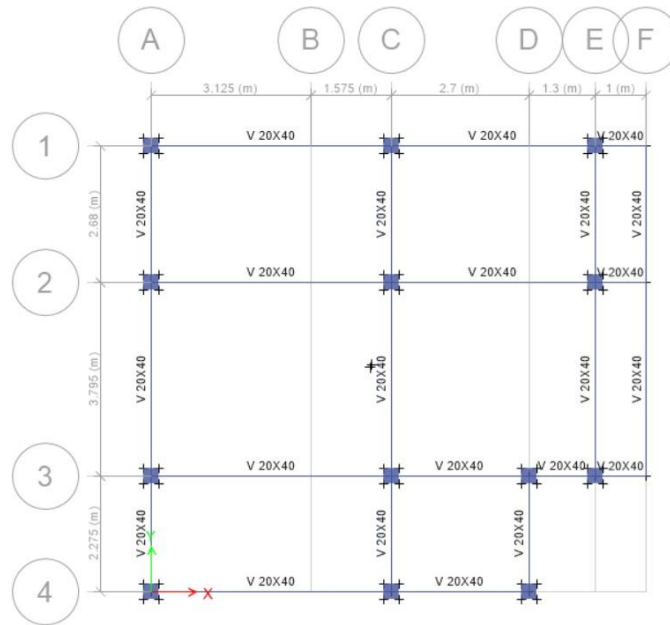


Figura N° 12. Elementos predimensionados colocados en ETABS. Fuente propia.

1.4. Ingreso de datos al programa ETABS

1.4.1. Ingreso de cargas.

Se realiza el ingreso de cargas respectivas como se considera a continuación. Colocando como PESO PROPIO a TYPE DEAD con un factor de multiplicación de peso de 1. También con S/C y ACABADOS respectivamente siendo su factor de 0, como se presenta en la siguiente figura:

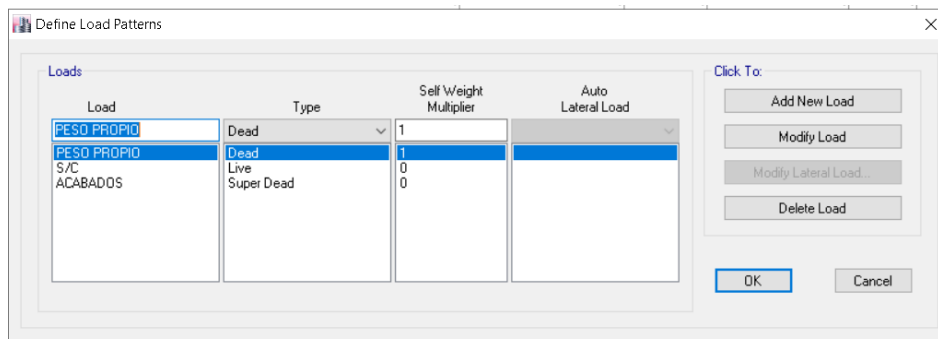


Figura N° 13. Patrones de cargas para diseño. Fuente propia.

1.4.2. Combinaciones de carga.

Según norma E.060: CONCRETO ARMADO del capítulo 9 en el subpunto 9.2, se muestra las combinaciones de cargas siguientes:

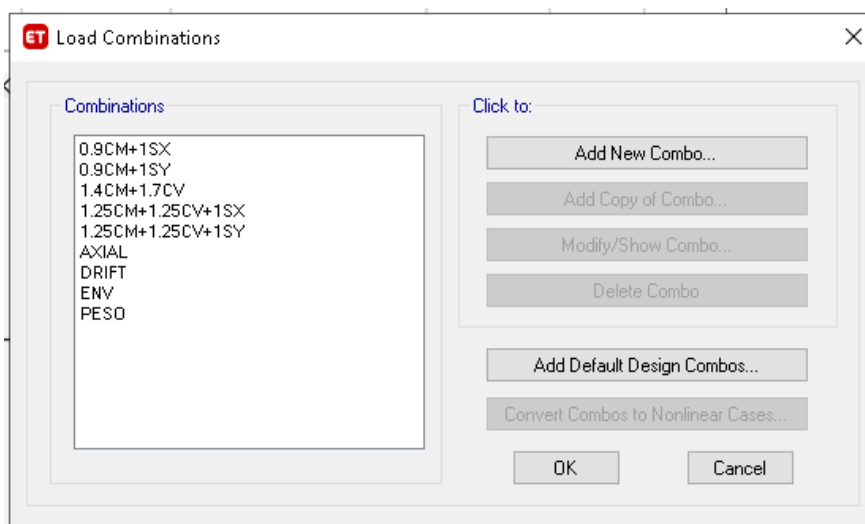


Figura N° 14. Combinaciones de carga. Fuente propia.

La primera combinación $0.9CM+1SX$ pertenece a la fórmula (9-5) de la Parte 1- REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016); la segunda combinación $0.9CM+1SY$ pertenece a la misma fórmula solo que el sismo está en sentido “Y”; la tercera combinación proviene de la fórmula (9-1) de la misma sección de la norma E0.60; la cuarta y la quinta pertenece a la fórmula (9-4) para ambos sentidos de sismo. Las demás fórmulas de la norma no se aplicaron debido a que no se emplea cargas de viento, presión de líquidos y otros casos.

1.4.3. Colocación de elementos predimensionados

Se hace el ingreso mediante los comandos respectivos al programa ETABS el cual queda como la figura a continuación.

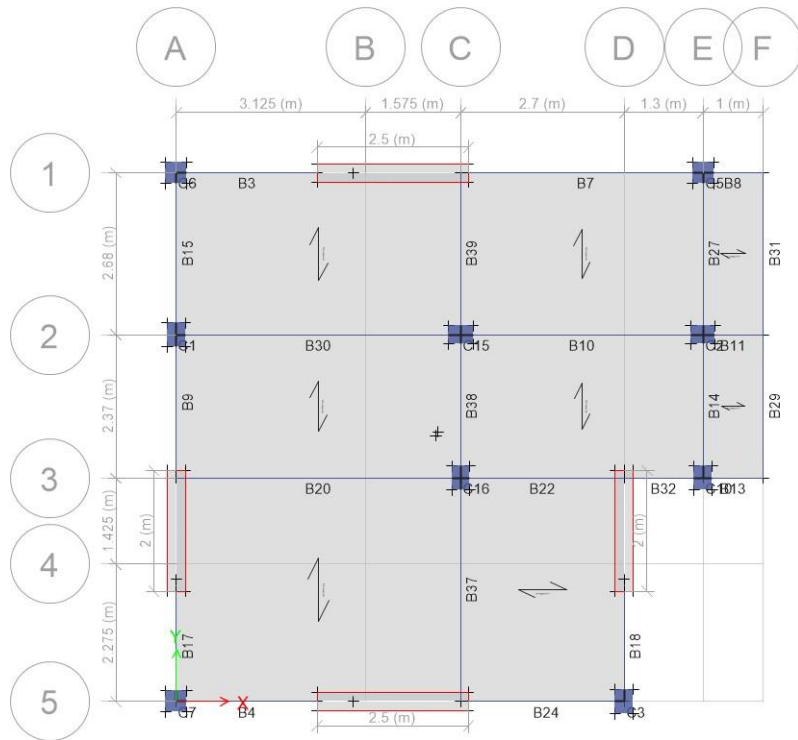


Figura N° 15. Elementos estructurales colocados correctamente en ETABS. Fuente propia.

2. Análisis estructural según norma E030

En LOAD CASE NAME corresponde a los casos que el programa estará evaluando y en LOAD CASE TYPE hay dos análisis que se efectuará: LINEAR STATIC (Estático lineal) y RESPONSE SPECTRUM (Espectro respuesta). Siendo el PESO PROPIA, S/C y ACABADOS los que influenciarán en el ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL. Mientras que SX y SY, el cual corresponde a SISMO en X y Y, son parte del ANÁLISIS ESPECTRO RESPUESTA, como lo detalla la siguiente figura:

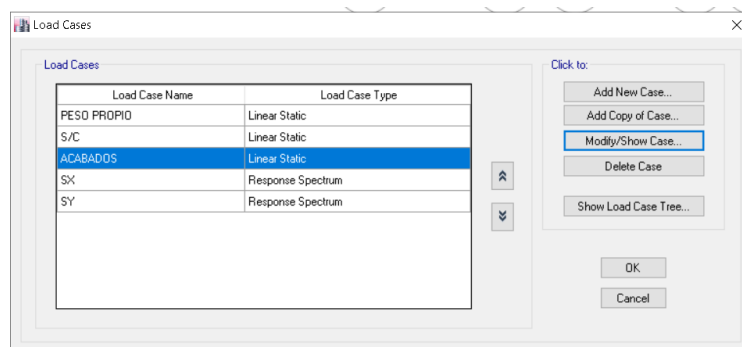


Figura N° 16. Casos de carga. Fuente propia.

Para los casos de *PESO PROPIO*, *S/C (sobre carga)* y *ACABADOS* está asignando un análisis estático determinado en *Load Case Type* seleccionando *Linear Static* y un factor de escala de 1 como se muestra en las siguientes figuras:

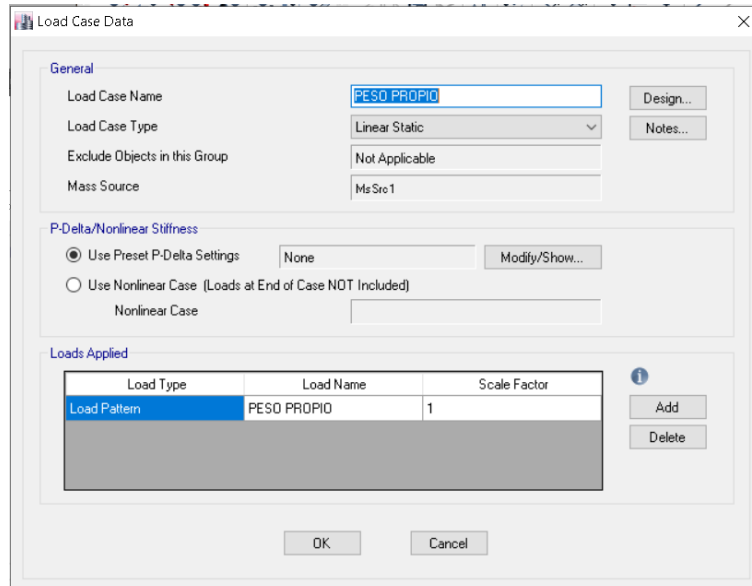


Figura N° 17. Caso de carga para PESO PROPIO. Fuente propia.

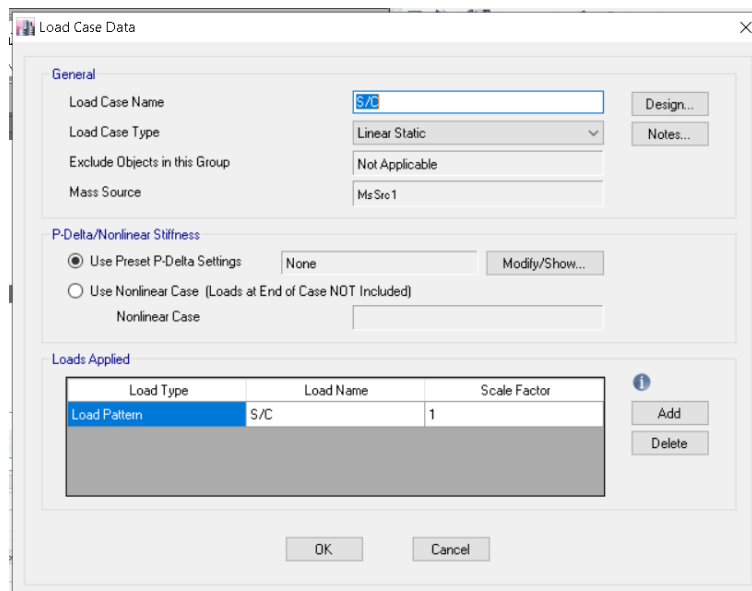


Figura N° 18. Caso de carga para S/C (Sobre carga). Fuente propia.

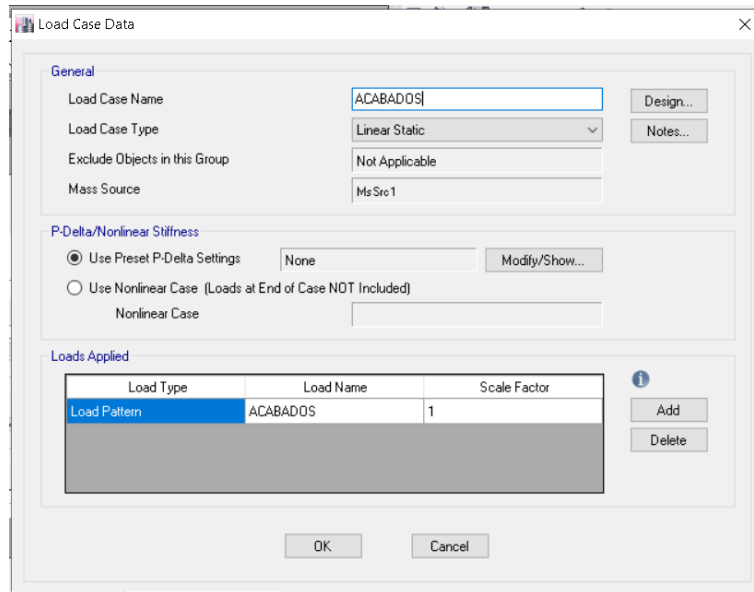


Figura N° 19. Caso de carga para ACABADOS. Fuente propia.

En el Análisis espectral, se ingresa el espectro de respuesta en la cual el programa ETABS contiene. Ingresando los parámetros necesarios de la estructura, siendo una ZONA 4 de alta sismicidad; una categoría ocupacional de B (Almacenes y viviendas); sacando del estudio de suelos que es un tipo de suelo S3; contando con un factor de irregularidad en altura I_a de 1; un factor de irregularidad en planta I_p de 1 y con un coeficiente básico de reducción R_0 de 8 por ser un sistema estructural de pórticos en concreto armado como se muestra en la figura N° 20 a continuación.

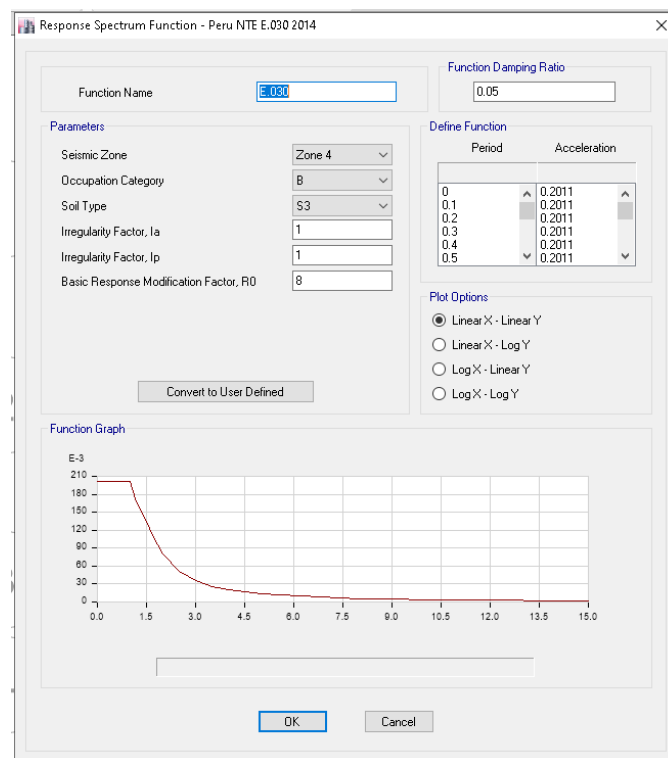


Figura N° 20. Parámetros para adquirir el Espectro de respuesta según norma E030. Fuente propia.

Así también, para el análisis dinámico espectral, se creará dos *LOAD CASES* las cuales será *SX* y *SY* correspondiente al sismo en dirección X y Y respectivamente. Para el *SX*, el sismo en X, se tendrá como función al espectro de la norma E 030 con un factor de escala a $1g = 9.8061 \text{ m/s}^2$ y en “*SY*”, sismo en Y, se tendrá el 30% del sismo en X siendo un valor de 2.9418 m/s^2 observándose respectivamente en la siguiente figura N° 21.

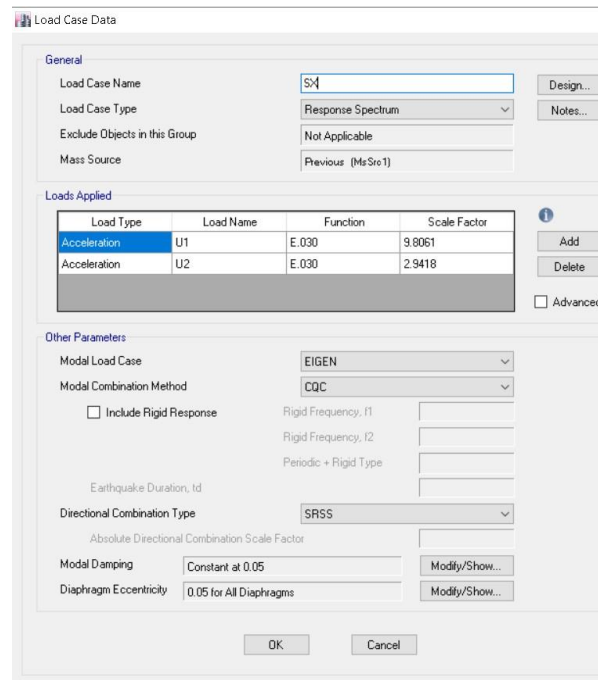


Figura N° 21. Caso de carga para sismo en X. Fuente propia.

Para el *SY*, el sismo en Y, se tendrá como función al espectro de la norma E 030 con un factor de escala a $1g = 9.8061 \text{ m/s}^2$ y en la segunda dirección, sismo en Y, se tendrá el 30% del sismo en X siendo un valor de 2.9418 m/s^2 observándose respectivamente en la figura N° 22.

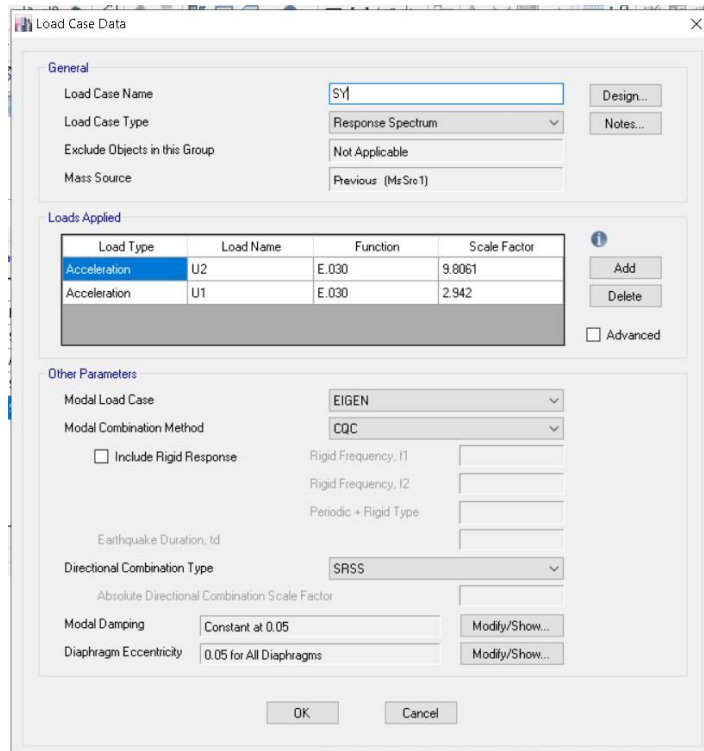


Figura N° 22. Caso de carga para sismo en Y. Fuente propia.

3. Análisis estructural según Espectro de respuesta focalizado para la ciudad de Trujillo

3.1. Demanda Sísmica Probabilística

3.1.1. Criterio de Selección de Registros

Los registros que se presentan en la data peruana son en su mayoría para la costa peruana, las cuales han sido obtenidas de nuestra Red de Acelerógrafos del CISMID (REDACIS) y de la Red de Acelerógrafos de SENCICO (REDASEN); lo cual, por la zona de ubicación del proyecto que es en la ciudad de Trujillo, es conveniente para la investigación a realizar.

El criterio a utilizar en esta investigación será el mismo usado por (Santana, 2012) el cual toma en cuenta las mayores ordenadas de la intensidad sísmica S_a [T, %], el periodo fundamental T_0 y el nivel de amortiguamiento de la estructura. En la *tabla N° 5* se muestran las componentes horizontales de 18 registros sísmicos que se han obtenido en la Costa del Perú y el reciente terremoto que se presentó en nuestra selva peruana y en la *figura N° 17* su respectiva ubicación. De estos 18 registros se han seleccionado 6 registros de 3

eventos severos. Si bien se han seleccionado sismos que se han presentado cerca a nuestra fuente sismogénica, no podemos excluir aquellos que también afectarán a la zona de estudio aún a pesar de no encontrarse dentro de la fuente previamente establecida.

- 17 de octubre de 1966 (Ancash), 02 registros.
- 31 de mayo de 1970 (Ancash), 02 registros.
- 30 de marzo de 2013 (Ancash), 08 registros.
- 26 de abril de 2015 (La Libertad), 02 registros.
- 01 de febrero de 2018 (La Libertad), 02 registros.
- 26 de mayo del 2019 (Loreto), 02 registros.

El criterio a seguir será según el PGA (Peak Ground Acceleration) registrado para la zona de interés las cuales se obtendrán de las fuentes previamente descritas.

Tabla N° 5. Data de sismos peruanos, 18 registros horizontales, 6 seleccionados. Fuente REDACIS y REDASEN

COD	Fecha	Registro	Componente	PGA	Magnitud (Mw)
9801	17/10/1966	PRQ_1966	Horizontal	-180.56	8.1
9802	17/10/1966	PRQ_1966	Horizontal	-268.24	8.1
9803	31/05/1970	PRQ_1966	Horizontal	-105.05	7.97
9804	31/05/1970	PRQ_1970	Horizontal	-97.81	7.97
9805	30/03/2013	LIM002_2013	Horizontal	-0.89	5.3
9806	30/03/2013	LIM003_2013	Horizontal	0.82	5.3
9807	30/03/2013	LIM008_2013	Horizontal	-0.78	5.3
9808	30/03/2013	LIM008_2013	Horizontal	-0.58	5.3
9809	30/03/2013	LIM-SLP_2013	Horizontal	0.73	5.3
9810	30/03/2013	LIM-SLP_2013	Horizontal	0.76	5.3
9811	30/03/2013	LIM-UNI4_2013	Horizontal	0.77	5.3
9812	30/03/2013	LIM-UNI4_2013	Horizontal	0.80	5.3
9813	26/04/2015	LLB001_2015	Horizontal	5.05	5.7
9814	26/04/2015	LLB001_2015	Horizontal	-6.53	5.7
9815	01/02/2018	SCTRU_2018	Horizontal	-33.14	5.0
9816	01/02/2018	SCTRU_2018	Horizontal	-27.17	5.0
9817	29/05/2019	SCTRU_2019	Horizontal	44.67	7.31
9818	29/05/2019	SCTRU_2019	Horizontal	-39.08	7.31



Figura N° 23. Ubicación de eventos sísmicos seleccionados en las fuentes sísmogénicas en estudio (F-5, F-13). Fuente propia en Google Earth.

Finalmente se seleccionó los registros de mayor intensidad y que afectan a la fuente sísmogénica de interés.

Tabla N° 6. Registros seleccionados para la presente investigación. Fuente propia.

COD	Fecha	Registro	Componente	PGA	Magnitud (Mw)
9801	17/10/1966	PRQ_1966	Horizontal	-180.56	8.1
9802	17/10/1966	PRQ_1966	Horizontal	-268.24	8.1
9803	31/05/1970	PRQ_1966	Horizontal	-105.05	7.97
9804	31/05/1970	PRQ_1970	Horizontal	-97.81	7.97
9817	25/05/2019	SCTRU_2019	Horizontal	44.67	7.31
9818	25/05/2019	SCTRU_2019	Horizontal	-39.08	7.31

3.1.2. Espectro de Respuesta

Los espectros de respuesta de cada registro seleccionado se obtendrán con ayuda del programa *SeismoSignal 2018*, del cual se obtuvieron los espectros de respuesta elástica para un nivel de amortiguamiento de 5% que es lo propuesto para un sistema estructural de concreto reforzado y un bajo nivel de deformación (Freeman, 1982) y que coincide con el amortiguamiento propuesto por la normativa peruana para la generación del espectro de respuesta.

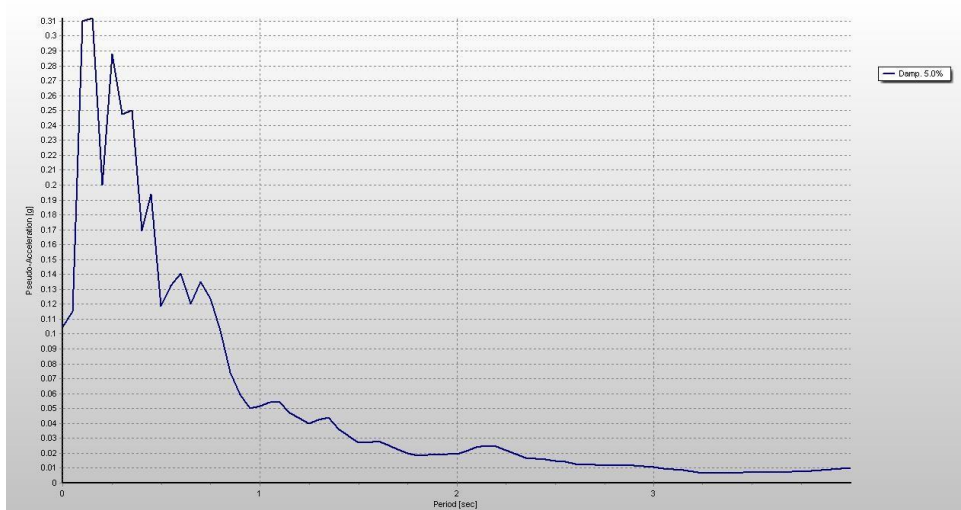


Figura N° 24. Espectro de respuesta 5% de amortiguamiento del sismo del 31/05/70, en el eje de las abscisas podemos observar la pseudo-aceleración (g) y en las ordenadas el periodo (s). Fuente propia.

3.1.3. Curva de Peligro Sísmico

La peligrosidad de un conjunto de registros se ve representada en la curva de peligro sísmico, de los cuales teniendo en cuenta los parámetros a utilizar como el periodo fundamental de la estructura y su nivel de amortiguamiento, que para estructuras de concreto es de 5% cómo lo hemos explicado anteriormente.

A. Parámetros de peligro sísmico “u” y “k”

Los parámetros sismológicos “u” y “k” que serán usados para la gráfica de peligro sísmico han sido obtenidos de la evaluación de peligro sísmico en Perú realizado por el Instituto Geofísico del Perú (IGP) en el año 2014. Nuestro parámetro “u” es obtenido al despejar la siguiente fórmula, en la cual se relacionan las tasas de ocurrencia esperada y las diferentes aceleraciones del suelo (Santana Tapia, 2012):

$$H(a) = 1 - e^{-\frac{u}{a^k}}$$

Donde:

H(a): Probabilidad anual de excedencia (tasa de ocurrencia: 1/TR)

u, k: Parámetros de peligro sísmico

a(g): Máxima aceleración del suelo (Factor Z de la norma E-030)

Siendo la fórmula despejada:

$$u = a * [-\ln(1 - H(a))]^{1/k}$$

A cada zona sísmica en nuestra norma E.030 se le asigna un factor Z ubicado en la *Tabla N° 7*, el cual se interpreta como la aceleración máximo horizontal en suelo rígido con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.

Tabla N° 7. Valor Z según la zona correspondiente. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016)

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10



Figura N° 25. Mapa de zonificación sísmica extraída de la norma E.030. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016)

Y siendo $k=1.94$ (F13) podemos obtener:

Tabla N° 8 Obtención de “u” para cada probabilidad anual de excedencia. Fuente propia.

Nivel de Movimiento Sísmico	Probabilidad Anual de Excedencia	U
Frecuente	0.023256	0.0651399
Ocasional	0.013889	0.0498182
Raro	0.002105	0.0187806
Muy Raro	0.001031	0.0129944

Los parámetros previamente mencionados corresponden a la normativa VISION 2000, de la cual nosotros trabajaremos para un nivel de movimiento sísmico Raro la cual establece una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años ($H(a) = 0.002105$) y un periodo de retorno de $T=475$; por lo que nuestros factores sismológicos finalmente serán $u=0.0187806$ y $k=1.94$, quedando la fórmula:

$$H(a) = 1 - e^{-\left(\frac{0.0187806}{a}\right)^{1.94}}$$

B. Evaluación de Distribuciones Sa

Obtenida la aceleración espectral Sa [T_0 , %], para cada registro, se regresiona PGA vs Sa; por lo cual definimos la siguiente ecuación:

$$PGA = a_1 S_a^{b_1}$$

Donde:

PGA: Aceleración máxima del terreno para cada registro

Sa: Pseudo-aceleración para un período correspondiente

a_1 y b_1 : Se encuentran por regresión potencial

Para 5% de amortiguamiento:

Tabla N° 9. $Z < PGA(g)$ vs $Sa(g)$, amortiguamiento 5%. Fuente propia.

Amortiguamiento 5%						
PGA(G)	0.180560	0.268236	0.105054	0.097811	0.044670	0.039076
	Sa (g)					
T (seg)	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6
0.30	0.546690	0.502925	0.247799	0.219916	0.052140	0.066304

Graficando la regresión potencial de PGA en Sa, siendo las ordenadas PGA y las abscisas Sa, tal como se muestra en la *figura N° 20*, se obtienen los valores de a_1 y b_1 para cada período, en este caso hemos toda de ejemplo para un $T=0.40s$.

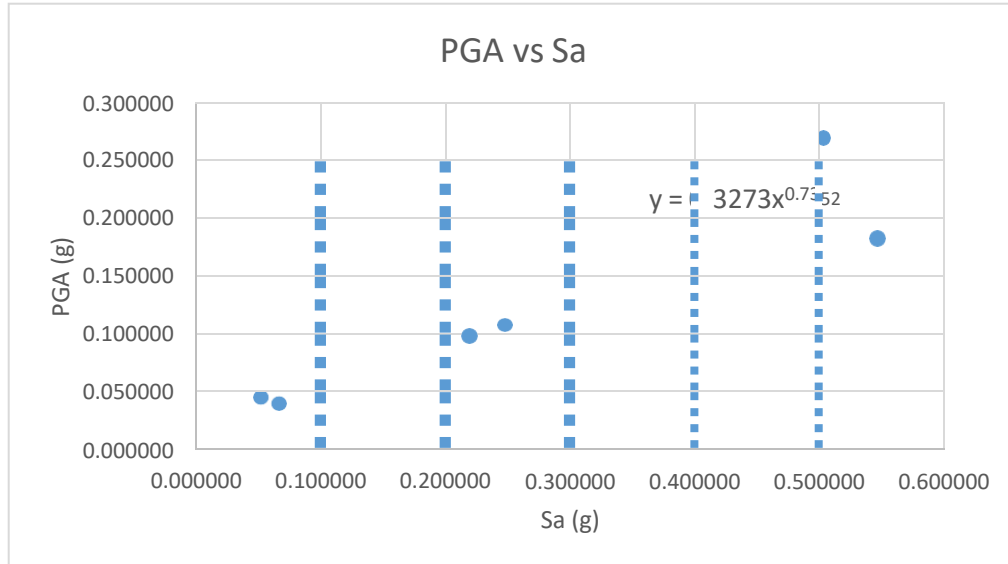


Figura N° 26. Regresión de PGA en Sa, amortiguamiento 5%. Obteniendo para $T=0.30s$: $a_1=0.3273$ y $b_1=0.7352$. Fuente propia.

Obteniendo para $T=0.30s$: $a_1=0.3273$ y $b_1=0.7352$

Definiendo la ecuación

$$PGA = a_1 S_a^{b_1}$$

Como:

$$G(y) = a_1 y^{b_1}$$

La derivada de $G(y)$ con respecto a y , es:

$$DG(y) = a_1 y^{b_1} \frac{b_1}{y}$$

Finalmente, ambas ecuaciones $G(y)$ y $DG(y)$, las cuales representan la función de distribución, serán usadas en la ecuación probabilística.

C. Distribución de Valores Extremos Tipo II

Si PGA es extrema EII (u,k), definimos la ecuación de probabilidad de no excedencia:

$$F(x) = e^{-\left(\frac{u}{x}\right)^k}$$

Y su derivada:

$$f_x(x) = \left(\frac{-k}{u}\right) \left(\frac{u}{x}\right)^{k+1} e^{-\left(\frac{u}{x}\right)^k}$$

D. Función de Probabilidad Sa

Sea $f_s(y)$ la función de densidad de probabilidad de Sa y $F_s(y)$ es la función acumulativa de probabilidad de Sa

$$f_s(y) = f_x(G(y)) |DG(y)|$$
$$F_s(y) = \int_0^y f_s(y) dy$$

E. Probabilidad Anual de Excedencia

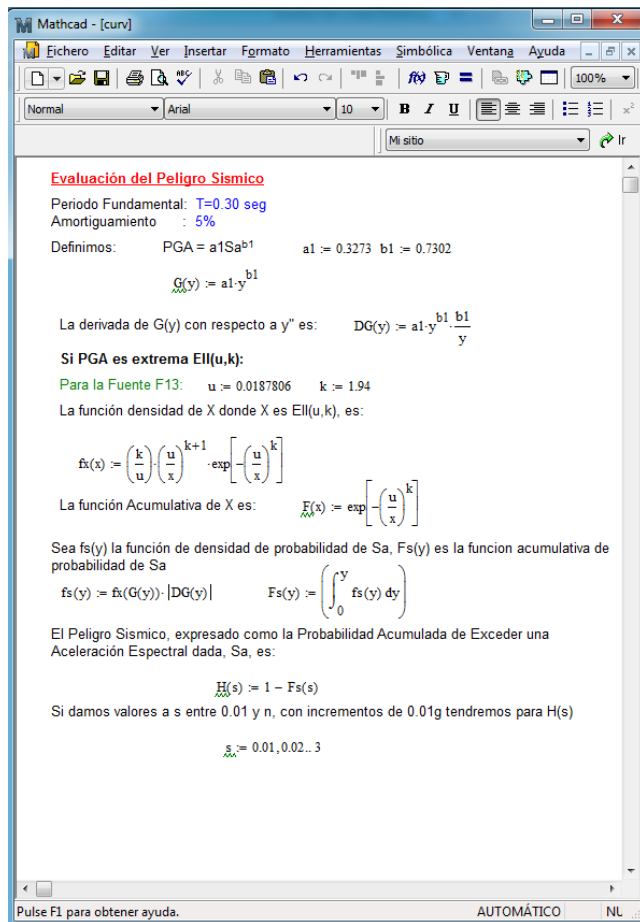
El peligro sísmico expresado como la probabilidad acumulada de exceder una aceleración espectral Sa dado está definida por la función:

$$H(s) = 1 - F_s(s) \dots (1)$$

F. Gráfica de la Curva de Peligro Sísmico

De la ecuación anterior (1), si asignamos valores a "s" entre 0.01 a n, con incrementos de 0.01g, podremos graficar la curva de peligro sísmico al obtener valores para $H(s)$. Para ello se ha utilizado el programa Mathcad v. 14 y se desarrollará para cada periodo

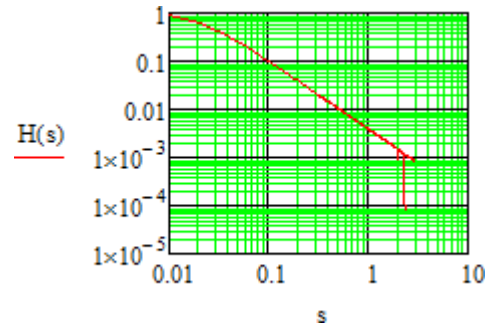
en consideración para elaborar el Espectro de Peligro Uniforme. En la *figura N° 21* se muestra su desarrollo en el programa antes mencionado



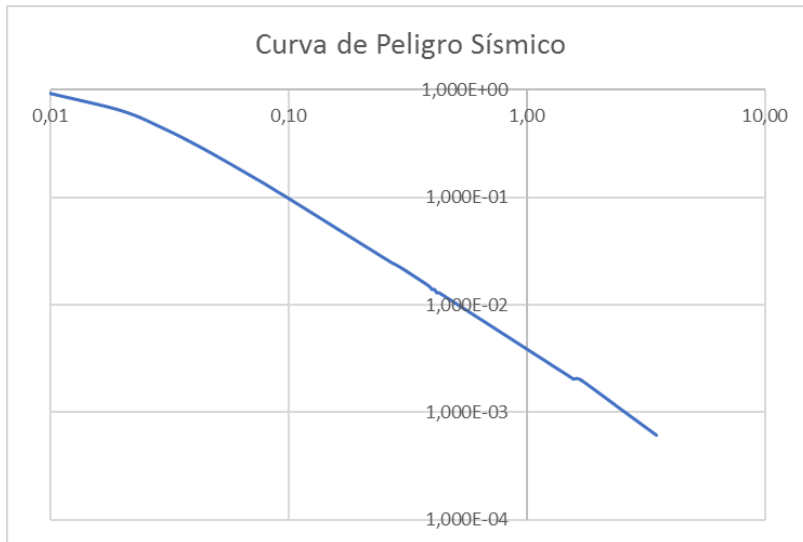
Curva de peligro sísmico, $T_0=0.30s$ y amortiguamiento 5% en Mathcad. Fuente propia.

s =	H(s) =
0.01	0.93
0.02	0.631
0.03	0.43
0.04	0.312
0.05	0.238
0.06	0.19
0.07	0.156
0.08	0.131
0.09	0.112
0.1	0.097
0.11	0.085
0.12	0.076
0.13	0.068
0.14	0.061
0.15	0.056
...	...

Figura N° 27.



Este procedimiento se repetirá para cada T con el respectivo amortiguamiento, lo cual se obtendrá cambiando únicamente los valores de las constantes a_1 y b_1 correspondientes a cada período, los cuales fueron obtenidos anteriormente. La *figura N° 22* muestra para un 5% de amortiguamiento y $T_0=0.30s$.



s	H(s)
0,01	0,938000
0,02	0,645000
0,03	0,441000
0,04	0,320000
0,05	0,244000
0,06	0,194000
0,07	0,159000
0,08	0,134000
0,09	0,114000
0,10	0,099000
0,95	0,004196
0,96	0,004134
0,97	0,004074
0,98	0,004015
0,99	0,003957
1,00	0,003901
1,01	0,003846
1,02	0,003792
1,03	0,003740
1,04	0,003689
2,00	0,001453
2,01	0,001443
2,02	0,001433
2,03	0,001423
2,04	0,001413
2,05	0,001403
2,06	0,001393
2,07	0,001384
2,08	0,001374
2,09	0,001365
2,1	0,001356
3,45	0,000668
3,46	0,000665
3,47	0,000663
3,48	0,000660
3,49	0,000657
3,5	0,000654

Figura N° 28. Curva de peligro Sísmico para $T_0=0.30s$ y 5% amortiguamiento. Fuente propia.

3.1.4. Espectro de Peligro Uniforme

Para construir el espectro de peligro uniforme se debe obtener las curvas de peligro sísmico para diferentes períodos convenientemente (0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.2, 1.4, 1.6, 1.8, 2.0, 2.25, 2.50, 2.75 y 3.0seg). En cada curva se identificará la tasa anual de excedencia para cada nivel de demanda sísmica según VISION 2000, es decir, para un nivel de movimiento sísmico Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro, respectivamente; encontrando de esta manera las aceleraciones máximas del terreno. Se

construirá el espectro de peligro uniforme para un 5% de amortiguamiento, lo cual corresponde a una estructura de concreto armado.

Tabla N° 10. Aceleración espectral para cada nivel de demanda sísmica propuesto por VISION 2000, para un período $T_0=0.40s$ y amortiguamiento 5%. Fuente propia.

T=0.40 seg					
s	H(s)	TABLA DE INTERPOLACIÓN			
0.01	0.9990				
0.02	0.8690		Sa	H(s)	
0.03	0.6280		0.24	0.0240	
0.04	0.4470	Frecuente	0.2437	0.0233	1/(Tr=43)
0.05	0.3290		0.25	0.0220	
0.06	0.2500				
0.07	0.1970		Sa	H(s)	
0.08	0.1590		0.33	0.0140	
0.09	0.1310	Ocasional	0.3311	0.0139	1/(Tr=72)
0.10	0.1100		0.34	0.0130	
0.23	0.0260				
0.24	0.0240		Sa	H(s)	
0.25	0.0220		0.95	0.0021	
0.26	0.0210	Raro	0.9522	0.0021	1/(Tr=475)
0.27	0.0200		0.96	0.0021	
0.32	0.0150				
0.33	0.0140		Sa	H(s)	
0.34	0.0130		1.42	0.0010	
0.35	0.0120	Muy Raro	1.423	0.0010	1/(Tr=970)
0.36	0.0120		1.43	0.0010	
0.90	0.0023				
0.91	0.0023				
0.92	0.0022				
0.93	0.0022				
0.94	0.0022				
0.95	0.0021				
0.96	0.0021				
0.97	0.0020				
0.98	0.0020				
1.41	0.0010				
1.42	0.0010				
1.43	0.0010				
1.44	0.0010				
1.98	0.0006				
1.99	0.0006				
2.00	0.0006				

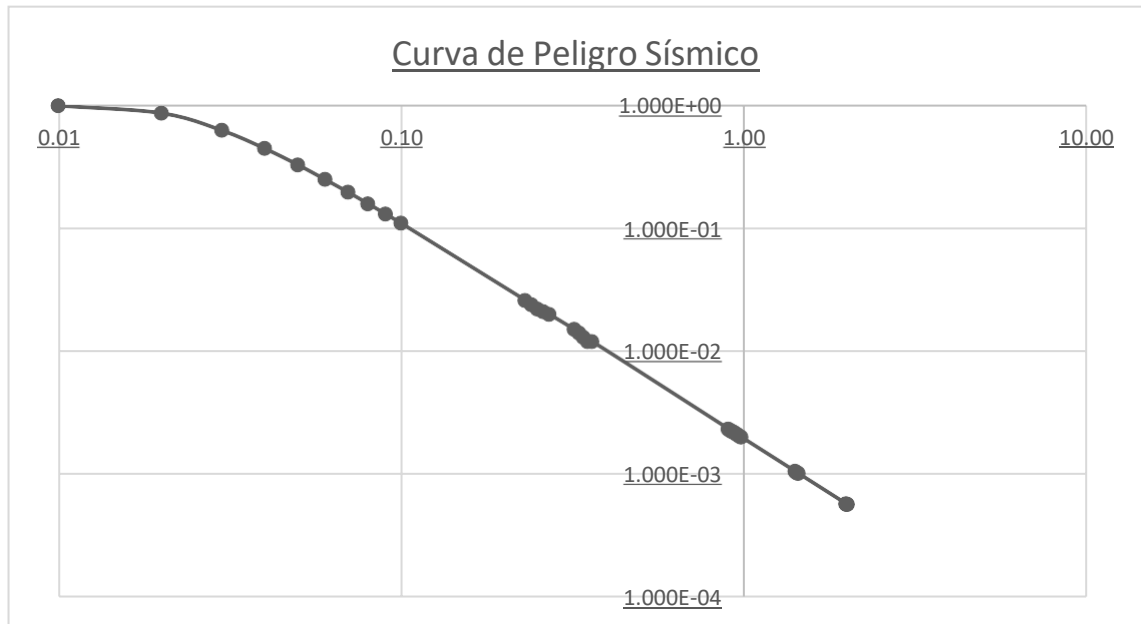


Figura N° 29. Curva de peligro sísmico para un período $T_0=0.40s$ y amortiguamiento 5%. Fuente propia.

Tabla N° 11. Aceleración espectral para cada período y para cada nivel de demanda sísmica propuesto por el comité VISION 2000 y amortiguamiento 5%. Fuente propia.

PGA(g)	Amortiguamiento 5%						PGA vs Sa		Espectro de Peligro Uniforme				
	0.180560	0.268236	0.105054	0.097811	0.04467	0.039076	a1	b1	Sa(g)				Sa
T (seg)	Sismo1	Sismo2	Sismo3	Sismo4	Sismo5	Sismo6			Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro	
0.00	0.1806	0.2682	0.1051	0.0978	0.0447	0.0391	1.000	1.000	0.1294	0.1706	0.4500	0.6504	0.0458
0.10	0.5695	0.9541	0.3098	0.2544	0.0750	0.0832	0.269	0.739	0.3674	0.5411	2.0072	3.1706	0.2046
0.20	0.3993	0.4917	0.1997	0.2560	0.0640	0.0623	0.396	0.830	0.2587	0.3611	1.1658	1.8171	0.1188
0.30	0.5467	0.5029	0.2478	0.2199	0.0521	0.0663	0.327	0.735	0.2874	0.4111	1.5420	2.5468	0.1571
0.40	0.2598	0.5610	0.1691	0.2507	0.0686	0.0802	0.471	0.917	0.2437	0.3311	0.9522	1.4231	0.0970
0.50	0.2584	0.3977	0.1187	0.1382	0.0721	0.0560	0.713	1.002	0.1837	0.2411	0.6320	0.9128	0.0644
0.60	0.2742	0.2904	0.1406	0.1138	0.0378	0.0392	0.600	0.827	0.1587	0.2211	0.7060	1.1020	0.0719
0.70	0.1452	0.1921	0.1348	0.1369	0.0228	0.0342	0.651	0.773	0.1237	0.1756	0.6205	0.9994	0.0632
0.80	0.1137	0.1621	0.1020	0.1259	0.0293	0.0235	0.894	0.850	0.1025	0.1411	0.4461	0.6880	0.0454
0.90	0.0931	0.1607	0.0593	0.0843	0.0128	0.0123	0.749	0.669	0.0625	0.1106	0.4671	0.8090	0.0476
1.00	0.0803	0.1036	0.0517	0.0607	0.0086	0.0098	0.876	0.660	0.0555	0.0856	0.3646	0.6367	0.0371
1.20	0.0428	0.0556	0.0433	0.0351	0.0071	0.0071	1.533	0.737	0.0315	0.0504	0.1894	0.3122	0.0193
1.40	0.0538	0.0573	0.0365	0.0279	0.0069	0.0063	1.554	0.731	0.0195	0.0482	0.1836	0.3038	0.0187
1.60	0.0328	0.0575	0.0279	0.0175	0.0060	0.0049	2.090	0.755	0.0265	0.0369	0.1310	0.2133	0.0133
1.80	0.0280	0.0504	0.0186	0.0224	0.0047	0.0052	2.444	0.774	0.0236	0.0322	0.1125	0.1809	0.0114
2.00	0.0318	0.0419	0.0194	0.0206	0.0053	0.0038	2.320	0.752	0.0223	0.0302	0.1132	0.1845	0.0115
2.25	0.0282	0.0553	0.0222	0.0154	0.0056	0.0042	2.307	0.756	0.0231	0.0322	0.1152	0.1874	0.0117
2.50	0.0186	0.0615	0.0151	0.0107	0.0037	0.0047	2.311	0.718	0.0190	0.0276	0.1024	0.1709	0.0104
2.75	0.0186	0.0597	0.0120	0.0106	0.0025	0.0038	1.837	0.644	0.0178	0.0259	0.1126	0.1993	0.0114
3.00	0.0229	0.0545	0.0105	0.0104	0.0024	0.0023	1.625	0.504	0.0009	0.0126	0.0799	0.1660	0.0081

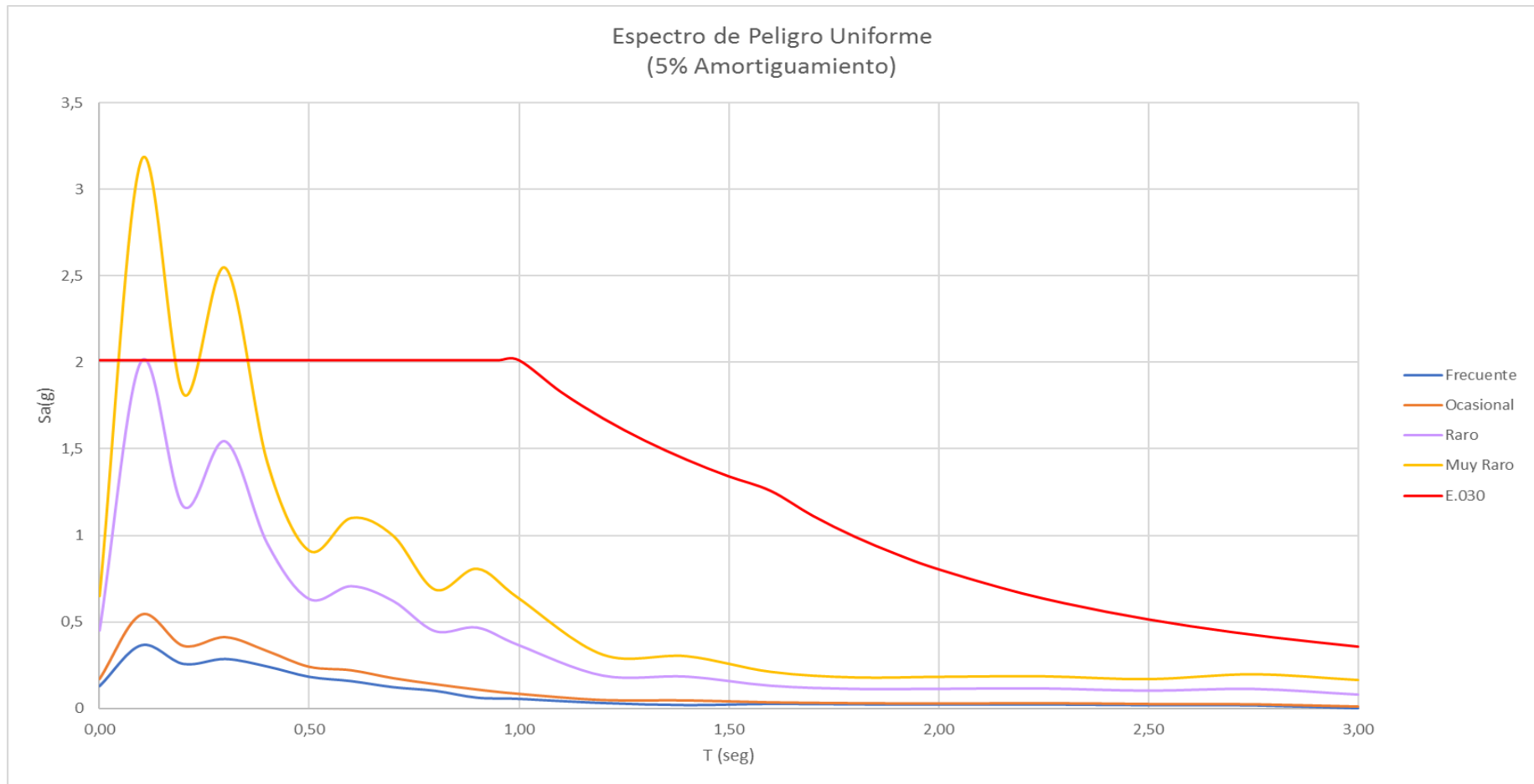


Figura N° 30. Espectro de Peligro Uniforme para cada nivel de demanda sísmica propuesto por el comité VISION 2000 y amortiguamiento 5%. Fuente propia.

3.2. Ingreso de Espectro de respuesta en Trujillo a ETABS

En la *Tabla N° 11* obtuvimos el espectro de respuesta para la ciudad de Trujillo (Sa) el cual se ha ingresado al programa ETABS para realizar así el análisis estructural de la edificación, como así también el espectro de respuesta según la norma E.030. Ubicando el panel de trabajo, está el botón DEFINE > FUNCTIONS > RESPONSE SPECTRUM donde ingresamos para colocar el espectro respuesta como se muestra en la *Figura N° 31* a continuación.

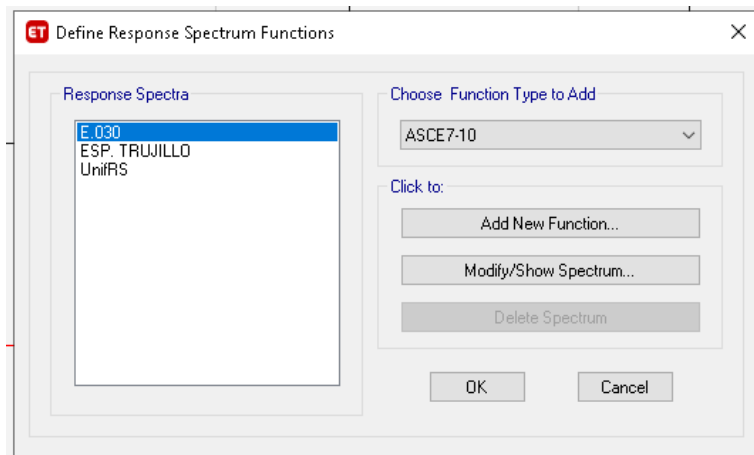


Figura N° 31. Funciones para definir el espectro de respuesta a utilizar. Fuente propia.

Se ha colocado el espectro de respuesta de la norma E030 que ya viene incluido en el software ETABS donde se presenta las siguientes condiciones.

En la *Figura N° 32*, ingresamos los parámetros para el análisis espectral donde la zona sísmica (*Seismic Zone*) colocamos como factor de zona una *ZONA 4*. En la categoría ocupacional que tiene la edificación (*Occupation Category*) o categoría de la edificación de letra *B*, obteniendo así un factor *U* de 1.3. Se ingresa también el tipo de suelo (*Soil type*) que es un *S3* para suelos de grava arenosa. Así también, se ingresa el factor de irregularidad tanto para altura (*Ia*) y para planta (*Ip*) que son 1 para ambos casos. Finalmente se coloca el factor de reducción básica (*R0*) para una estructura de concreto armado con sistema estructural de pórticos tiene un valor 8.

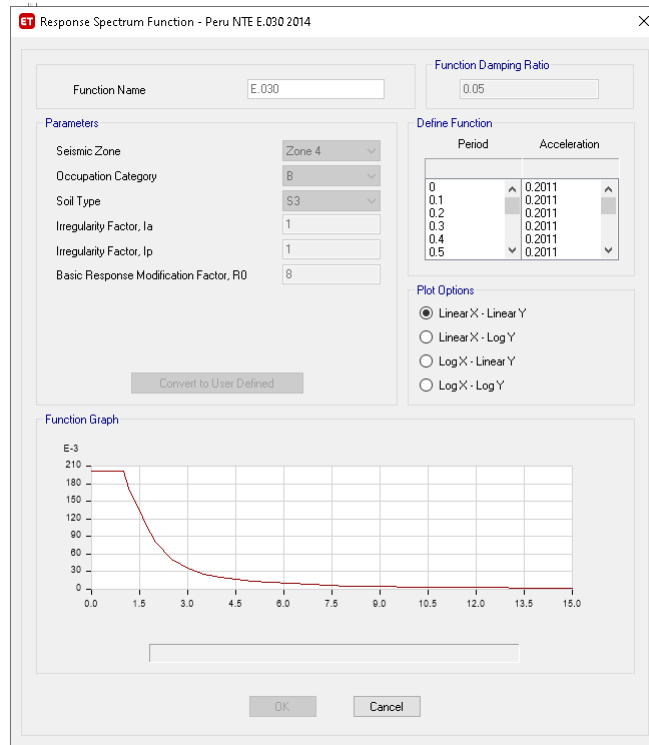


Figura N° 32. Funciones de espectro de respuesta según la norma NE E.030. Fuente propia.

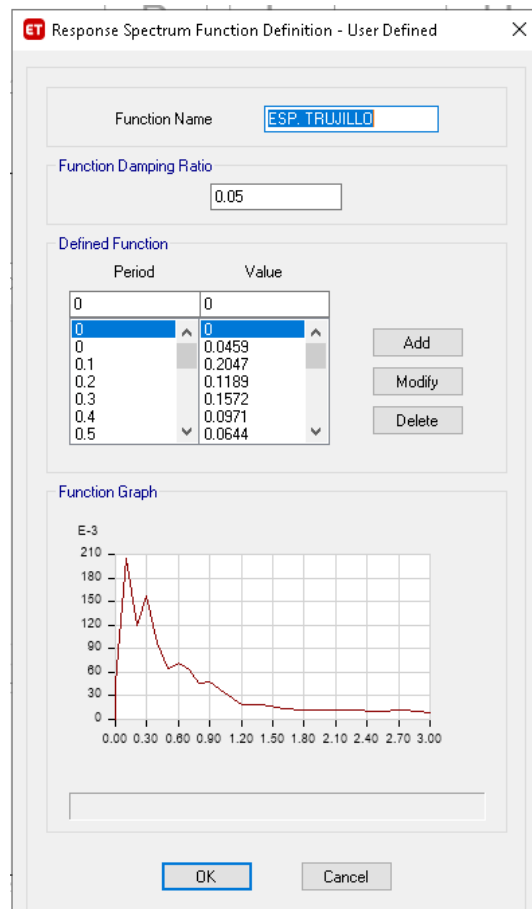


Figura N° 33. Funciones de espectro de respuesta según el Sa calculado para la ciudad de Trujillo. Fuente propia.

Finalmente, ingresamos el espectro de respuesta para la ciudad de Trujillo en el software ETABS. En la parte de *Defined function* se ha colocado el respectivo periodo (*Period*) que se ha extraído de la Tabla N° 11 en la columna del PGA(g) y también el respectivo valor (*Value*) del Sa ubicado en la misma tabla en las columnas del Sa; y se ha obtenido un gráfico como en la *Figura N° 33* que nos ayudará para el análisis respectivo.

4. Diseño de elementos estructurales

Para la presente investigación se hará el diseño de la columna y placa que tiene más carga axial y momento en sus respectivas direcciones así también como la viga con mayor distancia, momento y carga distribuida respectivamente.

4.1. Viga

Para el diseño de la viga V-1 de 30x35 se ha realizado el diseño según el momento último que aplica tanto para el espectro de respuesta de la norma E.030 y el espectro focalizado para la ciudad de Trujillo.

- El diseño de viga según norma E.030 para momentos negativos se encuentra en el *Anexo N° 1* donde se ha calculado para el $Mu^- = 6.31$ Tn-m y estribos de 3/8" un acero longitudinal de 6.49 cm² donde será distribuido en 2Ø5/8" + 2Ø1/2". Así también para el momento positivo que se encuentra en el *Anexo N° 2* donde se ha calculado para el $Mu^+ = 4.72$ Tn-m y estribos de 3/8" un acero longitudinal de 4.54 cm² donde será distribuido en 2Ø5/8" + 1Ø1/2".
- El diseño de viga según el espectro de respuesta focalizado para la ciudad de Trujillo tenemos que para momentos negativos se encuentra en el *Anexo N° 3* donde se ha calculado para el $Mu^- = 6.31$ Tn-m y estribos de 3/8" un acero longitudinal de 6.21 cm² donde será distribuido en 2Ø5/8" + 2Ø1/2". Así también para el momento positivo que se encuentra en el *Anexo N° 2* donde se ha calculado para el $Mu^+ = 3.94$ Tn-m y estribos de 3/8" un acero longitudinal de 3.75 cm² donde será distribuido en 2Ø5/8".

4.2. Columna

El diseño de la columna C-1 se ha realizado mediante el software ETABS que nos permite comprobar y analizar la capacidad axial y los momentos que se ejerce en las columnas.

Columnas diseñadas según el espectro de respuesta según la norma E.030

Para la columna central de 40x40 se ha calculado lo siguiente:

- Carga axial: 261.83 Tn
- Momento de diseño: 7.13 Tn-m
- Porcentaje de acero: 3.82%
- Ratio de capacidad (comprobación): 0.973

Obteniendo como resultado un acero longitudinal de 12Ø1” con un estribo de 1Ø1/2 a 5 cm, 6Ø1/2@15cm y el resto a cada 20cm como se puede observar en el *Anexo N° 5*.

Columnas diseñadas según el espectro de respuesta para la ciudad de Trujillo

Para la columna central de 40x40 se ha calculado lo siguiente:

- Carga axial: 260.22 Tn
- Momento de diseño: 7.09 Tn-m
- Porcentaje de acero: 3.82%
- Ratio de capacidad (comprobación): 0.957

Obteniendo como resultado un acero longitudinal de 12Ø1” con un estribo de 1Ø1/2 a 5 cm, 6Ø1/2@15cm y el resto a cada 20cm como se puede observar en el *Anexo N° 6*.

4.3. Muro de corte

El diseño del muro de corte se ha realizado mediante el software ETABS que nos permite comprobar y analizar la capacidad axial, los momentos que se ejerce el muro de corte y su acero requerido.

Muro de corte diseñado según el espectro de respuesta según la norma E.030

Para el muro de corte P-1 se ha calculado lo siguiente:

- Carga axial: 50.62 Tn
- Momento de diseño: 183.42 Tn-m
- Acero longitudinal requerido: 35.69 cm²

Obteniendo como resultado un acero longitudinal de de 18Ø5/8” y con un acero horizontal de 1Ø3/8 a cada 15 cm. cómo se puede observar en el *Anexo N° 7*.

Columnas diseñadas según el espectro de respuesta para la ciudad de Trujillo

Para el muro de corte P-1 se ha calculado lo siguiente:

- Carga axial: 103.14 Tn-m
- Momento de diseño: 103.14 Tn-m
- Acero longitudinal requerido: 18.75 cm²

Obteniendo como resultado un acero longitudinal de de 16Ø1/2” y con un acero horizontal de 1Ø3/8 a cada 15 cm. cómo se puede observar en el *Anexo N° 8*.

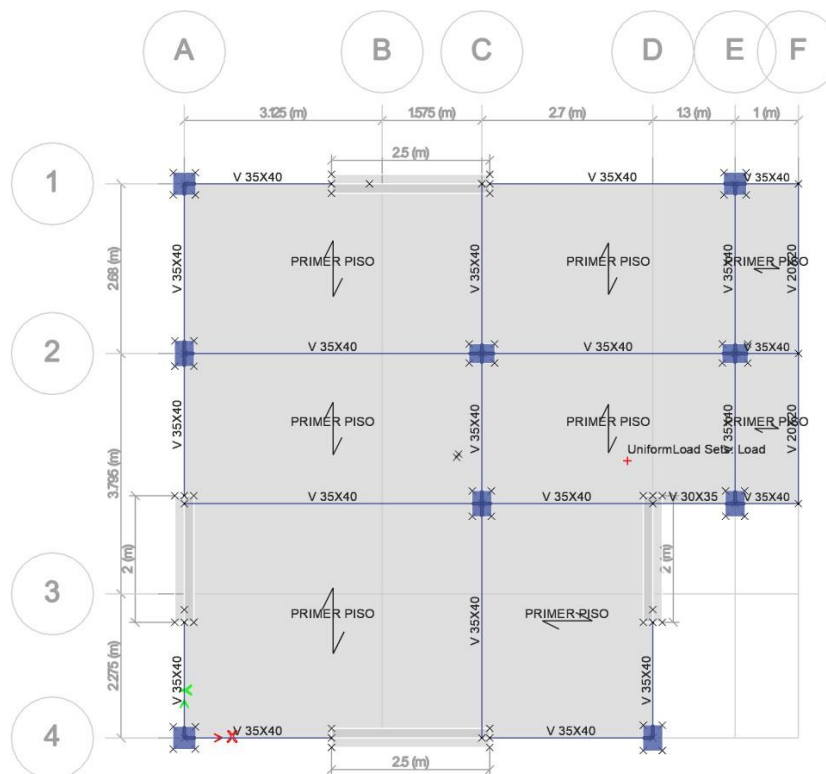


Figura N° 34. Distribución de planta en el piso 1 en el software ETABS. Fuente propia.

CAPITULO V **RESULTADOS**

5.1. Resúmenes de los resultados

5.1.1. Evaluación de las derivas del último piso

Tabla N° 12. Derivas obtenidas del programa ETABS 2017 para el espectro de respuesta E.0.30 y espectro focalizado para la ciudad de Trujillo para el eje X-X.

DERIVAS - DRIFT (X-X)									
E.030				ESPECTRO FOCALIZADO				RESULTADOS	
Piso	Load Case/Combo	Dirección	Deriva	Piso	Load Case/Combo	Dirección	Drift	Δ	%
Piso 8	DRIFT Max	X	0.003698	Piso 8	DRIFT Max	X	0.002584	0.001114	30.12
Piso 7	DRIFT Max	X	0.004016	Piso 7	DRIFT Max	X	0.00193	0.002086	51.94
Piso 6	DRIFT Max	X	0.004409	Piso 6	DRIFT Max	X	0.002107	0.002302	52.21
Piso 5	DRIFT Max	X	0.004777	Piso 5	DRIFT Max	X	0.002264	0.002513	52.61
Piso 4	DRIFT Max	X	0.004912	Piso 4	DRIFT Max	X	0.002318	0.002594	52.81
Piso 3	DRIFT Max	X	0.004636	Piso 3	DRIFT Max	X	0.00219	0.002446	52.76
Piso 2	DRIFT Max	X	0.003756	Piso 2	DRIFT Max	X	0.001785	0.001971	52.48
Piso 1	DRIFT Max	X	0.001700	Piso 1	DRIFT Max	X	0.000813	0.000887	52.18

Tabla N° 13. Derivas obtenidas del programa ETABS 2017 para el espectro de respuesta E.0.30 y espectro focalizado para la ciudad de Trujillo para el eje Y-Y.

DERIVAS – DRIFT (Y-Y)									
E.030				ESPECTRO FOCALIZADO				RESULTADOS	
Piso	Load Case/Combo	Dirección	Derivas	Piso	Load Case/Combo	Dirección	Drift	Δ	%
Piso 8	DRIFT Max	Y	0.003901	Piso 8	DRIFT Max	Y	0.00220	0.001701	43.60
Piso 7	DRIFT Max	Y	0.004224	Piso 7	DRIFT Max	Y	0.00187	0.002354	55.73
Piso 6	DRIFT Max	Y	0.004858	Piso 6	DRIFT Max	Y	0.002119	0.002739	56.38
Piso 5	DRIFT Max	Y	0.005522	Piso 5	DRIFT Max	Y	0.002365	0.003157	57.17
Piso 4	DRIFT Max	Y	0.005937	Piso 4	DRIFT Max	Y	0.002519	0.003418	57.57
Piso 3	DRIFT Max	Y	0.005872	Piso 3	DRIFT Max	Y	0.002496	0.003376	57.49
Piso 2	DRIFT Max	Y	0.005027	Piso 2	DRIFT Max	Y	0.002158	0.002869	57.07
Piso 1	DRIFT Max	Y	0.002307	Piso 1	DRIFT Max	Y	0.001000	0.001307	56.65

Tabla N° 14. Diferencia porcentual del cortante en la base del edificio para el espectro E030 y focalizado a Trujillo en el sentido X.

Cortante en la Base (X-X)					
E.030		ESPECTRO FOCALIZADO		RESULTADOS	
Load Case/Combo	FX tonf	Load Case/Combo	FX tonf	Δ	%
SX Max	58.9418	SX Max	29.3381	29.6037	50.23

Tabla N° 15. Diferencia porcentual del cortante en la base del edificio para el espectro E030 y focalizado a Trujillo en el sentido Y.

Cortante en la Base (Y-Y)					
E.030		ESPECTRO FOCALIZADO		RESULTADOS	
Load Case/Combo	FX tonf	Load Case/Combo	FX tonf	Δ	%
SX Max	59.7549	SX Max	26.8468	32.9081	55.07

Tabla N° 16. Variación de momento M2 en columna de 30 x 40.

Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station (m)	M2			
					M2 (Norma) tonf-m	M2 (Esp) tonf-m	Δ	%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SX	0	0.6916	0.3459	0.3457	49.99%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SX	0	0.1572	0.2153	0.0581	36.96%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SY	0	0.2781	0.7586	0.4805	172.78%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SY	0	0.561	0.6279	0.0669	11.93%
Piso 1	C16	69	1.4CM+1.7CV	0	0.1525	0.2476	0.0951	62.36%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SX	0	0.3993	0.4787	0.0794	19.88%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SX	0	1.6562	0.0825	1.5737	95.02%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SY	0	0.4199	0.8914	0.4715	112.29%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SY	0	0.6967	0.4952	0.2015	28.92%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SX	1.4	1.5255	0.0695	1.456	95.44%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SX	1.4	0.4152	0.0648	0.3504	84.39%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SY	1.4	0.818	0.1829	0.6351	77.64%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SY	1.4	0.2476	0.1782	0.0694	28.03%
Piso 1	C16	69	1.4CM+1.7CV	1.4	0.0205	0.0205	0	0.00%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SX	1.4	0.2887	0.0527	0.236	81.75%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SX	1.4	0.8244	0.0817	0.7427	90.09%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SY	1.4	0.1403	0.1661	0.0258	18.39%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SY	1.4	0.1116	0.1951	0.0835	74.82%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SX	2.8	0.4282	0.0968	0.3314	77.39%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SX	2.8	0.1694	0.218	0.0486	28.69%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SY	2.8	0.5658	0.2727	0.2931	51.80%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SY	2.8	1.789	0.3939	1.3951	77.98%
Piso 1	C16	69	1.4CM+1.7CV	2.8	0.4031	0.2887	0.1144	28.38%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SX	2.8	0.5302	0.0697	0.4605	86.85%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SX	2.8	1.3928	0.3845	1.0083	72.39%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SY	2.8	0.4321	0.1062	0.3259	75.42%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SY	2.8	0.9845	0.5604	0.4241	43.08%

Tabla N° 17. Variación de momento M3 en columna de 30 x 40.

Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station (m)	M3			
					M3 (Norma) tonf-m	M3 (Esp) tonf-m	Δ	%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SX	0	0.9391	0.5546	0.3845	40.94%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SX	0	0.1066	0.1592	0.0526	49.34%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SY	0	0.1344	0.3465	0.2121	157.81%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SY	0	0.5437	0.0489	0.4948	91.01%
Piso 1	C16	69	1.4CM+1.7CV	0	0.2137	0.7119	0.4982	233.13%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SX	0	0.7438	0.9288	0.185	24.87%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SX	0	0.5239	0.215	0.3089	58.96%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SY	0	0.0123	0.7207	0.7084	5759.35%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SY	0	0.0316	0.4231	0.3915	1238.92%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SX	1.4	0.1285	0.024	0.1045	81.32%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SX	1.4	0.1193	0.131	0.0117	9.81%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SY	1.4	0.5778	0.0217	0.5561	96.24%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SY	1.4	0.7119	0.0854	0.6265	88.00%
Piso 1	C16	69	1.4CM+1.7CV	1.4	0.2095	0.2095	0	0.00%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SX	1.4	1.1309	0.0896	1.0413	92.08%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SX	1.4	1.3133	0.2447	1.0686	81.37%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SY	1.4	0.007	0.1353	0.1283	1832.86%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SY	1.4	0.4671	0.199	0.2681	57.40%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SX	2.8	0.1695	0.0945	0.075	44.25%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SX	2.8	0.3273	0.5149	0.1876	57.32%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SY	2.8	1.3454	0.1852	1.1602	86.23%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SY	2.8	0.8981	0.4242	0.4739	52.77%
Piso 1	C16	69	1.4CM+1.7CV	2.8	0.1014	1.1309	1.0295	1015.29%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SX	2.8	0.6331	0.696	0.0629	9.94%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SX	2.8	0.2457	1.1164	0.8707	354.38%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SY	2.8	0.233	0.7868	0.5538	237.68%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SY	2.8	1.1794	1.0257	0.1537	13.03%

Tabla N° 18. Variación de la fuerza +P en columna de 30 x 40.

Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station (m)	P			
					P (Norma) tonf	P (Esp) tonf	Δ	%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SX	0	29.7876	31.4413	1.6537	5.55%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SX	0	29.4247	34.1661	4.7414	16.11%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SY	0	29.0619	30.5052	1.4433	4.97%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SY	0	35.8198	35.1022	0.7176	2.00%
Piso 1	C16	69	1.4CM+1.7CV	0	35.4569	77.1769	41.72	117.66%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SX	0	35.094	63.4255	28.3315	80.73%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SX	0	27.3746	66.1503	38.7757	141.65%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SY	0	27.0117	62.4894	35.4777	131.34%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SY	0	26.6488	67.0864	40.4376	151.74%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SX	1.4	38.2328	31.0784	7.1544	18.71%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SX	1.4	37.8699	33.8032	4.0667	10.74%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SY	1.4	37.507	30.1423	7.3647	19.64%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SY	1.4	77.1769	34.7393	42.4376	54.99%
Piso 1	C16	69	1.4CM+1.7CV	1.4	76.6125	76.6125	0	0.00%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SX	1.4	76.048	62.9215	13.1265	17.26%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SX	1.4	61.7718	65.6463	3.8745	6.27%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SY	1.4	61.2678	61.9854	0.7176	1.17%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SY	1.4	60.7638	66.5824	5.8186	9.58%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SX	2.8	67.8039	30.7155	37.0884	54.70%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SX	2.8	67.2999	33.4403	33.8596	50.31%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SY	2.8	66.7959	29.7795	37.0164	55.42%
Piso 1	C16	69	0.9CM+1SY	2.8	59.3588	34.3764	24.9824	42.09%
Piso 1	C16	69	1.4CM+1.7CV	2.8	58.8548	76.048	17.1932	29.21%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SX	2.8	58.3508	62.4175	4.0667	6.97%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SX	2.8	70.217	65.1423	5.0747	7.23%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SY	2.8	69.713	61.4814	8.2316	11.81%
Piso 1	C16	69	1.25CM+1.25CV+1SY	2.8	69.209	66.0784	3.1306	4.52%

Tabla N° 19. Variación del momento M2 en placa P-1.

Story	Pier	Load Case/Combo	Station (m)	M2			
				M2 (Norma)	M2 (Esp)	Δ	%
				tonf-m	tonf-m		
Piso 1	PW1	0.9CM+1SX	Bottom	1.4975	0.7376	0.7599	50.74%
Piso 1	PW1	0.9CM+1SX	Bottom	-1.1639	-0.404	0.7599	65.29%
Piso 1	PW1	0.9CM+1SY	Bottom	3.8405	1.7307	2.1098	54.94%
Piso 1	PW1	0.9CM+1SY	Bottom	-3.5069	-1.3972	2.1097	60.16%
Piso 1	PW1	1.4CM+1.7CV	Bottom	0.4219	0.4219	0	0.00%
Piso 1	PW1	1.25CM+1.25CV+1SX	Bottom	1.6818	0.9219	0.7599	45.18%
Piso 1	PW1	1.25CM+1.25CV+1SX	Bottom	-0.9796	-0.2197	0.7599	77.57%
Piso 1	PW1	1.25CM+1.25CV+1SY	Bottom	4.0248	1.915	2.1098	52.42%
Piso 1	PW1	1.25CM+1.25CV+1SY	Bottom	-3.3226	-1.2129	2.1097	63.50%
Piso 1	PW1	ENV	Bottom	4.0248	1.915	2.1098	52.42%
Piso 1	PW1	ENV	Bottom	-3.5069	-1.3972	2.1097	60.16%

Tabla N° 20. Variación del momento M3 en placa P-1.

Story	Pier	Load Case/Combo	Station (m)	M3			
				M3 (Norma)	M3 (Esp)	Δ	%
				tonf-m	tonf-m		
Piso 1	PW1	0.9CM+1SX	Bottom	182.0852	88.3321	93.7531	51.49%
Piso 1	PW1	0.9CM+1SX	Bottom	-171.191	-77.4379	93.7531	54.77%
Piso 1	PW1	0.9CM+1SY	Bottom	91.0951	43.9765	47.1186	51.72%
Piso 1	PW1	0.9CM+1SY	Bottom	-80.2009	-33.0823	47.1186	58.75%
Piso 1	PW1	1.4CM+1.7CV	Bottom	13.2537	13.2537	0	0.00%
Piso 1	PW1	1.25CM+1.25CV+1SX	Bottom	187.7185	93.9654	93.7531	49.94%
Piso 1	PW1	1.25CM+1.25CV+1SX	Bottom	-165.5577	-71.8046	93.7531	56.63%
Piso 1	PW1	1.25CM+1.25CV+1SY	Bottom	96.7284	49.6098	47.1186	48.71%
Piso 1	PW1	1.25CM+1.25CV+1SY	Bottom	-74.5676	-27.449	47.1186	63.19%
Piso 1	PW1	ENV	Bottom	187.7185	93.9654	93.7531	49.94%
Piso 1	PW1	ENV	Bottom	-171.191	-77.4379	93.7531	54.77%

Tabla N° 21. Variación de fuerza P en placa P-1.

Story	Pier	Load Case/Combo	Station (m)	P			
				P (Norma) tonf	P (Esp) tonf	Δ	%
Piso 1	PW1	0.9CM+1SX	Bottom	-56.4511	-62.2681	5.817	10.30%
Piso 1	PW1	0.9CM+1SX	Bottom	-77.9811	-72.164	5.8171	7.46%
Piso 1	PW1	0.9CM+1SY	Bottom	-48.9742	-59.5397	10.5655	21.57%
Piso 1	PW1	0.9CM+1SY	Bottom	-85.4579	-74.8924	10.5655	12.36%
Piso 1	PW1	1.4CM+1.7CV	Bottom	-135.0816	-135.0816	0	0.00%
Piso 1	PW1	1.25CM+1.25CV+1SX	Bottom	-105.0342	-110.8513	5.8171	5.54%
Piso 1	PW1	1.25CM+1.25CV+1SX	Bottom	-126.5642	-120.7471	5.8171	4.60%
Piso 1	PW1	1.25CM+1.25CV+1SY	Bottom	-97.5574	-108.1229	10.5655	10.83%
Piso 1	PW1	1.25CM+1.25CV+1SY	Bottom	-134.0411	-123.4755	10.5656	7.88%
Piso 1	PW1	ENV	Bottom	-48.9742	-59.5397	10.5655	21.57%
Piso 1	PW1	ENV	Bottom	-135.0816	-135.0816	0	0.00%

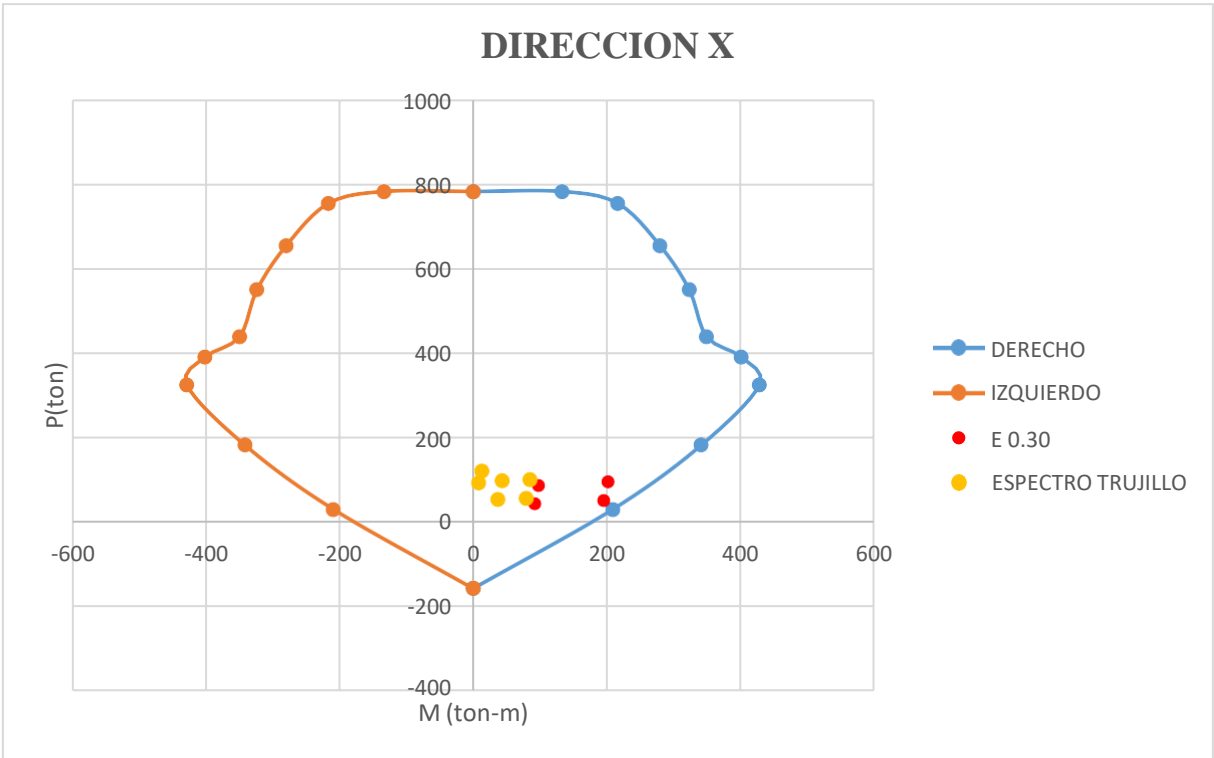


Figura N° 35. Diagrama de interacción para el piso 1 de la placa 1 en dirección X.

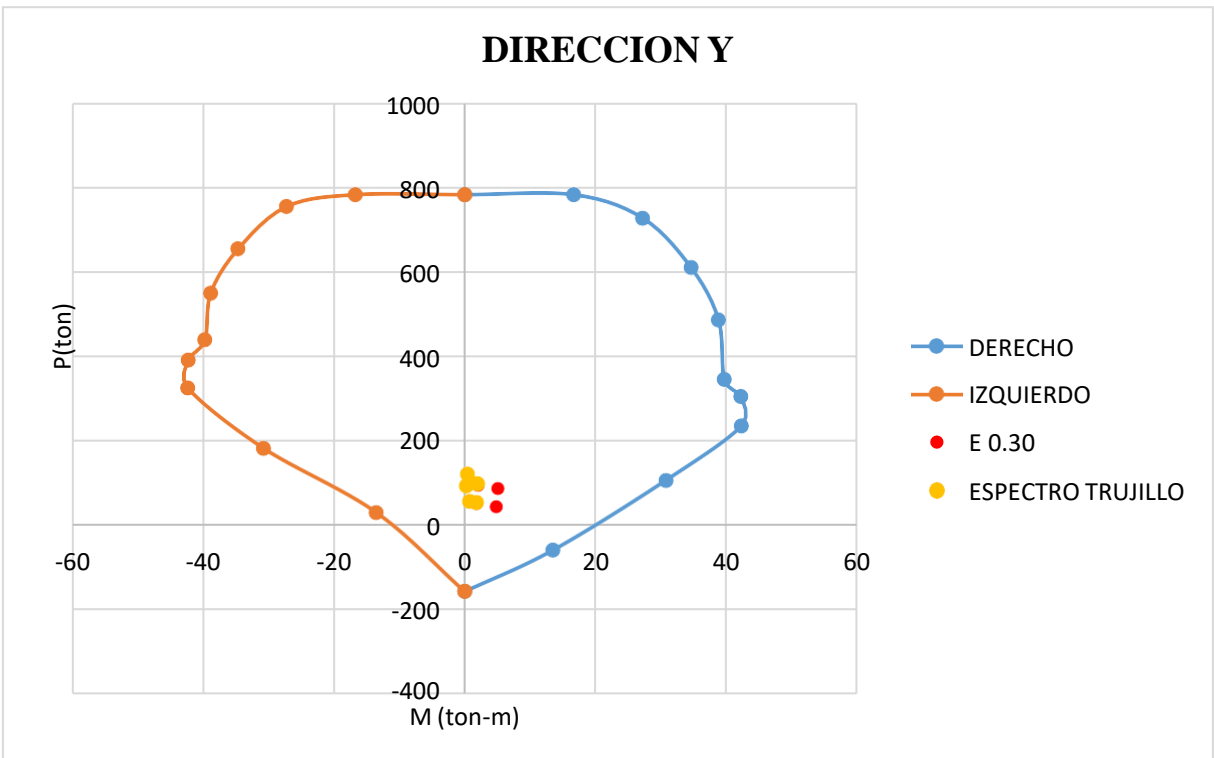


Figura N° 36. Diagrama de interacción para el piso 1 de la placa 1 en dirección Y.

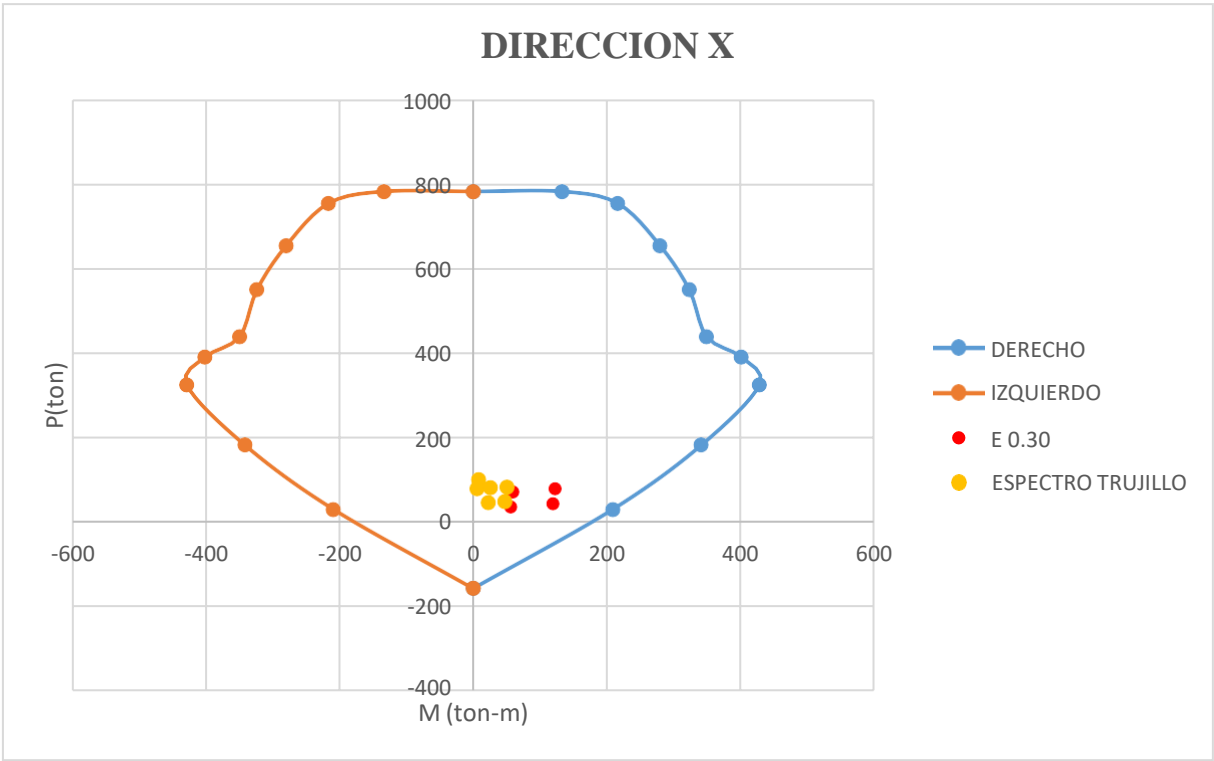


Figura N° 37. Diagrama de interacción para el piso 2 de la placa 1 en dirección X.

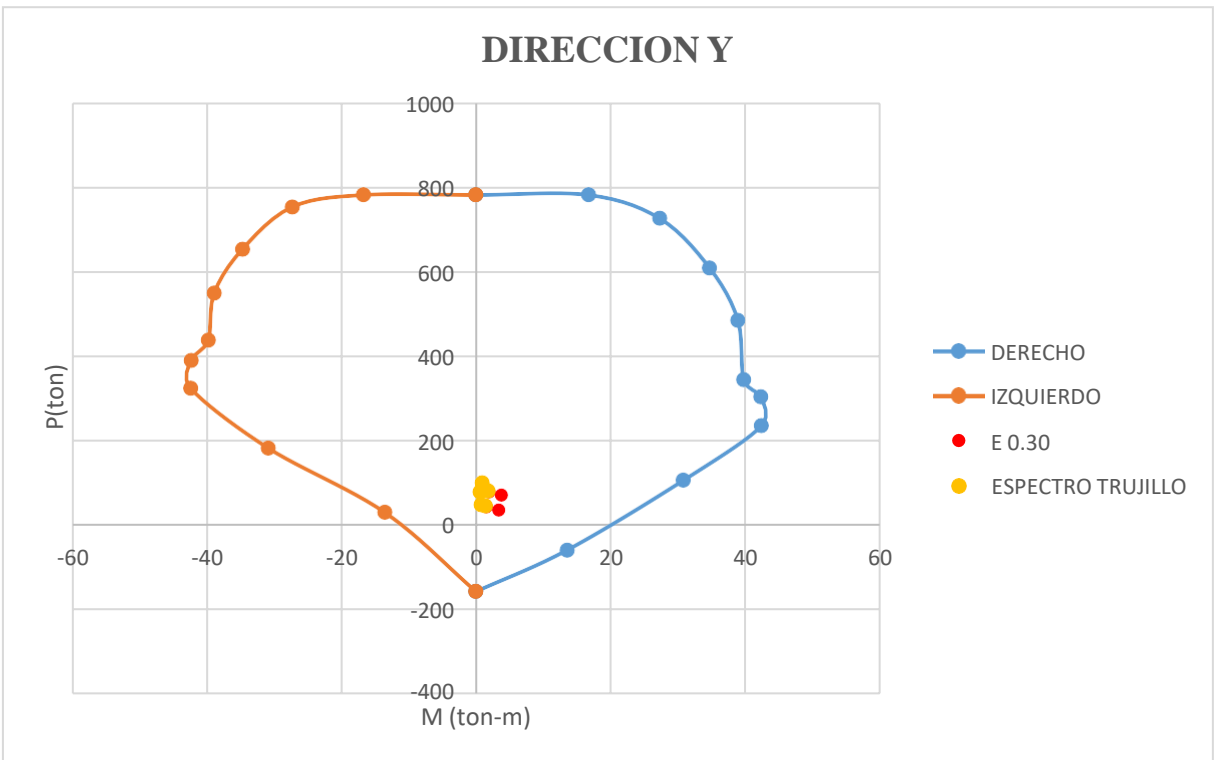


Figura N° 38. Diagrama de interacción para el piso 2 de la placa 1 en dirección Y.

Tabla N° 22. Variación del momento M2 en placa P-2.

Story	Pier	Load Case/Combo	Station (m)	M2			
				M2 (Norma)	M2 (Esp)	Δ	%
				tonf-m	tonf-m		
Piso 1	P2	0.9DL+1SX Max	Bottom	3.044	1.3976	1.6464	54.09%
Piso 1	P2	0.9DL+1SY Max	Bottom	1.33	0.7064	0.6236	46.89%
Piso 1	P2	1.4DL+1.7LL	Bottom	1.3903	1.3938	0.0035	0.25%
Piso 1	P2	1.25DL+1.25LL+1SX Max	Bottom	3.8371	2.1916	1.6455	42.88%
Piso 1	P2	1.25DL+1.25LL+1SY Max	Bottom	2.1231	1.5004	0.6227	29.33%
Piso 1	P2	1.4DL	Bottom	0.4725	0.4759	0.0034	0.72%
Piso 2	P2	0.9DL+1SX Max	Bottom	2.9615	1.8135	1.148	38.76%
Piso 2	P2	0.9DL+1SY Max	Bottom	1.7799	1.356	0.4239	23.82%
Piso 2	P2	1.4DL+1.7LL	Bottom	3.9826	3.9868	0.0042	0.11%
Piso 2	P2	1.25DL+1.25LL+1SX Max	Bottom	5.0707	3.9238	1.1469	22.62%
Piso 2	P2	1.25DL+1.25LL+1SY Max	Bottom	3.8891	3.4664	0.4227	10.87%
Piso 2	P2	1.4DL	Bottom	1.6879	1.6921	0.0042	0.25%

Tabla N° 23. Variación del momento M3 en placa P-2.

Story	Pier	Load Case/Combo	Station (m)	M3		Δ	%
				M3 (Norma) tonf-m	M3 (Esp) tonf-m		
Piso 1	P2	0.9DL+1SX Max	Bottom	50.4763	20.3303	30.146	59.72%
Piso 1	P2	0.9DL+1SY Max	Bottom	124.4353	45.8353	78.6	63.17%
Piso 1	P2	1.4DL+1.7LL	Bottom	8.4052	8.3601	0.0451	0.54%
Piso 1	P2	1.25DL+1.25LL+1SX Max	Bottom	54.3749	24.2156	30.1593	55.47%
Piso 1	P2	1.25DL+1.25LL+1SY Max	Bottom	128.3339	49.7206	78.6133	61.26%
Piso 1	P2	1.4DL	Bottom	4.7018	4.6606	0.0412	0.88%
Piso 2	P2	0.9DL+1SX Max	Bottom	26.4836	10.3414	16.1422	60.95%
Piso 2	P2	0.9DL+1SY Max	Bottom	65.1066	23.1679	41.9387	64.42%
Piso 2	P2	1.4DL+1.7LL	Bottom	2.2894	2.2482	0.0412	1.80%
Piso 2	P2	1.25DL+1.25LL+1SX Max	Bottom	27.0544	10.9014	16.153	59.71%
Piso 2	P2	1.25DL+1.25LL+1SY Max	Bottom	65.6774	23.7279	41.9495	63.87%
Piso 2	P2	1.4DL	Bottom	2.2926	2.2524	0.0402	1.75%

Tabla N° 24. Variación de la fuerza P en placa P-2.

Story	Pier	Load Case/Combo	Station (m)	P			
				<u>P (Norma)</u> tonf	<u>P (Esp)</u> tonf	Δ	%
Piso 1	P2	0.9DL+1SX Max	Bottom	38.4355	46.1855	7.75	20.16%
Piso 1	P2	0.9DL+1SY Max	Bottom	45.8875	49.1202	3.2327	7.04%
Piso 1	P2	1.4DL+1.7LL	Bottom	104.1877	104.2212	0.0335	0.03%
Piso 1	P2	1.25DL+1.25LL+1SX Max	Bottom	76.559	84.3173	7.7583	10.13%
Piso 1	P2	1.25DL+1.25LL+1SY Max	Bottom	84.0109	87.252	3.2411	3.86%
Piso 1	P2	1.4DL	Bottom	79.3027	79.3362	0.0335	0.04%
Piso 2	P2	0.9DL+1SX Max	Bottom	32.0363	39.2256	7.1893	22.44%
Piso 2	P2	0.9DL+1SY Max	Bottom	39.0908	41.9927	2.9019	7.42%
Piso 2	P2	1.4DL+1.7LL	Bottom	86.6798	86.7115	0.0317	0.04%
Piso 2	P2	1.25DL+1.25LL+1SX Max	Bottom	62.7915	69.9888	7.1973	11.46%
Piso 2	P2	1.25DL+1.25LL+1SY Max	Bottom	69.846	72.7559	2.9099	4.17%
Piso 2	P2	1.4DL	Bottom	67.9585	67.9902	0.0317	0.05%

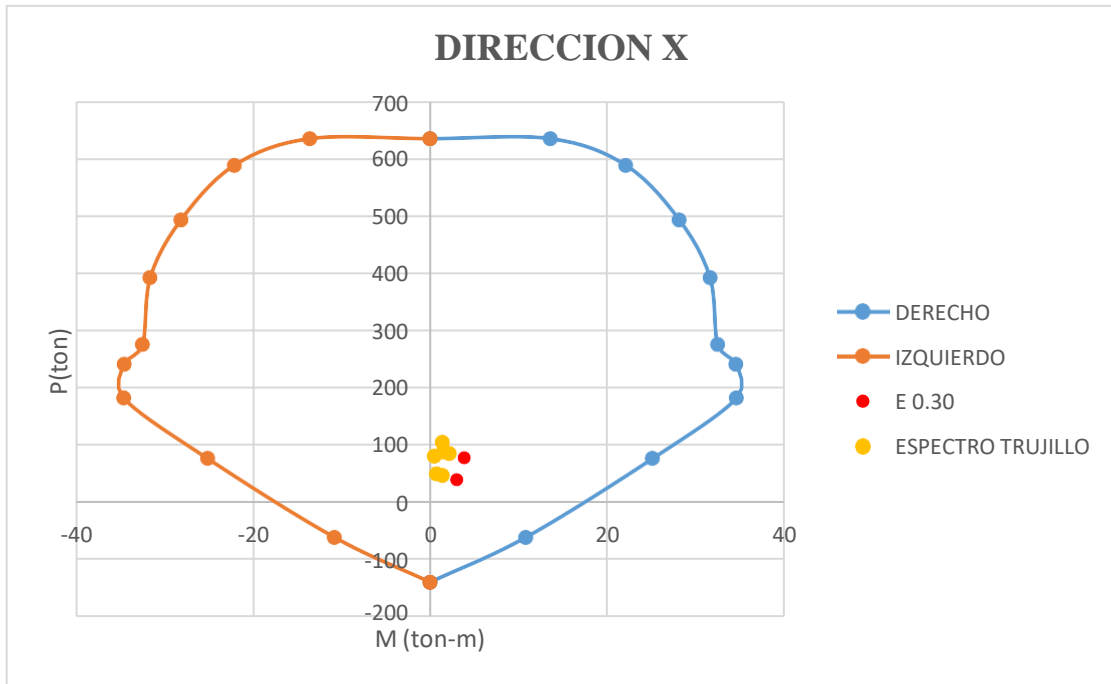


Figura N° 39. Diagrama de interacción para el piso 1 de la placa 2 en dirección X.

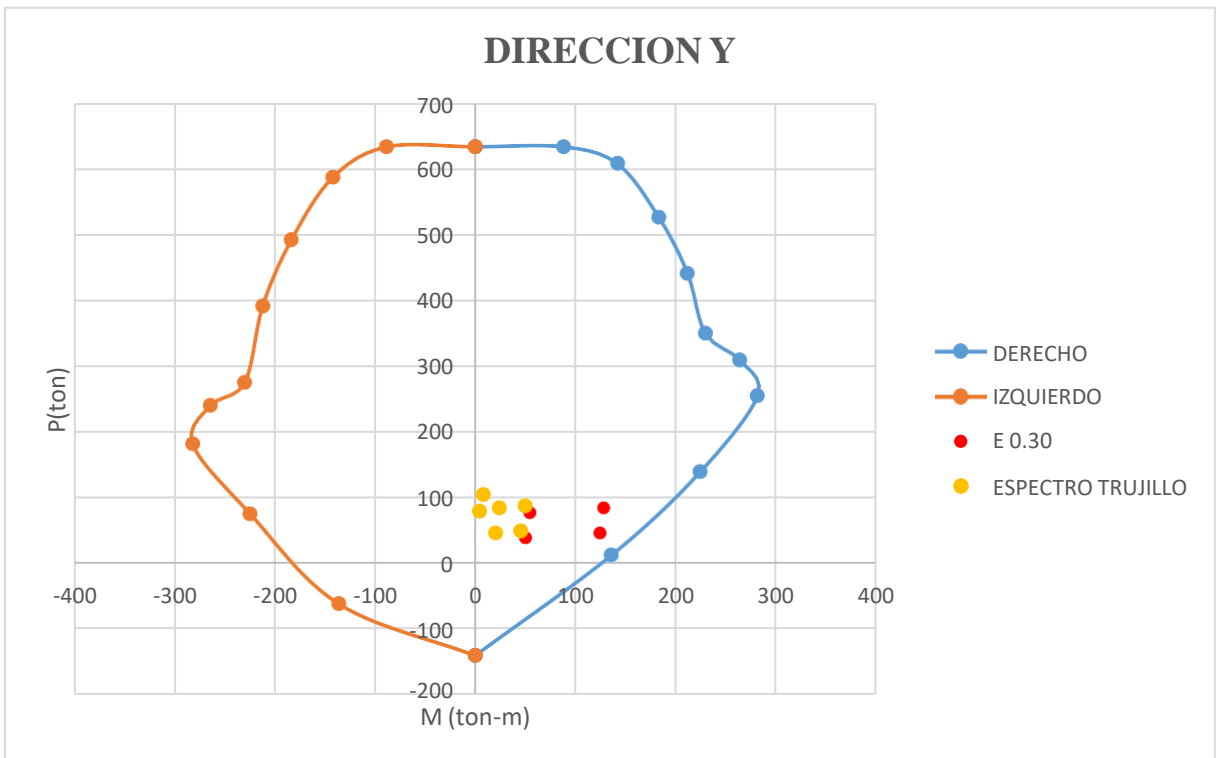


Figura N° 40. Diagrama de interacción para el piso 1 de la placa 2 en dirección Y.

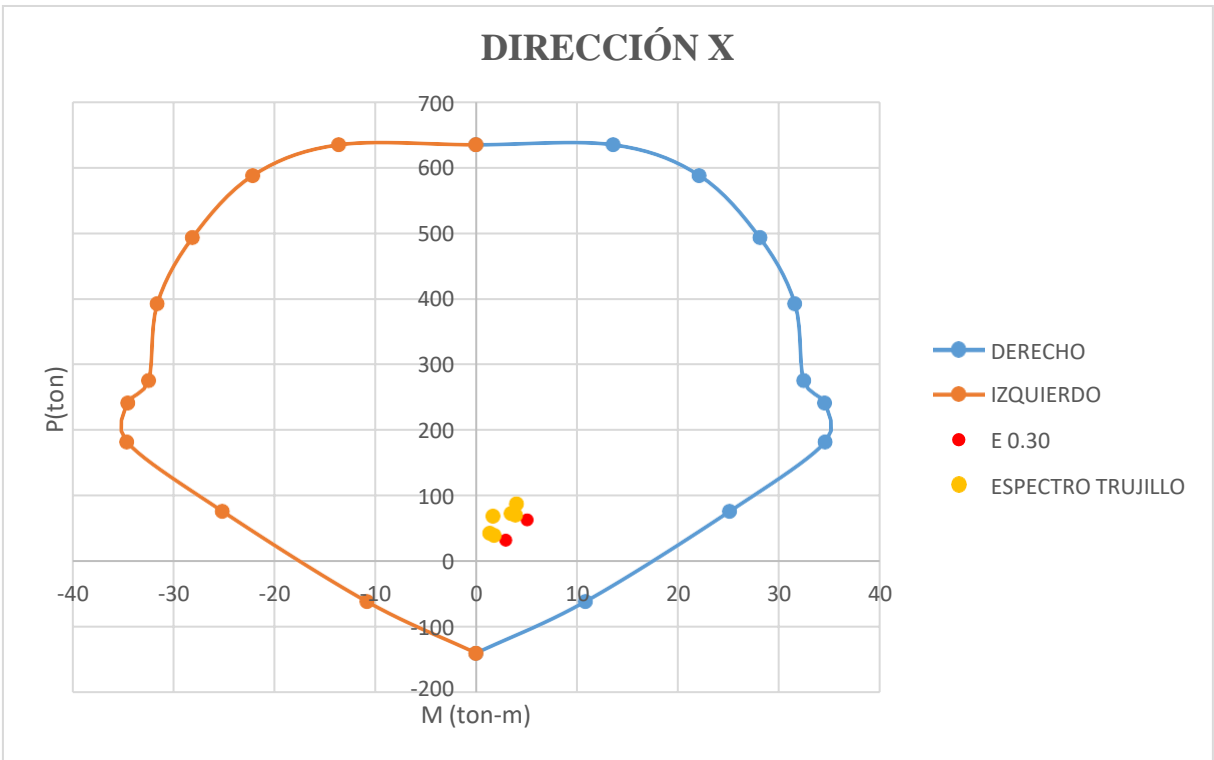


Figura N° 41. Diagrama de interacción para el piso 2 de la placa 2 en dirección X.

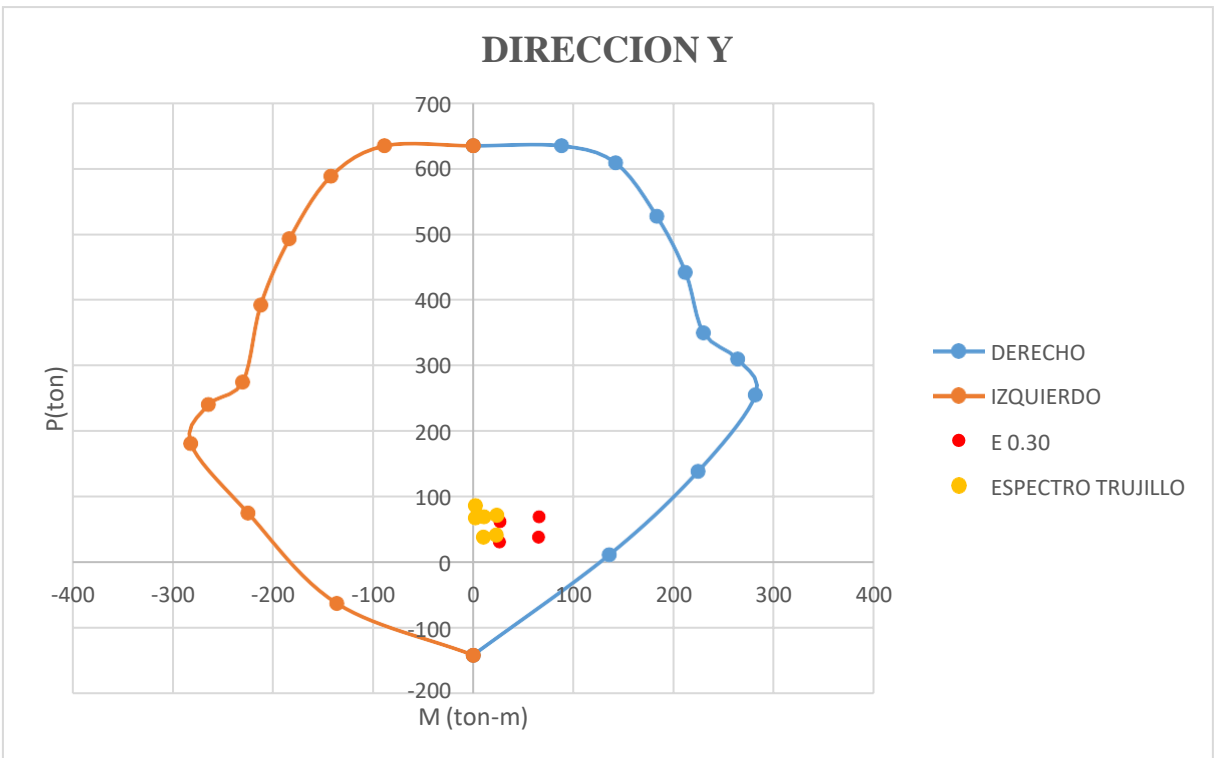


Figura N° 42. Diagrama de interacción para el piso 2 de la placa 2 en dirección Y.

Tabla N° 25. Variación del momento M2 en placa P-3.

	Story	Pier	Load Case/Combo	Station (m)	M2			
					M2 (Norma)	M2 (Esp)	Δ	%
					tonf-m	tonf-m		
PISO2	Piso 1	P3	0.9DL+1SX Max	Bottom	1.6508	0.5495	1.1013	66.71%
	Piso 1	P3	0.9DL+1SY Max	Bottom	4.5921	1.5791	3.013	65.61%
	Piso 1	P3	1.4DL+1.7LL	Bottom	-0.268	-0.2689	0.0009	0.34%
	Piso 1	P3	1.25DL+1.25LL+1SX Max	Bottom	1.5022	0.4005	1.1017	73.34%
	Piso 1	P3	1.25DL+1.25LL+1SY Max	Bottom	4.4434	1.4302	3.0132	67.81%
	Piso 1	P3	1.4DL	Bottom	-0.0998	-0.1005	0.0007	0.70%
PISO2	Piso 2	P3	0.9DL+1SX Max	Bottom	0.7408	0.0498	0.691	93.28%
	Piso 2	P3	0.9DL+1SY Max	Bottom	2.3886	0.5916	1.797	75.23%
	Piso 2	P3	1.4DL+1.7LL	Bottom	-1.0933	-1.0947	0.0014	0.13%
	Piso 2	P3	1.25DL+1.25LL+1SX Max	Bottom	0.1919	-0.4995	0.6914	360.29%
	Piso 2	P3	1.25DL+1.25LL+1SY Max	Bottom	1.8397	0.0424	1.7973	97.70%
	Piso 2	P3	1.4DL	Bottom	-0.5254	-0.5268	0.0014	0.27%

Tabla N° 26. Variación del momento M3 en placa P-3.

Story	Pier	Load Case/Combo	Station (m)	M3			
				M3 (Norma) tonf-m	M3 (Esp) tonf-m	o	%
Piso 1	P3	0.9DL+1SX Max	Bottom	179.0861	72.8176	106.2685	59.34%
Piso 1	P3	0.9DL+1SY Max	Bottom	73.349	30.7129	42.6361	58.13%
Piso 1	P3	1.4DL+1.7LL	Bottom	5.6819	5.4567	0.2252	3.96%
Piso 1	P3	1.25DL+1.25LL+1SX Max	Bottom	180.9989	74.6703	106.3286	58.75%
Piso 1	P3	1.25DL+1.25LL+1SY Max	Bottom	75.2618	32.5655	42.6963	56.73%
Piso 1	P3	1.4DL	Bottom	4.6675	4.4502	0.2173	4.66%
Piso 2	P3	0.9DL+1SX Max	Bottom	108.2278	43.439	64.7888	59.86%
Piso 2	P3	0.9DL+1SY Max	Bottom	44.6358	18.8264	25.8094	57.82%
Piso 2	P3	1.4DL+1.7LL	Bottom	5.9081	5.7018	0.2063	3.49%
Piso 2	P3	1.25DL+1.25LL+1SX Max	Bottom	110.4513	45.6102	64.8411	58.71%
Piso 2	P3	1.25DL+1.25LL+1SY Max	Bottom	46.8592	20.9976	25.8616	55.19%
Piso 2	P3	1.4DL	Bottom	4.3699	4.1652	0.2047	4.68%

Tabla N° 27. Variación de la fuerza P en placa P-3.

Story	Pier	Load Case/Combo	Station (m)	P		Δ	%
				P (Norma) tonf	P (Esp) tonf		
Piso 1	P3	0.9DL+1SX Max	Bottom	54.4427	49.5718	4.8709	8.95%
Piso 1	P3	0.9DL+1SY Max	Bottom	50.3331	37.0693	13.2638	26.35%
Piso 1	P3	1.4DL+1.7LL	Bottom	111.9974	111.9854	0.012	0.01%
Piso 1	P3	1.25DL+1.25LL+1SX Max	Bottom	93.6358	88.7618	4.874	5.21%
Piso 1	P3	1.25DL+1.25LL+1SY Max	Bottom	89.5261	76.2594	13.2667	14.82%
Piso 1	P3	1.4DL	Bottom	88.9316	88.9197	0.0119	0.01%
Piso 2	P3	0.9DL+1SX Max	Bottom	45.8809	41.4035	4.4774	9.76%
Piso 2	P3	0.9DL+1SY Max	Bottom	42.1136	29.9585	12.1551	28.86%
Piso 2	P3	1.4DL+1.7LL	Bottom	90.66	90.6485	0.0115	0.01%
Piso 2	P3	1.25DL+1.25LL+1SX Max	Bottom	75.9929	71.5126	4.4803	5.90%
Piso 2	P3	1.25DL+1.25LL+1SY Max	Bottom	72.2255	60.0676	12.1579	16.83%
Piso 2	P3	1.4DL	Bottom	75.3147	75.3033	0.0114	0.02%

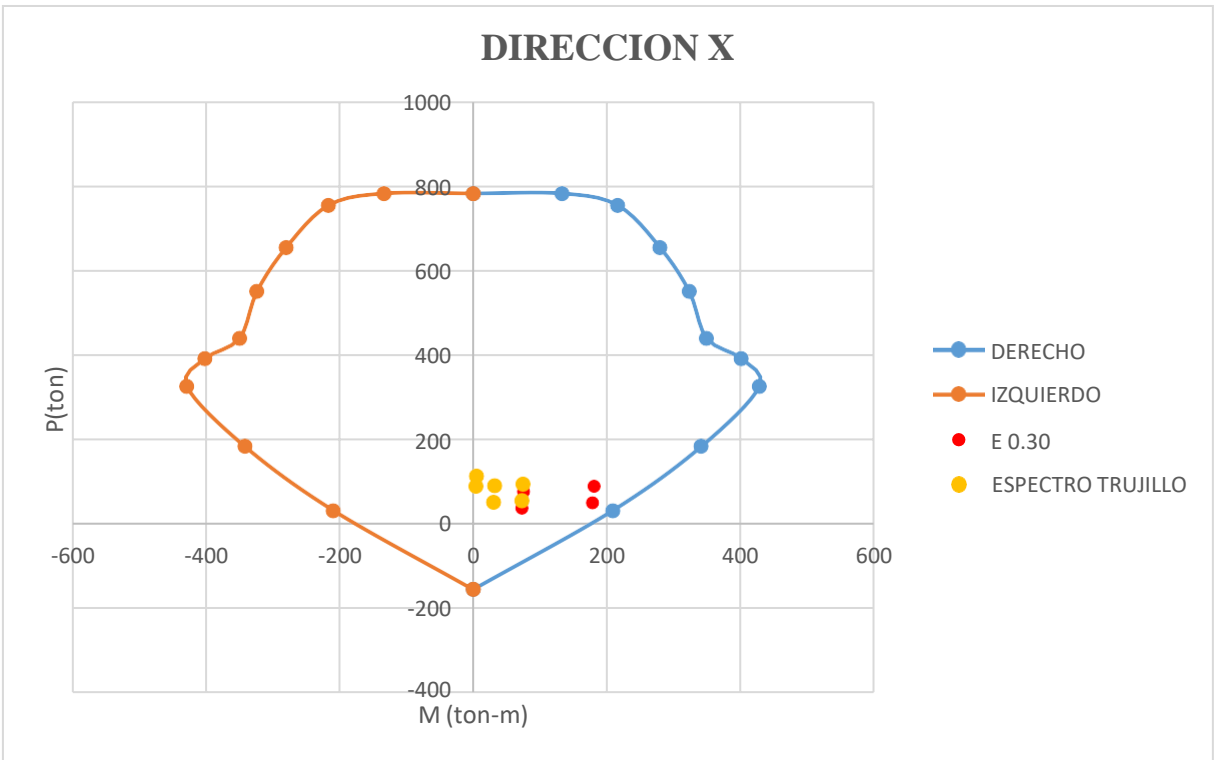


Figura N° 43. Diagrama de interacción para el piso 1 de la placa 3 en dirección X.

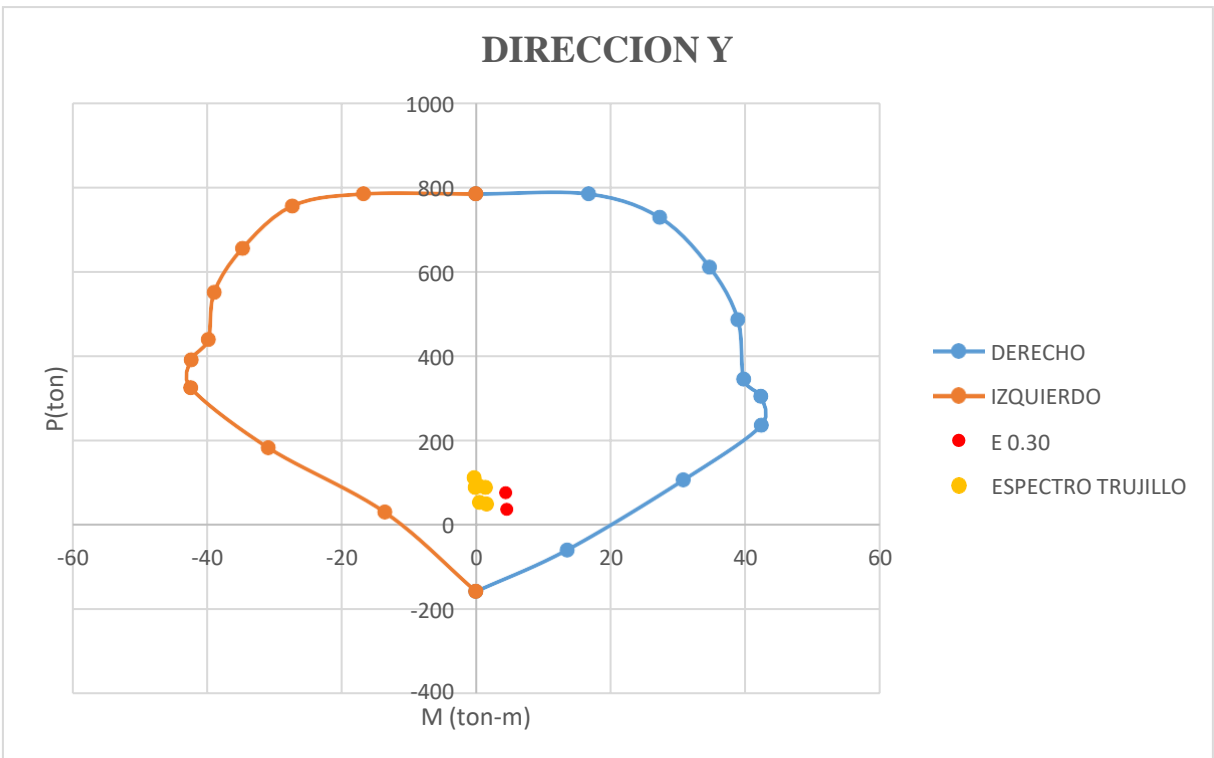


Figura N° 44. Diagrama de interacción para el piso 1 de la placa 2 en dirección Y.

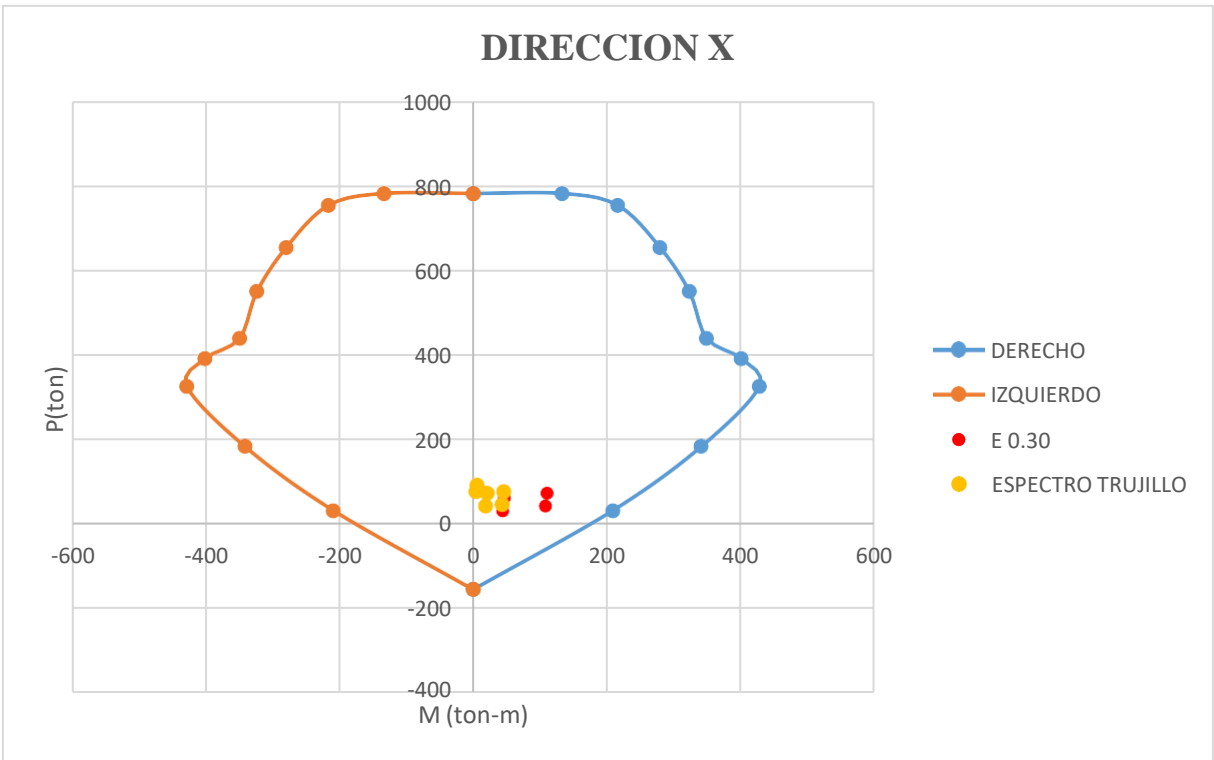


Figura N° 45. Diagrama de interacción para el piso 2 de la placa 2 en dirección X.

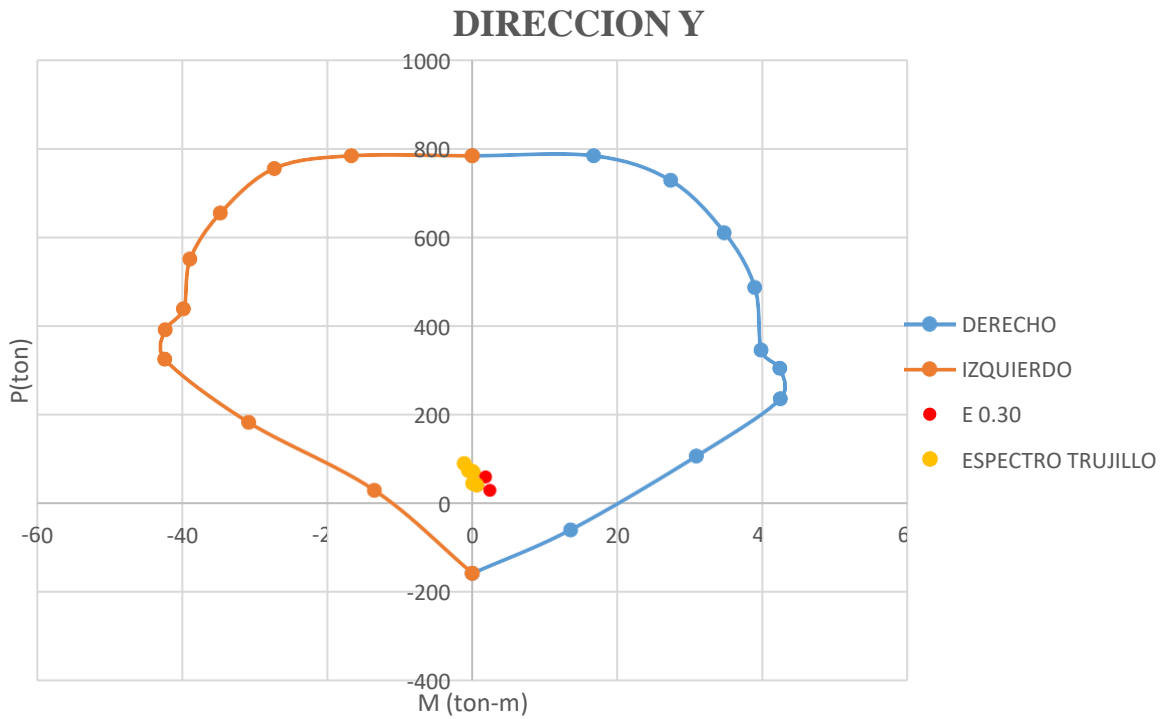


Figura N° 46. Diagrama de interacción para el piso 2 de la placa 2 en dirección Y.

Tabla N° 28. Variación del momento M2 en placa P-4.

Story	Pier	Load Case/Combo	Station (m)	M2			
				M2 (Norma) tonf-m	M2 (Esp) tonf-m	o	%
Piso 1	P4	0.9DL+1SX Max	Bottom	2.9593	1.1299	1.8294	61.82%
Piso 1	P4	0.9DL+1SY Max	Bottom	1.0539	0.363	0.6909	65.56%
Piso 1	P4	1.4DL+1.7LL	Bottom	-0.1741	-0.1725	0.0016	0.92%
Piso 1	P4	1.25DL+1.25LL+1SX Max	Bottom	2.898	1.0685	1.8295	63.13%
Piso 1	P4	1.25DL+1.25LL+1SY Max	Bottom	0.9926	0.3017	0.6909	69.61%
Piso 1	P4	1.4DL	Bottom	-0.1376	-0.135	0.0026	1.89%
Piso 2	P4	0.9DL+1SX Max	Bottom	2.7829	0.9562	1.8267	65.64%
Piso 2	P4	0.9DL+1SY Max	Bottom	1.0087	0.2596	0.7491	74.26%
Piso 2	P4	1.4DL+1.7LL	Bottom	-0.4633	-0.4652	0.0019	0.41%
Piso 2	P4	1.25DL+1.25LL+1SX Max	Bottom	2.6074	0.7792	1.8282	70.12%
Piso 2	P4	1.25DL+1.25LL+1SY Max	Bottom	0.8333	0.0826	0.7507	90.09%
Piso 2	P4	1.4DL	Bottom	-0.3405	-0.3401	0.0004	0.12%

Tabla N° 29. Variación del momento M3 en placa P-4.

Story	Pier	Load Case/Combo	Station (m)	M3			
				M3 (Norma) tonf-m	M3 (Esp) tonf-m	o	%
Piso 1	P4	0.9DL+1SX Max	Bottom	54.7222	20.7209	34.0013	62.13%
Piso 1	P4	0.9DL+1SY Max	Bottom	142.2259	50.9442	91.2817	64.18%
Piso 1	P4	1.4DL+1.7LL	Bottom	5.4957	5.4959	0.0002	0.00%
Piso 1	P4	1.25DL+1.25LL+1SX Max	Bottom	57.2264	23.2235	34.0029	59.42%
Piso 1	P4	1.25DL+1.25LL+1SY Max	Bottom	144.7302	53.4468	91.2834	63.07%
Piso 1	P4	1.4DL	Bottom	3.1665	3.1702	0.0037	0.12%
Piso 2	P4	0.9DL+1SX Max	Bottom	28.3222	10.9177	17.4045	61.45%
Piso 2	P4	0.9DL+1SY Max	Bottom	72.2855	25.5376	46.7479	64.67%
Piso 2	P4	1.4DL+1.7LL	Bottom	4.6138	4.619	0.0052	0.11%
Piso 2	P4	1.25DL+1.25LL+1SX Max	Bottom	30.3862	12.9862	17.4	57.26%
Piso 2	P4	1.25DL+1.25LL+1SY Max	Bottom	74.3496	27.6061	46.7435	62.87%
Piso 2	P4	1.4DL	Bottom	2.7374	2.7361	0.0013	0.05%

Tabla N° 30. Variación de la fuerza P en placa P-4.

Story	Pier	Load Case/Combo	Station (m)	P			
				P (Norma) tonf	P (Esp) tonf	Δ	%
Piso 1	P4	0.9DL+1SX Max	Bottom	50.2547	50.8646	0.6099	1.21%
Piso 1	P4	0.9DL+1SY Max	Bottom	48.0351	50.4416	2.4065	5.01%
Piso 1	P4	1.4DL+1.7LL	Bottom	103.7046	103.4976	0.207	0.20%
Piso 1	P4	1.25DL+1.25LL+1SX Max	Bottom	87.3546	87.8998	0.5452	0.62%
Piso 1	P4	1.25DL+1.25LL+1SY Max	Bottom	85.1349	87.4769	2.342	2.75%
Piso 1	P4	1.4DL	Bottom	80.68	80.4996	0.1804	0.22%
Piso 2	P4	0.9DL+1SX Max	Bottom	43.4394	44.2918	0.8524	1.96%
Piso 2	P4	0.9DL+1SY Max	Bottom	41.2628	43.7644	2.5016	6.06%
Piso 2	P4	1.4DL+1.7LL	Bottom	88.7316	88.548	0.1836	0.21%
Piso 2	P4	1.25DL+1.25LL+1SX Max	Bottom	74.5622	75.366	0.8038	1.08%
Piso 2	P4	1.25DL+1.25LL+1SY Max	Bottom	72.3855	74.8386	2.4531	3.39%
Piso 2	P4	1.4DL	Bottom	70.3102	70.132	0.1782	0.25%

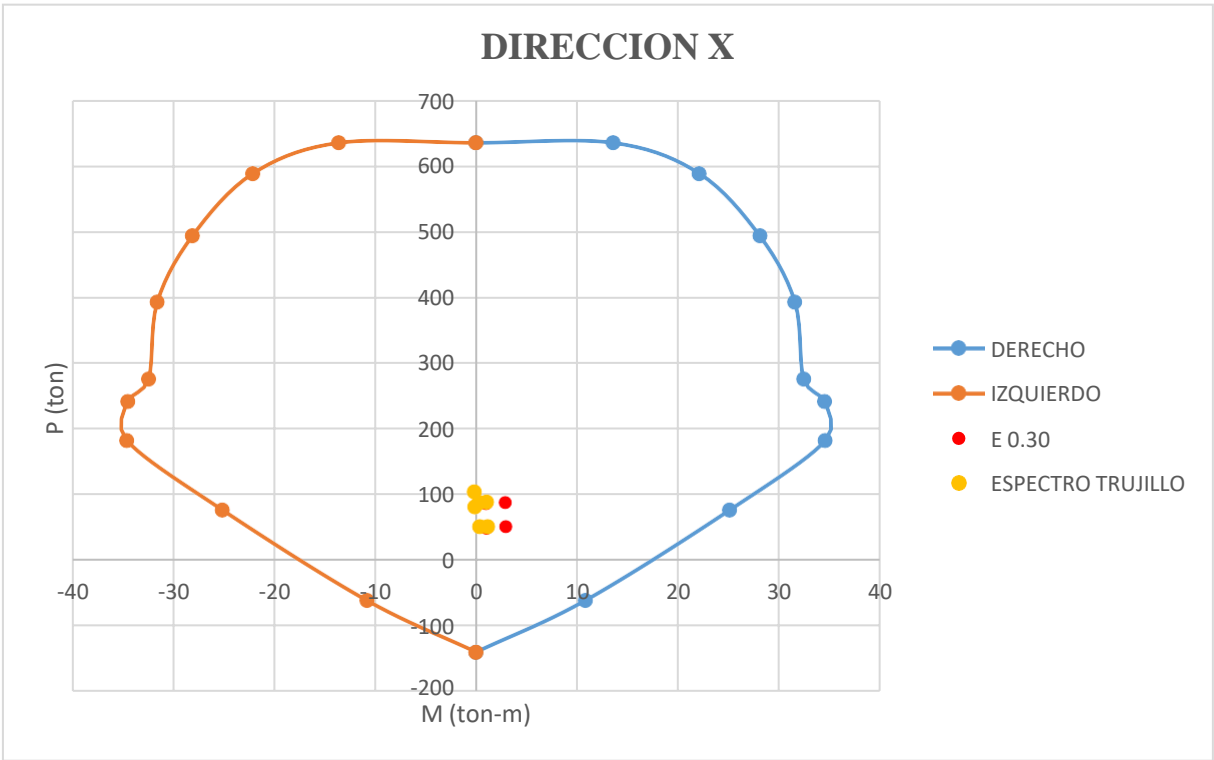


Figura N° 47. Diagrama de interacción para el piso 1 de la placa 4 en dirección X.

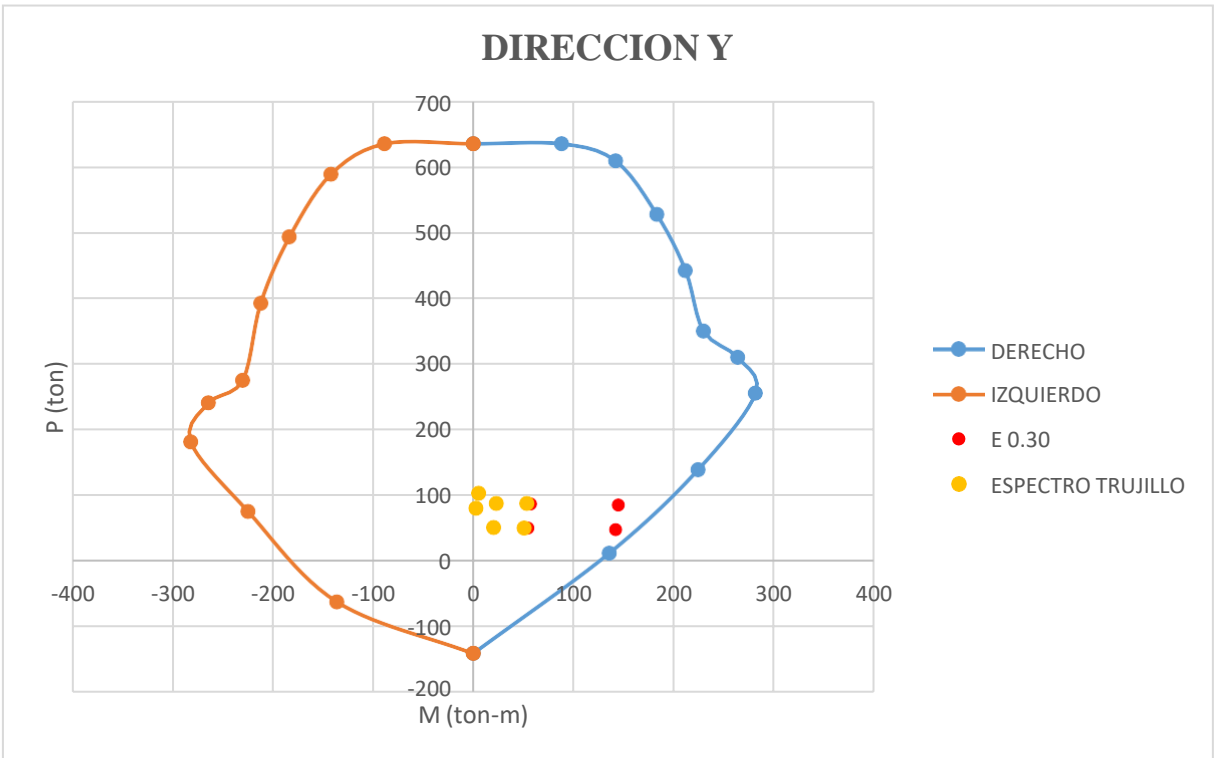


Figura N° 48. Diagrama de interacción para el piso 1 de la placa 4 en dirección Y.

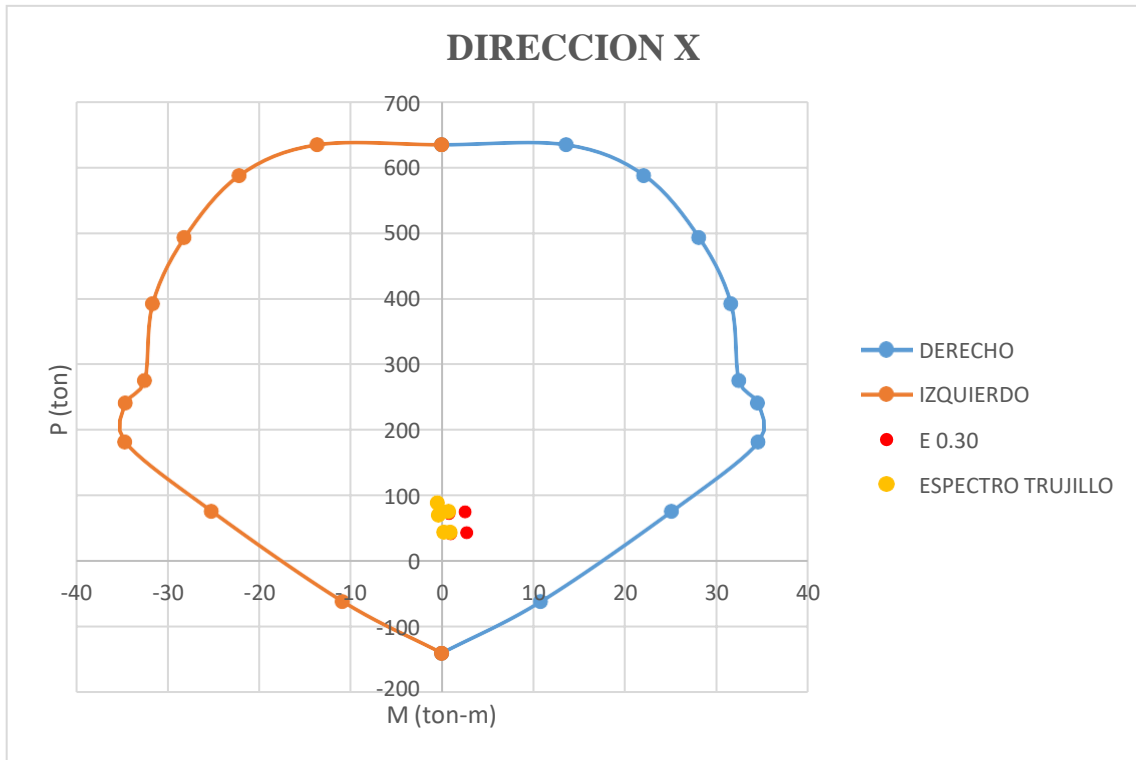


Figura N° 49. Diagrama de interacción para el piso 2 de la placa 4 en dirección X.

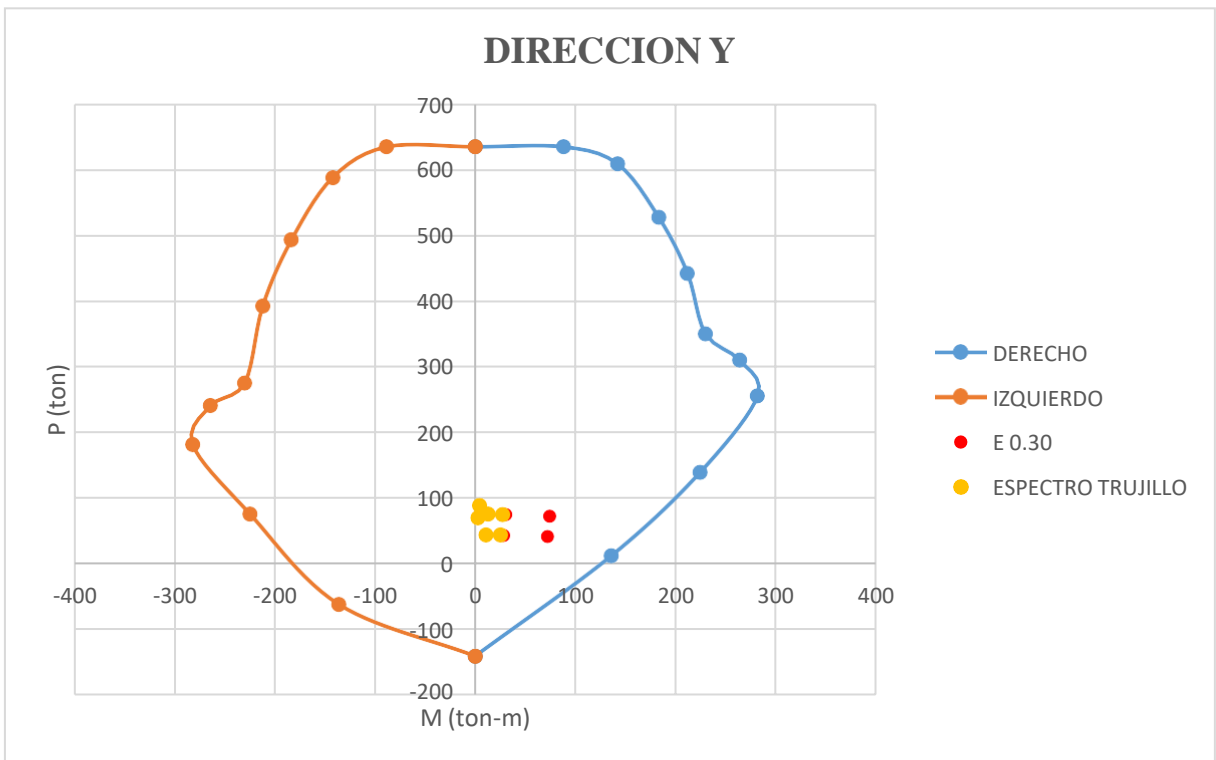


Figura N° 50. Diagrama de interacción para el piso 2 de la placa 4 en dirección Y.

CAPITULO VI

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Según los resultados obtenidos, podemos afirmar que una evaluación sísmica teniendo en uso el espectro de la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones sobrepasa en un porcentaje aún mayor al planteado inicialmente en nuestra presente investigación, en comparación al uso de un espectro focalizado para el lugar de estudio y evaluación en cuestión, por lo que se puede inferir que las estructuras tradicionales resultarán más rígidas debido a los parámetros establecidos en nuestra presente normativa.

Asimismo, el método empleado en la elaboración del espectro de respuesta focalizado parte de registros sísmicos históricos, por lo cual, ante la escasez muestral referente a PGA's y magnitudes significativas de las mismas en la fuente sismogénica en estudio, podemos estimar que podría existir una sobreestimación en cuanto a los resultados obtenidos por la presente investigación; cabe recalcar que el estudio realizado es sobre la generación de un espectro de respuesta focalizado mas no una evaluación tiempo historia, por lo que los registros históricos no se han escalado, sino que han sido tomados del registro correspondiente.

Finalmente, respecto al porcentaje planteado en la hipótesis inicial, podemos afirmar que los resultados obtenidos cumplen e incluso superan lo estimado inicialmente, puesto que se esperaba una diferencia de un 20%, siendo los resultados aún mayores. Sin embargo, teniendo en cuenta lo especificado en el párrafo anterior se debe tener en consideración la cantidad e intensidad muestral para futuros estudios, aunque de igual manera se podría esperar una variación porcentual significativa.

CAPITULO VII

CONCLUSIONES

La inclusión de un espectro focalizado en el estudio de la demanda sísmica, nos abre una nueva perspectiva en cuanto al diseño y evaluación de estructuras en nuestro país, pues a través de un análisis probabilístico focalizado se podría estimar la recurrencia y la demanda sísmica para cada fuente sismogénica en cuestión, llevándonos a un diseño más preciso de estructuras en cada región de nuestro país.

Del estudio realizado, podemos afirmar que el espectro de la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones tiene una diferencia de demanda mayor a la de un espectro focalizado en los siguientes puntos:

- Una deriva de entrepiso que oscila entre el **50% – 58%**, tanto para los desplazamientos en X como en Y.
- Una cortante basal superior en **50.23%** para el sismo en X y de **55.07%** para el sismo en Y.
- Para la columna central de 30x40 se obtuvo los siguientes porcentajes:
 - En momentos oscila entre un **77% – 79%** en el eje X. En el eje Y entre un **57% – 87% de diferencia.**
 - En la fuerza de diseño tiene un promedio de **18.72%** en el eje X y un **54.99%** en el eje Y de diferencia.
- Para el muro de corte P-3 se obtuvo los siguientes porcentajes:
 - En momentos oscila entre un **65% - 67%** en el eje X. En el eje Y tenemos entre un **56% - 58%** de diferencia.
 - En la fuerza de diseño tenemos un promedio de **5.46%** en el eje X y un **17.40%** en el eje Y.

CAPITULO VIII

RECOMENDACIONES

- Se recomienda un uso de registros históricos o muestras con PGA's similares en intensidad entre ellas, se podrían generar muestras sintéticas congruentes a los máximos registros históricos presentes en la fuente sismogénica en estudio.
- Realizar el análisis para diferentes tipos de estructuras, para así tener una diversidad muestral y diferentes puntos de evaluación en cuanto la viabilidad y validación del método empleado.
- Se recomienda profundizar más en el metrado y presupuesto de la estructura para obtener también una diferencia entre presupuestos de ambas estructuras y obtener una comparación también en la parte económica.
- Se recomienda utilizar otros softwares para comparación de resultados y procesos debidos con la finalidad de obtener resultados y comparaciones más exactas con la realidad y el futuro levantamiento de la estructura.

BIBLIOGRAFÍA

- American Society of Civil Engineers. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia.
- Bertero, M. (1997). *Desempeño sísmico de edificios: Binomio capacidad-demanda*.
- Bolaños, A., & Monroy, O. (2004). *Espectros de peligro sísmico uniforme*. Lima, Perú.
- FEMA P-750. (2009). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Others Structures (FEMA P-750)*. Washington, D.C.
- McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de concreto reforzado*. Mexico: Alfaomega Grupo Editor.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). *RNE E 0.30 Diseño sísmoresistente 2018*. Lima: El Peruano.
- Morales Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: Fondo Editorial ICG.
- Nilson, A. (2001). *Diseño de Estructura de Concreto*. Colombia: McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A.
- Santana Tapia, R. (2012). *Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada*.

ANEXOS

Anexo N° 1

Diseño de acero en vigas para momento negativo en la VIGA 35x40 según el espectro de la norma E030.

DISEÑO DE REFUERZO EN VIGAS

CARACTERISTICAS GEOMETRICA DE LA VIGA

Ancho b (cm)=

Altura h (cm)=

Recubrimiento (cm)=

Ø del Estribo=

PROPIEDADES DE LA VIGA

Momento Ultimo (Tn.m)=

Resistencia del concreto a los 28 dias f'c (kg/cm²)=

Fluencia del acero fy (kg/cm²)=

Tipo de Zona=

Factor de reducción (ø)=

Módulo de Elasticidad del acero (kg/cm²)=

RESULTADOS INICIALES dso

peralte efectivo d (cm)=	<input type="text" value="34.29223485"/>
β_1 =	<input type="text" value="0.85"/>
pb=	<input type="text" value="0.021418271"/>
a (cm)=	<input type="text" value="1.805905769"/>
As (cm²)=	<input type="text" value="2.686284832"/>
p=	<input type="text" value="0.002238145"/>
pmax.=	<input type="text" value="0.016063703"/>
pmin.=	<input type="text" value="0.003333333"/>
As max. (cm²)=	<input type="text" value="19.28010957"/>
As min. (cm²)=	<input type="text" value="4.000760732"/>

EL ACERO FLUYE (FALLA DUCTIL) Utilice Acero Minimo

ENTONCES: As (cm²)= <====RESULTADO

DISTRIBUYENDO EL REFUERZO DE ACERO

<input type="text" value="2"/>	↑ ↓	Ø	<input type="text" value="5/8"/>	▼	}	
<input type="text" value="1"/>	↑ ↓	Ø	<input type="text" value="1/2"/>	▼		
<input type="text" value="0"/>	↑ ↓	Ø	<input type="text" value=""/>	▼		
<input type="text" value="0"/>	↑ ↓	Ø	<input type="text" value=""/>	▼		

As° (cm²) = 2Ø5/8" + 1Ø1/2" = 5.23cm²

As < As° (conforme)

VERIFICANDO EL REQUERIMIENTO DE LA CUANTIA CON EL ACERO DISTRIBUIDO

Determinando la nueva cuantia: p= 0.004353689

verificando el tipo de falla con la nueva cuantia: p < pb (falla ductil)

verificando si cumple la cuantia maxima: p < pman (cumple)

verificando si cumple la cuantia minima: pmin < p (cumple)

Anexo N° 2

Diseño de acero en viga para momento positivo en la VIGA 35X40 según el espectro de la norma E030.

DISEÑO DE REFUERZO EN VIGAS

CARACTERISTICAS GEOMETRICA DE LA VIGA

Ancho b (cm)=

Altura h (cm)=

Recubrimiento (cm)=

Ø del Estribo=

PROPIEDADES DE LA VIGA

Momento Ultimo (Tn.m)=

Resistencia del concreto a los 28 dias f'c (kg/cm²)=

Fluencia del acero fy (kg/cm²)=

Tipo de Zona=

Factor de reducción (ø)=

Módulo de Elasticidad del acero (kg/cm²)=

RESULTADOS INICIALES dso

peralte efectivo d (cm)=	<input type="text" value="34.31570122"/>
$\beta 1$ =	<input type="text" value="0.85"/>
pb=	<input type="text" value="0.021418271"/>
a (cm)=	<input type="text" value="3.715443664"/>
As (cm²)=	<input type="text" value="5.526722451"/>
p=	<input type="text" value="0.004601577"/>
pmax.=	<input type="text" value="0.016063703"/>
pmin.=	<input type="text" value="0.003333333"/>
As max. (cm²)=	<input type="text" value="19.29330306"/>
As min. (cm²)=	<input type="text" value="4.003498476"/>

EL ACERO FLUYE (FALLA DUCTIL) No utilizar Acero Minimo

ENTONCES: As (cm²)= <====RESULTADO

DISTRIBUYENDO EL REFUERZO DE ACERO

2	▲ ▼	Ø	1/2" ▼	}	
2	▲ ▼	Ø	5/8" ▼		
0	▲ ▼	Ø	▼		
0	▲ ▼	Ø	▼		

As° (cm²) = 2Ø1/2" + 2Ø5/8" = 6.49cm²

As < As° (conforme)

VERIFICANDO EL REQUERIMIENTO DE LA CUANTIA CON EL ACERO DISTRIBUIDO

Determinando la nueva cuantia: p= 0.00540543

verificando el tipo de falla con la nueva cuantia: p < pb (falla ductil)

verificando si cumple la cuantia maxima: p < pman (cumple)

verificando si cumple la cuantia minima: pmin < p (cumple)

Anexo N° 3

Diseño de acero en vigas para momento negativo en la VIGA 35x40 según el espectro focalizado para la ciudad de Trujillo

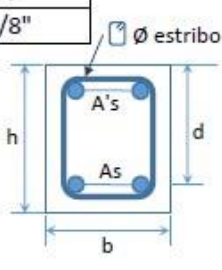
DISEÑO DE REFUERZO EN VIGAS

CARACTERISTICAS GEOMETRICA DE LA VIGA

Ancho b (cm)=	35	Recubrimiento (cm)=	4
Altura h (cm)=	40	Ø del Estribo=	3/8"

PROPIEDADES DE LA VIGA

Momento Ultimo (Tn.m)=	3.3367
Resistencia del concreto a los 28 dias f'c (kg/cm²)=	210
Fluencia del acero fy (kg/cm²)=	4200
Tipo de Zona=	No Sismica
Factor de reducción (ø)=	0.9
Módulo de Elasticidad del acero (kg/cm²)=	2038901.916



RESULTADOS INICIALES

peralte efectivo d (cm)=	34.29223485	dso
β_1 =	0.85	
pb=	0.021418271	
a (cm)=	1.77652058	
As (cm²)=	2.642574362	
p=	0.002201727	
pmax.=	0.016063703	
pmin.=	0.003333333	
As max. (cm²)=	19.28010957	
As min. (cm²)=	4.000760732	

EL ACERO FLUYE (FALLA DUCTIL) Utilice Acero Minimo

ENTONCES: As (cm²)= 2.642574362 <====RESULTADO

DISTRIBUYENDO EL REFUERZO DE ACERO

2	▲ ▼	Ø	5/8"	▼	} As° (cm²) = 2Ø5/8" + 1Ø1/2" = 5.23cm²
1	▲ ▼	Ø	1/2"	▼	
0	▲ ▼	Ø		▼	
0	▲ ▼	Ø		▼	

As < As° (conforme)

VERIFICANDO EL REQUERIMIENTO DE LA CUANTIA CON EL ACERO DISTRIBUIDO

Determinando la nueva cuantia: p= 0.004353689

verificando el tipo de falla con la nueva cuantia: p < pb (falla ductil)

verificando si cumple la cuantia maxima: p < pman (cumple)

verificando si cumple la cuantia minima: pmin < p (cumple)

Anexo N° 4

Diseño de acero en vigas para momento positivo en la VIGA 35x40 según el espectro focalizado para la ciudad de Trujillo

DISEÑO DE REFUERZO EN VIGAS

CARACTERISTICAS GEOMETRICA DE LA VIGA			
Ancho b (cm)=	35	Recubrimiento (cm)=	4
Altura h (cm)=	40	∅ del Estribo=	3/8"

PROPIEDADES DE LA VIGA

Momento Ultimo (Tn.m)=	6.6734
Resistencia del concreto a los 28 dias f'c (kg/cm²)=	210
Fluencia del acero fy (kg/cm²)=	4200
Tipo de Zona=	No Sismica
Factor de reducción (∅)=	0.9
Módulo de Elasticidad del acero (kg/cm²)=	2038901.916

RESULTADOS INICIALES dso

peralte efectivo d (cm)=	34.31570122
β1=	0.85
pb=	0.021418271
a (cm)=	3.653086243
As (cm²)=	5.433965787
p=	0.004524348
pmax.=	0.016063703
pmin.=	0.003333333
As max. (cm²)=	19.29330306
As min. (cm²)=	4.003498476

EL ACERO FLUYE (FALLA DUCTIL) No utilizar Acero Minimo

ENTONCES: As (cm²)= 5.433965787 <====RESULTADO

DISTRIBUYENDO EL REFUERZO DE ACERO

2	∅	5/8"	}	As° (cm²) = 2∅5/8" + 2∅1/2" = 6.49cm²
2	∅	1/2"		
0	∅			
0	∅			

As < As° (conforme)

VERIFICANDO EL REQUERIMIENTO DE LA CUANTIA CON EL ACERO DISTRIBUIDO

Determinando la nueva cuantia: p= 0.00540543

verificando el tipo de falla con la nueva cuantia: p < pb (falla ductil)

verificando si cumple la cuantia maxima: p < pman (cumple)

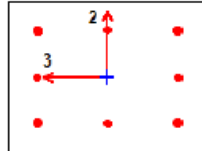
verificando si cumple la cuantia minima: pmin < p (cumple)

Anexo N° 5

Diseño de acero para columna C30x40 según el espectro de la norma E030.

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-14 Column Section Design



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
Piso 1	C16	69	C 30X40	ENV	0	3.2	0.542	Sway Special

Section Properties

b (m)	h (m)	dc (m)	Cover (Torsion) (m)
0.4	0.3	0.05901	0.0273

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f'_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{ys} (tonf/m ²)
2173706.51	2100	1	42000	42000

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{Cspiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}	Ω_0
0.9	0.65	0.75	0.85	0.6	0.85	2

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M_2 tonf-m	Minimum M_3 tonf-m	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
78.3785	2.0196	1.8999	2.135	1.8999	1.61	0.553

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Effective Length m
Major Bend(M3)	0.200676	1	1	1	2.8
Minor Bend(M2)	0.377629	1	1	1	2.8

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}

	Shear V_u tonf	Shear ΦV_c tonf	Shear ΦV_s tonf	Shear ΦV_p tonf	Rebar A_v/s cm ² /cm
Major, V_{u2}	4.0607	7.3449	2.8803	4.0607	0.033
Minor, V_{u3}	3.1629	9.7861	0	3.1629	0

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Force tonf	Shear $V_{u,Top}$ tonf	Shear $V_{u,Tot}$ tonf	Shear ΦV_c tonf	Joint Area m²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{u2}	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear, V_{u3}	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

(6/5) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
N/A	N/A

Notes:

N/A: Not Applicable

N/C: Not Calculated

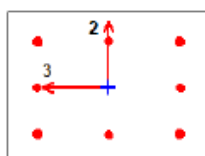
N/N: Not Needed

Anexo N° 6

Diseño de acero para columna C30x40 según el espectro focalizado para la ciudad de Trujillo.

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-14 Column Section Design



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
Piso 1	C18	69	C 30X40	ENV	0	3.2	0.542	Sway Special

Section Properties

b (m)	h (m)	dc (m)	Cover (Torsion) (m)
0.4	0.3	0.05901	0.0273

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f'_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{ys} (tonf/m ²)
2173706.51	2100	1	42000	42000

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{Tied}	Φ_{Spiral}	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}	Ω_0
0.9	0.65	0.75	0.85	0.6	0.85	2

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M_2 tonf-m	Minimum M_3 tonf-m	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
78.3785	-0.6999	-1.9021	2.135	1.8999	1.61	0.531

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Effective Length m
Major Bend(M3)	0.788758	1.001175	1	1	2.8
Minor Bend(M2)	0.420598	1	1	1	2.8

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}

	Shear V_u tonf	Shear ΦV_c tonf	Shear ΦV_s tonf	Shear ΦV_p tonf	Rebar A_v/s cm ² /cm
Major, V_{u2}	3.6373	9.2216	0	3.6373	0
Minor, V_{u3}	1.6218	9.7861	0	1.6218	0

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Force tonf	Shear $V_{u,Top}$ tonf	Shear $V_{u,Tot}$ tonf	Shear ΦV_c tonf	Joint Area m²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{u2}	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear, V_{u3}	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

(6/5) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
N/A	N/A

Notes:

N/A: Not Applicable

N/C: Not Calculated

N/N: Not Needed

Anexo N° 7

Diseño de acero para muro de corte P-1 según el espectro de la norma E030

ETABS Shear Wall Design

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (m)	Centroid Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	LLRF
Piso 1	PW1	3.575	8.75	2.5	0.3	0.621

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{ys} (tonf/m ²)
2173706.51	2100	1	42000	42000

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_C	Φ_V	Φ_V (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.65	0.75	0.6	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ m	Left Y ₁ m	Right X ₂ m	Right Y ₂ m	Length m	Thickness m
Top	Leg 1	2.325	8.75	4.825	8.75	2.5	0.3
Bottom	Leg 1	2.325	8.75	4.825	8.75	2.5	0.3

Flexural Design for P_u , M_{u2} and M_{u3}

Station Location	Required Rebar Area (cm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m	Pier A_g cm ²
Top	18.75	0.0025	0.0021	ENV	127.0176	-0.6314	-78.44	7500
Bottom	37	0.0049	0.0021	ENV	48.9742	4.0248	187.7185	7500

Shear Design

Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	0.075	ENV	43.7902	93.6441	29.6546	45.583	92.833
Bottom	Leg 1	0.075	ENV	48.9742	187.7185	29.688	23.922	71.172

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	Stress Comp tonf/m ²	Stress Limit tonf/m ²	C Depth m	C Limit m
Top-Left	Leg 1	0.20967	ENV	127.0176	-78.44	420.36	420	0.41935	0.55556
Top-Right	Leg 1	0.20967	ENV	127.0176	93.6441	469.02	420	0.41935	0.55556
Bottom-Left	Leg 1	0.21841	ENV	135.0816	-171.191	727.92	420	0.43681	0.55556
Bottom-Right	Leg 1	0.21841	ENV	135.0816	187.7185	780.81	420	0.43681	0.55556

Anexo N° 8

Diseño de acero para muro de corte P-01 según el espectro focalizado para la ciudad de Trujillo

ETABS Shear Wall Design

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (m)	Centroid Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	LLRF
Piso 1	PW1	3.575	8.75	2.5	0.3	0.621

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{ys} (tonf/m ²)
2173706.51	2100	1	42000	42000

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_c	Φ_v	Φ_v (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.65	0.75	0.6	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ m	Left Y ₁ m	Right X ₂ m	Right Y ₂ m	Length m	Thickness m
Top	Leg 1	2.325	8.75	4.825	8.75	2.5	0.3
Bottom	Leg 1	2.325	8.75	4.825	8.75	2.5	0.3

Flexural Design for P_u , M_{u2} and M_{u3}

Station Location	Required Rebar Area (cm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m	Pier A_g cm ²
Top	18.75	0.0025	0.0021	ENV	127.0176	-0.4613	-33.3357	7500
Bottom	18.75	0.0025	0.0021	ENV	135.0816	-1.3972	-77.4379	7500

Shear Design

Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	0.075	ENV	54.3557	48.5398	14.5636	44.1445	91.3945
Bottom	Leg 1	0.075	ENV	59.5397	93.9654	14.588	24.2241	71.4741

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	Stress Comp tonf/m ²	Stress Limit tonf/m ²	C Depth m	C Limit m
Top-Left	Leg 1	Not Required	ENV	127.0176	-33.3357	276.03	420	0.41935	0.55556
Top-Right	Leg 1	0.20967	ENV	127.0176	48.5398	324.68	420	0.41935	0.55556
Bottom-Left	Leg 1	0.21841	ENV	135.0816	-77.4379	427.91	420	0.43681	0.55556
Bottom-Right	Leg 1	0.21841	ENV	135.0816	93.9654	480.8	420	0.43681	0.55556