

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en
Huancayo por el sismo del 7 de agosto de 2020 Mw=4.9
con la aplicación de la metodología de Bazán y Meli**

Diana Rosa Morillo Chamorro

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Huancayo, 2021

Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Esta obra está bajo una Licencia "Creative Commons Atribución 4.0 Internacional" .

AGRADECIMIENTO

A Dios, a mi familia y a todos los docentes que aportaron a mi formación profesional y en el desarrollo del presente trabajo de investigación.

DEDICATORIA

A mi madre, una mujer extraordinaria de quien nunca dejaré de aprender.

ÍNDICE

| | |
|--|-----------|
| PORTADA..... | I |
| AGRADECIMIENTO | II |
| DEDICATORIA | III |
| ÍNDICE | IV |
| LISTA DE TABLAS | VI |
| LISTA DE FIGURAS..... | VII |
| LISTA DE ANEXOS..... | VIII |
| RESUMEN | IX |
| ABSTRACT..... | X |
| INTRODUCCIÓN | XI |
| | |
| CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO | 12 |
| 1.1. Planteamiento y formulación del problema | 12 |
| 1.1.1. Planteamiento del problema | 12 |
| 1.1.2. Formulación del problema | 14 |
| 1.2. Objetivos..... | 14 |
| 1.2.1. Objetivo general..... | 14 |
| 1.2.2. Objetivos específicos | 14 |
| 1.3. Justificación e importancia..... | 15 |
| 1.3.1. Justificación práctica..... | 15 |
| 1.3.2. Justificación metodológica | 15 |
| 1.3.3. Justificación ambiental..... | 15 |
| 1.3.4. Importancia | 16 |
| 1.4. Hipótesis y descripción de variables..... | 16 |
| 1.4.1. Hipótesis general | 16 |
| 1.4.2. Hipótesis específicas | 16 |
| 1.4.3. Descripción de variables..... | 16 |
| | |
| CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO | 18 |
| 2.1. Antecedentes del problema | 18 |
| 2.1.1. Antecedentes internacionales..... | 18 |
| 2.1.2. Antecedentes nacionales..... | 20 |
| 2.2. Bases teóricas | 21 |
| 2.2.1. Altura de una edificación..... | 21 |
| 2.2.2. Sistemas estructurales..... | 22 |
| 2.2.3. Periodo fundamental de vibración de una estructura..... | 22 |
| 2.2.4. Periodo fundamental de vibración del suelo | 23 |
| 2.2.5. Resonancia sísmica..... | 27 |
| 2.2.6. Pórticos de concreto armado | 32 |
| 2.3. Definición de términos básicos | 43 |
| | |
| CAPÍTULO III METODOLOGÍA..... | 45 |
| 3.1. Método de la investigación | 45 |
| 3.2. Tipo de investigación | 45 |
| 3.3. Nivel de investigación | 46 |
| 3.4. Diseño de la investigación | 46 |
| 3.5. Población..... | 46 |
| 3.6. Muestra..... | 46 |
| 3.7. Muestreo..... | 47 |
| 3.8. Técnica | 47 |

| | |
|--|-----------|
| CAPÍTULO IV ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS | 48 |
| 4.1. Análisis de resultados..... | 48 |
| 4.1.1. Nivel de vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en relación al sistema estructural | 48 |
| 4.1.2. Nivel de vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en relación al número de pisos..... | 51 |
| 4.1.3. Revisión de una estructura con y sin vulnerabilidad a resonancia..... | 54 |
| 4.2. Discusión de resultados..... | 89 |
| 4.2.1. Nivel de vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en relación al sistema estructural | 89 |
| 4.2.2. Nivel de vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en relación al número de pisos..... | 90 |
| 4.2.3. Revisión de una estructura con y sin vulnerabilidad a resonancia..... | 91 |
| CONCLUSIONES | 95 |
| REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 96 |
| ANEXOS | 99 |

LISTA DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla 1: Niveles de vulnerabilidad ante resonancia sísmica. | 31 |
| Tabla 2: Límites para la distorsión del entrepiso. | 42 |
| Tabla 3: Periodo fundamental de vibración de estructuras de acuerdo al sistema estructural. | 49 |
| Tabla 4: Vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica de acuerdo al sistema estructural. | 50 |
| Tabla 5: Periodo fundamental de vibración de estructuras de acuerdo al número de pisos. | 52 |
| Tabla 6: Vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica de acuerdo al número de pisos. | 53 |
| Tabla 7: Configuración de la estructura no vulnerable a resonancia sísmica. | 55 |
| Tabla 8: Edificación no vulnerable a resonancia: revisión de la viga más cargada respecto a la NTE E.060 Concreto Armado. | 59 |
| Tabla 9: Edificación no vulnerable a resonancia: revisión de la columna más cargada respecto a la NTE E.060 Concreto Armado. | 64 |
| Tabla 10: Edificación no vulnerable a resonancia: revisión en la dirección X de la resistencia al cortante en el nudo de la columna más cargada respecto a la NTE E.060 Concreto Armado. | 67 |
| Tabla 11: Edificación no vulnerable a resonancia: revisión en la dirección Y de la resistencia al cortante en el nudo de la columna más cargada respecto a la NTE E.060 Concreto Armado. | 68 |
| Tabla 12: Configuración de una estructura vulnerable a resonancia sísmica. | 72 |
| Tabla 13: Edificación vulnerable a resonancia: revisión de la viga más cargada respecto a la NTE E.060 Concreto Armado. | 76 |
| Tabla 14: Edificación vulnerable a resonancia: revisión de la columna más cargada respecto a la NTE E.060 Concreto Armado. | 81 |
| Tabla 15: Edificación vulnerable a resonancia: revisión en la dirección X de la resistencia al cortante en el nudo de la columna más cargada respecto a la NTE E.060 Concreto Armado. | 84 |
| Tabla 16: Edificación vulnerable a resonancia: revisión en la dirección Y de la resistencia al cortante en el nudo de la columna más cargada respecto a la NTE E.060 Concreto Armado. | 85 |
| Tabla 17: Factor de amplificación del movimiento del suelo para el análisis dinámico tiempo – historia lineal elástico. | 94 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1: Altura de una edificación y forma producto de la respuesta estructural. Tomado del libro Ingeniería Sismorresistente de Alejandro Muñoz. | 21 |
| Figura 2: Epicentro del sismo del 07 de agosto de 2020..... | 24 |
| Figura 3: Estación acelerométrica HYO 001. | 25 |
| Figura 4: Registro de aceleración del sismo del 07 de agosto de 2020 de la estación HYO 001. ... | 26 |
| Figura 5: Periodo fundamental de vibración del suelo obtenido del sismo del 07 de agosto de 2020 medido en la estación de HYO 001. | 27 |
| Figura 6: Respuesta de un sistema de 1 GDL con un amortiguamiento del 5%. | 29 |
| Figura 7: Factor de amplificación dinámica de desplazamiento de un sistema de un 1 GDL para diversas fracciones de amortiguamiento sometido a una excitación dinámica externa. | 30 |
| Figura 8: Amplificación del movimiento del suelo en un modelo de un sistema de un grado de libertad. | 32 |
| Figura 9: Fuerza cortante de diseño en vigas. | 35 |
| Figura 10: Fuerza cortante de diseño en columnas. | 38 |
| Figura 11: Área efectiva en el nudo..... | 39 |
| Figura 12: Fuerzas para el cálculo del cortante en el nudo. | 40 |
| Figura 13: Espectro de diseño de la NTE E.030 Diseño Sismorresistente..... | 41 |
| Figura 14: Espectro de diseño para R=1 de la NTE E.030 Diseño Sismorresistente. | 43 |
| Figura 15: Gráfico comparativo de periodos en función del sistema estructural. | 49 |
| Figura 16: Nivel de vulnerabilidad ante resonancia sísmica en función al sistema estructural. | 51 |
| Figura 17: Gráfico de tendencia entre el periodo de vibración y el número de pisos. | 52 |
| Figura 18: Vulnerabilidad ante resonancia sísmica en función al número de pisos. | 54 |
| Figura 19: Distribución de planta típica de la edificación no vulnerable a resonancia. | 56 |
| Figura 20: Estructuración de la edificación no vulnerable a resonancia. | 57 |
| Figura 21: Vista 3D de la edificación no vulnerable a resonancia sísmica. | 58 |
| Figura 22: Edificación no vulnerable a resonancia: valor espectral en la base producto del análisis dinámico tiempo – historia lineal elástico..... | 70 |
| Figura 23: Edificación no vulnerable a resonancia: valor espectral en el último nivel producto del análisis dinámico tiempo – historia lineal elástico..... | 71 |
| Figura 24: Distribución planta típica de la edificación vulnerable a resonancia. | 73 |
| Figura 25: Estructuración de la edificación vulnerable a resonancia. | 74 |
| Figura 26: Vista 3D de una edificación vulnerable a resonancia sísmica. | 75 |
| Figura 27: Edificación vulnerable a resonancia: valor espectral en la base producto del análisis dinámico tiempo – historia lineal elástico..... | 87 |
| Figura 28: Edificación vulnerable a resonancia: valor espectral en el último nivel producto del análisis dinámico tiempo – historia lineal elástico..... | 88 |

LISTA DE ANEXOS

| | |
|--|-----|
| Anexo 1: Edificación no vulnerable: Planta típica..... | 100 |
| Anexo 2: Edificación no vulnerable: Vigas ejes 1 y 6 – ejes 2 y 5..... | 101 |
| Anexo 3: Edificación no vulnerable: Vigas ejes 3 y 4 – eje A..... | 102 |
| Anexo 4: Edificación no vulnerable: Vigas eje B – eje D..... | 103 |
| Anexo 5: Edificación no vulnerable: Vigas eje E..... | 104 |
| Anexo 6: Edificación vulnerable: Planta típica..... | 105 |
| Anexo 7: Edificación vulnerable: Vigas ejes 1 y 6 – ejes 2 y 5..... | 106 |
| Anexo 8: Edificación vulnerable: Vigas ejes 3 y 4 – eje A..... | 107 |
| Anexo 9: Edificación vulnerable: Vigas eje B – eje D..... | 108 |
| Anexo 10: Edificación vulnerable: Vigas eje E..... | 109 |

RESUMEN

En el sismo del 19 de septiembre de 1985, cerca de 500 edificios en Ciudad de México colapsaron a causa del fenómeno de resonancia sísmica (1); por otro lado, en 1969, se activó la falla de Huaytapallana, entendiéndose que una reactivación sería sinónimo de desastre (2). En tal sentido, el trabajo de investigación tuvo como objetivo determinar el nivel de vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020 con la aplicación de la metodología de Bazán y Meli. Para tal fin, se empleó las fórmulas del ASCE 7-16, UBC y NTE E.030 Diseño Sismorresistente para el cálculo del periodo fundamental de estructuras en relación a su sistema estructural y altura, mientras que con la aplicación de los cocientes espectrales H/V se obtuvo el periodo predominante del suelo; posteriormente, como parte del objetivo, se demuestra la vulnerabilidad de una estructura a través del factor de amplificación del movimiento del suelo, respecto de una no vulnerable del mismo sistema estructural. Finalmente, se concluye que, para los sistemas estructurales de pórticos de concreto armado y acero, las edificaciones de entre 9 y 21 metros de altura son vulnerables a una amplificación dinámica inducida; en el caso de la albañilería no se reporta vulnerabilidad alguna; en cuanto al factor de amplificación del movimiento del suelo de una edificación vulnerable al fenómeno de resonancia sísmica obtenido a partir del análisis dinámico tiempo – historia lineal elástico para el sismo del 07 de agosto de 2020, resulta ser el doble al de una edificación no vulnerable.

Palabras clave: vulnerabilidad, resonancia sísmica, sismo, periodo fundamental de vibración, sistema estructural, altura, amplificación del movimiento del suelo.

ABSTRACT

In the earthquake of 19 September 1985, nearly 500 buildings in Mexico City collapsed due to the phenomenon of seismic resonance (1); on the other hand, in 1969, the Huaytapallana fault was activated, and it was understood that a reactivation would be synonymous with disaster (2). In this sense, the research aimed to determine the level of vulnerability of buildings to seismic resonance in Huancayo due to the earthquake of 07 August 2020 by applying the Bazan and Meli methodology. For this purpose, the formulas of ASCE 7-16, UBC and NTE E.030 Diseño Sismorresistente were used to calculate the fundamental period of structures in relation to their structural system and height, while with the application of the H/V spectral quotients, the predominant period of the ground was obtained. Subsequently, as part of the objective, the vulnerability of a structure is demonstrated through the amplification factor of the ground motion, with respect to a non-vulnerable structure of the same structural system. Finally, it is concluded that for reinforced concrete and steel structural systems, buildings between 9 and 21 meters in height are vulnerable to induced dynamic amplification; in the case of masonry, no vulnerability is reported. With regard to the amplification factor of the ground motion of a building vulnerable to the phenomenon of seismic resonance obtained from the dynamic time-history linear elastic analysis for the earthquake of 07 August 2020 is twice as high as that of a non-vulnerable building.

Key words: vulnerability, seismic resonance, earthquake, fundamental period, structural system, height, ground motion amplification.

INTRODUCCIÓN

La resonancia sísmica se entiende como aquel fenómeno en el cual una edificación y el suelo donde se ubica se balancean en el mismo ritmo, lo cual conlleva a un colapso súbito de la estructura. Por otro lado, la región Junín cuenta con antecedentes de movimientos telúricos de intensidades de hasta XI en la escala de Mercalli Modificada, reconociendo a las fallas de Huaytapallana, Cayesh y Atalaya como áreas de continua liberación de energía, y de forma más específica a Huancayo como una de las zonas de importante actividad sísmica con aceleraciones de hasta 0.35 g.

Frente a estas dos realidades, el objetivo de esta investigación es determinar el nivel de vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020 con la aplicación de la metodología de Bazán y Meli. Para ello, se cuenta con los artículos científicos realizados tanto a nivel nacional como internacional, relacionados a actividad sísmica, amplificación dinámica inducida, peligro geológico y periodo fundamental de vibración, aspectos que sirvieron de referencia en el desarrollo de la investigación. Esta última es el aporte de conocimiento a una ciencia joven como lo es la Sismología, además de generar un precedente para próximos estudios de investigación; todo con el propósito de salvaguardar el bienestar de la sociedad.

La estructura a presentar está compuesta por el capítulo I, en el cual se trata el planteamiento del problema, objetivos, justificaciones, hipótesis y variables de estudio; el capítulo II abarca el marco teórico; mientras que en el capítulo III se expone la metodología empleada en la investigación; y, finalmente, en el capítulo IV, se visualiza el análisis y discusión de resultados.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Según la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), cuando un edificio y el suelo donde se ubica este se balancean al mismo ritmo, se trata del fenómeno de resonancia sísmica, es decir, sus vibraciones se amplifican, lo cual conlleva a un colapso súbito de la edificación. También menciona que uno de los factores más importantes que afecta el periodo fundamental de una estructura es su altura, pues mientras más alto sea esta se presentará mayor periodo, a diferencia de una de menor altura (1). Por otro lado, de acuerdo al Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS), los límites de las placas tectónicas están formadas por numerosas fallas, fracturas donde ocurre la mayoría de los sismos alrededor del mundo (2).

De acuerdo al Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI), a nivel geológico y geotécnico, la ciudad de Huancayo se encuentra expuesta al fenómeno de amplificación sísmica, lo cual sugiere que las condiciones del subsuelo sean categorizadas de regulares a bajas (3), siendo a su vez dichas condiciones una de las razones de la variabilidad en el periodo fundamental. Por otra parte, el Instituto Geofísico del Perú (IGP) menciona que producto de la existencia de un conjunto de fallas inversas y normales se presentan sismos de gran magnitud en la zona de Huaytapallana como los ocurridos entre los años 1960 y 2014 cuyas intensidades estuvieron en valores de X en la escala de Mercalli Modificada (4).

Por otro lado, según estudios que se realizaron posteriormente al terremoto ocurrido el 15 de agosto de 2007 en Pisco (Mw 7.9), se evidenció la ocurrencia

de la resonancia sísmica en estructuras con niveles inferiores a 4, las cuales se encontraban emplazadas sobre un suelo cuyo periodo predominante es igual a 0.12 s; así como aquellas que presenten entre 1 y 4 niveles de la zona noreste de Ica, cuyos periodos se acoplan al del suelo (0.5 – 0.67 s) (5).

Lo redactado líneas arriba se apoya de los casos que ilustran lo devastador que puede llegar a ser la amplificación dinámica inducida como lo acontecido en el terremoto del 19 de setiembre de 1985 en Ciudad de México (Mw 8.1), donde se concluyó que aquellas edificaciones mayores a 5 pisos en la zona nororiental fueron las que experimentaron un mayor nivel de daño, como por ejemplo, los hospitales Juárez y General de México, Centro Médico Nacional, Hotel Regis, entre otros; esto a causa de la aproximación de sus primeros modos de vibración con el periodo fundamental del terreno, hecho que no se observó en las edificaciones de más de 12 pisos, las cuales presentaron un mejor comportamiento al poseer periodos fuera del rango de aproximación (6). Posteriormente en el terremoto de 1989 en Loma Prieta, California (Mw 6.9), las modernas estructuras de concreto reforzado de los disyuntores eléctricos de la zona de Moss Landing fueron objeto de la resonancia sísmica (7), fenómeno que seis años más tarde volvería a ser mencionado en el terremoto de Kobe, Japón (Mw 7) debido al colapso y volcadura de la sección de 600 metros de la autopista Hanshin en la ruta 3 (8), y ya a finales del siglo XX, el 17 de agosto de 1999 en el terremoto de Izmit, Estambul (Mw 7.4) más de 20 edificaciones de la zona de Avclar colapsaron, reconociendo como una de las causas a la amplificación dinámica inducida (9). Finalmente haciendo referencia a acontecimientos recientes, es preciso situarse en el terremoto del 19 de setiembre de 2017 en la ciudad de Puebla, México (Mw 7.1) donde 38 estructuras de entre 3 y 11 niveles colapsaron (10).

Entonces, si bien el Perú cuenta con el Plan Nacional de Gestión de Riesgos de Desastres cuyo objetivo es reducir la vulnerabilidad de la población frente a los principales peligros como los sismos, un término significativo dentro de este contexto es el de la prevención a través de diversos trabajos de investigación, como el que se presenta, el cual busca determinar la vulnerabilidad de las edificaciones de la provincia de Huancayo ante el fenómeno de resonancia sísmica.

1.1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.1.2.1. Problema general

¿Cuál es el nivel de vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020 con la aplicación de la metodología de Bazán y Meli?

1.1.2.2. Problemas específicos

- ¿Cuál es el nivel de vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en relación al sistema estructural en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020 con la aplicación de la metodología de Bazán y Meli?
- ¿Cuál es el nivel de vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en relación al número de pisos en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020 con la aplicación de la metodología de Bazán y Meli?
- ¿Cómo demostrar que un edificio es vulnerable ante resonancia sísmica en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020 con el programa ETABS?

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar el nivel de vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020 con la aplicación de la metodología de Bazán y Meli.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar el nivel de vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en relación al sistema estructural en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020 con la aplicación de la metodología de Bazán y Meli.

- Determinar el nivel de la vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en relación al número de pisos en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020 con la aplicación de la metodología de Bazán y Meli.
- Demostrar la vulnerabilidad de un edificio ante resonancia sísmica en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020 con el programa ETABS.

1.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

1.3.1. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

Los efectos devastadores del fenómeno de resonancia sísmica evidenciados en México (1985) o en Alaska (1964) tornan necesaria su comprensión por parte de la ciencia, la cual se encuentra en una búsqueda continua de métodos y formas de análisis, con el propósito de salvaguardar el bienestar de la sociedad. Para dicho fin, se presenta este trabajo de investigación como una medida de prevención, el cual consiste en determinar la vulnerabilidad de edificios de diversas tipologías estructurales ante resonancia sísmica.

1.3.2. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

El trabajo de investigación genera conocimientos nuevos y válidos a través de la aplicación del método científico, basados en el análisis, planteamiento y comprobación de las hipótesis.

1.3.3. JUSTIFICACIÓN AMBIENTAL

Los problemas ambientales identificados producto de la experiencia de Pisco (2007) (11) son una invitación a reflexionar, en pleno siglo XXI, sobre las acciones preventivas por parte de los habitantes, quienes aún no interiorizan que la responsabilidad social con el ambiente es de todos, es por ello que se hace indispensable desarrollar proyectos de investigación con un enfoque sostenible, ejemplo de aquello es el presente trabajo que busca reducir los efectos de un sismo.

1.3.4. IMPORTANCIA

El aporte de conocimiento en una ciencia joven como lo es la Sismología, además de generar un precedente para próximos estudios de investigación; todo con el propósito de salvaguardar el bienestar de la sociedad.

1.4. HIPÓTESIS Y DESCRIPCIÓN DE VARIABLES

1.4.1. HIPÓTESIS GENERAL

La vulnerabilidad de edificios altos de los sistemas estructurales de concreto armado y acero en Huancayo, es alta ante resonancia sísmica, por el sismo del 07 de agosto de 2020 con la aplicación de la metodología de Bazán y Meli.

1.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- Los edificios con sistemas estructurales de concreto armado y acero presentan un nivel similar de vulnerabilidad ante resonancia sísmica en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020 con la aplicación de la metodología de Bazán y Meli.
- Los edificios de mayor número de pisos son los más vulnerables ante resonancia sísmica en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020 con la aplicación de la metodología de Bazán y Meli.
- La amplificación del movimiento del suelo causada por un edificio vulnerable ante resonancia sísmica en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020 excede a la amplificación generada por una edificación no vulnerable.

1.4.3. DESCRIPCIÓN DE VARIABLES

a. Variable independiente

La variable resonancia sísmica se operacionaliza con sus dimensiones: periodo fundamental de vibración de la estructura, periodo fundamental de vibración del suelo y la amplificación dinámica inducida, a su vez cada una de las dimensiones se subdivide en sus tres indicadores.

b. Variable dependiente

La variable vulnerabilidad se operacionaliza con sus dimensiones: altura de una edificación, sistemas estructurales y pórticos de concreto armado, a su vez cada una de las dimensiones se subdivide en sus tres indicadores.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

- a. En el artículo titulado "Vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en Guadalajara y Zapopan por el sismo del 11 de mayo de 2016 Mw=4.9", se fijó como objetivo investigar la vulnerabilidad ante resonancia de diferentes tipologías de edificios localizados en los alrededores de las estaciones de Guadalajara y Zapopan. Aplicando una metodología de registro de la aceleración del suelo en las estaciones de Guadalajara y Zapopan para la construcción de los espectros de respuesta elástica, los cuales están representados mediante un sistema de 1GDL con un amortiguamiento crítico del 5%, y de ecuaciones para determinar el periodo fundamental de las diversas estructuras; para tal fin se obtuvo los siguientes resultados: en base al periodo fundamental del suelo de la estación de Guadalajara, los edificios de entre 9 y 21 m de altura de todas las tipologías son los más vulnerables, para el caso de la estación de Zapopan, los edificios de entre 12 y 30 m. Finalmente concluye que los edificios más vulnerables cerca de la estación de Guadalajara son de 9 y 21 m de altura de todos los sistemas estructurales, por otro lado, para la estación de Zapopan son los de entre 12 y 30 m de altura de marcos de concreto y acero. Además, que los edificios de albañilería no son vulnerables al fenómeno de amplificación dinámica inducida en Zapopan, lo cual no los deja exentos de cualquier movimiento telúrico, y la variabilidad en los resultados de ambas estaciones se explica por la diferencia en el periodo natural del suelo, que a su vez es producto de las

condiciones de este, pues Zapopan presenta un suelo un poco más blando a comparación de la ubicación de la estación de Guadalajara (12).

- b. En el artículo titulado "The 1985 Mexico Earthquake", se fijó como objetivo describir el terremoto de Michoacán de $M_s = 8.1$ en setiembre de 1985. Aplicando una metodología de revisión bibliográfica del aspecto tectónico global, origen y localización del epicentro, así como un análisis de resultados en los que se incluye los daños y el tsunami producto del movimiento telúrico; se obtuvo los siguientes resultados: el terremoto que conllevó a dos réplicas ocurrió a lo largo de la zona de subducción de la Placa de Cocos y Norteamericana, con una intensidad de IX en la escala de Mercalli Modificada. Los daños cuantificados en pérdidas humanas, colapso de edificios, entre otros se atribuyen a la geología de la ciudad de México. Respecto al tsunami tuvo un impacto relativamente menor con olas de hasta 3 metros de altura. Finalmente muestra como conclusión que este movimiento telúrico dejó muchas lecciones en el marco de la Ingeniería Sísmica y para el propósito de esta investigación, los dos mayores factores detrás de la severidad del daño causado en los edificios son la resonancia y la duración del sacudimiento (13).
- c. En el artículo titulado "Evaluation of soil-building resonance effect in the urban area of the city of Matera (Italy)", se fijó como objetivo reconocer el efecto de resonancia entre el suelo y todos los edificios en el área urbana de la ciudad de Matera (sur de Italia). Aplicando una metodología de mediciones de ruido ambiental sísmico sobre el suelo y a través de relaciones lineales periodo- altura para el caso de los edificios de diversos sistemas estructurales, todo lo anterior con la finalidad de estimar los periodos fundamentales respectivos; para tal fin se obtuvo los siguientes resultados: los suelos en el centro de la ciudad son sensibles a frecuencias más bajas debido a las condiciones geológicas, a diferencia de la zona periférica de Matera donde se caracteriza por frecuencias más altas respecto a las edificaciones en la zona oriental cuyas alturas son más bajas por lo que responden a frecuencias más altas, en contraste con las del centro de la ciudad, de alturas mayores, las cuales reaccionan a frecuencias más bajas. Finalmente, muestra como conclusión a la ciudad de Matera como una zona propensa al fenómeno de resonancia, pues el 21% de las estructuras presentan una alta probabilidad a experimentar esta amplificación dinámica inducida, mientras que un 63% son

categorizadas dentro de una probabilidad media y el 16% está en un nivel bajo de ocurrencia (14).

2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES

- a. La tesis de pregrado titulada "Vulnerabilidad sísmica de centros educativos de Huancayo metropolitano" tuvo como objetivo determinar el estado de vulnerabilidad sísmica de los centros educativos de Huancayo metropolitano. Aplicando una metodología cualitativa (ATC 21) y cuantitativa, siendo la primera un filtro para aquellas estructuras que de resultar inseguras pasan a ser estudiadas a través del método cuantitativo, el cual analiza las propiedades geotécnicas del suelo de cimentación, material de construcción, planos y demás; para tal fin se obtuvo los siguientes resultados: los grados de vulnerabilidad de todos los bloques de cada centro educativo y su relación de acuerdo a su sistema estructural, antigüedad y número de niveles. Finalmente, señala como conclusión que de los 69 centros educativos analizados, un 17% se consideran como altamente vulnerables, mientras que un 69% tan solo como vulnerables y el resto que representa un 14% como no vulnerables frente a un movimiento telúrico severo (15).
- b. En el artículo titulado "Aplicación de la vibración ambiental y la vulnerabilidad física de la ciudad de Moquegua", se fijó como objetivo determinar la vulnerabilidad sísmica de los centros poblados de Los Ángeles, San Antonio, Chen Chen y San Francisco. Aplicando una metodología de microvibraciones y formatos de inspección visual FEMA 154 para obtener los periodos predominantes del suelo y las edificaciones respectivamente, para tal fin, se obtuvo los siguientes resultados: de acuerdo al material de construcción, el 54.4% son de ladrillo, 27.2% de adobe, 4.1% de bloquetas, 10.6% de madera, 3.6% estera y tan solo el 0.1% duales; en base a los niveles, el 78.2% corresponden a aquellas de 1 piso, mientras que el 18.2% es para viviendas de 2 pisos y para cerrar, el 3.4% para edificaciones de 3 pisos. Respecto al periodo predominante del suelo se registró 53 puntos de medición, en lo que concierne al efecto de resonancia se detectó que el 16.16% cuentan con vulnerabilidad alta, el 74.09% se caracteriza por una vulnerabilidad media y el resto que abarca el 61.35% se identifica con una vulnerabilidad baja. Finalmente, muestra

como conclusión que el 2.61% presenta un comportamiento sísmicamente resistente, así como que el 58.74% uno semirresistente, y el 15.35% muestra uno sísmicamente débil (16).

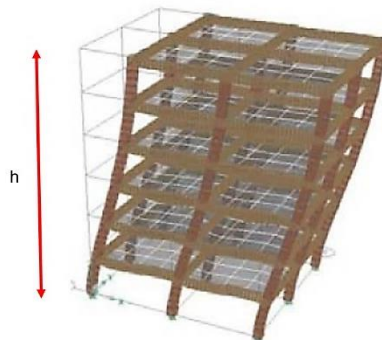
- c. En el boletín titulado "Peligro Geológico en la Región Junín", se fijó como objetivo informar a los habitantes y representantes de la región acerca de los riesgos geológicos a los que están afectados, a fin de aportar al crecimiento de Junín y por ende al de sus pobladores. Aplicando una metodología de recolección, análisis y procesamiento de información respecto de la región; se obtuvo los siguientes resultados: la geomorfología del área de estudio, las zonas de mayor actividad sísmica, así como la vulnerabilidad a inundaciones, deslizamientos y demás peligros. Finalmente muestra como conclusión, para el propósito de la investigación, que la región Junín cuenta con antecedentes de movimientos telúricos de intensidades de hasta XI en la escala de Mercalli Modificada reconociendo a las fallas de Huaytapallana, Cayesh y Atalaya como zonas de continua liberación de energía, y de forma más específica a la zona centro-oriental comprendida por Huancayo, San Ramón y Satipo, como aquella de importante actividad sísmica con aceleraciones de entre 0.25 g y 0.35 g (17).

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. ALTURA DE UNA EDIFICACIÓN

Como definición básica es la longitud medida de la base de la edificación hasta el último nivel de esta. Desde otra perspectiva, es el factor que determina la forma de una estructura como parte de la respuesta estructural frente a un sismo (18).

Figura 1: Altura de una edificación y forma producto de la respuesta estructural.



Fuente: Tomado del libro Ingeniería Sismorresistente de Alejandro Muñoz.

2.2.2. SISTEMAS ESTRUCTURALES

Configuración de elementos estructurales capaces de absorber y disipar energía (19), la NTE E.030 Diseño Sismorresistente contempla 5 sistemas estructurales, de los cuales para efecto de la investigación se cuenta con los tres primeros sistemas descritos, puesto que son lo de mayor participación en la ciudad de Huancayo.

a. Acero

Sistema basado en el acero estructural caracterizado por pórticos de significativa, limitada y mínima capacidad de deformación inelástica (20).

b. Concreto armado

Sistema de pórticos y muros estructurales de concreto armado resistentes a fuerzas sísmicas (20).

c. Albañilería armada o confinada

Sistema cuyos muros están contruidos de unidades de arcilla, sílice-cal o de concreto asentadas con mortero o apiladas con concreto líquido (21).

d. Madera

Sistema donde la madera se comporta como el material resistente.

e. Tierra

Sistema de muros levantados con unidades de tierra apisonada (20).

2.2.3. PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE UNA ESTRUCTURA

El periodo de vibración de una estructura es el tiempo requerido para repetir un mismo ciclo de vibración, siendo este parámetro determinante en la respuesta estructural frente a un sismo (6). Entonces el periodo fundamental de vibración de una estructura, denominado también primer periodo, es el de mayor participación al ser el de mayor valor.

Si bien el periodo de vibración depende especialmente de la masa y rigidez (22), la literatura expone otras alternativas a modo de estimación:

a. Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE 7-16)

Para estructuras con sistema estructural de concreto o acero, menor o igual a 12 pisos donde cada entrepiso es por lo menos 3 m (23), el periodo fundamental aproximado se determina con la siguiente ecuación:

$$T = 0.1N, \text{ siendo } N = \text{número de pisos}$$

b. Uniform Building Code (UBC 1997)

El periodo fundamental aproximado de acuerdo al sistema estructural, en función de la altura de la estructura (24), se define por las siguientes fórmulas:

$$T = 0.0731 h_n^{\frac{3}{4}} ; \text{ pórticos de marco resistente de concreto reforzado}$$

$$T = 0.0853 h_n^{\frac{3}{4}} ; \text{ pórticos de marco resistente de acero}$$

c. NTE E.030 Diseño Sismorresistente

La normativa peruana reporta la siguiente fórmula para determinar el periodo fundamental de vibración para el sistema estructural de albañilería (20).

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

Donde:

h_n = Altura total de la edificación en metros

C_T = Coeficiente para estimar el periodo fundamental de un edificio siendo 60 para la albañilería.

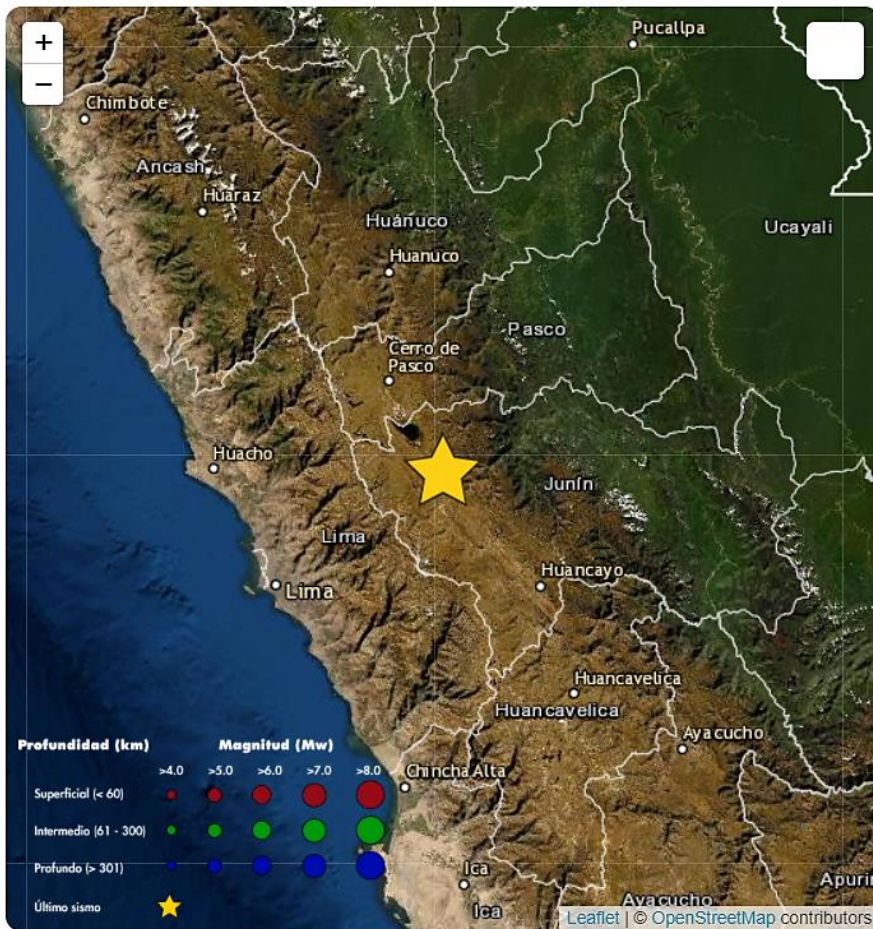
2.2.4. PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DEL SUELO

Parámetro que provee los efectos locales de un sitio sometido a sollicitaciones sísmicas producto de la liberación de energía (25).

a. Sismo del 07 de agosto de 2020

El 07 de agosto de 2020 se reportó un sismo de $M_w=4.9$ a las 21:16:28, siendo su epicentro a 14 km al sureste de Junín con una profundidad de 10 km (26). Si bien el sismo de intensidad IV se percibió por otras ciudades de la región, solo se notificó algunas viviendas afectadas en el distritito de San Pedro de Cajas (27).

Figura 2: Epicentro del sismo del 07 de agosto de 2020.



Fuente: Tomado del sitio web: <https://ultimosismo.igp.gob.pe/evento/2020-0510>

Gracias a la Red Nacional de Acelerógrafos del CISMID-FIC-UNI (REDACIS), el movimiento se registró en la estación HYO 001 ubicada en la Gerencia Zonal de Sencico de la ciudad de Huancayo.

Figura 3: Estación acelerométrica HYO 001.

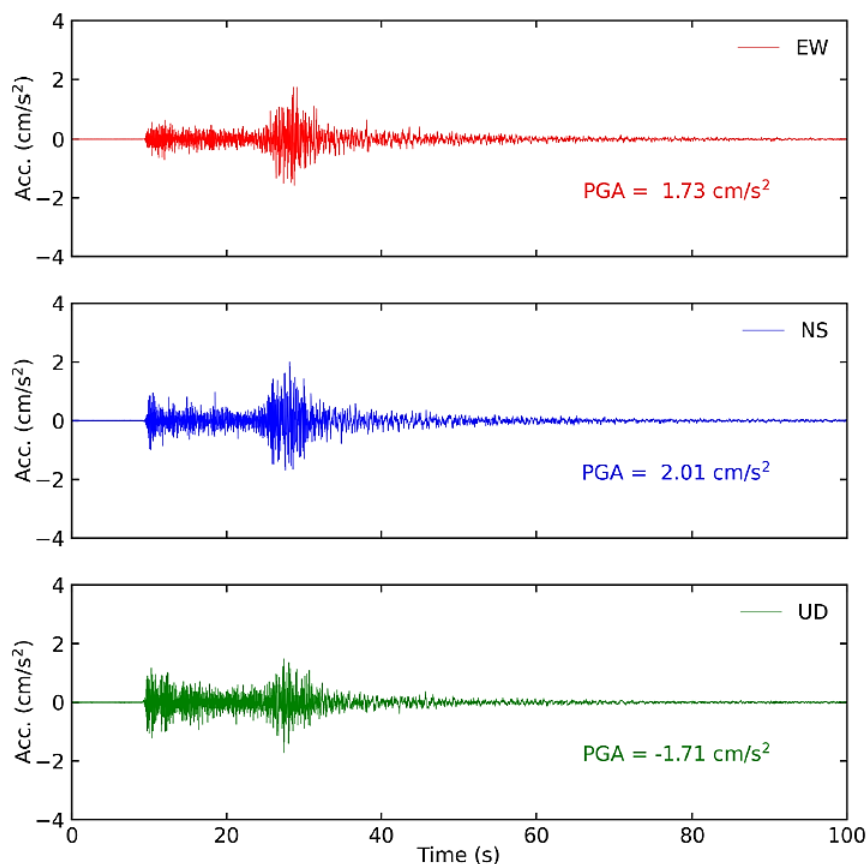


Fuente: Tomado del informe de Redacis: Acelerogramas del Sismo de Junín, Junín – Junín del 07 de agosto de 2020.

b. Registro de aceleración

El movimiento del suelo causado por las ondas sísmicas se registra principalmente a través de la aceleración en tres componentes, dos horizontales y una vertical (18).

Figura 4: Registro de aceleración del sismo del 07 de agosto de 2020 de la estación HYO 001.



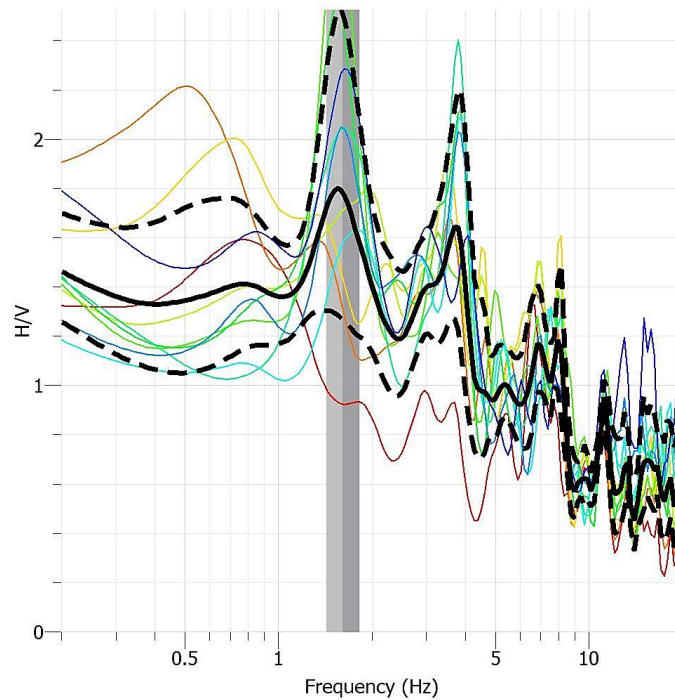
Fuente: Tomado del informe de Redacis: Acelerogramas del Sismo de Junín, Junín – Junín del 07 de agosto de 2020.

c. Cocientes espectrales H/V

Método introducido por Nogoshi e Igarashi y más tarde divulgado por Nakamura debido a su empleabilidad en cuanto a la obtención del periodo fundamental de vibración del suelo mediante la exclusión del efecto de las ondas sísmicas superficiales (28), actualmente el programa GEOPSY es una herramienta de uso libre para su obtención.

El periodo fundamental de vibración del suelo para la estación HYO 001 a través de 10 ventanas de 60 segundos cada una, es de $T = 0.62$ s (1.6145 Hz), periodo empleado en la investigación.

Figura 5: Periodo fundamental de vibración del suelo obtenido del sismo del 07 de agosto de 2020 medido en la estación de HYO 001.



Fuente: Elaboración propia.

2.2.5. RESONANCIA SÍSMICA

a. Enfoque estructural

Se considera un sistema de 1 GDL con amortiguamiento, el cual está sometido a una excitación dinámica externa como lo es un sismo.

Por lo que se parte de la ecuación diferencial que controla la vibración de este sistema, donde la fuerza externa ($P_o \text{ sen } \omega t$) se relaciona con las tres componentes de este último: masa (m), amortiguamiento (c) y rigidez (k), a través de la aceleración (\ddot{u}), velocidad (\dot{u}) y desplazamiento (u), respectivamente:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = P_o \text{ sen } \omega t$$

Cuya solución bajo condiciones iniciales de desplazamiento y velocidad para un instante de tiempo $u(t)$, $u = u(0)$ y $\dot{u} = \dot{u}(0)$, es:

$$u(t) = e^{-\zeta \omega_n t} (A \cos \omega_D t + B \text{ sen } \omega_D t) + C \text{ sen } \omega t + D \cos \omega t$$

Siendo cada coeficiente:

$$A = u(0)$$

$$B = \frac{\dot{u}(0)}{w_n} + \frac{P_o}{2k}$$

$$C = \frac{P_o}{k} + \frac{1 - (w/w_n)^2}{[1 - (w/w_n)^2]^2 + [2\zeta(w/w_n)]^2}$$

$$D = \frac{P_o}{k} + \frac{-2\zeta(w/w_n)}{[1 - (w/w_n)^2]^2 + [2\zeta(w/w_n)]^2}$$

$$\text{Además, } w_D = w_n \sqrt{1 - \zeta^2}$$

Donde:

P_o = Amplitud o máximo valor de la fuerza externa

k = Rigidez

w = Frecuencia de excitación ($T = 2\pi/w$)

w_n = Frecuencia del sistema ($T_n = 2\pi/w_n$)

ζ = Fracción de amortiguamiento

Posteriormente, reemplazada las condiciones iniciales de desplazamiento y velocidad en la solución de la ecuación diferencial que controla la vibración del sistema, se obtiene la respuesta transitoria y estacionaria, donde la primera que desaparece producto del amortiguamiento está relacionada a la vibración libre del sistema, mientras que la respuesta estacionaria afín a la fuerza externa aplicada permanece en el tiempo.

Figura 6: Respuesta de un sistema de 1 GDL con un amortiguamiento del 5%.



Fuente: Tomado del libro de Dinámica de Estructuras 4ta edición de Anil K. Chopra.

Entonces, la vibración estacionaria como única respuesta permanente en el tiempo, se emplea como medio para introducir el término factor de amplificación dinámica de deformación o desplazamiento (R_d), entendida esta como la relación entre la amplitud de la deformación dinámica (u_o) y estática $(u_{st})_o$, dicho factor a su vez se relaciona con la frecuencia tanto del sistema y el de la excitación, como se expone a continuación:

- **Si w/w_n es pequeña**

$$R_d = \frac{u_o}{(u_{st})_o} \text{ es un poco más grande que 1 es decir, } u_o = (u_{st})_o$$

- **Si $w/w_n > \sqrt{2}$**

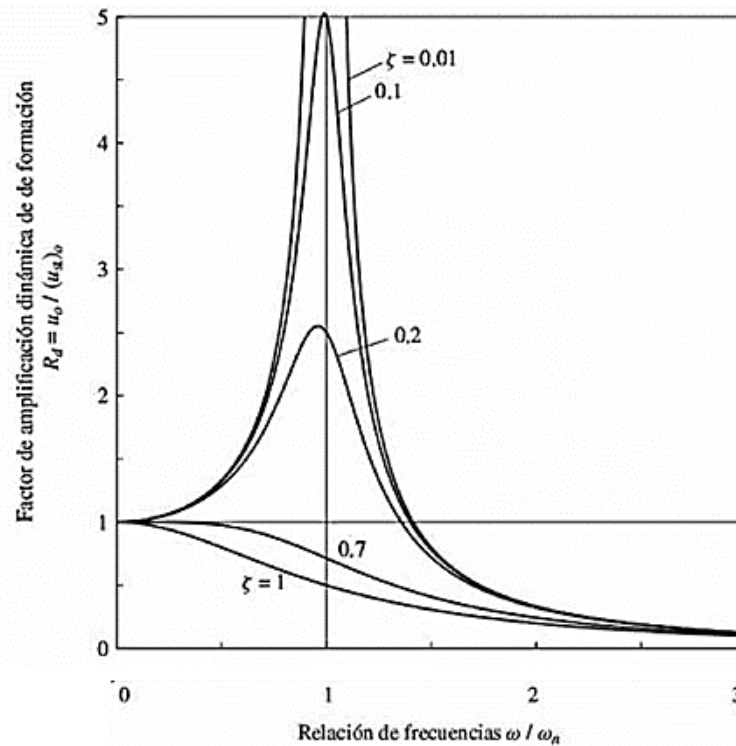
$$R_d = \frac{u_o}{(u_{st})_o} < 1 \text{ es decir, } u_o < (u_{st})_o$$

- **Si $w/w_n \approx 1$**

$$R_d = \frac{u_o}{(u_{st})_o} > 1 \text{ es decir, } u_o > (u_{st})_o$$

De la última relación, se rescata el concepto de frecuencia de resonancia donde se cumple que la frecuencia de excitación y la del sistema son iguales ($w = w_n$) lo que resulta en el crecimiento indeterminado de la amplitud de deformación.

Figura 7: Factor de amplificación dinámica de desplazamiento de un sistema de un 1 GDL para diversas fracciones de amortiguamiento sometido a una excitación dinámica externa.



Fuente: Tomado del libro de Dinámica de Estructuras 4ta edición de Anil K. Chopra.

Por lo anterior, bajo el contexto de la dinámica de estructuras, se expresa al fenómeno de resonancia como aquella cercanía entre la frecuencia de excitación (periodo de excitación) y la frecuencia del sistema (periodo del sistema), cercanía que, al convertirse en una igualdad, conlleva a un incremento indeterminado del desplazamiento hasta que el sistema falla (29).

b. Niveles de vulnerabilidad

Revisado el enfoque estructural de la resonancia, es coherente mencionar que a partir del cálculo del periodo fundamental de vibración del suelo en conjunto con el de la estructura, se determina si la edificación es susceptible a este fenómeno, mediante el intervalo de respuesta máxima o simplemente de cercanía planteado por Bazán y Meli (19).

$$0.7 \leq T_E / T_s \leq 1.2$$

Donde:

T_E = Periodo fundamental de vibración de una estructura

T_s = Periodo fundamental de vibración del suelo

Posteriormente se define los niveles de vulnerabilidad en la siguiente tabla:

Tabla 1: Niveles de vulnerabilidad ante resonancia sísmica.

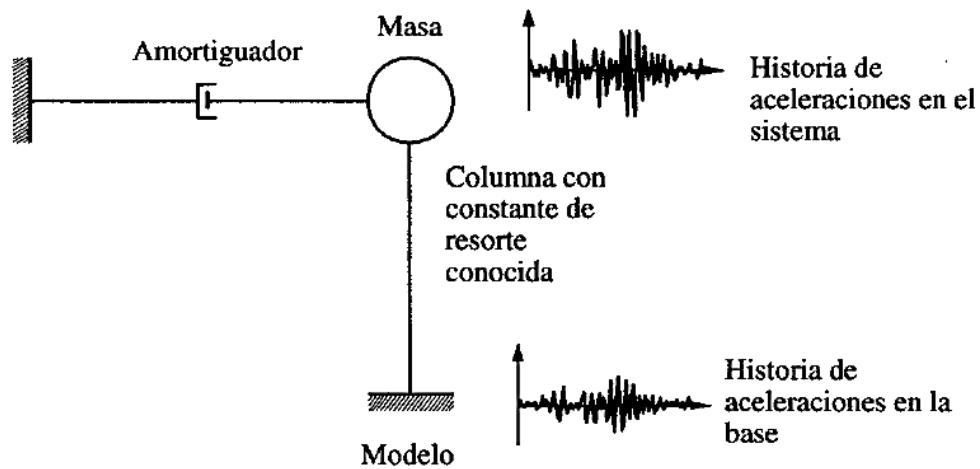
| NIVEL DE VULNERABILIDAD | RANGO DE PROXIMIDAD |
|--------------------------------|--|
| Alto | $0.9 \leq T_E / T_s \leq 1.0$ |
| Medio | $0.8 \leq T_E / T_s \leq 0.9$ $1.0 \leq T_E / T_s \leq 1.1$ |
| Bajo | $0.7 \leq T_E / T_s \leq 0.8$ $1.1 \leq T_E / T_s \leq 1.2$ |

Fuente: Elaboración propia.

c. Amplificación del movimiento del suelo

El movimiento del suelo como resultado de la propagación de las ondas sísmicas, es amplificado por la vibración de la edificación de modo que las aceleraciones en la estructura son mayores a las del movimiento de la base. Esta amplificación precisa del amortiguamiento de la estructura y de la relación entre los periodos fundamentales de la estructura y del suelo (19).

Figura 8: Amplificación del movimiento del suelo en un modelo de un sistema de un grado de libertad.



Fuente: Tomado del libro de Diseño Sísmico de Edificios de Enrique Bazán y Roberto Meli.

2.2.6. PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

a. NTE E.060 Concreto Armado

Los elementos estructurales de los pórticos de concreto armado llamase columnas y vigas, son los encargados de recibir las sollicitaciones sísmicas, por lo que de su correcto diseño a fuerzas laterales dependerá su desempeño estructural, es así que se hace pertinente compilar a continuación las adaptaciones de las disposiciones que son comprometidas frente a la resonancia, contenidas estas en el capítulo 21 de la Norma Técnica de Edificaciones E.060 Concreto Armado.

- **Vigas**

- La luz libre del elemento (l_n) no debe ser menor que cuatro veces su peralte.

$$l_n \geq 4 \cdot \text{peralte}$$

- El ancho del elemento (b_w) no debe ser menor de 0,25 veces el peralte ni de 0.25 m.

$$b_w \geq 0.25 \cdot \text{peralte y } 0.25 \text{ m}$$

- El ancho del elemento (b_w) no debe exceder el ancho de la columna de apoyo más una distancia a cada lado de la columna

de apoyo igual a las tres cuartas partes del peralte del elemento en flexión.

$$b_w \leq b_{columna\ de\ apoyo} + 1.5 \cdot peralte\ de\ la\ viga$$

Refuerzo longitudinal

- Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

Donde:

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

d = Peralte efectivo

- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara.

$$M_{R(+)\ cara\ del\ nudo} \geq \frac{M_{R(-)\ cara\ del\ nudo}}{2}; M_R = 0.9A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \wedge a$$

$$= \frac{A_s f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w}$$

Donde:

a = Profundidad del bloque equivalente

- La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

$$M_{R(+)\ o\ (-)\ en\ la\ sección\ de\ la\ viga} \geq \frac{M_{R\ max\ caras\ de\ los\ nudos}}{4}$$

Refuerzo transversal de confinamiento

- Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en una longitud igual a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión.

$$\text{Longitud de la zona de confinamiento} = 2 \cdot \text{peralte de la viga}$$

- Los estribos serán como mínimo de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo.

$$\text{Estribos mínimos para barras longitudinales de hasta } \phi 1" = 3/8"$$

$$\text{Distancia entre el primer estribo y la cara de la columna} \leq 5 \text{ cm}$$

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento (s) no debe exceder de:

$$d/4$$

Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas

24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento

$$300 \text{ mm}$$

$$S_{\text{zona de confinamiento}} \leq d/4, 8 \phi \text{ menor barra longitudinal}, 24 \phi \text{ estribo} \wedge 30 \text{ cm}$$

- En las zonas de confinamiento, la distancia horizontal entre las ramas verticales del refuerzo transversal (estribos cerrados y/o grapas suplementarias) no deberá exceder de 300 mm.

$$\text{Espaciamiento de estribos}_{\text{zona de confinamiento}} \leq 30 \text{ cm}$$

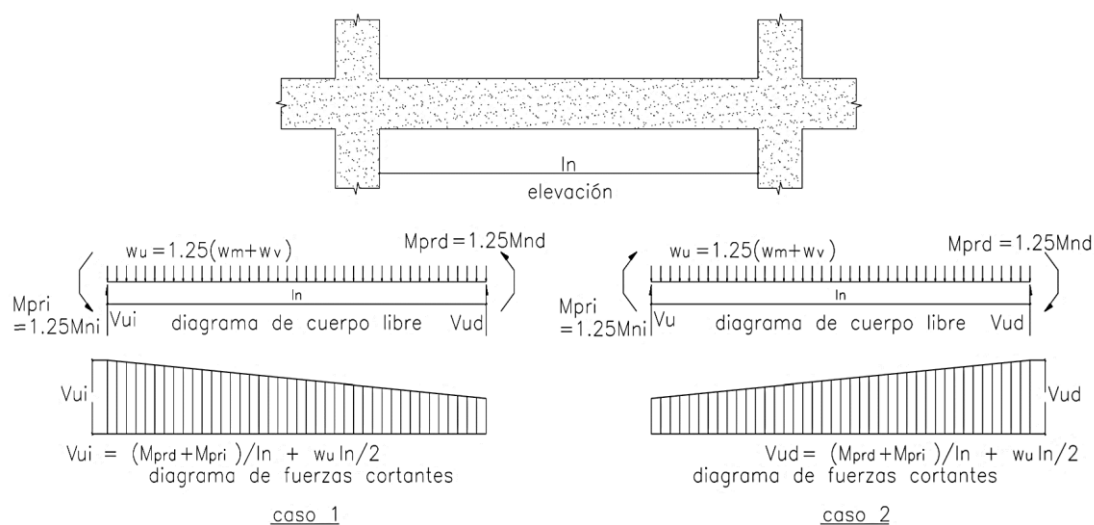
- Fuera de las zonas de confinamiento, deben colocarse estribos cerrados con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de d/2 en toda la longitud del elemento.

$$\text{Espaciamiento de estribos}_{\text{fuera de la zona de confinamiento}} \leq d/2$$

Requisitos de resistencia a cortante

La fuerza cortante de diseño (V_u) de los elementos en flexión, deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias probables en flexión ($M_{pr} = 1,25 M_n$) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.

Figura 9: Fuerza cortante de diseño en vigas.



Fuente: Tomado de la NTE E.060 Concreto Armado.

A fin de comprobar la resistencia a fuerza cortante se enlista las siguientes fórmulas:

El momento nominal asociado al momento probable de flexión es;

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \wedge a = \frac{A_s f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w}$$

La fuerza cortante es resistida tanto por la cortante vinculada al concreto (V_c) como a los estribos de confinamiento (V_s), comprendiendo que el efecto combinado de ambos (V_n) sea mayor o igual a la fuerza cortante última (V_u).

$$\phi V_n \geq V_u; \phi = 0.85$$

$$V_n = V_c + V_s; V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \wedge V_s = A_{sv} f_y \frac{d}{s}$$

Donde:

A_{sv} = Área del refuerzo transversal

s = Espaciamiento del refuerzo transversal

- **Columnas**

- La fuerza amplificada de compresión axial en el elemento (P_u) excede de $0,1 f'c A_g$.

$$P_u > 0.1 f'c A_g$$

- La dimensión menor de la sección transversal, medida en cualquier línea recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor de 0.25 m.

$$\text{Dimensión menor sección transversal} \geq 0.25 \text{ m}$$

- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.25.

$$\frac{b_{columna}}{p_{columna}} \geq 0.25$$

Resistencia mínima a flexión de las columnas

Las resistencias a flexión de las columnas en las caras de los nudos deben satisfacer:

$$\sum Mn_{columnas \text{ en las caras del nudo}} \geq 1,2 \sum Mn_{vigas \text{ en las caras del nudo}}$$

Refuerzo longitudinal en columnas

La cuantía de refuerzo longitudinal (ρ) no será menor que 1% ni mayor que 6% del área total de la sección transversal.

$$1\% \text{ área de la sección transversal} \leq \rho \leq 6\% \text{ área de la sección transversal}$$

Refuerzo transversal en columnas

- La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de:

La tercera parte de la dimensión mínima del elemento

Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal

100 mm

$$S_{\text{zona de confinamiento}} \leq b_{\text{columna}}/3, 6 \phi_{\text{barra longitudinal}} \wedge 10 \text{ cm}$$

- La distancia, centro a centro, transversal al eje del elemento, entre las ramas de estribos cerrados de confinamiento múltiples no deben exceder 350 mm medidos centro a centro.

$$\text{Distancia entre las ramas de los estribos} \leq 35 \text{ cm}$$

- La longitud de confinamiento (L_o) medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico no debe ser menor:

La mayor dimensión de la sección del elemento en la cara del nudo

Un sexto de la luz libre del elemento

500 mm

$$L_o \geq p_{\text{columna}}, l_n/6 \wedge 50 \text{ cm}$$

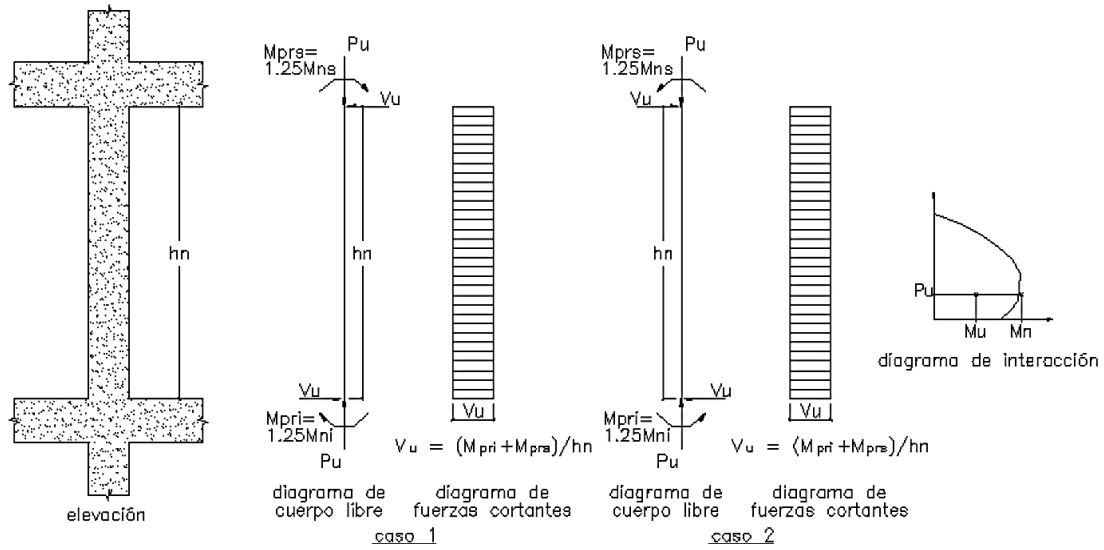
- El resto de la longitud de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento con un espaciamiento, medido de centro a centro, que no exceda al menor de diez veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna y 250 mm.

$$S_{\text{fuera de la zona de confinamiento}} \leq 10 \phi_{\text{barra longitudinal}} \wedge 25 \text{ cm}$$

Requisitos de resistencia al cortante

La fuerza de cortante de diseño (V_u) se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas se deben determinar usando las resistencias máximas probables en flexión ($M_{pr} = 1,25 M_n$) en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales amplificadas (P_u) que actúan en él.

Figura 10: Fuerza cortante de diseño en columnas.



Fuente: Tomado de la NTE E.060 Concreto Armado.

- **Resistencia al cortante en los nudos**

- La resistencia (V_n) en el nudo no debe ser mayor que las fuerzas especificadas a continuación, para concreto de peso normal:

Nudos confinados en las cuatro caras: $5.3 \sqrt{f'c} A_j \leq V_n$

Nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas: $4.0 \sqrt{f'c} A_j \leq V_n$

Otros casos: $3.2 \sqrt{f'c} A_j \leq V_n$

Se considera que un elemento (viga) proporciona confinamiento al nudo si al menos las tres cuartas partes de la cara lateral del nudo está cubierta por el elemento que llega al nudo.

A_j es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo en la dirección de análisis, calculada como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo.

$$A_j = \text{Profundidad} \times \text{Ancho efectivo}$$

La profundidad del nudo es la dimensión total de la columna en la dirección de análisis. El ancho efectivo del nudo es el ancho total de la columna, excepto que cuando la viga llega a una

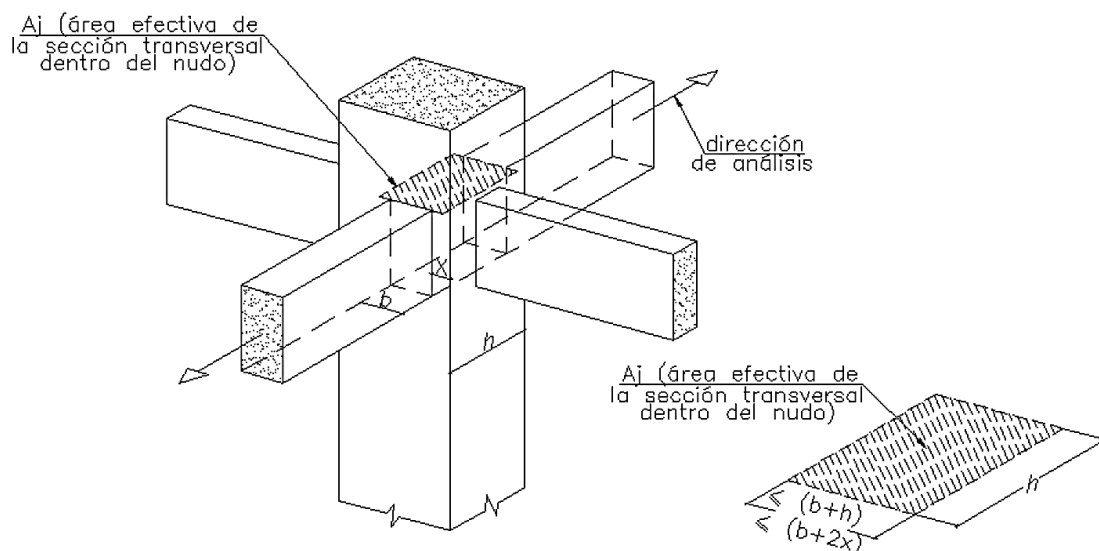
columna más ancha que ésta, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de:

El ancho de la viga más la profundidad del nudo. Si el ancho difiere a ambos lados de la columna, se utilizará el promedio de ellos.

El ancho de la viga más dos veces la distancia del eje longitudinal de la viga al borde más cercano de la columna.

$$\text{Ancho efectivo del nudo} \leq b + h \wedge b + 2x$$

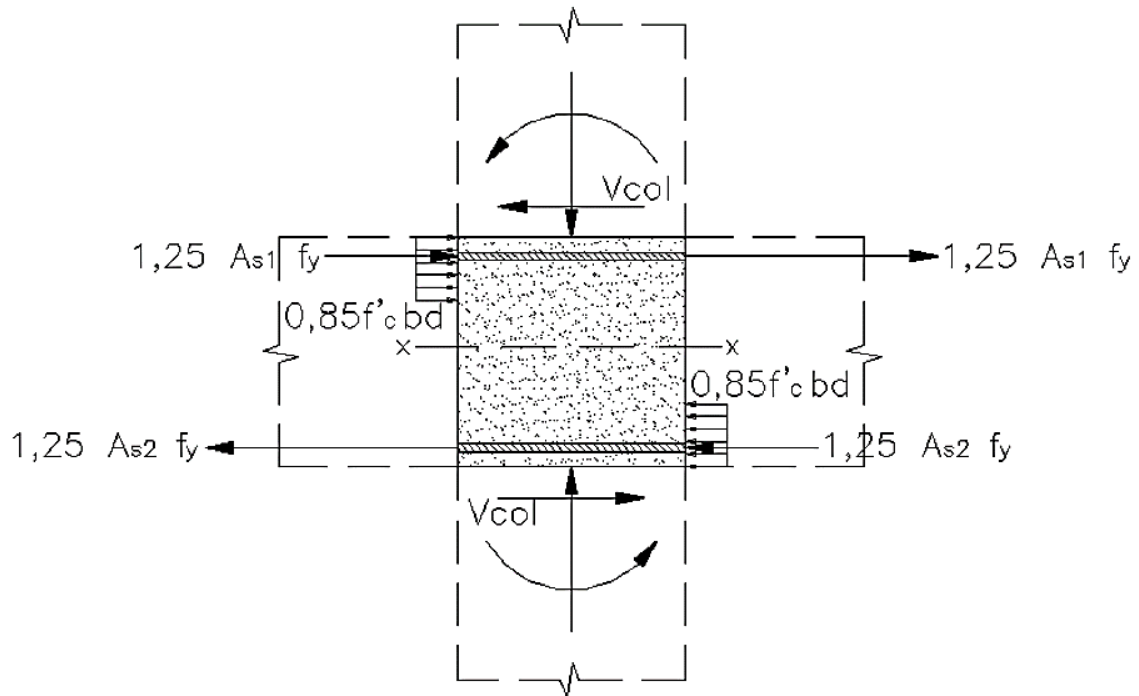
Figura 11: Área efectiva en el nudo.



Fuente: Tomado de la NTE E.060 Concreto Armado.

El cortante en el nudo (V_u) se calculará por equilibrio de las fuerzas horizontales que concurren al nudo, como se indica en la figura a continuación.

Figura 12: Fuerzas para el cálculo del cortante en el nudo.



$$V_u \text{ en el plano } xx = 1,25 f_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}$$

Fuente: Tomado de la NTE E.060 Concreto Armado.

b. NTE E.030 Diseño Sismorresistente

Para garantizar un desempeño estructural adecuado, la NTE E.030 Diseño Sismorresistente demanda el análisis sísmico de la estructura, contemplando para ello dos procedimientos: el análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes y el análisis dinámico modal espectral, sin embargo, incluye un tipo de análisis más, denominado análisis dinámico tiempo – historia, el cual solo puede ser empleado con fines de verificación. Aclarado lo anterior, la investigación en cuestión recurre tanto al análisis dinámico modal espectral y tiempo – historia lineal elástico, por ser mecanismos para determinar tanto las fuerzas, desplazamientos, momentos y demás parámetros estructurales, usando para tal fin el espectro de diseño y la señal sísmica del 07 de agosto de 2020.

- **Análisis dinámico modal espectral**

Análisis sísmico por combinación modal que emplea el espectro de pseudo aceleraciones (S_a) a fin de obtener la respuesta máxima elástica de los parámetros locales y globales de la estructura: fuerzas, momentos y desplazamientos.

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

Donde:

Z = Factor de zona

U = Factor de uso o importancia

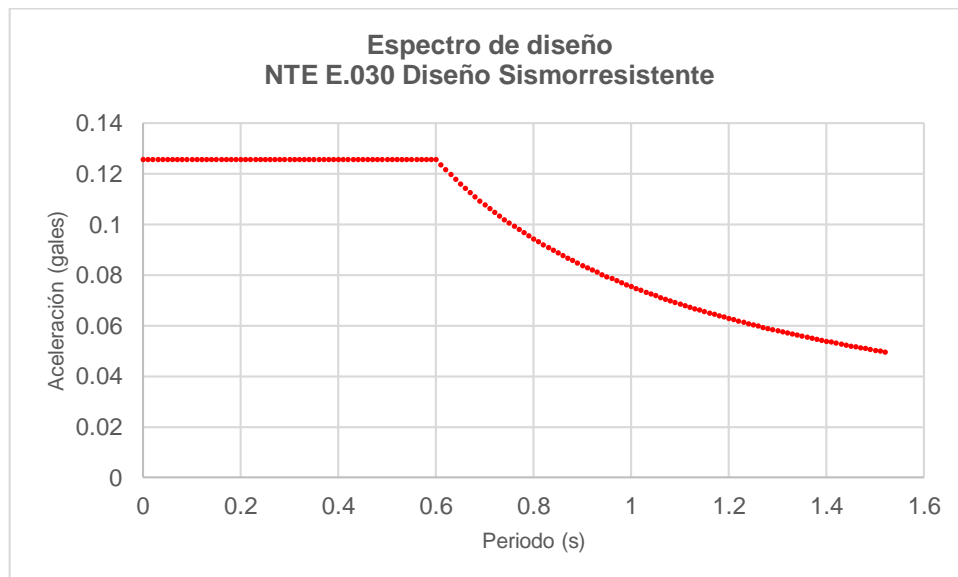
C = Factor de amplificación sísmica

S = Factor de amplificación del suelo

R = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

g = Aceleración de la gravedad

Figura 13: Espectro de diseño de la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.



Fuente: Elaboración propia.

- Distorsión de entrepiso
Razón entre la diferencia de desplazamientos laterales de dos pisos continuos y la altura de entrepiso.

Tabla 2: Límites para la distorsión del entrepiso.

| LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO | |
|--|---------------------------|
| Material Predominante | $\frac{\Delta_i}{h_{ei}}$ |
| Concreto Armado | 0.007 |
| Acero | 0.010 |
| Albañilería | 0.005 |
| Madera | 0.010 |
| Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada | 0.005 |

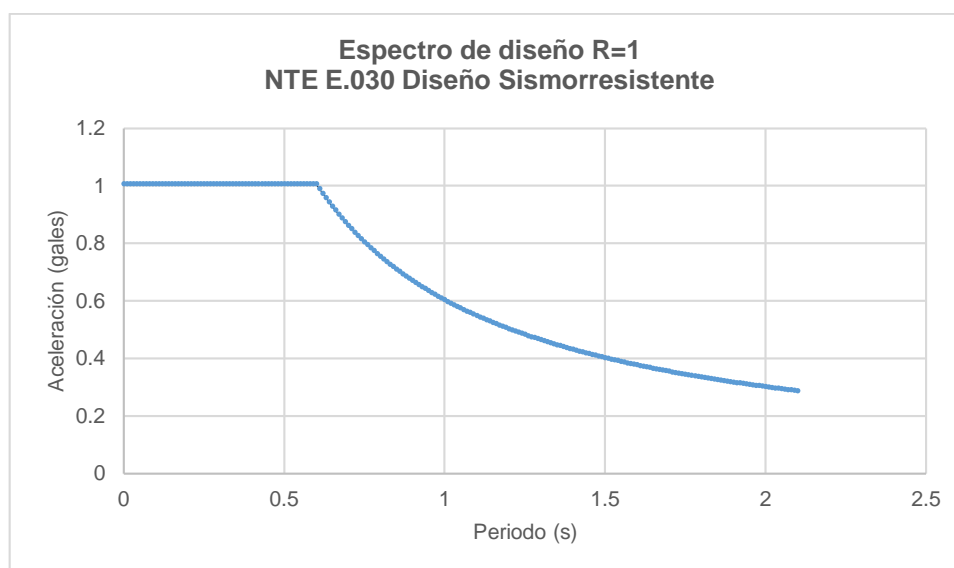
Fuente: Adaptado de la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente.

- **Análisis dinámico tiempo – historia lineal elástico**

Método que se distingue del análisis dinámico modal espectral por arrojar las respuestas máximas de los parámetros locales y globales de una estructura, empleando solo una señal sísmica escalada.

Para efecto de la investigación, el análisis emplea las componentes NS y EW del registro de aceleración del sismo del 07 de agosto de 2020, de aceleraciones pico iguales a 2.01 cm/s² y 1.73 cm/s² respectivamente, cuyo factor de escala para R = 1, es igual a 9.8066.

Figura 14: Espectro de diseño para R=1 de la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.



Fuente: Elaboración propia.

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

- **Vulnerabilidad**

Daño que experimenta una edificación debido a su singularidad (18).

- **Distancia epicentral**

Longitud en superficie entre el epicentro de un movimiento telúrico y un puesto de registro (30).

- **Falla**

Zona de ruptura de roca producto de esfuerzos elevados que conduce a la liberación de la energía generada a través de ondas sísmicas (18).

- **Zona de subducción**

Zona de colisión de dos placas tectónicas donde se superponen de acuerdo a su densidad, ocasionando generalmente sismos (31).

- **Escala de Mercalli Modificada**

Medida que expresa la intensidad de un movimiento telúrico en función de los daños originados por este, mediante una escala de I a XII (32).

- **Espectro de respuesta**

Describe la máxima respuesta de un sistema de un grado de libertad (SDOF) a un movimiento de entrada determinado, en función de la frecuencia natural y la relación de amortiguamiento de dicho sistema. Esta respuesta puede ser expresada en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento (33).

- **Amortiguamiento**

Disipación de energía durante la aplicación de carga dinámica o cíclica a un sistema de un grado de libertad (34).

- **Ruido sísmico ambiental**

Aquellas vibraciones caracterizadas por su alta frecuencia, comúnmente causado por la actividad humana (35).

- **Ondas sísmicas**

Forma de liberación de la energía almacenada, se divide en ondas de cuerpo y superficie, dentro de la primera categoría se encuentran las ondas P y S; mientras que, en la segunda, las ondas Rayleigh y Love (25).

- **Ventanas**

Denominación empleada para referirse a la división de la señal sísmica para su análisis, a fin de calcular las frecuencias predominantes.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN

El método científico consiste en la agrupación de técnicas racionales y sistemáticas a fin de hallar la solución a un problema, mediante la comprobación de la validez de un conocimiento (36).

La investigación en cuestión se iniciará con el procesamiento de los registros de aceleraciones a fin de construir los espectros de respuesta, acto seguido será el planteamiento de la hipótesis respecto al nivel de vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020, y finalmente se comprobará la hipótesis planteada con el propósito de generar una concepción teórica.

Por las consideraciones anteriores, en esta investigación, se aplicará el **método científico**.

3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN

Las investigaciones aplicadas emplean el conocimiento de origen básico a fin de dar solución a problemas de esencia práctica, empírica o tecnológica (37).

En el problema de vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020 con la aplicación de la metodología de Bazán y Meli, para su solución se revisará teorías relacionadas con resonancia sísmica, vulnerabilidad y sismos.

De acuerdo a la revisión de las teorías mencionadas, la investigación concierne al **tipo aplicada**.

3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

La investigación explicativa está orientada a determinar las causas de los fenómenos, y las condiciones mediante las cuales se presenta (38).

La investigación explicará los efectos a nivel cuantitativo de la distorsión de entrepiso de un edificio vulnerable ante resonancia sísmica en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020 con el programa ETABS, entonces la investigación corresponde al **nivel explicativo**.

3.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

El diseño experimental abarca la manipulación intencional de una o más variables independientes, para medir los efectos sobre una o más variables dependientes, bajo una situación de control generada por el examinador (39).

En el trabajo de investigación se manipulará la variable independiente a través de la señal del sismo del 07 de agosto de 2020, a fin de determinar si la distorsión de entrepiso supera los límites señalados por la norma. Por tanto, la investigación comprende a una de **diseño experimental**.

3.5. POBLACIÓN

La población es un grupo de medidas que se pueden efectuar sobre una característica común de un conjunto de seres u objetos (40).

La población estará conformada por las estructuras de hasta 10 niveles de los sistemas estructurales de concreto armado y acero, mientras que para el sistema de albañilería de hasta 5 niveles.

3.6. MUESTRA

La muestra es una agrupación de casos o individuos seleccionados de una población, ya sea por un muestreo probabilístico o no probabilístico (41).

La muestra se compondrá por las estructuras de hasta 10 niveles de los sistemas estructurales de concreto armado y acero, mientras que para el sistema de albañilería de hasta 5 niveles.

3.7. MUESTREO

En el muestreo no probabilístico no se aplica la teoría de probabilidades en la elección de la muestra (22).

Entonces, la investigación se desarrolla bajo un **muestreo no probabilístico**.

3.8. TÉCNICA

La técnica de recolección de información es el proceso de observación a través del cual se produce conocimiento válido y confiable, a fin de ser empleado como datos científicos (42).

En consecuencia, la técnica de trabajo para la investigación es la de **observación directa**.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1.1. NIVEL DE VULNERABILIDAD DE EDIFICIOS ANTE RESONANCIA SÍSMICA EN RELACIÓN AL SISTEMA ESTRUCTURAL

4.1.1.1. Periodo fundamental de vibración de estructuras de acuerdo al sistema estructural

En la siguiente tabla, se visualiza los periodos fundamentales de vibración de estructuras de hasta 10 niveles con altura de entrepiso de 3 metros, calculados de acuerdo a sus sistemas estructurales con las fórmulas expuestas por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE 7-16), el Uniform Building Code (UBC) y por la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

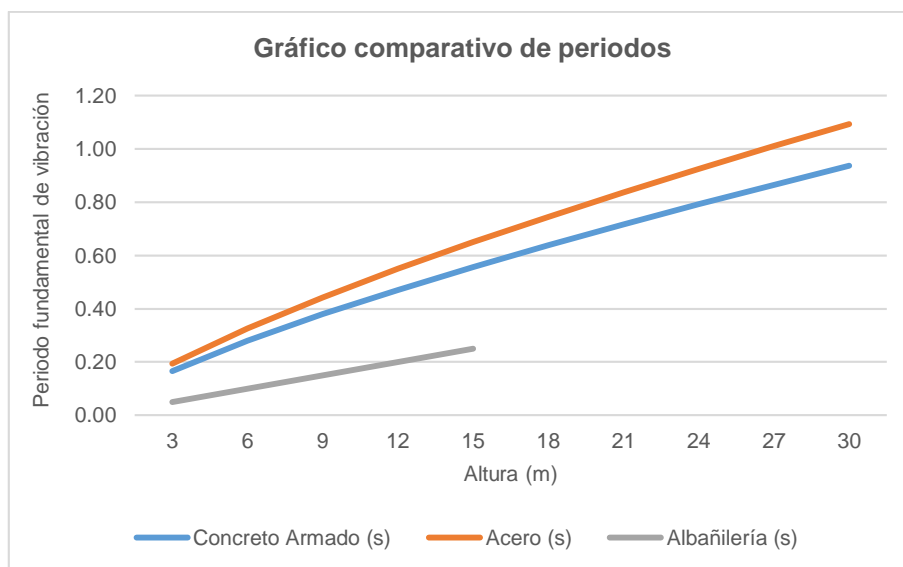
Tabla 3: Periodo fundamental de vibración de estructuras de acuerdo al sistema estructural.

| Altura (m) | Periodo de acuerdo al sistema estructural | | |
|------------|---|-----------|-----------------|
| | Pórticos de concreto armado (s) | Acero (s) | Albañilería (s) |
| 3 | 0.17 | 0.19 | 0.05 |
| 6 | 0.28 | 0.33 | 0.10 |
| 9 | 0.38 | 0.44 | 0.15 |
| 12 | 0.47 | 0.55 | 0.20 |
| 15 | 0.56 | 0.65 | 0.25 |
| 18 | 0.64 | 0.75 | |
| 21 | 0.72 | 0.84 | |
| 24 | 0.79 | 0.92 | |
| 27 | 0.87 | 1.01 | |
| 30 | 0.94 | 1.09 | |

Fuente: Elaboración propia.

Se observa en la gráfica un comportamiento similar tanto para el sistema estructural de pórticos de concreto armado como para el de acero, a comparación de la albañilería que presenta periodos inferiores.

Figura 15: Gráfico comparativo de periodos en función del sistema estructural.



Fuente: Elaboración propia.

4.1.1.2. Nivel de vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica

A fin de determinar el nivel de vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica, se divide los periodos fundamentales obtenidos en la Tabla 4 entre el periodo fundamental del suelo para la estación HYO 001 ($T = 0.62$ s), observándose que para el sistema estructural de pórticos de concreto armado existe un alto nivel de vulnerabilidad al fenómeno de resonancia sísmica en las edificaciones de 15 metros de altura, mientras que para el sistema de albañilería no se reporta nivel alguno de vulnerabilidad. Por otro lado, las edificaciones con un nivel medio de vulnerabilidad son las de 18 metros de altura del sistema estructural de pórticos de concreto armado y las de 12 y 15 metros de altura para el sistema estructural de acero. Finalmente, en la categoría de baja vulnerabilidad se encuentran los edificios de 12 y 21 metros de altura del sistema estructural de pórticos de concreto armado y del sistema estructural de acero, las edificaciones de 9 y 18 metros de altura.

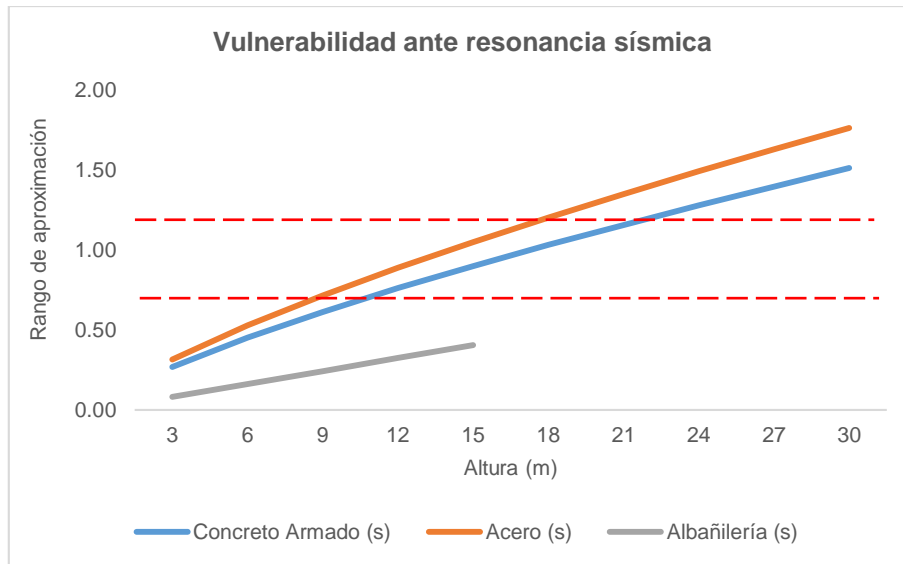
Tabla 4: Vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica de acuerdo al sistema estructural.

| Altura (m) | Vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica | | |
|------------|---|-------------|-----------------|
| | Pórticos de concreto armado (s) | Acero (s) | Albañilería (s) |
| 3 | 0.27 | 0.31 | 0.08 |
| 6 | 0.45 | 0.53 | 0.16 |
| 9 | 0.61 | 0.71 | 0.24 |
| 12 | 0.76 | 0.89 | 0.32 |
| 15 | 0.90 | 1.05 | 0.40 |
| 18 | 1.03 | 1.20 | |
| 21 | 1.16 | 1.35 | |
| 24 | 1.28 | 1.49 | |
| 27 | 1.40 | 1.63 | |
| 30 | 1.51 | 1.76 | |

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 16 se delimita las edificaciones de los sistemas estructurales de pórticos de concreto armado y acero, con algún nivel de vulnerabilidad frente al fenómeno de resonancia.

Figura 16: Nivel de vulnerabilidad ante resonancia sísmica en función al sistema estructural.



Fuente: Elaboración propia.

4.1.2. NIVEL DE VULNERABILIDAD DE EDIFICIOS ANTE RESONANCIA SÍSMICA EN RELACIÓN AL NÚMERO DE PISOS

4.1.2.1. Periodo fundamental de vibración de estructuras de acuerdo al número de pisos

Se muestran los periodos fundamentales de vibración de estructuras de acuerdo al número de pisos, en función a lo expuesto por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE 7-16).

Tabla 5: Periodo fundamental de vibración de estructuras de acuerdo al número de pisos.

| Número de pisos | Periodo (s) |
|-----------------|-------------|
| 1 | 0.10 |
| 2 | 0.20 |
| 3 | 0.30 |
| 4 | 0.40 |
| 5 | 0.50 |
| 6 | 0.60 |
| 7 | 0.70 |
| 8 | 0.80 |
| 9 | 0.90 |
| 10 | 1 |

Fuente: Elaboración propia.

A partir de la Figura 17, se deduce una relación directamente proporcional entre el periodo de vibración y el número de pisos.

Figura 17: Gráfico de tendencia entre el periodo de vibración y el número de pisos.



Fuente: Elaboración propia.

4.1.2.2. Nivel de vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica

Se resalta que las edificaciones con un alto nivel de vulnerabilidad a la amplificación dinámica inducida son las de 6 pisos, en contraste con aquellas de 5 y 7 pisos que presentan un nivel medio de vulnerabilidad.

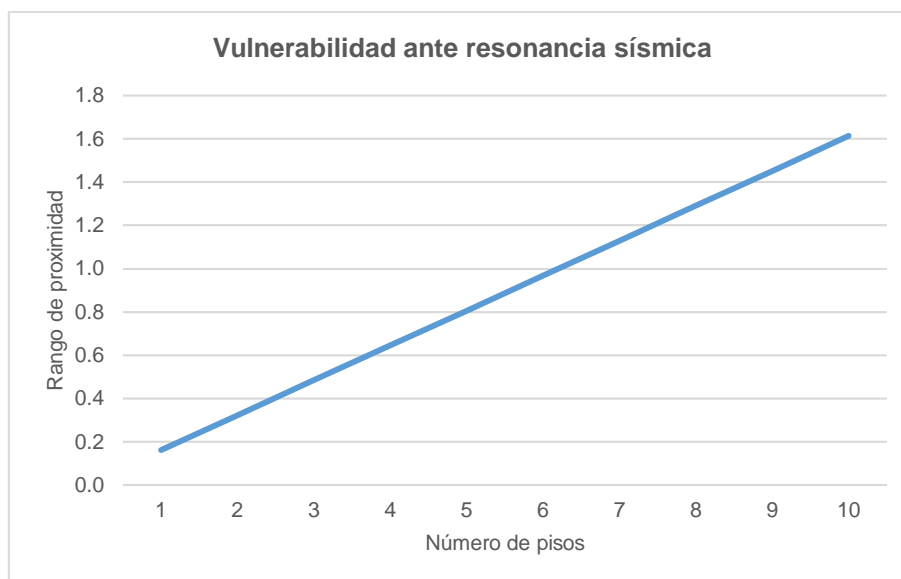
Tabla 6: Vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica de acuerdo al número de pisos.

| Número de pisos | Te/Ts |
|-----------------|-------|
| 1 | 0.2 |
| 2 | 0.3 |
| 3 | 0.5 |
| 4 | 0.6 |
| 5 | 0.8 |
| 6 | 1.0 |
| 7 | 1.1 |
| 8 | 1.3 |
| 9 | 1.5 |
| 10 | 1.6 |

Fuente: Elaboración propia.

En lo siguiente se aprecia el comportamiento de la vulnerabilidad ante resonancia sísmica en función del número de pisos.

Figura 18: Vulnerabilidad ante resonancia sísmica en función al número de pisos.



Fuente: Elaboración propia.

4.1.3. REVISIÓN DE UNA ESTRUCTURA CON Y SIN VULNERABILIDAD A RESONANCIA

En base a las secciones 21.5, 21.6 y 21.7 de la NTE E.060 Concreto Armado, se presenta la revisión estructural de los elementos más cargados y la resistencia al cortante en el nudo de la columna más cargada, tanto de un edificio no vulnerable al fenómeno de resonancia y uno con un nivel alto de vulnerabilidad, cuyas configuraciones se caracterizan por ser similares, además se compara las amplificaciones del movimiento del suelo generadas por ambas edificaciones.

4.1.3.1. Edificación no vulnerable a resonancia

De acuerdo a la tabla 4, una edificación regular de 30 metros de altura del sistema estructural de pórticos de concreto armado ubicada en Huancayo Metropolitano, no presenta nivel alguno de vulnerabilidad frente al fenómeno de resonancia sísmica.

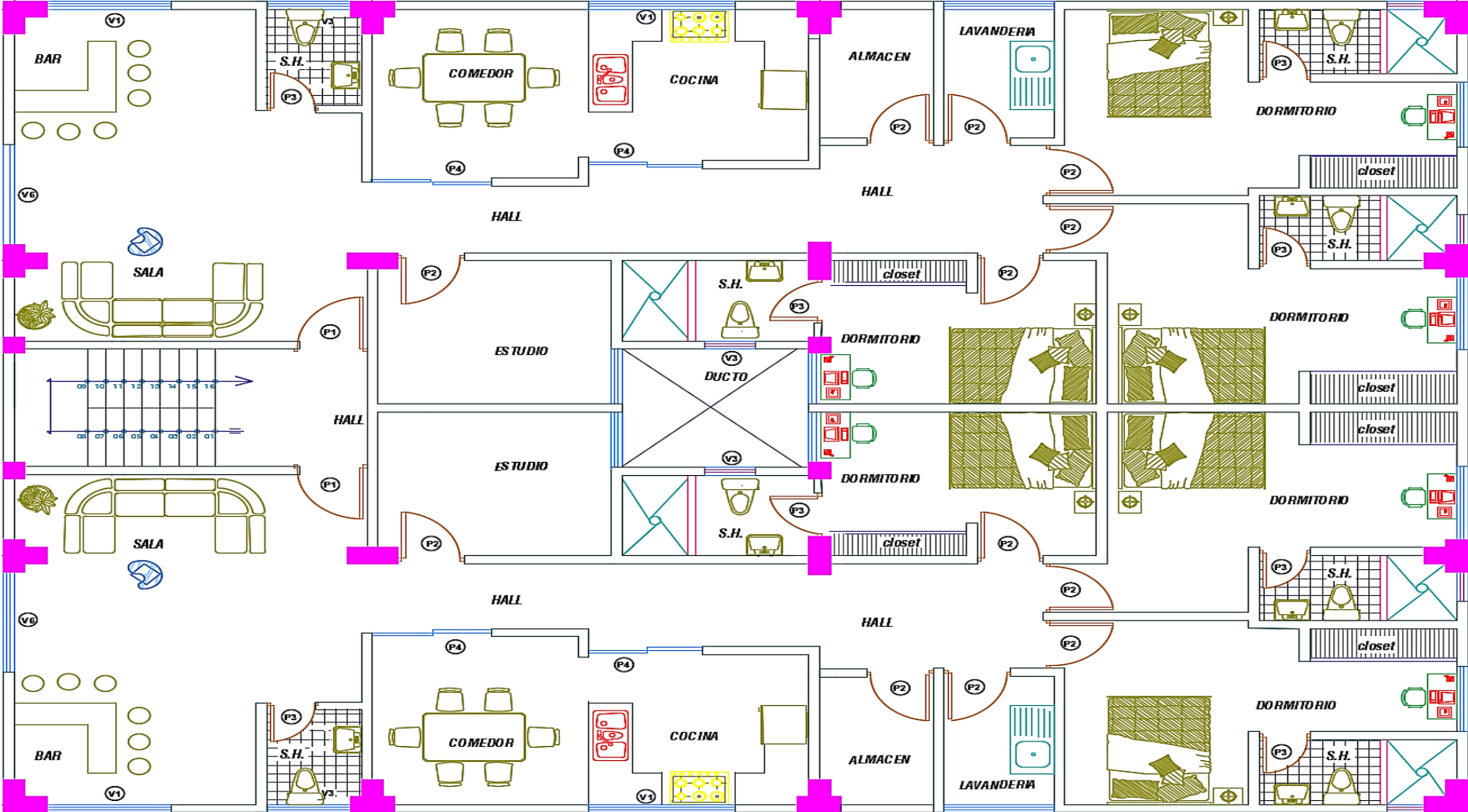
4.1.3.1.1. Configuración

Tabla 7: Configuración de la estructura no vulnerable a resonancia sísmica.

| | |
|---|-----------------------------|
| Sistema estructural | Pórticos de concreto armado |
| Área de planta (m ²) | 300 |
| Número de niveles | 10 |
| Altura de entrepiso (m) | 3 |
| Zona (Z=3) | 0.35 |
| Perfil del suelo (S_2) | 1.15 |
| Factor U (Categoría C) | 1.0 |
| Coficiente básico de reducción (R_o) | 8 |
| Periodo de plataforma del factor C (T_p) | 0.6 |
| Periodo de inicio de la zona del factor C (T_L) | 2.0 |
| Periodo fundamental – análisis estático (T_x) | 1.441 |
| Periodo fundamental – análisis estático (T_y) | 1.286 |
| Máxima distorsión de entrepiso – dirección x | 0.006925 |

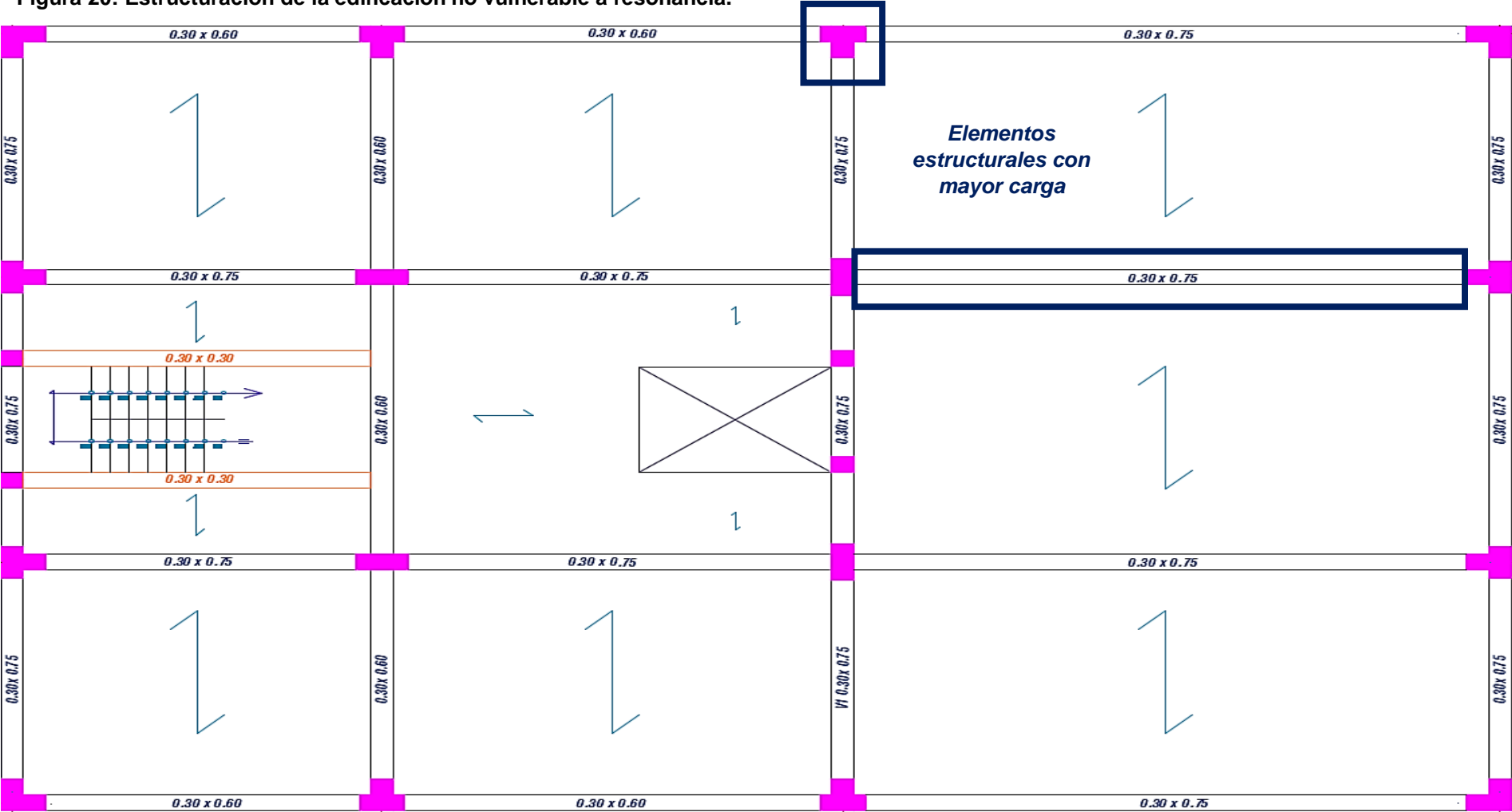
Fuente: Elaboración propia.

Figura 19: Distribución de planta típica de la edificación no vulnerable a resonancia.



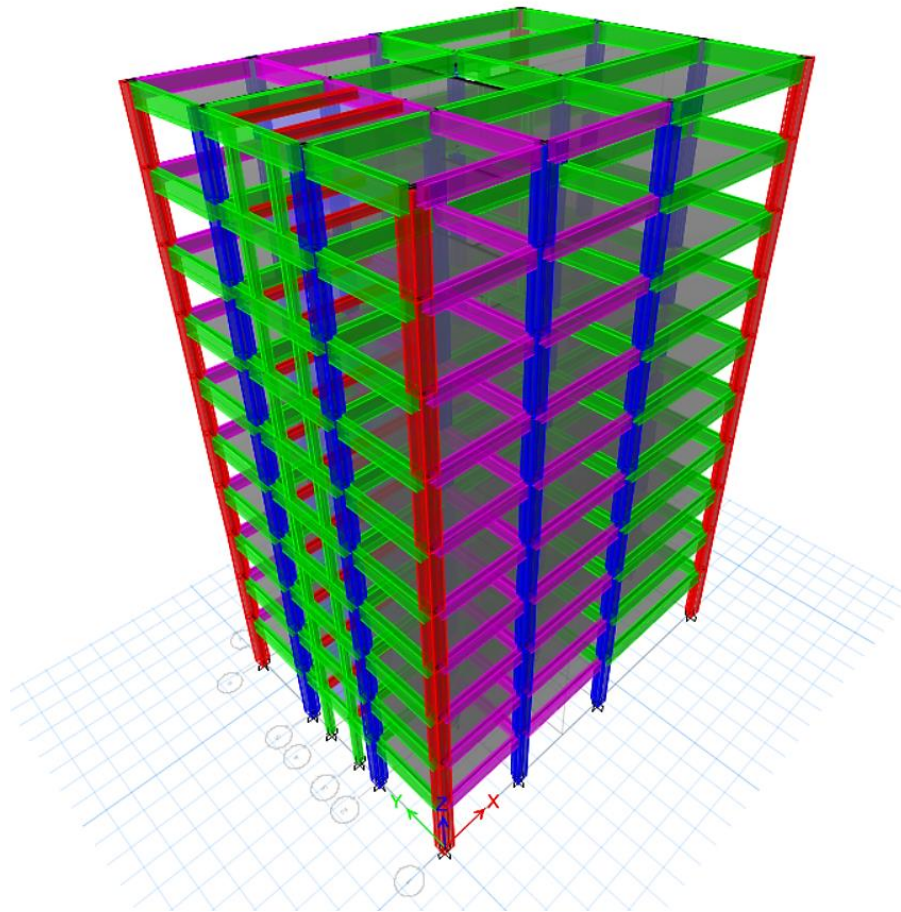
Fuente: Elaboración propia.

Figura 20: Estructuración de la edificación no vulnerable a resonancia.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 21: Vista 3D de la edificación no vulnerable a resonancia sísmica.



Fuente: Elaboración propia.

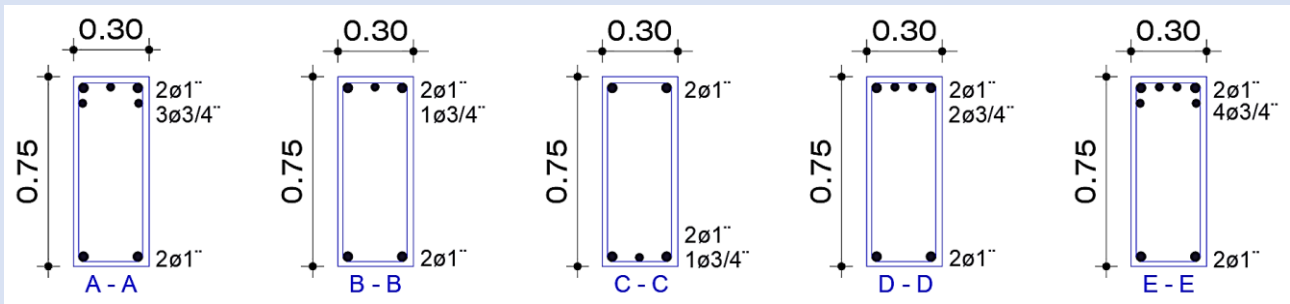
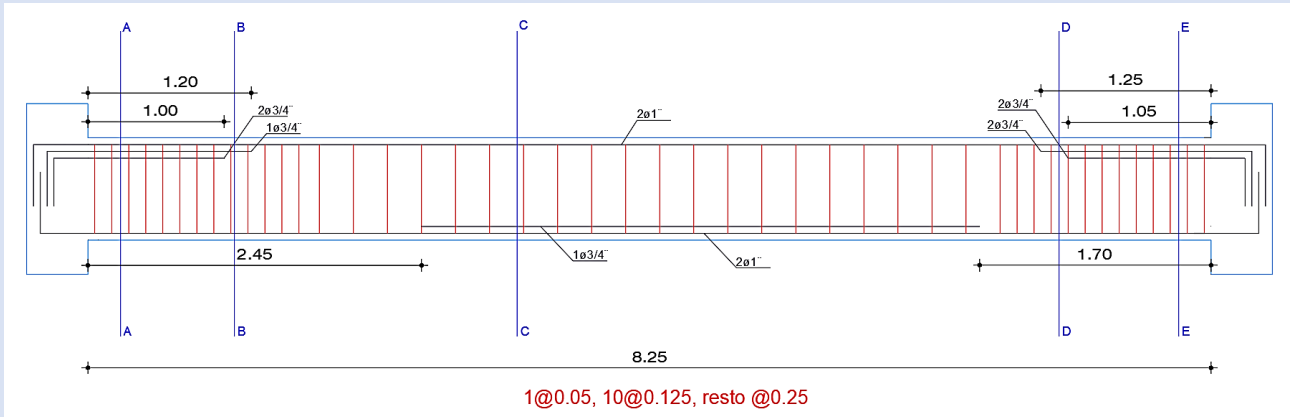
4.1.3.1.2. Verificación de requisitos para vigas, columnas y nudos

Se recolecta a continuación las verificaciones de los elementos estructurales más cargados de la edificación no vulnerable a resonancia, así como de la resistencia al cortante en el nudo de la columna más cargada, de acuerdo a los requisitos para vigas, columnas y nudos de los edificios con sistemas resistentes a fuerzas laterales de pórticos.

a. **Viga**

Se revisa la viga principal de 0.30 x 0.75 respecto de las disposiciones de la sección 21.5 de la NTE E.060 Concreto Armado.

Tabla 8: Edificación no vulnerable a resonancia: revisión de la viga más cargada respecto a la NTE E.060 Concreto Armado.



| Disposiciones NTE E.060 Concreto Armado | | Revisión |
|---|---|---------------------------------|
| GENERAL | $l_n \geq 4 \cdot \text{peralte}$ $l_n \geq 4 \cdot 75 \text{ cm}$ $l_n \geq 300 \text{ cm}$ | $l_n = 825 \text{ cm}$ |
| | $b_w \geq 0.25 \cdot \text{peralte y } 0.25 \text{ m}$ $b_w \geq 0.25 \cdot 75 \text{ cm}$ $b_w \geq 25 \text{ cm}$ | $b_w = 30 \text{ cm}$ |
| | $b_w \leq b_{\text{columna de apoyo}} + 1.5 \cdot \text{peralte de la viga}$ $b_w \leq 30 \text{ cm} + 1.5 \cdot 75 \text{ cm}$ $b_w \leq 142.5 \text{ cm}$ | $b_w = 30 \text{ cm}$ |
| | $As_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} b_w d$ | $As_{min} = 10.20 \text{ cm}^2$ |

$$As_{min} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}{4 \cdot 200 \text{ kg/cm}^2} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 69 \text{ cm}$$

$$As_{min} = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$M_{R(+)} \text{ cara del nudo} \geq \frac{M_{R(-)} \text{ cara del nudo}}{2}$$

$$M_{R(-)} \text{ izq} = 0.9 \cdot 18.72 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(66 \text{ cm} - \frac{18.72 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$M_{R(-)} \text{ izq} = 41.51 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(+)} \text{ izq} = 0.9 \cdot 13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$M_{R(+)} \text{ izq} = 31.49 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(-)} \text{ der} = 0.9 \cdot 21.56 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(66 \text{ cm} - \frac{21.56 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$M_{R(-)} \text{ der} = 46.90 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(+)} \text{ der} = 0.9 \cdot 13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$M_{R(+)} \text{ der} = 31.49 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(+)} \geq \frac{M_{R(-)}}{2}$$

$$31.49 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq \frac{41.51 \text{ ton} \cdot \text{m}}{2}$$

$$31.49 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq 20.75 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$31.49 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq \frac{46.90 \text{ ton} \cdot \text{m}}{2}$$

$$31.49 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq 23.45 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(+)} \text{ o } (-) \text{ en la sección de la viga} \geq \frac{M_{R \text{ max caras de los nudos}}}{4}$$

$$\frac{M_{R \text{ max caras de los nudos}}}{4} = \frac{0.9 \cdot 21.56 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(66 \text{ cm} - \frac{21.56 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)}{4}$$

$$\frac{M_{R \text{ max caras de los nudos}}}{4} = 11.72 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(+)} \text{ sección A-A} = 0.9 \cdot 10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$M_{R(+)} \text{ sección A-A} = 25.06 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(-)} \text{ sección A-A} = 0.9 \cdot 18.72 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(66 \text{ cm} - \frac{18.72 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$M_{R(-)} \text{ sección A-A} = 41.51 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(+)} \text{ sección B-B} = 0.9 \cdot 10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$M_{R(+)} \text{ sección B-B} = 25.06 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(-)} \text{ sección B-B} = 0.9 \cdot 13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$M_{R(-)} \text{ sección B-B} = 31.49 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(+)} \text{ sección C-C} = 0.9 \cdot 13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$M_{R(+)} \text{ o } (-) \geq \frac{M_{R \text{ max}}}{4}$$

$$25.06 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq 11.72 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$31.49 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq 11.72 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$37.68 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq 11.72 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$41.51 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq 11.72 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$46.90 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq 11.72 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

REFUERZO LONGITUDINAL

| | | |
|----------------------|---|--|
| | $M_{R(+)} \text{ sección } C-C = 31.49 \text{ ton} \cdot m$ $M_{R(-)} \text{ sección } C-C = 0.9 \cdot 10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{\frac{10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}}{2}\right)$ $M_{R(-)} \text{ sección } C-C = 25.06 \text{ ton} \cdot m$ $M_{R(+)} \text{ sección } D-D = 0.9 \cdot 10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{\frac{10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}}{2}\right)$ $M_{R(+)} \text{ sección } D-D = 25.06 \text{ ton} \cdot m$ $M_{R(-)} \text{ sección } D-D = 0.9 \cdot 15.88 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{\frac{15.88 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}}{2}\right)$ $M_{R(-)} \text{ sección } D-D = 37.68 \text{ ton} \cdot m$ $M_{R(+)} \text{ sección } E-E = 0.9 \cdot 10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{\frac{10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}}{2}\right)$ $M_{R(+)} \text{ sección } E-E = 25.06 \text{ ton} \cdot m$ $M_{R(-)} \text{ sección } E-E = 0.9 \cdot 21.56 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(66 \text{ cm} - \frac{\frac{21.56 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}}{2}\right)$ $M_{R(-)} \text{ sección } E-E = 46.90 \text{ ton} \cdot m$ | |
| REFUERZO TRANSVERSAL | <p>Longitud de la zona de confinamiento = 2 · peralte de la viga</p> $L_{ZC} = 2 \cdot 75 \text{ cm}$ $L_{ZC} = 150 \text{ cm}$ <p>Estribos mínimos para barras longitudinales de hasta $\phi 1" = 3/8"$</p> <p>Distancia entre el primer estribo y la cara de la columna $\leq 5 \text{ cm}$</p> <p>$S_{ZC} \leq d/4, 8 \phi$ menor barra longitudinal, 24ϕ estribo $\wedge 30 \text{ cm}$</p> $S_{ZC} \leq \frac{66 \text{ cm}}{4}, 8 \phi 1", 24 \phi 3/8" \wedge 30 \text{ cm}$ $S_{ZC} \leq 16.5 \text{ cm}, 20 \text{ cm}, 22.5 \text{ cm} \wedge 30 \text{ cm}$ <p>Espaciamiento de estribos zona de confinamiento $\leq 30 \text{ cm}$</p> <p>Espaciamiento de estribos fuera de la zona de confinamiento $\leq d/2$</p> $\text{Espaciamiento de estribos }_{FZC} \leq \frac{69 \text{ cm}}{2}$ $\text{Espaciamiento de estribos }_{FZC} \leq 34.5 \text{ cm}$ | $L_{ZC} = 150 \text{ cm}$ <p>Estribos de 3/8"</p> <p>Distancia al 1^{er} estribo = 5cm</p> $S_{ZC} = 12.5 \text{ cm}$ <p>Espaciamiento $_{ZC} = 12.5 \text{ cm}$</p> <p>Espaciamiento $_{FZC} = 25 \text{ cm}$</p> |

Caso 1:

$$Mn_i = 18.72 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(66 \text{ cm} - \frac{18.72 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$Mn_i = 46.12 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_i = 1.25 \cdot Mn_i$$

$$Mpr_i = 1.25 \cdot 46.12 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_i = 57.65 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mn_d = 21.56 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(66 \text{ cm} - \frac{21.56 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$Mn_d = 52.11 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_d = 1.25 \cdot Mn_d$$

$$Mpr_d = 1.25 \cdot 52.11 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_d = 65.14 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$W_u = 1.25 \cdot (W_m + W_v)$$

$$W_u = 1.25 \cdot (3.42 \text{ ton} + 1.01 \text{ ton})$$

$$W_u = 5.54 \text{ ton}$$

$$V_{ui} = \frac{Mpr_i + Mpr_d}{l_n} + \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

$$V_{ui} = \frac{57.65 \text{ ton} \cdot \text{m} + 65.14 \text{ ton} \cdot \text{m}}{8.25 \text{ m}} + \frac{5.54 \text{ ton/m} \cdot 8.25 \text{ m}}{2}$$

$$V_{ui} = 37.74 \text{ ton}$$

Caso 2:

$$Mn_i = 13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$Mn_i = 34.99 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_i = 1.25 \cdot Mn_i$$

$$Mpr_i = 1.25 \cdot 34.99 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_i = 43.74 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mn_d = 13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$Mn_d = 34.99 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_d = 1.25 \cdot Mn_d$$

$$Mpr_d = 1.25 \cdot 34.99 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_d = 43.78 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 66 \text{ cm}$$

$$V_c = 15.21 \text{ ton}$$

$$V_s = 2 \cdot 0.71 \text{ cm} \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{66 \text{ cm}}{12.5 \text{ cm}}$$

$$V_s = 31.49 \text{ ton}$$

$$V_n = 15.21 \text{ ton} + 31.49 \text{ ton}$$

$$V_n = 46.70 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \cdot 54.57 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 39.70 \text{ ton}$$

$$V_{u \max} = 37.74 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$39.70 \text{ ton} \geq 37.74 \text{ ton}$$

$$W_u = 1.25 \cdot (W_m + W_v)$$

$$W_u = 1.25 \cdot (3.42 \text{ ton} + 1.01 \text{ ton})$$

$$W_u = 5.54 \text{ ton}$$

$$V_{ui} = \frac{M_{pr_i} + M_{pr_d}}{l_n} + \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

$$V_{ui} = \frac{43.78 \text{ ton} \cdot m + 43.78 \text{ ton} \cdot m}{8.25 \text{ m}} + \frac{5.54 \text{ ton/m} \cdot 8.25 \text{ m}}{2}$$

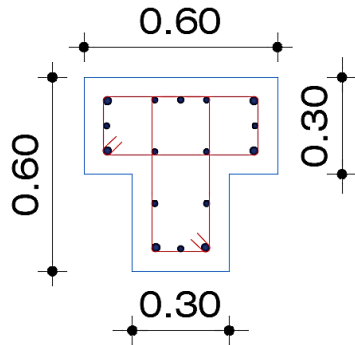
$$V_{ui} = 33.47 \text{ ton}$$

Fuente: Elaboración propia.

b. Columna

Se revisa la columna principal de 0.60 x 0.60 x 0.30 respecto de las disposiciones de la sección 21.6 de la NTE E.060 Concreto Armado.

Tabla 9: Edificación no vulnerable a resonancia: revisión de la columna más cargada respecto a la NTE E.060 Concreto Armado.

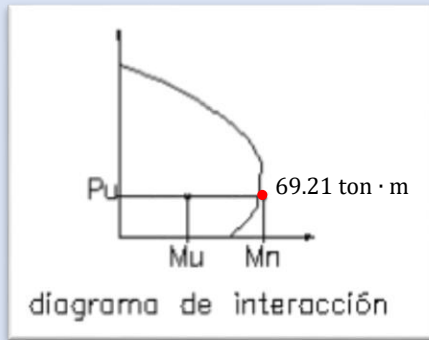


6Ø1" + 10Ø3/4"

□ ø3/8" @ 0.05

| Disposiciones NTE E.060 Concreto Armado | | Revisión |
|---|---|---|
| GENERAL | $P_u > 0.1 f'c A_g$ $P_u > 0.1 \cdot 210 \frac{kg}{cm^2} \cdot (30 cm \cdot 60 cm + 30 cm \cdot 30 cm)$ $P_u > 56.70 ton$ | $P_u = 384.86 ton$ |
| | Dimensión menor sección transversal $\geq 0.25 m$ | $b_{columna} = 30 cm$ |
| | $\frac{b_{columna}}{p_{columna}} \geq 0.25$ | $\frac{b_{columna}}{p_{columna}} = \frac{30 cm}{60 cm} = 0.5$ |
| RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN | $\sum Mn_{columnas en las caras del nudo} \geq 1,2 \sum Mn_{vigas en las caras del nudo}$ | |
| | $Mn_{cs} = 59 cm^2 \cdot 4200 \frac{kg}{cm^2} \cdot (54 cm - \frac{59 cm^2 \cdot 4200 kg/cm^2}{0.85 \cdot 210 kg/cm^2 \cdot 30 cm})$ $Mn_{cs} = 76.48 ton \cdot m$ | |
| | $Mn_{ci} = 59 cm^2 \cdot 4200 \frac{kg}{cm^2} \cdot (54 cm - \frac{59 cm^2 \cdot 4200 kg/cm^2}{0.85 \cdot 210 kg/cm^2 \cdot 30 cm})$ $Mn_{ci} = 76.48 ton \cdot m$ | |
| | $Mn_{vd} = 15.88 cm^2 \cdot 4200 \frac{kg}{cm^2} \cdot (69 cm - \frac{15.88 cm^2 \cdot 4200 kg/cm^2}{0.85 \cdot 210 kg/cm^2 \cdot 30 cm})$ $Mn_{vd} = 41.87 ton \cdot m$ | |
| | $Mn_{vi} = 11.36 cm^2 \cdot 4200 \frac{kg}{cm^2} \cdot (54 cm - \frac{11.36 cm^2 \cdot 4200 kg/cm^2}{0.85 \cdot 210 kg/cm^2 \cdot 30 cm})$ $Mn_{vi} = 23.64 ton \cdot m$ | |
| | | $\sum Mn_c \geq 1,2 \sum Mn_v$ $76.48 + 76.48 \geq 1,2 (41.87 + 23.64)$ $152.96 ton \cdot m \geq 78.61 ton \cdot m$ |
| | | |

| | | |
|-----------------------|--|---|
| REFUERZO LONGITUDINAL | $1\% A_{\text{sección transversal}} \leq \rho \leq 6\% A_{\text{sección transversal}}$ | $\rho = 2.19 \%$ |
| REFUERZO TRANSVERSAL | $S_{\text{zona de confinamiento}} \leq \frac{b_{\text{columna}}}{3}, 6 \phi \text{ barra longitudinal} \wedge 10 \text{ cm}$ $S_{zc} \leq \frac{30 \text{ cm}}{3}, 6 \cdot 2.54 \text{ cm} \wedge 10 \text{ cm}$ $S_{zc} \leq 10 \text{ cm}, 15 \text{ cm} \wedge 10 \text{ cm}$ | $S_{zc} = 5 \text{ cm}$ |
| | $\text{Distancia entre las ramas de los estribos} \leq 35 \text{ cm}$ $Lo \geq p_{\text{columna}}, ln/6 \wedge 50 \text{ cm}$ $Lo \geq 60 \text{ cm}, \frac{300 \text{ cm}}{6} \wedge 50 \text{ cm}$ $Lo \geq 60 \text{ cm}, 50 \text{ cm} \wedge 50 \text{ cm}$ | $\text{Distancia máxima} = 29.05 \text{ cm}$ $Lo = 60 \text{ cm}$ |
| | $S_{\text{fuera de la zona de confinamiento}} \leq 10 \phi \text{ barra longitudinal} \wedge 25 \text{ cm}$ $S_{fzc} \leq 10 \cdot 2.54 \text{ cm} \wedge 25 \text{ cm}$ $S_{fzc} \leq 25 \text{ cm} \wedge 25 \text{ cm}$ | $S_{fzc} = 5 \text{ cm}$ |



$$Mpr_i = 1.25 \cdot Mn_i$$

$$Mpr_i = 1.25 \cdot 69.21 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_i = 86.51 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_s = 1.25 \cdot Mn_s$$

$$Mpr_d = 1.25 \cdot 69.21 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_d = 86.51 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_u = \frac{Mpr_i + Mpr_s}{h_n}$$

$$V_u = \frac{86.51 \text{ ton} \cdot \text{m} + 86.51 \text{ ton} \cdot \text{m}}{3 \text{ m}}$$

$$V_u = 57.67 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 54 \text{ cm}$$

$$V_c = 12.44 \text{ ton}$$

V_s en la zona de confinamiento:

$$V_s = 2 \cdot 0.71 \text{ cm} \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{54 \text{ cm}}{5 \text{ cm}}$$

$$V_s = 64.41 \text{ ton}$$

$$V_n = 12.44 \text{ ton} + 64.41 \text{ ton}$$

$$V_n = 76.85 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \cdot 76.85 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 65.32 \text{ ton}$$

V_s fuera de la zona de confinamiento:

$$V_s = 2 \cdot 0.71 \text{ cm} \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{54 \text{ cm}}{5 \text{ cm}}$$

$$V_s = 64.41 \text{ ton}$$

$$V_n = 12.44 \text{ ton} + 64.41 \text{ ton}$$

$$V_n = 76.85 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \cdot 76.85 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 65.32 \text{ ton}$$

$$V_{u \max} = 57.67 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$65.32 \text{ ton} \geq 57.67 \text{ ton}$$

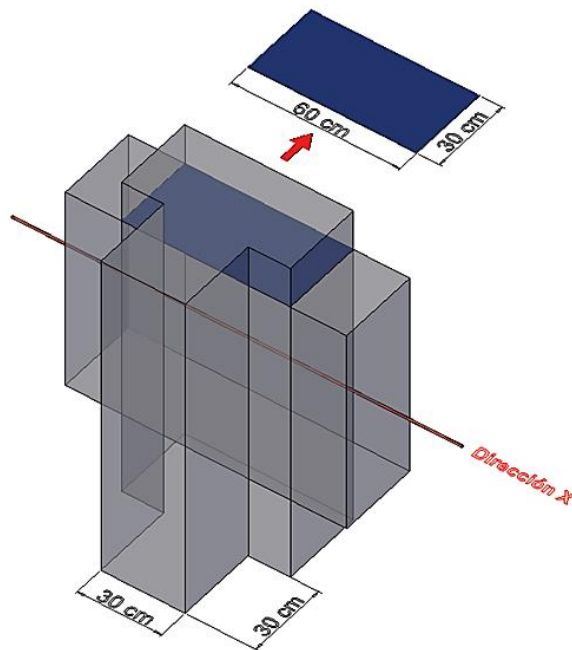
Fuente: Elaboración propia.

c. Resistencia al cortante en los nudos

Se revisa en la dirección X y Y la resistencia al cortante en el nudo de la columna más cargada

respecto de las disposiciones de la sección 21.7 de la NTE E.060 Concreto Armado.

Tabla 10: Edificación no vulnerable a resonancia: revisión en la dirección X de la resistencia al cortante en el nudo de la columna más cargada respecto a la NTE E.060 Concreto Armado.



| Disposiciones NTE E.060 Concreto Armado | | Revisión |
|--|--|--|
| DIRECCIÓN X | <i>Nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas:</i> | |
| | $4.0 \sqrt{f'c} A_j \leq V_n$ | |
| | Ancho efectivo del nudo $\leq b + h \wedge b + 2x$ | |
| | Ancho efectivo del nudo $\leq 30 \text{ cm} + 60 \text{ cm} \wedge 30 \text{ cm} + 2 \times 15 \text{ cm}$ | |
| | Ancho efectivo del nudo $\leq 90 \text{ cm} \wedge 60 \text{ cm}$ | |
| | $A_j = \text{Profundidad} \times \text{Ancho efectivo}$ | |
| | $A_j = 60 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$ | |
| | $A_j = 3600 \text{ cm}^2$ | |
| | $V_n = 4.0 \sqrt{f'c} A_j$ | |
| | $V_n = 4.0 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 3600 \text{ cm}^2$ | |
| $V_n = 208.68 \text{ ton}$ | | |
| $\phi V_n = 0.85 \cdot 208.68 \text{ ton}$ | | |
| $\phi V_n = 177.38 \text{ ton}$ | | |
| | | $\phi V_n \geq V_u$ |
| | | $177.38 \text{ ton} \geq 131.55 \text{ ton}$ |

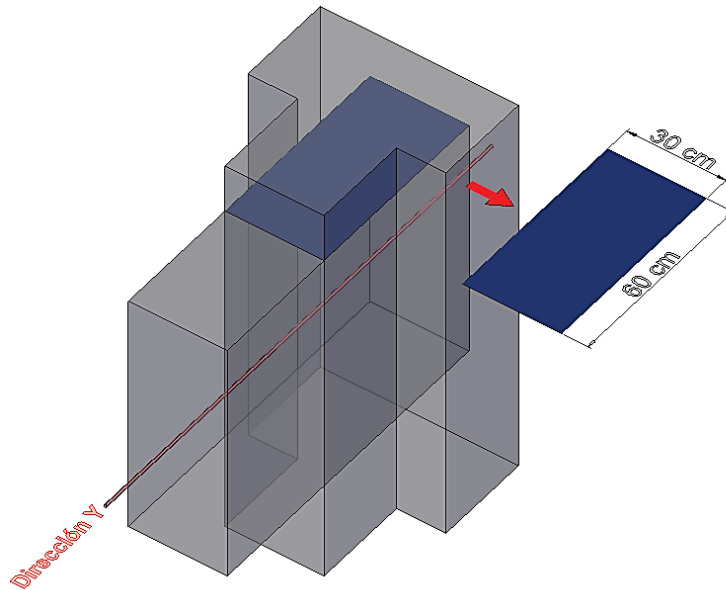
$$Vu \text{ en el plano } xx = 1.25 fy (As1 + As2) - Vcol$$

$$Vu_{xx} = 1.25 \cdot 4200 \frac{kg}{cm^2} (15.88 cm^2 + 10.20 cm^2) - 5370 kg$$

$$Vu_{xx} = 131.55 ton$$

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11: Edificación no vulnerable a resonancia: revisión en la dirección Y de la resistencia al cortante en el nudo de la columna más cargada respecto a la NTE E.060 Concreto Armado.



| Disposiciones NTE E.060 Concreto Armado | | Revisión |
|---|--|--|
| DIRECCIÓN Y | <i>Nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas:</i> | |
| | $4.0 \sqrt{f'c} Aj \leq Vn$ | |
| | <i>Ancho efectivo del nudo</i> $\leq b + h \wedge b + 2x$ | |
| | <i>Ancho efectivo del nudo</i> $\leq 30 cm + 60 cm \wedge 30 cm + 2 x 15 cm$ | |
| | <i>Ancho efectivo del nudo</i> $\leq 90 cm \wedge 60 cm$ | |
| | <i>Aj = Profundidad x Ancho efectivo</i> | |
| | $Aj = 60 cm x 60 cm$ $Aj = 3600 cm^2$ | |
| $Vn = 4.0 \sqrt{f'c} Aj$ | | |
| $Vn = 4.0 \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} x 3600 cm^2$ | | |
| $Vn = 208.68 ton$ | | |
| | | $\phi Vn \geq Vu$ $177.38 ton \geq 64.77 ton$ |

$$\emptyset V_n = 0.85 \cdot 208.68 \text{ ton}$$

$$\emptyset V_n = 177.38 \text{ ton}$$

$$Vu \text{ en el plano } xx = 1.25 f_y (As1 + As2) - Vcol$$

$$Vu_{xx} = 1.25 \cdot 4200 \frac{kg}{cm^2} (7.68 \text{ cm}^2 + 5.68 \text{ cm}^2) - 5370 \text{ kg}$$

$$Vu_{xx} = 64.77 \text{ ton}$$

Fuente: Elaboración propia.

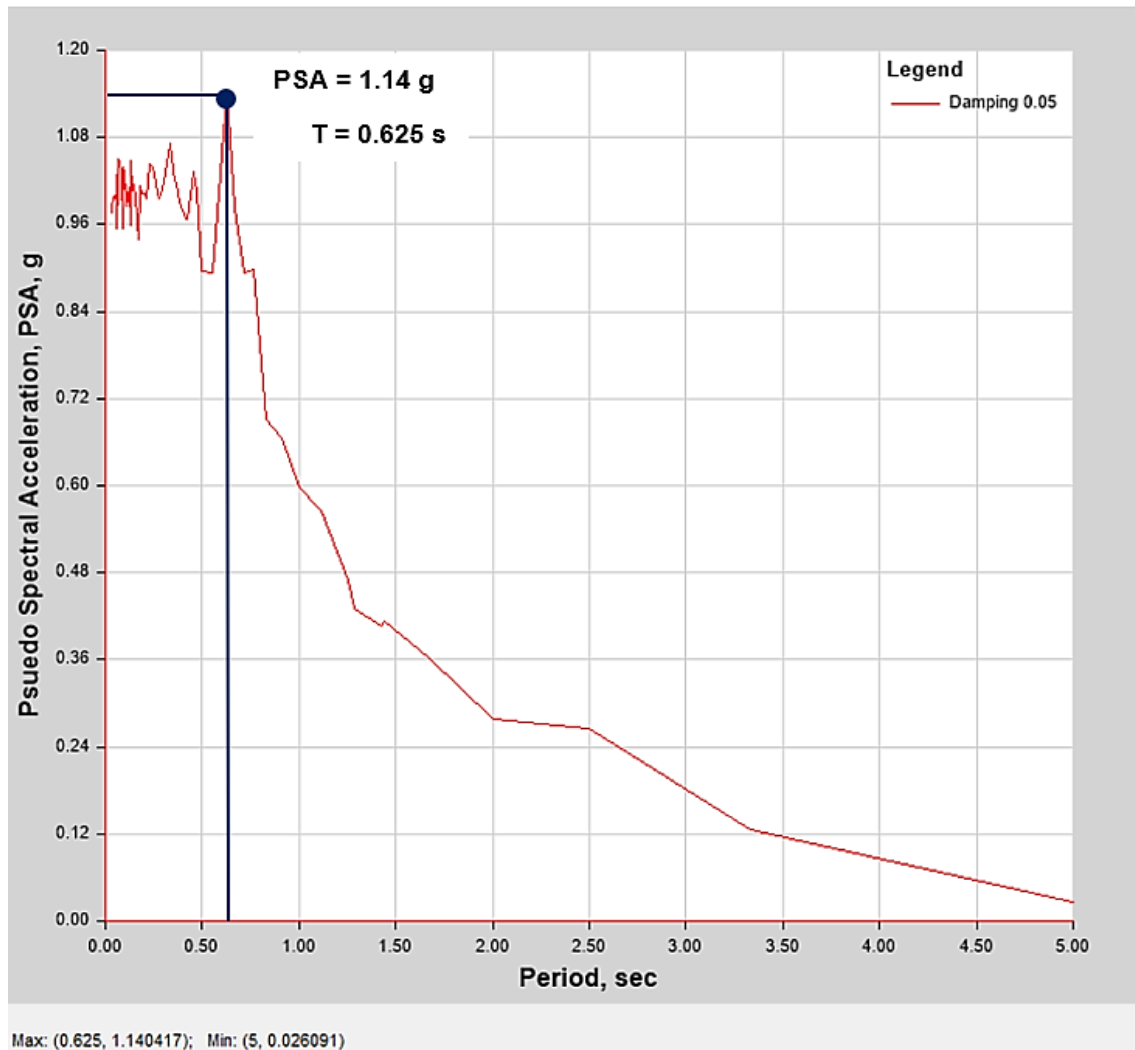
4.1.3.1.3. Amplificación del movimiento del suelo

En lo siguiente se muestran los valores espectrales en la base de la estructura como en el último nivel de esta, ambos correspondientes al análisis dinámico tiempo – historia lineal elástico para el sismo del 07 de agosto de 2020.

a. Valor espectral en la base

Se presenta el valor espectral en la base, obtenido con el programa ETABS de una edificación común de 10 niveles emplazada sobre un suelo S2, ubicada en Huancayo, ciudad caracterizada por un factor de zona igual a 0.35. Se observa que la aceleración del suelo es de 1.14 g para el periodo fundamental de 0.625s.

Figura 22: Edificación no vulnerable a resonancia: valor espectral en la base producto del análisis dinámico tiempo – historia lineal elástico.

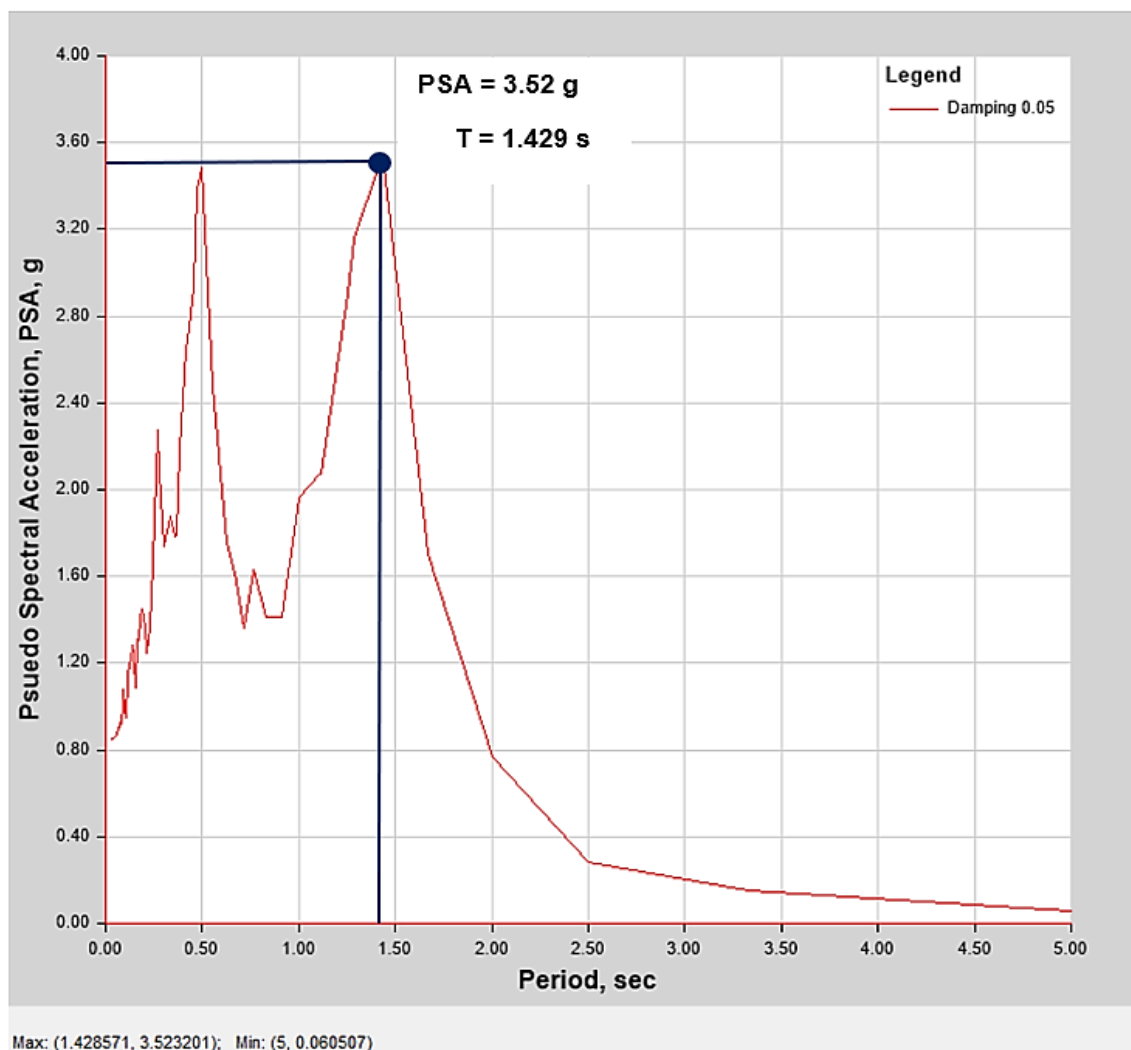


Fuente: Elaboración propia.

b. Valor espectral en el último nivel

Se muestra el valor espectral del último nivel, obtenido con el programa ETABS de una edificación común de 10 niveles con altura de entrepiso igual a 3 metros. Se distingue que la aceleración en el piso 10 es de 3.52 g para el periodo fundamental de 1.429 s.

Figura 23: Edificación no vulnerable a resonancia: valor espectral en el último nivel producto del análisis dinámico tiempo – historia lineal elástico.



Fuente: Elaboración propia.

4.1.3.2. Edificación vulnerable a resonancia

Según la tabla 4, una edificación regular de 18 metros de altura del sistema estructural de pórticos de concreto armado ubicada en Huancayo Metropolitano, presenta un nivel alto de vulnerabilidad frente al fenómeno de resonancia sísmica.

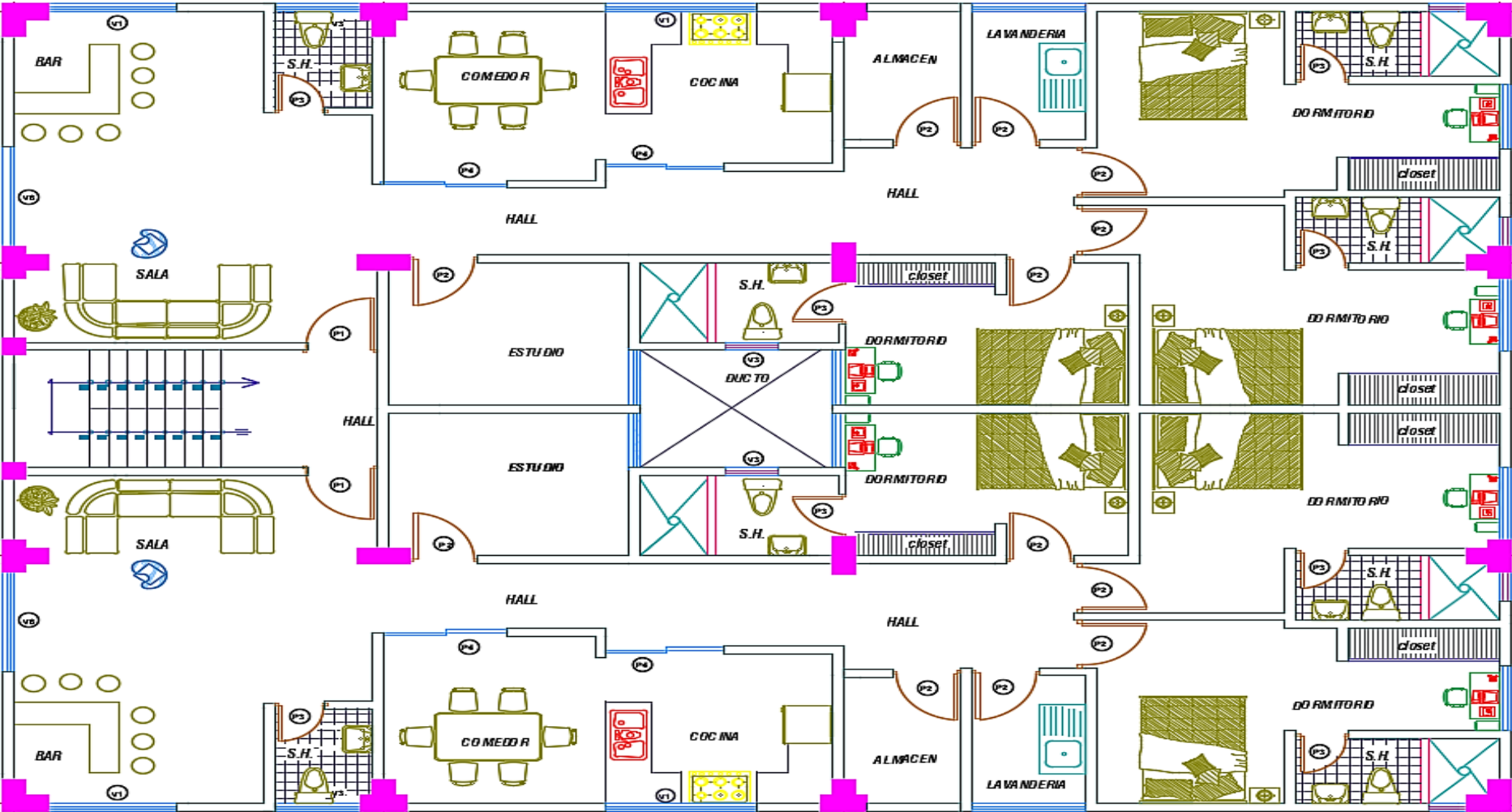
4.1.3.2.1. Configuración

Tabla 12: Configuración de una estructura vulnerable a resonancia sísmica.

| | |
|---|-----------------------------|
| Sistema estructural | Pórticos de concreto armado |
| Área de planta (m ²) | 300 |
| Número de niveles | 6 |
| Altura de entrepiso (m) | 3 |
| Zona (Z=3) | 0.35 |
| Perfil del suelo (S_2) | 1.15 |
| Factor U (Categoría C) | 1.0 |
| Coficiente básico de reducción (R_o) | 8 |
| Periodo de plataforma del factor C (T_p) | 0.6 |
| Periodo de inicio de la zona del factor C (T_L) | 2.0 |
| Periodo fundamental – análisis estático (T_x) | 0.876 |
| Periodo fundamental – análisis estático (T_y) | 0.853 |
| Máxima distorsión de entrepiso – dirección Y | 0.006722 |

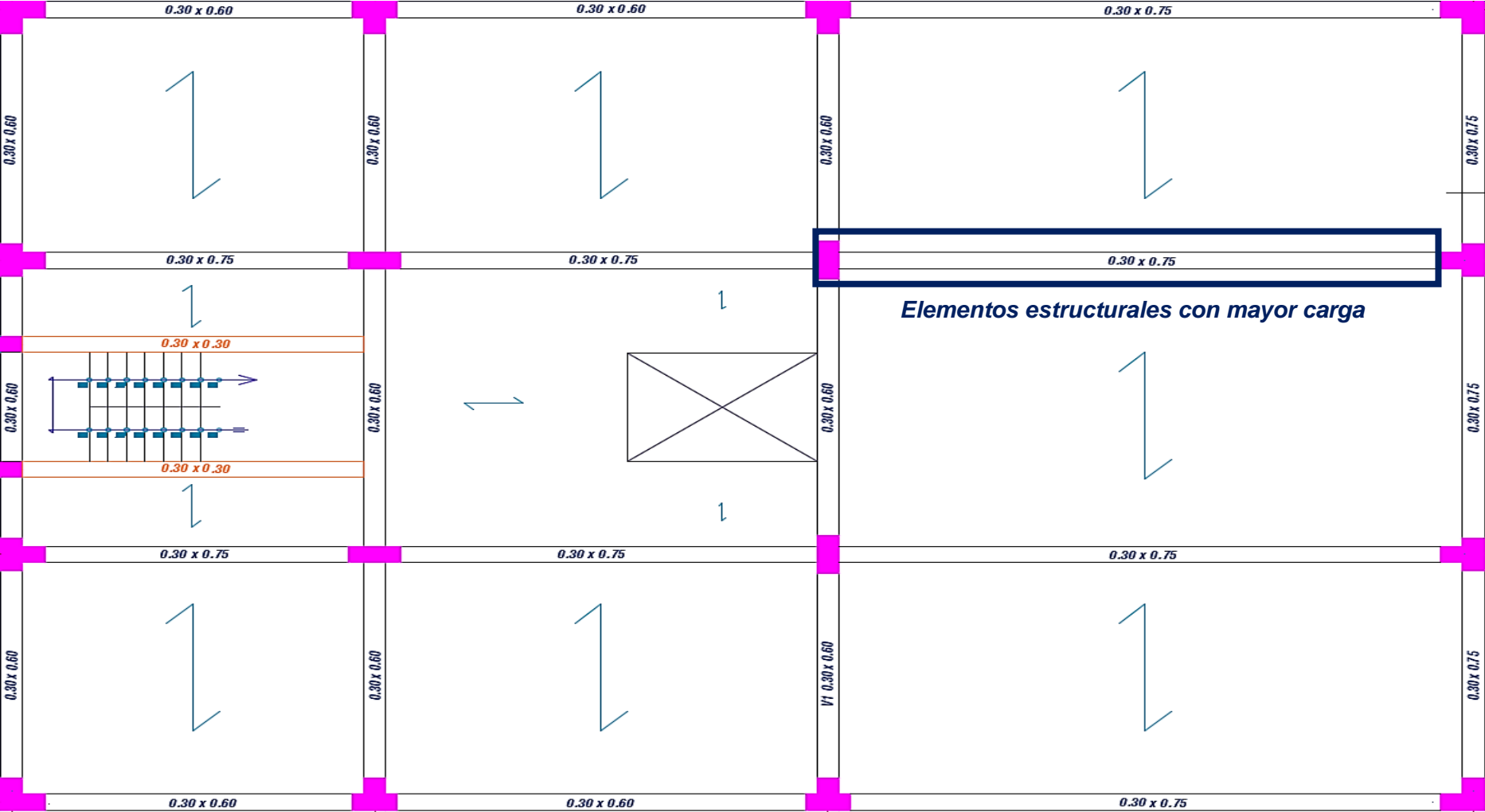
Fuente: Elaboración propia.

Figura 24: Distribución planta típica de la edificación vulnerable a resonancia.



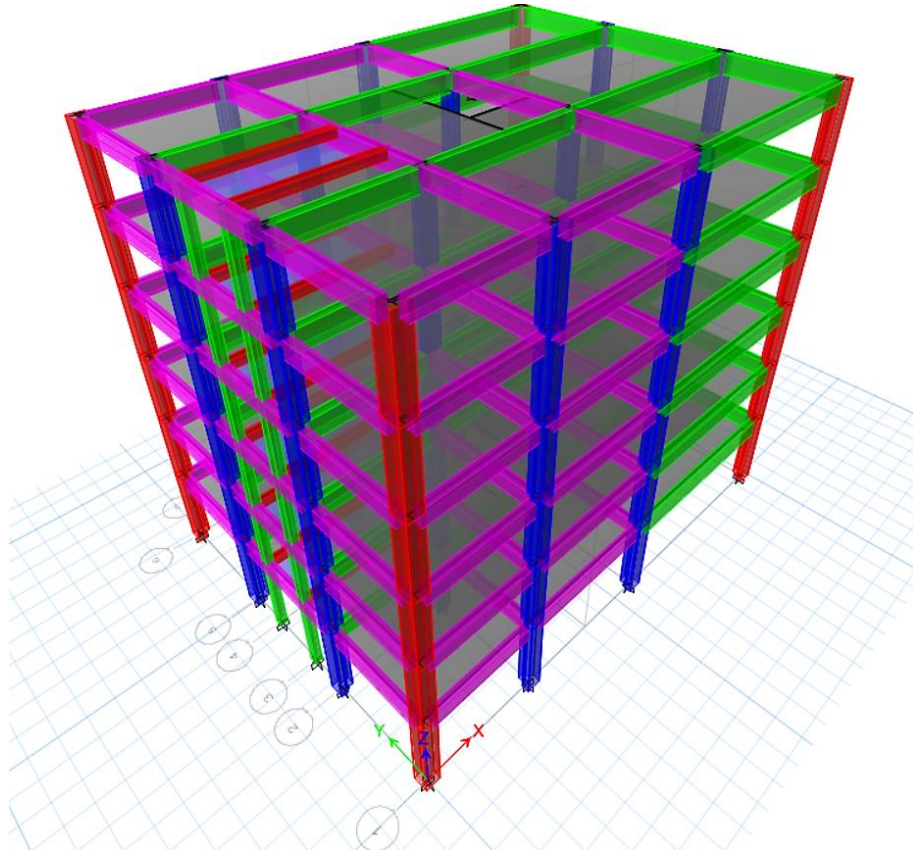
Fuente: Elaboración propia.

Figura 25: Estructuración de la edificación vulnerable a resonancia.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 26: Vista 3D de una edificación vulnerable a resonancia sísmica.



Fuente: Elaboración propia.

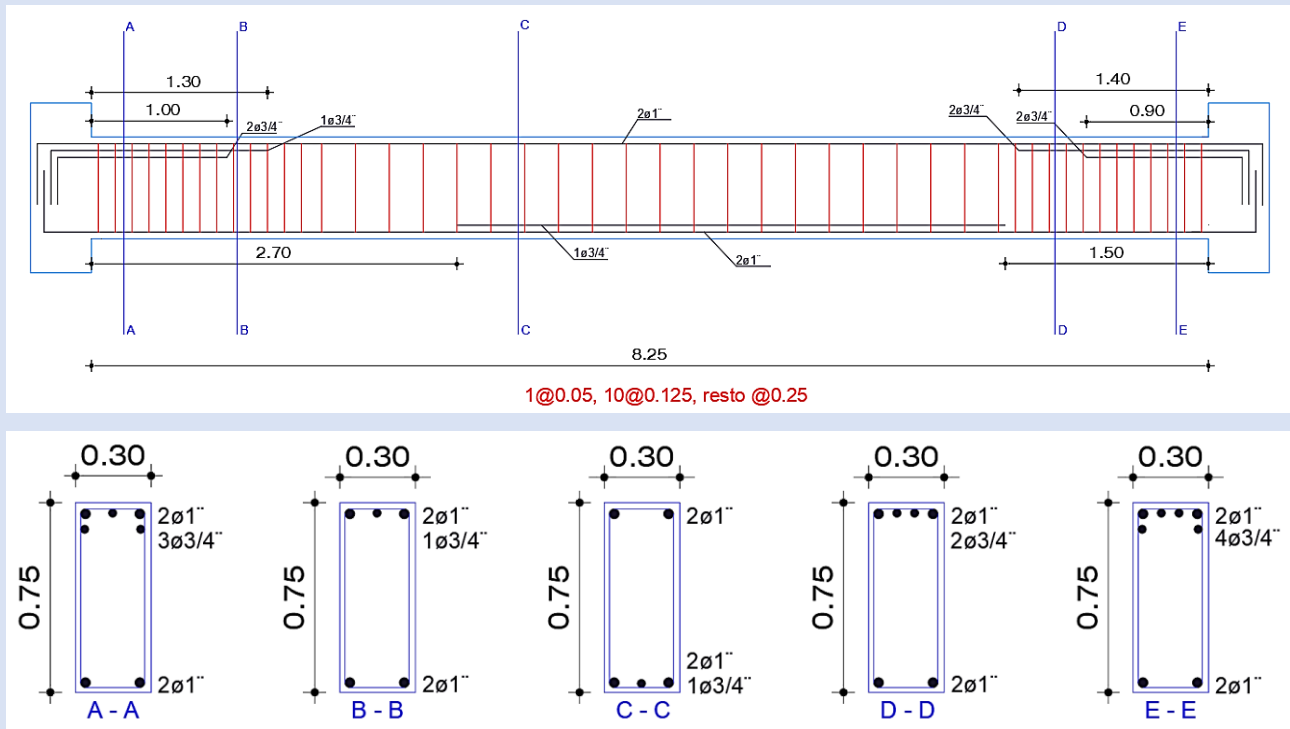
4.1.3.2.2. Verificación de requisitos para vigas, columnas y nudos

Se compila a continuación las verificaciones de los elementos estructurales más cargados de la edificación vulnerable a resonancia, así como de la resistencia al cortante en el nudo de la columna más cargada, de acuerdo a los requisitos para vigas, columnas y nudos de los edificios con sistemas resistentes a fuerzas laterales de pórticos.

a. Viga

Se revisa la viga principal de 0.30 x 0.75 respecto de las disposiciones de la sección 21.5 de la NTE E.060 Concreto Armado.

Tabla 13: Edificación vulnerable a resonancia: revisión de la viga más cargada respecto a la NTE E.060 Concreto Armado.



| Disposiciones NTE E.060 Concreto Armado | | Revisión |
|---|---|------------------------------------|
| GENERAL | $l_n \geq 4 \cdot \text{peralte}$ $l_n \geq 4 \cdot 75 \text{ cm}$ $l_n \geq 300 \text{ cm}$ | $l_n = 825 \text{ cm}$ |
| | $b_w \geq 0.25 \cdot \text{peralte y } 0.25 \text{ m}$ $b_w \geq 0.25 \cdot 75 \text{ cm}$ $b_w \geq 25 \text{ cm}$ | $b_w = 30 \text{ cm}$ |
| | $b_w \leq b_{\text{columna de apoyo}} + 1.5 \cdot \text{peralte de la viga}$ $b_w \leq 30 \text{ cm} + 1.5 \cdot 75 \text{ cm}$ $b_w \leq 142.5 \text{ cm}$ | $b_w = 30 \text{ cm}$ |
| REFUERZO LONGITUDIN | $A_{s_{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{fy} b_w d$ | $A_{s_{min}} = 10.20 \text{ cm}^2$ |

$$A_{S_{min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}{4 \cdot 200 \text{ kg/cm}^2} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 69 \text{ cm}$$

$$A_{S_{min}} = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$M_{R(+)} \text{ cara del nudo} \geq \frac{M_{R(-)} \text{ cara del nudo}}{2}$$

$$M_{R(-)} \text{ izq} = 0.9 \cdot 18.72 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(66 \text{ cm} - \frac{18.72 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$M_{R(-)} \text{ izq} = 41.51 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(+)} \text{ izq} = 0.9 \cdot 13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$M_{R(+)} \text{ izq} = 31.49 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(-)} \text{ der} = 0.9 \cdot 21.56 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(66 \text{ cm} - \frac{21.56 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$M_{R(-)} \text{ der} = 46.90 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(+)} \text{ der} = 0.9 \cdot 13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$M_{R(+)} \text{ der} = 31.49 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(+)} \geq \frac{M_{R(-)}}{2}$$

$$31.49 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq \frac{41.51 \text{ ton} \cdot \text{m}}{2}$$

$$31.49 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq 20.75 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$31.49 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq \frac{46.90 \text{ ton} \cdot \text{m}}{2}$$

$$31.49 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq 23.45 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(+)} \text{ o } (-) \text{ en la sección de la viga} \geq \frac{M_{R \text{ max caras de los nudos}}}{4}$$

$$\frac{M_{R \text{ max caras de los nudos}}}{4} = \frac{0.9 \cdot 21.56 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(66 \text{ cm} - \frac{21.56 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)}{4}$$

$$\frac{M_{R \text{ max caras de los nudos}}}{4} = 11.72 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(+)} \text{ sección A-A} = 0.9 \cdot 10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$M_{R(+)} \text{ sección A-A} = 25.06 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(-)} \text{ sección A-A} = 0.9 \cdot 18.72 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(66 \text{ cm} - \frac{18.72 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$M_{R(-)} \text{ sección A-A} = 41.51 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(+)} \text{ sección B-B} = 0.9 \cdot 10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$M_{R(+)} \text{ sección B-B} = 25.06 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(-)} \text{ sección B-B} = 0.9 \cdot 13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$M_{R(-)} \text{ sección B-B} = 31.49 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{R(+)} \text{ o } (-) \geq \frac{M_{R \text{ max}}}{4}$$

$$25.06 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq 11.72 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$31.49 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq 11.72 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$37.68 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq 11.72 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$41.51 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq 11.72 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$46.90 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq 11.72 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

| | | |
|----------------------|---|---|
| | $M_{R(+)} \text{ sección } C-C = 0.9 \cdot 13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$ $M_{R(+)} \text{ sección } C-C = 31.49 \text{ ton} \cdot \text{m}$ $M_{R(-)} \text{ sección } C-C = 0.9 \cdot 10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$ $M_{R(-)} \text{ sección } C-C = 25.06 \text{ ton} \cdot \text{m}$ $M_{R(+)} \text{ sección } D-D = 0.9 \cdot 10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$ $M_{R(+)} \text{ sección } D-D = 25.06 \text{ ton} \cdot \text{m}$ $M_{R(-)} \text{ sección } D-D = 0.9 \cdot 15.88 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{15.88 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$ $M_{R(-)} \text{ sección } D-D = 37.68 \text{ ton} \cdot \text{m}$ $M_{R(+)} \text{ sección } E-E = 0.9 \cdot 10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{10.20 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$ $M_{R(+)} \text{ sección } E-E = 25.06 \text{ ton} \cdot \text{m}$ $M_{R(-)} \text{ sección } E-E = 0.9 \cdot 21.56 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(66 \text{ cm} - \frac{21.56 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$ $M_{R(-)} \text{ sección } E-E = 46.90 \text{ ton} \cdot \text{m}$ | |
| REFUERZO TRANSVERSAL | <p>Longitud de la zona de confinamiento = 2 · peralte de la viga</p> $L_{ZC} = 2 \cdot 75 \text{ cm}$ $L_{ZC} = 150 \text{ cm}$ | $L_{ZC} = 150 \text{ cm}$ |
| | <p>Estribos mínimos para barras longitudinales de hasta $\phi 1" = 3/8"$</p> | <p>Estribos de 3/8"</p> |
| | <p>Distancia entre el primer estribo y la cara de la columna $\leq 5 \text{ cm}$</p> | <p>Distancia al 1^{er} estribo = 5 cm</p> |
| | <p>$S_{ZC} \leq d/4$, 8 ϕ menor barra longitudinal, 24 ϕ estribo \wedge 30 cm</p> $S_{ZC} \leq \frac{66 \text{ cm}}{4}, 8 \phi 1", 24 \phi 3/8" \wedge 30 \text{ cm}$ $S_{ZC} \leq 16.5 \text{ cm}, 20 \text{ cm}, 22.5 \text{ cm} \wedge 30 \text{ cm}$ | $S_{ZC} = 12.5 \text{ cm}$ |
| | <p>Espaciamiento de estribos zona de confinamiento $\leq 30 \text{ cm}$</p> | <p>Espaciamiento $_{ZC} = 12.5 \text{ cm}$</p> |
| | <p>Espaciamiento de estribos fuera de la zona de confinamiento $\leq d/2$</p> $\text{Espaciamiento de estribos }_{FZC} \leq \frac{69 \text{ cm}}{2}$ $\text{Espaciamiento de estribos }_{FZC} \leq 34.5 \text{ cm}$ | <p>Espaciamiento $_{FZC} = 25 \text{ cm}$</p> |

Caso 1:

$$Mn_i = 18.72 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(66 \text{ cm} - \frac{18.72 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$Mn_i = 46.12 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_i = 1.25 \cdot Mn_i$$

$$Mpr_i = 1.25 \cdot 46.12 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_i = 57.65 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mn_d = 21.56 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(66 \text{ cm} - \frac{21.56 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$Mn_d = 52.11 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_d = 1.25 \cdot Mn_d$$

$$Mpr_d = 1.25 \cdot 52.11 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_d = 65.14 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$W_u = 1.25 \cdot (W_m + W_v)$$

$$W_u = 1.25 \cdot (3.42 \text{ ton} + 1.01 \text{ ton})$$

$$W_u = 5.54 \text{ ton}$$

$$V_{ui} = \frac{Mpr_i + Mpr_d}{l_n} + \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

$$V_{ui} = \frac{57.65 \text{ ton} \cdot \text{m} + 65.14 \text{ ton} \cdot \text{m}}{8.25 \text{ m}} + \frac{5.54 \text{ ton/m} \cdot 8.25 \text{ m}}{2}$$

$$V_{ui} = 37.74 \text{ ton}$$

Caso 2:

$$Mn_i = 13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$Mn_i = 34.99 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_i = 1.25 \cdot Mn_i$$

$$Mpr_i = 1.25 \cdot 34.99 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_i = 43.74 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mn_d = 13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(69 \text{ cm} - \frac{13.04 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$$

$$Mn_d = 34.99 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 66 \text{ cm}$$

$$V_c = 15.21 \text{ ton}$$

$$V_s = 2 \cdot 0.71 \text{ cm} \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{66 \text{ cm}}{12.5 \text{ cm}}$$

$$V_s = 31.49 \text{ ton}$$

$$V_n = 15.21 \text{ ton} + 31.49 \text{ ton}$$

$$V_n = 46.70 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \cdot 54.57 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 39.70 \text{ ton}$$

$$V_{u \text{ max}} = 37.74 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$39.70 \text{ ton} \geq 37.74 \text{ ton}$$

$$Mpr_d = 1.25 \cdot Mn_d$$

$$Mpr_d = 1.25 \cdot 34.99 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_d = 43.78 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$W_u = 1.25 \cdot (W_m + W_v)$$

$$W_u = 1.25 \cdot (3.42 \text{ ton} + 1.01 \text{ ton})$$

$$W_u = 5.54 \text{ ton}$$

$$V_{ui} = \frac{Mpr_i + Mpr_d}{l_n} + \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

$$V_{ui} = \frac{43.78 \text{ ton} \cdot \text{m} + 43.78 \text{ ton} \cdot \text{m}}{8.25 \text{ m}} + \frac{5.54 \text{ ton/m} \cdot 8.25 \text{ m}}{2}$$

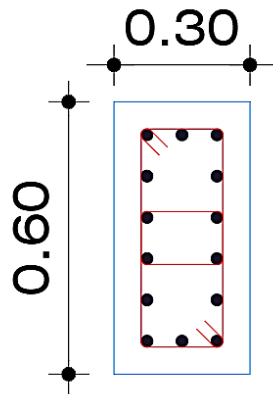
$$V_{ui} = 33.47 \text{ ton}$$

Fuente: Elaboración propia.

b. Columna

Se revisa la columna principal de 0.30 x 0.60 respecto de las disposiciones de la sección 21.6 de la NTE E.060 Concreto Armado.

Tabla 14: Edificación vulnerable a resonancia: revisión de la columna más cargada respecto a la NTE E.060 Concreto Armado

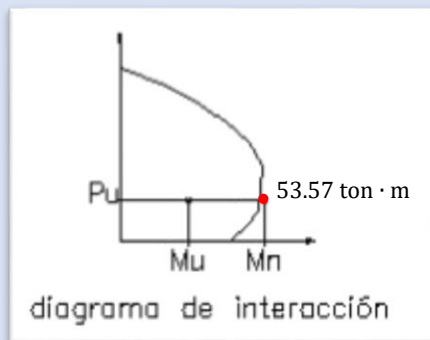


14Ø1"

□ ø3/8" @ 0.075

| Disposiciones NTE E.060 Concreto Armado | | Revisión |
|---|---|---|
| GENERAL | $P_u > 0.1 f'c A_g$ $P_u > 0.1 \cdot 210 \frac{kg}{cm^2} \cdot 30 cm \cdot 60 cm$ $P_u > 37.8 ton$ | $P_u = 326.69 ton$ |
| | Dimensión menor sección transversal $\geq 0.25 m$ | $b_{columna} = 30 cm$ |
| | $\frac{b_{columna}}{p_{columna}} \geq 0.25$ | $\frac{b_{columna}}{p_{columna}} = \frac{30 cm}{60 cm}$ $\frac{b_{columna}}{p_{columna}} = 0.50$ |
| RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN | $\sum Mn_{columnas en las caras del nudo} \geq 1,2 \sum Mn_{vigas en las caras del nudo}$ $Mn_{cs} = 71.40 cm^2 \cdot 4200 \frac{kg}{cm^2} \cdot (54 cm - \frac{71.40 cm^2 \cdot 4200 kg/cm^2}{0.85 \cdot 210 kg/cm^2 \cdot 30 cm})$ $Mn_{cs} = 77.97 ton \cdot m$ $Mn_{ci} = 71.40 cm^2 \cdot 4200 \frac{kg}{cm^2} \cdot (54 cm - \frac{71.40 cm^2 \cdot 4200 kg/cm^2}{0.85 \cdot 210 kg/cm^2 \cdot 30 cm})$ $Mn_{ci} = 77.97 ton \cdot m$ $Mn_{vd} = 18.72 cm^2 \cdot 4200 \frac{kg}{cm^2} \cdot (66 cm - \frac{18.72 cm^2 \cdot 4200 kg/cm^2}{0.85 \cdot 210 kg/cm^2 \cdot 30 cm})$ | $\sum Mn_c \geq 1,2 \sum Mn_v$ $77.97 + 77.97 \geq 1,2 (46.12 + 34.84)$ $155.94 ton \cdot m \geq 97.15 ton \cdot m$ |

| | | |
|-----------------------|---|--|
| | $Mn_{vd} = 46.12 \text{ ton} \cdot m$ $Mn_{vi} = 13.68 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \left(66 \text{ cm} - \frac{13.68 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}\right)$ $Mn_{vi} = 34.84 \text{ ton} \cdot m$ | |
| REFUERZO LONGITUDINAL | $1\% A_{\text{sección transversal}} \leq \rho \leq 6\% A_{\text{sección transversal}}$ | $\rho = 3.97 \%$ |
| | $S_{\text{zona de confinamiento}} \leq \frac{b_{\text{columna}}}{3}, 6 \text{ } \emptyset \text{ barra longitudinal} \wedge 10 \text{ cm}$ $S_{zc} \leq \frac{30 \text{ cm}}{3}, 6 \cdot 2.54 \text{ cm} \wedge 10 \text{ cm}$ $S_{zc} \leq 10 \text{ cm}, 15 \text{ cm} \wedge 10 \text{ cm}$ | $S_{zc} = 7.5 \text{ cm}$ |
| REFUERZO TRANSVERSAL | $\text{Distancia entre las ramas de los estribos} \leq 35 \text{ cm}$ $Lo \geq p_{\text{columna}}, ln/6 \wedge 50 \text{ cm}$ $Lo \geq 60 \text{ cm}, \frac{300 \text{ cm}}{6} \wedge 50 \text{ cm}$ $Lo \geq 60 \text{ cm}, 50 \text{ cm} \wedge 50 \text{ cm}$ $S_{\text{fuera de la zona de confinamiento}} \leq 10 \text{ } \emptyset \text{ barra longitudinal} \wedge 25 \text{ cm}$ $S_{fzc} \leq 10 \cdot 2.54 \text{ cm} \wedge 25 \text{ cm}$ $S_{fzc} \leq 25 \text{ cm} \wedge 25 \text{ cm}$ | $\text{Distancia máxima} = 18.95 \text{ cm}$ $Lo = 60 \text{ cm}$ $S_{fzc} = 7.5 \text{ cm}$ |



$$Mpr_i = 1.25 \cdot Mn_i$$

$$Mpr_i = 1.25 \cdot 53.57 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_i = 66.96 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_s = 1.25 \cdot Mn_s$$

$$Mpr_d = 1.25 \cdot 53.57 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mpr_d = 66.96 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_u = \frac{Mpr_i + Mpr_s}{h_n}$$

$$V_u = \frac{66.96 \text{ ton} \cdot \text{m} + 66.96 \text{ ton} \cdot \text{m}}{3 \text{ m}}$$

$$V_u = 44.64 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 54 \text{ cm}$$

$$V_c = 12.44 \text{ ton}$$

V_s en la zona de confinamiento:

$$V_s = 2 \cdot 0.71 \text{ cm} \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{54 \text{ cm}}{7.5 \text{ cm}}$$

$$V_s = 42.94 \text{ ton}$$

$$V_n = 12.44 \text{ ton} + 42.94 \text{ ton}$$

$$V_n = 55.38 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \cdot 55.38 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 47.07 \text{ ton}$$

V_s fuera de la zona de confinamiento:

$$V_s = 2 \cdot 0.71 \text{ cm} \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{54 \text{ cm}}{7.5 \text{ cm}}$$

$$V_s = 42.94 \text{ ton}$$

$$V_n = 12.44 \text{ ton} + 42.94 \text{ ton}$$

$$V_n = 55.38 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \cdot 55.38 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 47.07 \text{ ton}$$

$$V_{u \text{ max}} = 44.64 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$47.07 \text{ ton} \geq 44.64 \text{ ton}$$

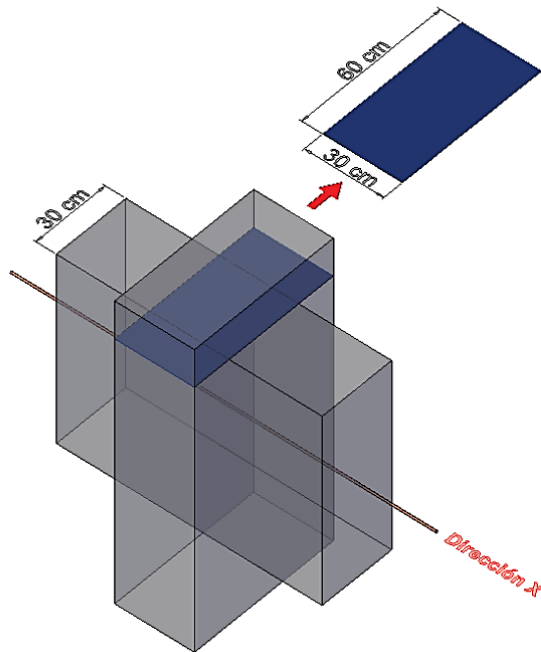
Fuente: Elaboración propia.

c. Resistencia al cortante en los nudos

Se revisa en la dirección X y Y la resistencia al cortante en el nudo de la columna más cargada respecto de las

disposiciones de la sección 21.7 de la NTE E.060 Concreto Armado.

Tabla 15: Edificación vulnerable a resonancia: revisión en la dirección X de la resistencia al cortante en el nudo de la columna más cargada respecto a la NTE E.060 Concreto Armado.



| Disposiciones NTE E.060 Concreto Armado | | Revisión |
|--|--|--|
| DIRECCIÓN X | <i>Nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas:</i> | |
| | $5.3 \sqrt{f'c} A_j \leq V_n$ | |
| | <i>Ancho efectivo del nudo $\leq b + h \wedge b + 2x$</i> | |
| | <i>Ancho efectivo del nudo $\leq 30\text{ cm} + 30\text{ cm} \wedge 30\text{ cm} + 2 \times 30\text{ cm}$</i> | |
| | <i>Ancho efectivo del nudo $\leq 60\text{ cm} \wedge 90\text{ cm}$</i> | |
| | <i>$A_j = \text{Profundidad} \times \text{Ancho efectivo}$</i> | |
| | <i>$A_j = 30\text{ cm} \times 60\text{ cm}$</i> | |
| | <i>$A_j = 1800\text{ cm}^2$</i> | |
| <i>$V_n = 5.3 \sqrt{f'c} A_j$</i> | | |
| <i>$V_n = 5.3 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 1800\text{ cm}^2$</i> | | |
| <i>$V_n = 138.25\text{ ton}$</i> | | |
| <i>$\phi V_n = 0.85 \cdot 138.25\text{ ton}$</i> | | |
| | | $\phi V_n \geq V_u$ |
| | | $117.51\text{ ton} \geq 148.73\text{ ton}$ |

$$\phi V_n = 117.51 \text{ ton}$$

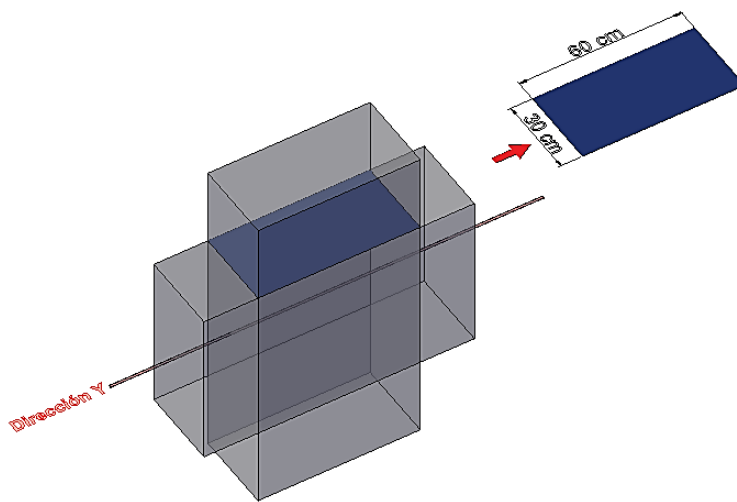
$$V_u \text{ en el plano } xx = 1.25 f_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}$$

$$V_u \text{ } xx = 1.25 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (18.72 \text{ cm}^2 + 10.20 \text{ cm}^2) - 3105 \text{ kg}$$

$$V_u \text{ } xx = 148.73 \text{ ton}$$

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 16: Edificación vulnerable a resonancia: revisión en la dirección Y de la resistencia al cortante en el nudo de la columna más cargada respecto a la NTE E.060 Concreto Armado.



Disposiciones NTE E.060 Concreto Armado

Revisión

Nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas:

$$5.3 \sqrt{f'c} A_j \leq V_n$$

Ancho efectivo del nudo = $b_{columna}$

Ancho efectivo del nudo = 30 cm

$A_j =$ Profundidad x Ancho efectivo

$A_j = 60 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$

$A_j = 1800 \text{ cm}^2$

$$V_n = 5.3 \sqrt{f'c} A_j$$

$$V_n = 5.3 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 1800 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$117.51 \text{ ton} \geq 58.22 \text{ ton}$$

DIRECCIÓN Y

$$V_n = 138.25 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \cdot 138.25 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 117.51 \text{ ton}$$

$$V_u \text{ en el plano } xx = 1.25 f_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}$$

$$V_u \text{ } xx = 1.25 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (7.68 \text{ cm}^2 + 4 \text{ cm}^2) - 3105 \text{ kg}$$

$$V_u \text{ } xx = 58.22 \text{ ton}$$

Fuente: Elaboración propia.

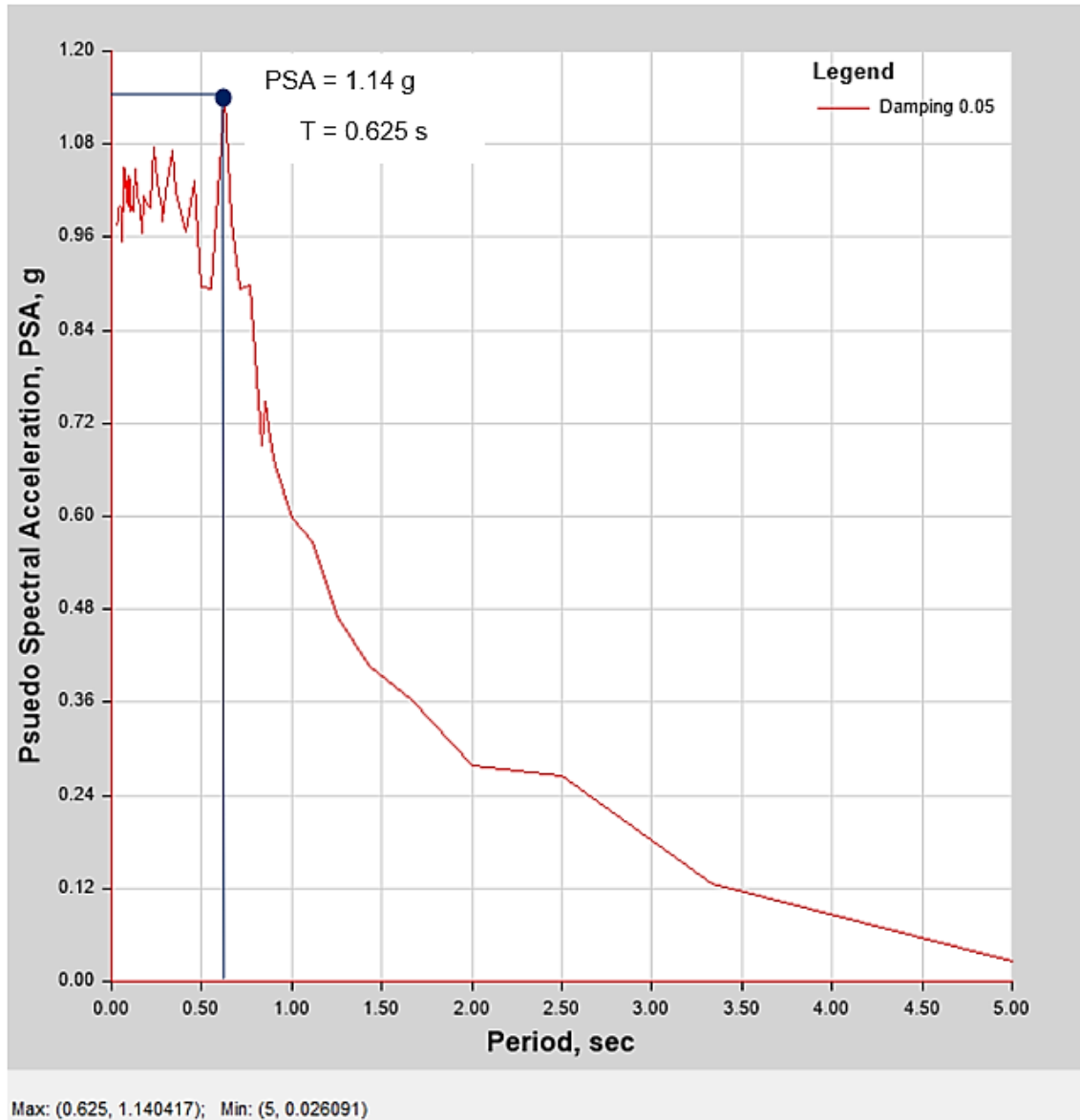
4.1.3.2.3. Amplificación del movimiento del suelo

En lo siguiente se muestran los valores espectrales en la base de la estructura como en el último nivel de esta, ambos correspondientes al análisis dinámico tiempo – historia lineal elástico para el sismo del 07 de agosto de 2020.

a. Valor espectral en la base

Se presenta el valor espectral en el base obtenido con el programa ETABS de una edificación común de 6 niveles emplazada sobre un suelo S2, ubicada en Huancayo, ciudad caracterizada por un factor de zona igual a 0.35. Se observa que la aceleración del suelo es de 1.14 g para el periodo fundamental de 0.625s.

Figura 27: Edificación vulnerable a resonancia: valor espectral en la base producto del análisis dinámico tiempo – historia lineal elástico.

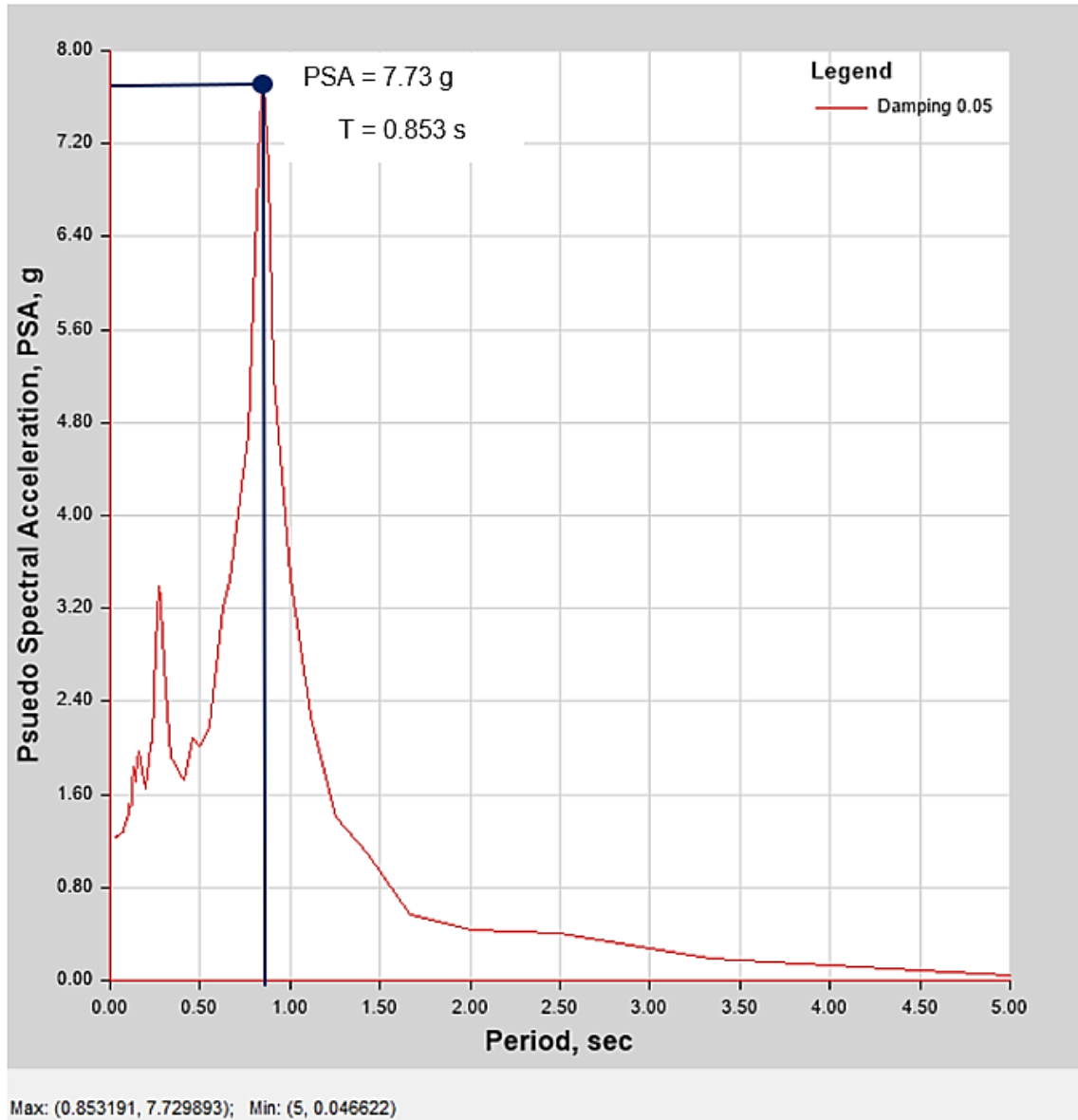


Fuente: Elaboración propia.

b. Valor espectral en el último nivel

Se muestra el valor espectral del último nivel obtenido con el programa ETABS de una edificación común de 6 niveles con altura de entrepiso igual a 3 metros. Se distingue que la aceleración en el piso 6 es de 7.73 g para el periodo fundamental de 0.853 s.

Figura 28: Edificación vulnerable a resonancia: valor espectral en el último nivel producto del análisis dinámico tiempo – historia lineal elástico.



Fuente: Elaboración propia.

4.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.2.1. NIVEL DE VULNERABILIDAD DE EDIFICIOS ANTE RESONANCIA SÍSMICA EN RELACIÓN AL SISTEMA ESTRUCTURAL

4.2.1.1. Periodo fundamental de vibración de estructuras de acuerdo al sistema estructural

De acuerdo a la tabla 3 se observa una variación de los periodos de vibración de las edificaciones de una misma altura de los sistemas estructurales de pórticos de concreto armado y acero en relación al sistema de albañilería, así como de acuerdo a la figura 15 un comportamiento similar entre los sistemas de concreto armado y de acero. Premisas que se explican a partir de lo desarrollado por Rayleigh a través del principio de conservación de la energía donde concluye que la frecuencia natural está en función de la masa y rigidez, entonces estudiando a ambos factores, la masa es un parámetro del cual no posee un control total el proyectista por lo que no es eficiente abordarlo, bajo la aclaración que no necesariamente conlleva a una subestimación del mismo; en contraste con la rigidez que depende especialmente del sistema estructural, el cual adopta las cualidades del material predominante, pues los pórticos de concreto armado y el acero presentan una gran capacidad de resistencia y deformación que se define principalmente mediante el peso volumétrico, el módulo de elasticidad, la curva esfuerzo – deformación, la ductilidad y los lazos de histéresis; caracterizándolos como sistemas relativamente rígidos respecto de las edificaciones de albañilería reforzada de máximo 15 metros de altura, posicionadas dentro de un sistema rígido gracias a la densidad de muros y específicamente a los elementos de confinamiento los cuales limitan su carácter frágil, hecho indispensable para una respuesta estructural favorable.

4.2.1.2. Nivel de vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica

Según la tabla 4 para el sistema estructural de pórticos de concreto armado los edificios con algún nivel de vulnerabilidad al fenómeno de resonancia sísmica son aquellos de entre 12 y 21 metros de altura, mientras que para el sistema de acero la amplificación está determinada para el intervalo comprendido entre 9 y 18 metros. Situaciones no experimentadas por las edificaciones de albañilería tal como se observa en la figura 16.

De acuerdo al artículo titulado "Vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en Guadalajara y Zapopan por el sismo del 11 de mayo de 2016 $M_w=4.9$ " los edificios vulnerables al fenómeno de amplificación de la estación de Guadalajara, estación que registró un periodo fundamental del suelo similar al de Huancayo ($T=0.602$ s), son aquellos de entre 9 y 18 metros de altura de los sistemas estructurales de pórticos de concreto armado y acero.

Lo expuesto se explica a partir de lo señalado por Muñoz, del cual se deduce que las estructuras rígidas como es el caso de la albañilería, responden dinámicamente a periodos cortos de magnitudes de hasta 0.2 s, mientras que aquellas estructuras poco rígidas, a periodos largos. Entonces se entiende que para un periodo de magnitud intermedia se genere una amplificación dinámica inducida por parte de estructuras de mediana altura de los sistemas de pórticos de concreto armado y de acero de la ciudad de Huancayo.

4.2.2. NIVEL DE VULNERABILIDAD DE EDIFICIOS ANTE RESONANCIA SÍSMICA EN RELACIÓN AL NÚMERO DE PISOS

4.2.2.1. Periodo fundamental de vibración de estructuras de acuerdo al número de pisos

En la tabla 5, se muestra un aumento progresivo del periodo de vibración a medida se incrementa el número de pisos de la estructura, premisa verificada con lo señalado por la Agencia Federal para el Manejo de

Emergencias (FEMA) quien resalta que uno de los factores más importantes que afecta el periodo es la altura de la edificación, hecho que también se observa en la figura 17, pues un edificio alto se balancea lentamente en comparación a uno de menor altura, a modo de ejemplificación una estructura de 4 pisos tendrá un periodo natural aproximado de 0.5 s mientras que uno de 60 pisos se caracterizará por un periodo a lo mucho de 7 s, entonces este factor puede tener un efecto catastrófico en la respuesta estructural.

4.2.2.2. Nivel de vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica

Conforme a la tabla 6, las edificaciones de 5, 6 y 7 pisos son vulnerables frente al fenómeno de resonancia sísmica, hecho a entender por sus contigüidades con el periodo fundamental del suelo ($T= 0.62$ s).

En base al informe titulado "Evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la ciudad de México", aquellas edificaciones de entre 5 y 12 pisos fueron sometidas al fenómeno de resonancia sísmica lo cual originó una serie de daños al punto de considerarse entre estos el colapso súbito de las mismas.

Entonces lo anterior se comprende a partir de lo indicado por Bazán y Meli, pues, como ya se había tratado líneas arriba, el periodo de vibración depende principalmente de la rigidez y esta a su vez de la altura, por lo que es lógico mencionar que las edificaciones de 5, 6 y 7 pisos son sujetos del fenómeno de resonancia sísmica, ya que el periodo fundamental de vibración del suelo donde se encuentran ubicadas es del orden de 0.62 s.

4.2.3. REVISIÓN DE UNA ESTRUCTURA CON Y SIN VULNERABILIDAD A RESONANCIA

4.2.3.1. Edificación no vulnerable a resonancia

Como se contrasta en la tabla 7, la edificación común de pórticos de concreto armado de 30 metros de altura emplazada en un suelo

intermedio de la zona 3, presenta el mayor periodo fundamental para la dirección X cuyo valor de 1.44 s está por encima del periodo calculado a partir de las fórmulas de estimación del Uniform Building Code (UBC) representado a través del valor de 0.94 s. Esta diferencia de 0.5 s responde a la rigidez de la estructura, propiedad que a su vez está en función de la sección transversal de los elementos estructurales.

Por otro lado según las tablas 8, 9, 10 y 11, las verificaciones de acuerdo a las secciones 21.5, 21.6 y 21.7 de la NTE E.060 Concreto Armado: la viga de 0.30 x 0.75 y la columna de 0.60 x 0.60 x 0.30 cumplen con las disposiciones generales así como las referidas a refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, resistencia mínima a flexión y resistencia a corte, tal cual la resistencia al cortante en el nudo de la columna más cargada, por lo que se califica al diseño estructural como uno adecuado, hecho reflejado en su máxima distorsión de 0.006925 mostrada en la tabla 7 para un análisis dinámico modal espectral.

4.2.3.2. Edificación vulnerable a resonancia

En la tabla 12 la edificación común de pórticos de concreto armado de 18 metros de altura emplazada en un suelo intermedio de la zona 3, presenta el mayor periodo fundamental para la dirección X cuyo valor de 0.88 s está por encima del periodo calculado a partir de las fórmulas de estimación del Uniform Building Code (UBC) representado a través del valor de 0.64 s. Esta diferencia de 0.24 s responde a la rigidez de la estructura, propiedad que a su vez está en función de la sección transversal de los elementos estructurales.

Ahora bien según las tablas 13, 14, 15 y 16, las verificaciones de acuerdo a las secciones 21.5, 21.6 y 21.7 de la NTE E.060 Concreto Armado: la viga de 0.30 x 0.75 y la columna de 0.30 x 0.60 cumplen con las disposiciones generales así como las referidas a refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, resistencia mínima a flexión y resistencia a corte, tal cual la resistencia al cortante en el nudo de la columna más cargada, por lo que se califica al diseño estructural como uno adecuado, hecho reflejado en su máxima distorsión de 0.006722 especificada en la tabla 12 para un análisis dinámico modal espectral.

4.2.3.3. Contraste de amplificación del movimiento del suelo

De acuerdo al análisis dinámico tiempo – historia lineal elástico para la señal sísmica del 07 de agosto de 2020 los valores espectrales en la base tanto de la edificación vulnerable de 6 niveles y no vulnerable de 10 niveles, ambas del sistema estructural de pórticos de concreto armado ubicadas en un suelo S2, presentan la misma aceleración de 1.14 g con un periodo de 0.625 s tal como se evidencia en las figuras 22 y 27. Hecho a contrastar con lo expuesto por las figuras 23 y 28 donde la primera muestra el valor espectral del último nivel de la edificación no vulnerable con una aceleración igual a 3.52 g para el periodo de 1.429 s, y la última, el valor espectral del nivel 6 de la edificación vulnerable con una aceleración igual a 7.73 g para el periodo de 0.853 s.

Lo descrito líneas arriba se fundamenta en que la base de una estructura sigue el movimiento del suelo donde se encuentra esta, razón por la cual el periodo que reporta el valor espectral de 0.625 s corresponde al periodo predominante del suelo determinado a partir de cocientes espectrales cuyo valor es 0.62 s; mientras las aceleraciones en los últimos niveles de las edificaciones en estudio responden a la amplificación generada por la inercia, entendida esta última como la oposición de una estructura a seguir el movimiento del suelo. Sin embargo, estas amplificaciones no se caracterizan por ser iguales pese a que ambas edificaciones poseen el mismo amortiguamiento, esto se debe a que la amplificación no solo prescinde del amortiguamiento de la estructura sino también de la relación entre los periodos fundamentales de la estructura y del suelo donde se sitúa esta, premisa que permite explicar el porqué la edificación vulnerable amplificó la señal en 6.8 a comparación de la edificación no vulnerable cuyo factor de amplificación es 3.1, pues la relación entre los periodos fundamentales de la edificación vulnerable y el suelo es de 1.38 mientras que para la no vulnerable es de 2.3.

Tabla 17: Factor de amplificación del movimiento del suelo para el análisis dinámico tiempo – historia lineal elástico.

| | Aceleración en la base (g) | Aceleración en el último nivel (g) | Factor de amplificación $\frac{a_{\text{último nivel}}}{a_{\text{base}}}$ | Rango de aproximación $\frac{T_{\text{estructura}}}{T_{\text{suelo}}}$ |
|----------------------------------|-----------------------------------|---|---|--|
| Edificación vulnerable | 1.14 | 7.73 | 6.8 | 1.38 |
| Edificación no vulnerable | 1.14 | 3.52 | 3.1 | 2.30 |

Fuente: Elaboración propia.

Según la tabla 17, el factor de amplificación de la aceleración en el último nivel respecto de la aceleración en la base correspondiente a la edificación vulnerable al fenómeno de resonancia sísmica es dos veces el factor de amplificación correspondiente a la estructura sin vulnerabilidad alguna.

Por todo lo anterior, se verifica la vulnerabilidad de un edificio regular de 6 niveles del sistema estructural de pórticos de concreto armado ubicado en la ciudad de Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020.

CONCLUSIONES

1. La vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en relación al sistema estructural en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020 con la aplicación de la metodología de Bazán y Meli, se presenta en un nivel alto en aquellas edificaciones de 15 metros de altura del sistema de pórticos de concreto armado, en cuanto a un nivel intermedio de vulnerabilidad se encuentran las estructuras de 18 metros de altura del sistema estructural de pórticos de concreto armado y las de 12 y 15 metros de altura para el sistema estructural de acero. Finalmente, en la categoría de baja vulnerabilidad se hallan los edificios de 12 y 21 metros de altura del sistema estructural de pórticos de concreto armado y del sistema estructural de acero, las edificaciones de 9 y 18 metros de altura. Respecto al sistema estructural de albañilería no se reporta nivel alguno de vulnerabilidad para edificaciones de hasta 15 metros de altura.
2. La vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en relación al número de pisos en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020 con la aplicación de la metodología de Bazán y Meli, se presenta en un nivel alto en aquellas edificaciones de 6 pisos, en contraste con aquellas de 5 y 7 pisos que exhiben un nivel medio de vulnerabilidad.
3. El factor de amplificación del movimiento del suelo de una edificación de 6 niveles cuyo rango de aproximación es de 1.38 respecto del suelo donde se encuentra, es 2 veces el factor de amplificación del movimiento del suelo de una edificación de 10 niveles cuyo rango de aproximación es de 2.30, por lo que se demuestra que un edificio de 18 metros de altura del sistema estructural de pórticos de concreto armado es vulnerable ante resonancia sísmica en Huancayo por el sismo del 07 de agosto de 2020 para el análisis dinámico tiempo – historia lineal elástico con la aplicación del programa ETABS.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. FEMA, Agencia Federal para el Manejo de Emergencias. *Earthquake Effects*. Estados Unidos : FEMA, s.f.
2. USGS, Servicio Geológico de Estados Unidos. *The Science of Earthquakes*. [En línea] USGS, s.f. https://www.usgs.gov/natural-hazards/earthquake-hazards/science/science-earthquakes?qt-science_center_objects=0#qt-science_center_objects.
3. INDECI, Instituto Nacional de Defensa Civil. Proyecto INDECI PNUD PER /02/051 "Plan de usos del suelo ante desastres y medidas de mitigación de la ciudad de Huancayo". Huancayo : INDECI, 2011.
4. IGP, Instituto Geofísico del Perú. Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú. Lima : Instituto Geofísico del Perú, 2014. 978-612-45795-9-2.
5. Lermo, J, et al. El terremoto del 15 de agosto de 2007 (Mw=7.9), Pisco, Perú. Clasificación de terrenos con fines de diseño sísmico para las ciudades de Pisco, Ica y Lima-Callao. Pisco : UNAM, 2007.
6. Meli, R., Miranda, E., et al. Evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la ciudad de México. México D.F. : Instituto de Ingeniería UNAM, 1986.
7. *Destruction caused by the quasi-resonance effects observed in the Loma Prieta earthquake*. 5, Virginia : SAVIAC, 1993, Vol. 3. 1058-0670.
8. *The collapse of Fukae (Hanshin Expressway) Bridge, Kobe, 1995: The role of soil and soil-structure interaction*. Mylonakis, G. y Syngros, C. 12, New York : Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 2004.
9. *A fault zone cause of large amplification and damage in Avclar (west of Istanbul) during 1999 Izmit earthquake*. Şen, Ş. 43, Estambul : Natural Hazards, 2007, Vol. 3.
10. *Observed building damage patterns and foundation performance in Mexico City following the 2017 M7.1 Puebla-Mexico City earthquake*. Franke, K. W., Candia, G., et al. 0267-7261, s.l. : Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019, Vol. 125.
11. Lévano, E., et al. Impacto socio ambiental en la ciudad de Pisco después del terremoto. Lima : Universidad Nacional Federico Villarreal, 2013. 2310-4767.
12. Preciado, A., et al. Vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en Guadalajara y Zapopan por el sismo del 11 de mayo de 2016 Mw=4.9. Guadalajara : Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, 2017.
13. The 1985 México Earthquake. Moreno, J. M. 3, Santafé de Bogotá D.C. : Universidad Nacional de Colombia, 1995. ISSN - 0121-2974.
14. *Evaluation of soil-building resonance effect in the urban area of the city of Matera (Italy)*. Gallipoli, M.R., et al. Matera : Engineering Geology, 2020, Vol. 272. 0013-7952.
15. Fernandez, A. y Parraga, C. Vulnerabilidad sísmica de centros educativos de Huancayo Metropolitano. Huancayo : Universidad Nacional del Centro del Perú, 2013.
16. Aplicación de la vibración ambiental y la vulnerabilidad física de la ciudad de Moquegua. Vargas, A., et al. 002, Moquegua : Universidad Nacional de Moquegua, 2020, Vol. 01. 2708-5554.
17. Luque, G., Rosado, M., et al. Peligro geológico en la región Junín. Lima : INGEMMET, 2020.
18. Muñoz, A. Ingeniería Sismorresistente. Lima : Fondo Editorial PUCP, 2004.
19. Bazán, E. y Meli, R. Diseño sísmico de edificios. México D.F. : Limusa, 2002. 9681853490.

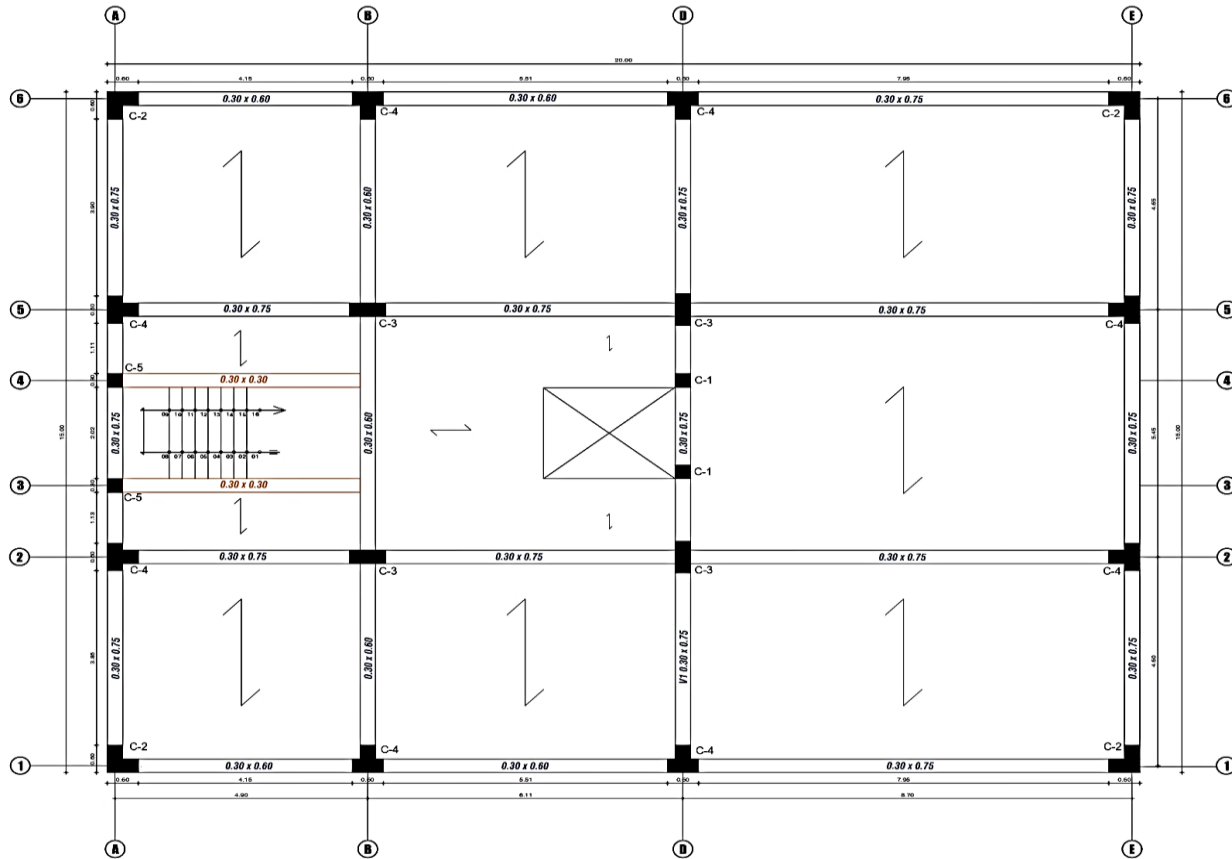
20. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente. Lima : Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019.
21. —. Norma Técnica E.070 Albañilería. Lima : Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006.
22. Díaz-Barriga A. y Luna, A. Metodología de la investigación educativa. México D.F. : D. D. S. México, 2014. 978-84-9969-698-0.
23. *Engineers, American Society of Civil. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. Reston : American Society of Civil Engineers, 2017. 978-0-7844-7996-4 .*
24. *Internacional conference of building officials, ICBO. Uniform Building Code (UBC). Whittier : Internacional conference of building officials, 1997. 978-1884590894.*
25. Robles, A. y JIMENEZ, J. C. Metodología para realizar estudios de microzonificación sísmica. México D.F. : CENAPRED, Centro Nacional de Prevención de Desastres, 2017.
26. Cismid, Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres. Acelerogramas del sismo de Junín, Junín - Junín del 07 de agosto de 2020. Lima : Cismid, 2020.
27. COEN, Centro de operaciones de emergencia nacional. Movimiento sísmico de magnitud 4.9 en el distrito de Junín - Junín. Lima : COEN, 2020.
28. Aplicación del método de cocientes espectrales para la reconfiguración detallada del mapa de isoperiodos en la cuenca del valle de México. Jaramillo, A., Piña, J. y Aguilar, R. Cancún : Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica , 2012.
29. Chopra, A. Dinámica de estructuras. México : Pearson Educación, 2014. 9780132858038.
30. CENSIS, Centro Sismológico Nacional. Reporte IGP/CENSIS/RA 2020-0510. Lima : Instituto Geofísico del Perú, 2020.
31. SGM, Servicio Geológico Mexicano. Servicio Geológico Mexicano. Tectónica de placas. [En línea] Servicio Geológico Mexicano, 23 de marzo de 2021. <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Tectonica-de-placas.html>.
32. SGM, Servicio Geológico Mexicano. Servicio Geológico Mexicano. Causas, características e impactos. [En línea] Servicio Geológico Mexicano, 03 de octubre de 2017. <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Causas-caracteristicas-e-impactos.html>.
33. Kramer, S.L. Geotechnical Earthquake Engineering. Washington : Prentice Hall, 1996. 0-13-374943-6.
34. *Soil damping and its use in dynamic analyses. Ashmawy, A. K., Salgado, R., et al. West Lafayette : International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 1995, Vol. 9.*
35. Sanchez-Sesma, F., Berstein, E y Rodriguez, C. Consejo Consultivo de Ciencias. El ruido sísmico ambiental y sus aplicaciones en Sismología, Ingeniería Sísmica y Geotecnia. [En línea] Consejo Consultivo de Ciencias, 19 de Febrero de 2020. <https://www.cciencias.mx/es/ciencia-y-opinion/item/707-ruido-sismico-parte1.html>.
36. Niño, V. Metodología de la Investigación. Bogotá : Ediciones de la U, 2011. 978-958-8675-94-7.
37. Muñoz, C. Cómo elaborar y asesorar una investigación de tesis. México : Prentice Hall, 2011. 978-607-32-0456-9.

38. Hernández, R., Fernández, C. y Baptista, P. Metodología de la Investigación. México D.F. : Mc Graw Hill, 2014. 978-1-4562-2396-0.
39. Gómez, M. Introducción a la metodología de la investigación científica. Córdoba : Brujas, 2006. 987-591-026-0.
40. Rodríguez, E. Metodología de la investigación. Tabasco : Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, 2005. 968-5748-66-7.
41. Sánchez, H., Reyes, C. y Mejía, K. Manual de términos en investigación científica, tecnológica y humanística. Lima : Universidad Ricardo Palma, 2018. 978-612-47351-4-1.
42. Yuni, J. y Urbano, C. Técnicas para investigar y formular proyectos de investigación. Córdoba : Brujas, 2006. 987-591-020-1.
43. Arias, F. El proyecto de investigación - Introducción a la metodología científica. Caracas : Episteme, 2012. 980-07-8529-9.

ANEXOS

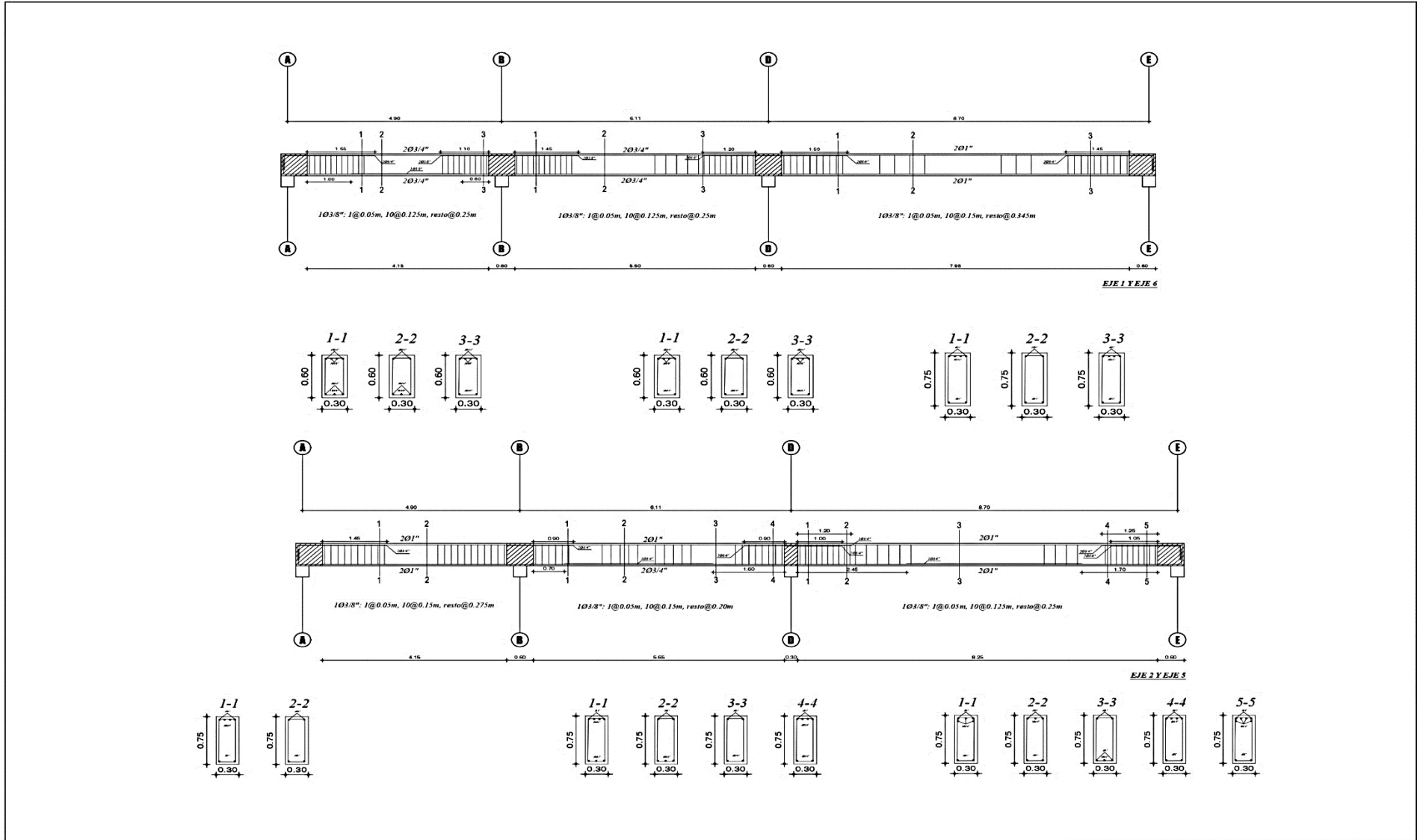
Anexo 1: Edificación no vulnerable: Planta típica

EDIFICACIÓN NO VULNERABLE - PLANTA TÍPICA

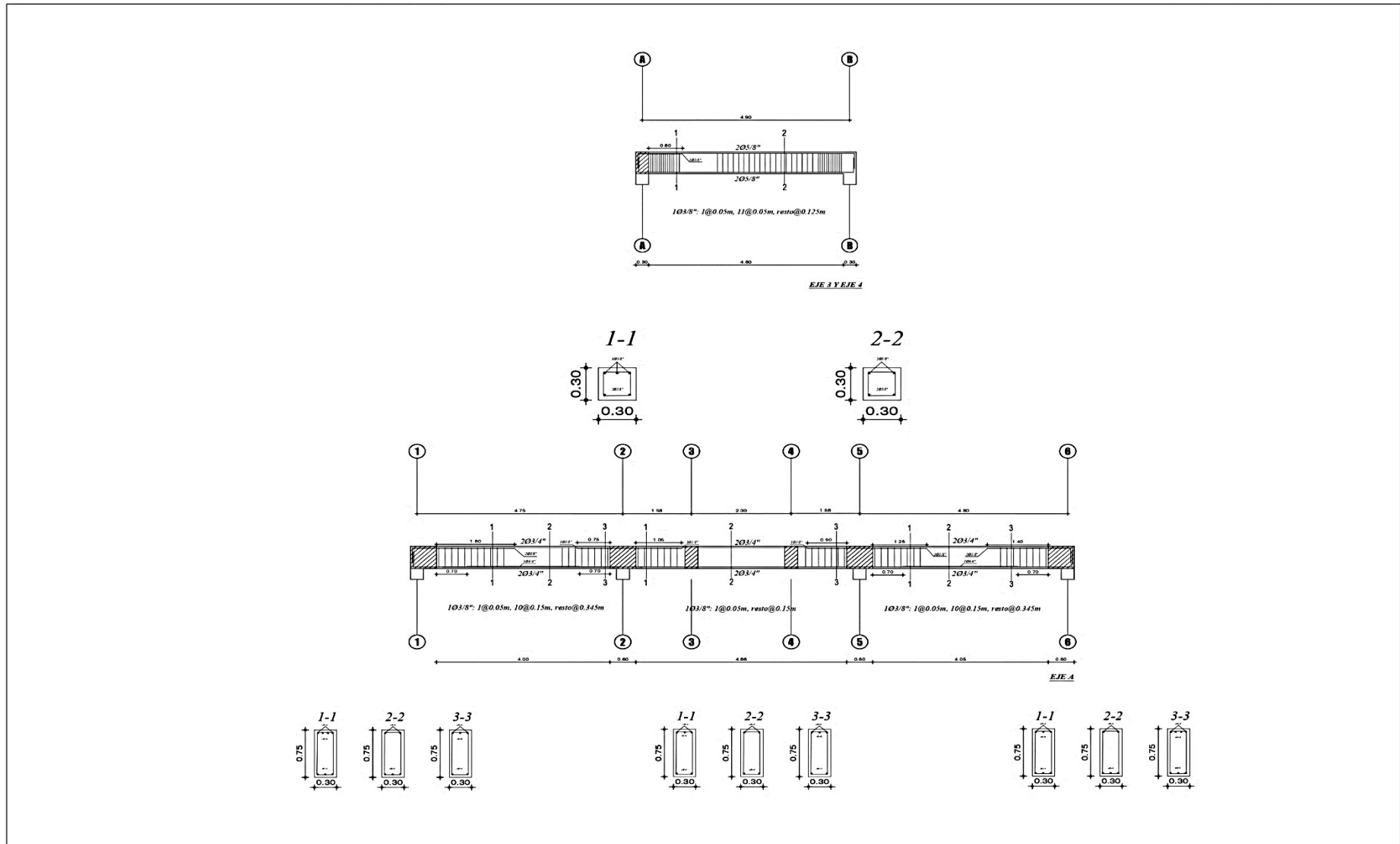


| CUADRO DE COLUMNAS | | | |
|--------------------|-----------|-----------------------|------------------------------|
| TIPO | DIMENSION | REFUERZO LONGITUDINAL | REFUERZO TRANSVERSAL |
| C - 1 | | 8ø1" | □ ø3/8" 5@0.10 rsto@0.175 |
| C - 2 | | 7ø1" + 8ø2" | □ ø3/8" @0.05 |
| C - 3 | | 16ø1" + 4ø2" | □ ø3/8" @0.075 |
| C - 4 | | 6ø1" + 10ø2" | □ ø3/8" @0.05 |
| C - 5 | | 4ø2" | □ ø3/8" 5@0.10 rsto@0.15 |

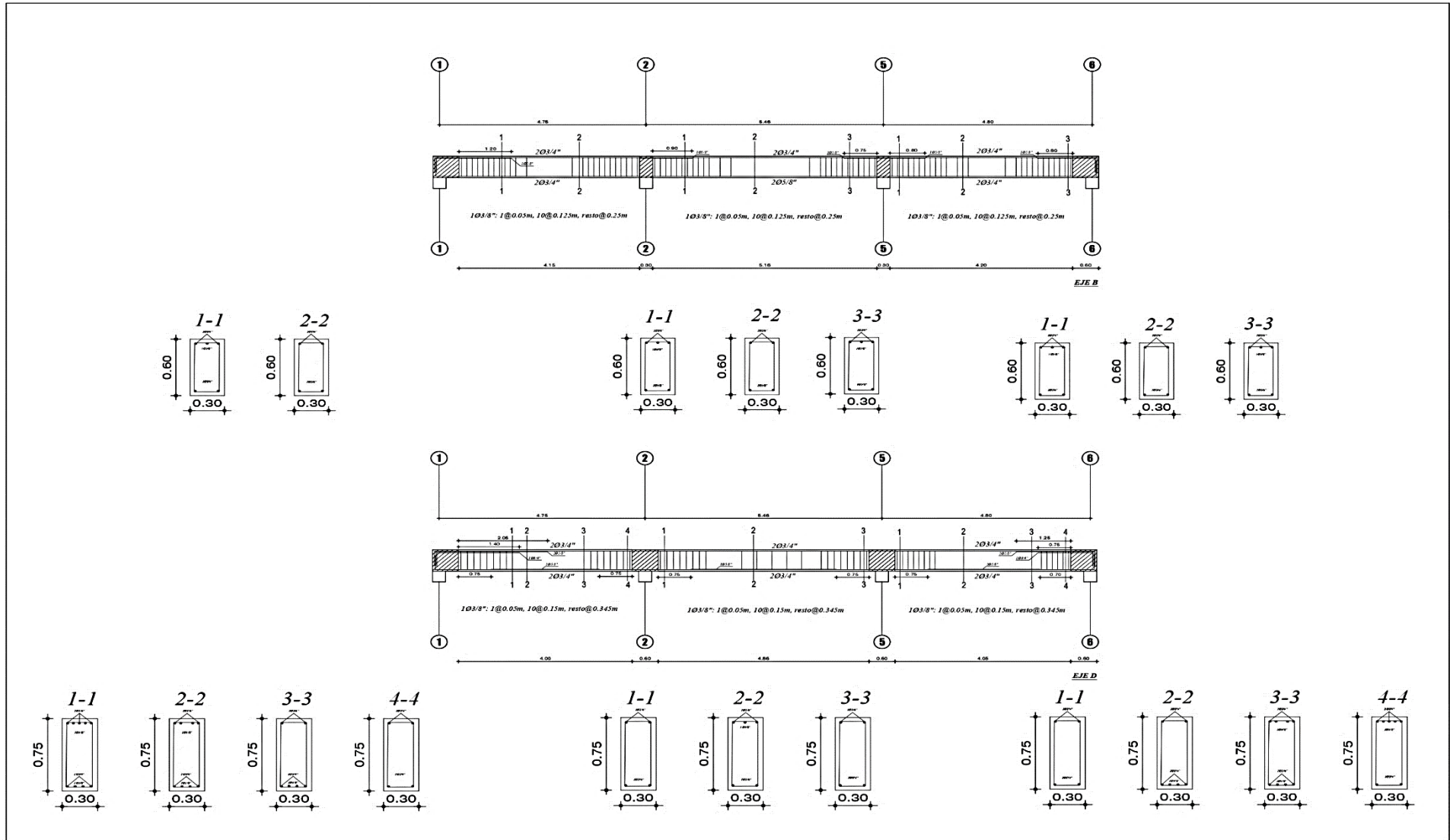
Anexo 2: Edificación no vulnerable: Vigas ejes 1 y 6 – ejes 2 y 5



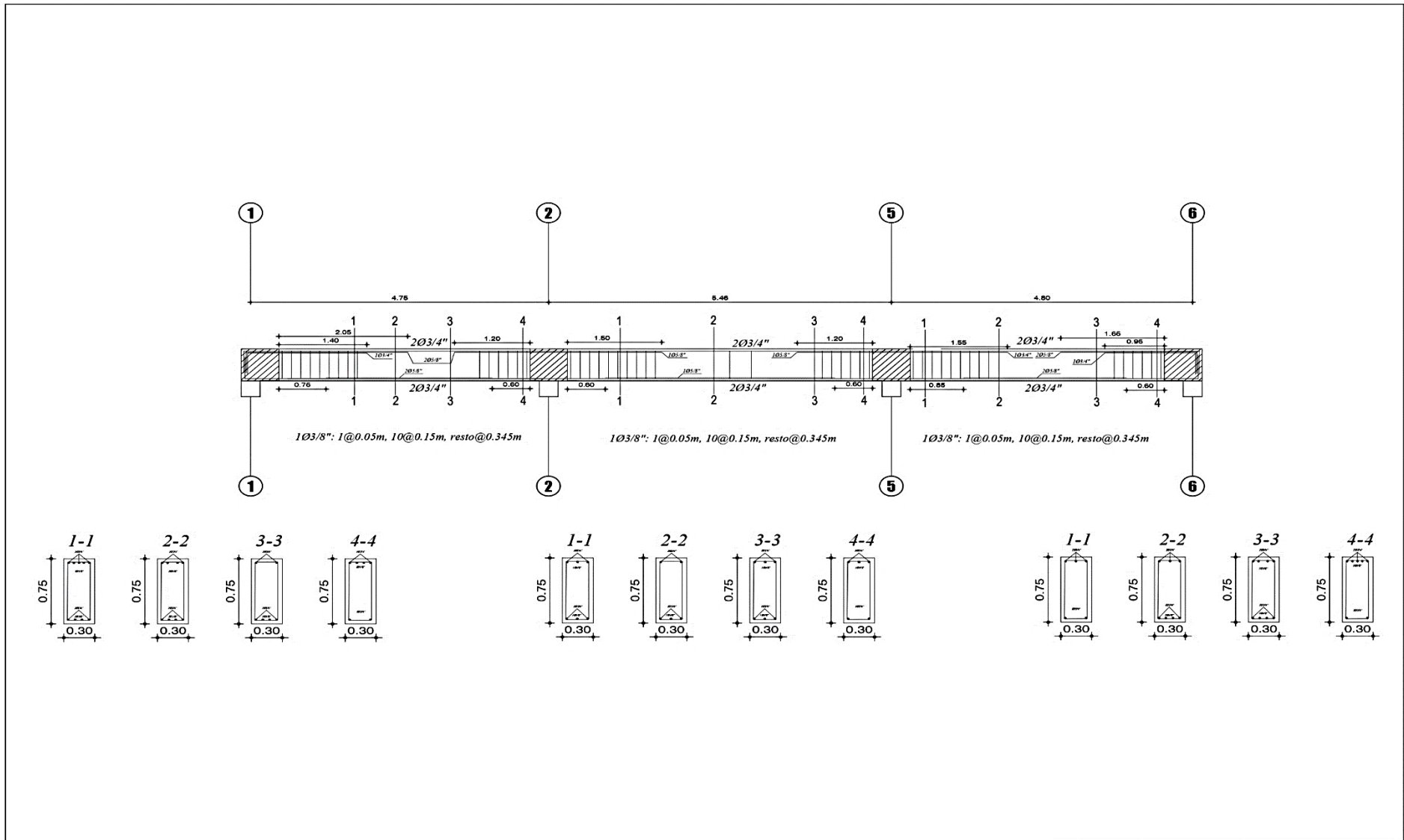
Anexo 3: Edificación no vulnerable: Vigas ejes 3 y 4 – eje A



Anexo 4: Edificación no vulnerable: Vigas eje B – eje D

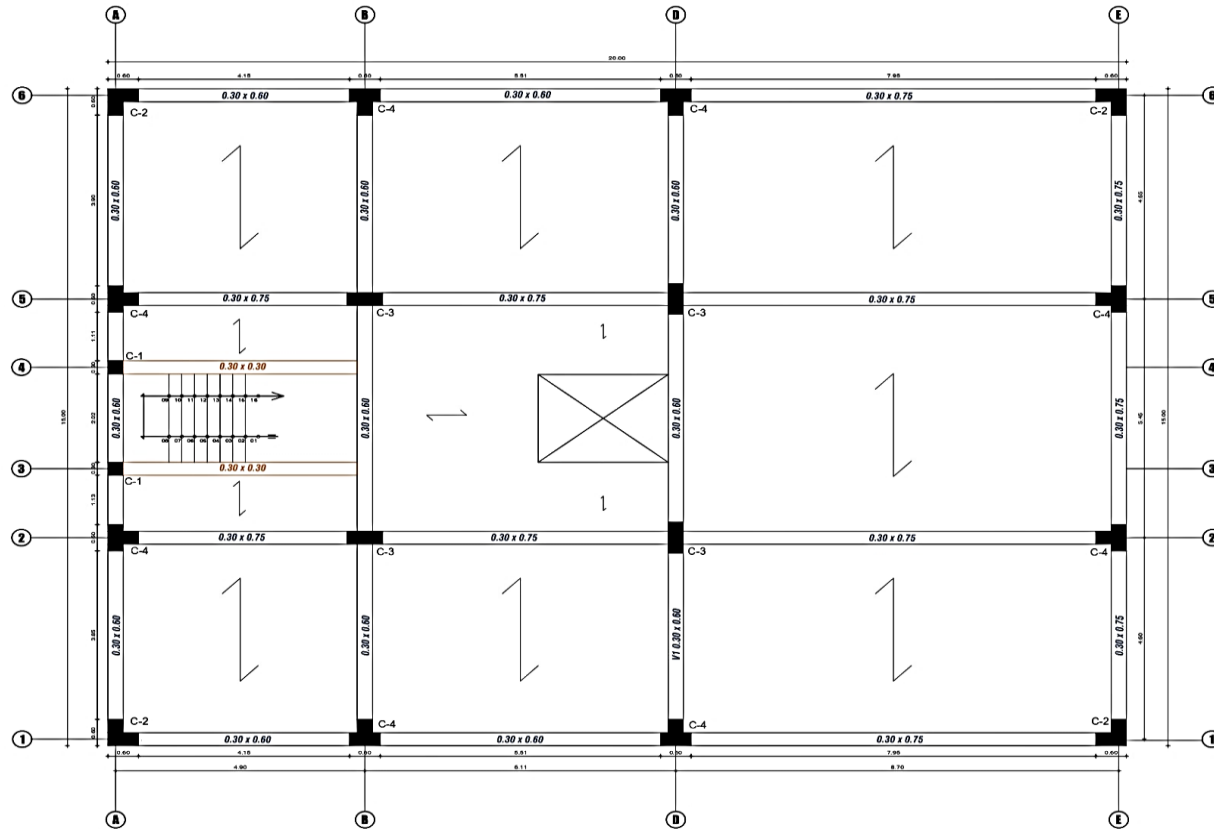


Anexo 5: Edificación no vulnerable: Vigas eje E



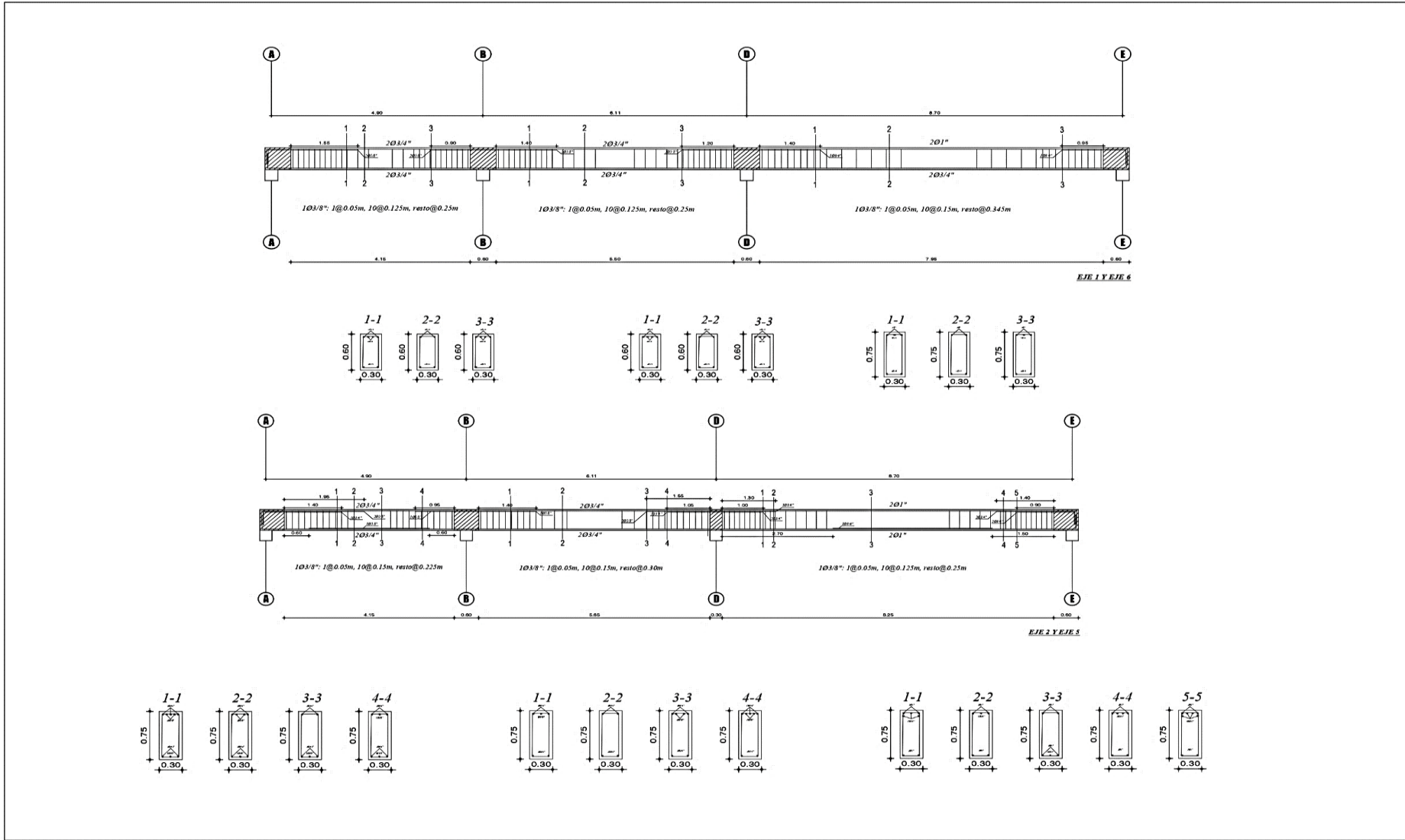
Anexo 6: Edificación vulnerable: Planta típica

EDIFICACIÓN VULNERABLE - PLANTA TÍPICA

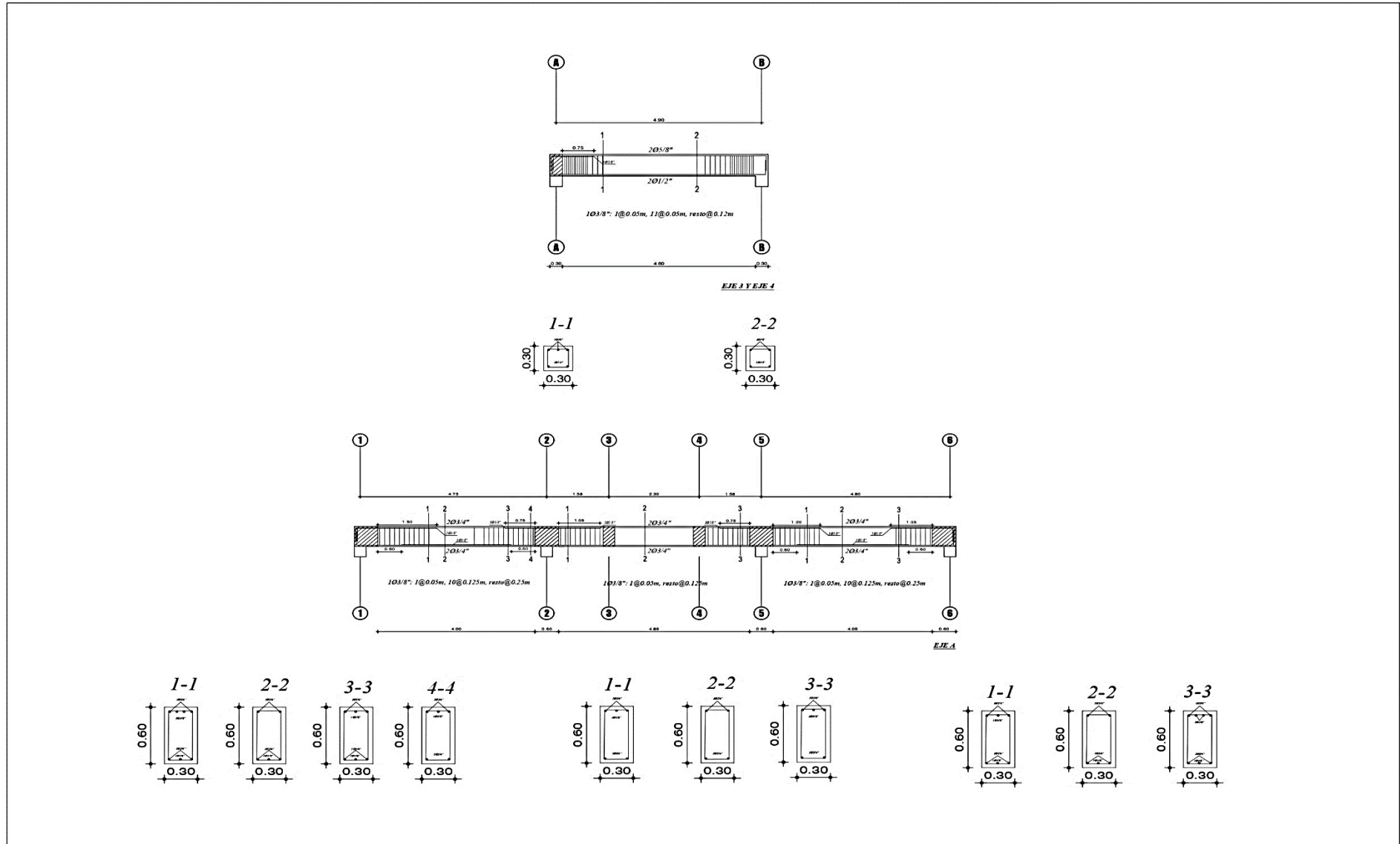


| CUADRO DE COLUMNAS | | | |
|--------------------|-----------|--|--|
| TIPO | DIMENSION | REFUERZO LONGITUDINAL | REFUERZO TRANSVERSAL |
| C - 1 | | 4 $\phi_{\frac{3}{8}}$ | $\square \phi 3/8 \cdot 5 @ 0.10$ rsto @ 0.15 |
| C - 2 | | 8 $\phi_{\frac{3}{8}}$ + 2 $\phi_{\frac{3}{8}}$ | $\square \phi 3/8 \cdot @ 0.075$ |
| C - 3 | | 14 $\phi 1"$ | $\square \phi 3/8 \cdot @ 0.075$ |
| C - 4 | | 10 $\phi_{\frac{3}{8}}$ + 6 $\phi_{\frac{3}{8}}$ | $\square \phi 3/8 \cdot @ 0.075$ |

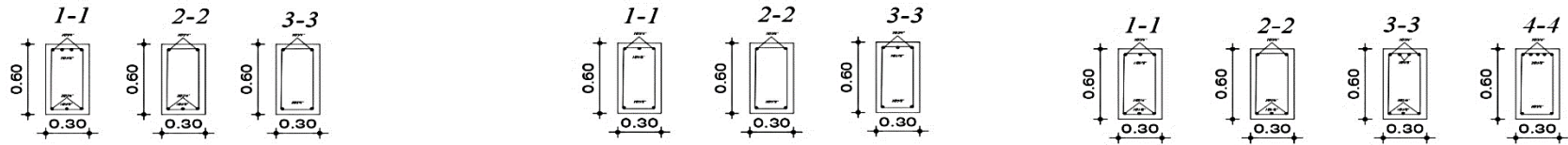
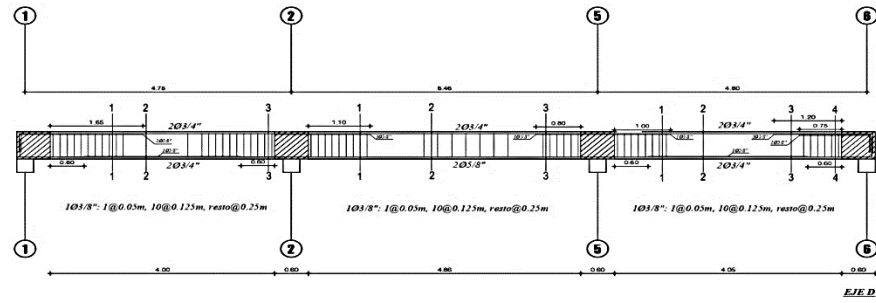
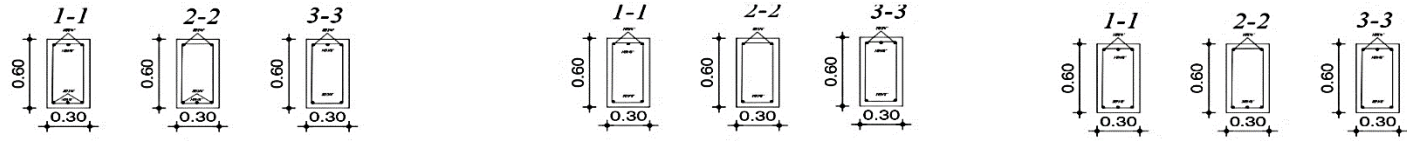
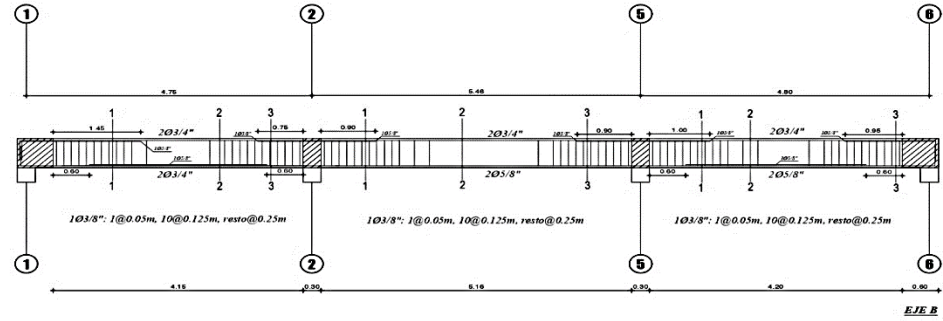
Anexo 7: Edificación vulnerable: Vigas ejes 1 y 6 – ejes 2 y 5



Anexo 8: Edificación vulnerable: Vigas ejes 3 y 4 – eje A



Anexo 9: Edificación vulnerable: Vigas eje B – eje D



Anexo 10: Edificación vulnerable: Vigas eje E

