

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**MEJORA DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESCUELA DE
PSICOLOGÍA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL SAN AGUSTÍN
EMPLEANDO EL ENCAMISADO DE COLUMNAS**

TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. CONOPUMA CAUNALLA, JOEL JUAN

Bach. LARA AGUILAR, CARLOS ALEJANDRO

Asesor: Mg. Ing. GÁRATE CÁCERES, FRANCISCO HÉCTOR

LIMA - PERÚ

2020

DEDICATORIA

A mis padres Rubén y Nicolasa por el apoyo constante en toda mi vida profesional, a mis hermanos Antonio y Miguel, también a Brigith que siempre estuvo ahí dándome fortaleza en las buenas y en malas, y a todos los profesionales que me brindaron su apoyo para lograr mis objetivos.

Joel Juan, Conopuma Caunalla

A mi familia y en especial a mi madre, por brindarme todo su apoyo, confianza y amor inmensurable.

Lara Aguilar, Carlos Alejandro

AGRADECIMIENTO

Se agradece a toda la planta docente de la Universidad Ricardo Palma y en especial al Mg. Ing. Francisco Héctor Gárate Cáceres y a la Dr. Ing. Dayma Sadami Carmenates Hernández, nuestros asesores que nos guiaron en todo este camino.

Joel Conopuma y Carlos Lara

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN	xiii
ABSTRACT.....	xiv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.1 Realidad problemática.....	2
1.2 Formulación del problema	4
1.2.1 Problema General.....	4
1.2.2 Problema Específico	4
1.3 Delimitación del problema.....	4
1.4 Importancia y justificación de estudio	5
1.4.1 Importancia de Estudio	5
1.4.2 Justificación de Estudio	5
1.4.3 Espacial	6
1.5 Limitación de estudio.....	6
1.6 Objetivos	7
1.6.1 Objetivo general.....	7
1.6.2 Objetivo específico	7
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	8
2.1 Marco histórico	8
2.2 Investigaciones relacionadas con el tema	9
2.2.1 Antecedentes nacionales	9
2.2.2 Internacional	11
2.3 Estructura teórica y científica que sustenta el estudio	12
2.3.1 Peligro sísmico.....	12
2.3.2 Diseño Sismo Resistente por Desempeño	13
2.3.3 Análisis y diseño elástico lineal de la estructura	13
2.3.4 Peligro Sísmico	16
2.3.5 Los parámetros de Sitio	17
2.4 Análisis estructural.....	19
2.4.1 Estimación del Peso Estructural.....	19
2.4.2 Análisis Dinámico Lineal	19

2.4.3	Diseño de Concreto Reforzado:	20
2.4.4	Desempeño Sísmico	20
2.4.5	Diseño sísmico basado en el desempeño sísmico	22
2.4.6	Reforzamiento estructural	32
2.5	Proceso De Reforzamiento.....	33
2.6	Estudio cuantitativo del reforzamiento estructural	34
2.7	Reforzamiento de elementos estructurales.....	35
2.8	Rehabilitación De Estructuras.....	36
2.9	Definición de términos básicos	37
2.10	Hipótesis de la investigación.....	39
2.10.1	Hipótesis general.....	39
2.10.2	Hipótesis específica	40
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DEL ESTUDIO		41
3.1	Tipo, método y diseño de la investigación.....	41
3.1.1	Tipo de investigación	41
3.1.2	Método de investigación	41
3.1.3	Diseño de investigación	42
3.2	Población de estudio	42
3.2.1	Diseño muestral	42
3.3	Relación entre variables	42
3.3.1	Identificación de la variable independiente	42
3.3.2	Identificación de la variable dependiente	43
3.4	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	43
3.4.1	Técnicas	43
3.4.2	Instrumentos.....	44
3.5	Criterio de validez y confiabilidad de los instrumentos.....	44
3.6	Procedimientos para la recolección de datos	45
3.7	Técnicas de procesamiento y análisis de datos	45
3.8	Descripción de procedimiento de análisis.....	45
CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS		47
4.1	Evaluación de la estructura	47
4.2	Análisis lineal.....	52
4.2.1	Definición de los materiales.....	52
4.3	Definición de las secciones transversales	53

4.4	Definición de las cargas gravitacionales	53
4.4.1	Cargas muertas	53
4.4.2	Cargas vivas	54
4.5	Definición del modelo matemático	54
4.6	Análisis modal espectral	55
4.7	Definición de la demanda sísmica	57
4.7.1	Pórticos de concreto armado	57
4.7.2	Albañilería confinada	58
4.8	Definición del sistema estructural	59
4.9	Definición del factor de reducción	59
4.10	Evaluación de la rigidez del sistema estructural	60
CAPÍTULO V. ANÁLISIS NO LINEAL		61
5.1	Comportamiento no lineal de los materiales	61
5.1.1	Acero	61
5.1.2	Concreto	62
5.2	Masas faltantes	63
5.3	Diagramas momento curvatura de las secciones	64
5.3.1	Columnas	64
5.3.2	Vigas	67
5.4	Longitud de rotula plástica	68
5.5	Definición de los modelos puntal tirante	69
5.5.1	Muro 01	69
5.6	Definición del modelo	71
5.6.1	Modelo de fibras para columnas	72
5.7	Curva de capacidad	73
5.8	Comportamiento	75
5.8.1	Comportamiento de las columnas del primer nivel	76
5.9	Punto de desempeño	83
5.9.1	Sismo con $T_r=2500$ años	83
5.10	Reforzamiento estructural propuesto	87
5.10.1	Reforzamiento de columnas	87
5.10.2	Formas de modo de la estructura	90
5.10.3	Máximas distorsiones laterales inelásticas	92
5.10.4	Curva de capacidad de la estructura analizada	93

5.10.5 Objetivos de desempeño sísmico	94
5.10.6 Determinación del punto de desempeño en X	97
5.10.7 Determinación del punto de desempeño en dirección Y	100
CAPITULO VI. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	104
6.1 Análisis e interpretación de resultados	104
6.2 Contrastación de hipótesis	105
CONCLUSIONES	108
RECOMENDACIONES.....	109
REFERENCIAS.....	110
ANEXOS	112
Anexo 1: Matriz de consistencia.....	112
Anexo 2: matriz de variable operacional	113
Anexo 3: cronograma de actividades.....	114
Anexo 4: planos estructurales de la edificación.....	115
Anexo 5: planos antiguos estructurales hechos a mano.....	121

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Pesos Unitarios	15
Tabla 2. Cargas Vivas Mínimas Repartidas.....	15
Tabla 3. Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio (Z)	16
Tabla 4. Factor de Suelo.	17
Tabla 5. Periodos “TP” y “TL”	17
Tabla 6. Categoría y sistema estructural	18
Tabla 7. Sistemas estructurales	18
Tabla 8. Categoría y regularidad.....	18
Tabla 9. Estimación de peso	19
Tabla 10. Coeficiente para estimar el periodo.	19
Tabla 11. Límites de desplazamientos lateral de entrepiso	20
Tabla 12. El factor de reducción de resistencia	20
Tabla 13. Valores recomendados del factor Co.....	21
Tabla 14. Estados de daño y niveles de desempeño	24
Tabla 15. Niveles de desempeño de la edificación	28
Tabla 16. Niveles de movimiento sísmico.....	30
Tabla 17. Niveles recomendados de desempeños esperados	30
Tabla 18. Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica.	32
Tabla 19. Formas de modo y periodos asociados.	56
Tabla 20: Parámetros sísmicos en el sistema estructural del eje X	57
Tabla 21: Parámetros sísmicos en el sistema estructural del eje X	58
Tabla 22. Formas de modo y periodos asociados.	60
Tabla 23: Cargas gravitacionales con modelos puntal tirante.	63
Tabla 24: Cargas gravitacionales con modelos convencionales.	63
Tabla 25: Masas por piso	63
Tabla 26: Expresiones empíricas para la longitud plástica.....	68
Tabla 27. Formas de modo y periodos asociados.	92
Tabla 28. Presupuesto de actividades	126

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Área de Intervención (Facultad de Psicología Relaciones Industriales y Ciencias de la Comunicación.....	3
Figura 2.	Vista satelital del pabellón de la facultad de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín de Arequipa	6
Figura 3.	Idealización del sistema estructural.	14
Figura 4	Zonas Sísmicas.....	16
Figura 5.	Proceso de reforzamiento en estructuras.....	34
Figura 6	Incremento de la rigidez y resistencia lateral.....	34
Figura 7.	Incremento de la ductilidad de la estructura.	35
Figura 8.	Reforzamiento de columnas mediante el incremento de la sección transversal.	36
Figura 9.	Reforzamiento de muros de mampostería.....	36
Figura 10	Vista panorámica de la edificación analizada.	47
Figura 11	Vista panorámica de la edificación analizada.	47
Figura 12	Vista en planta de la estructura analizada, donde se ven los elementos del sistema resistente.....	48
Figura 13	Encofrados primer nivel.....	49
Figura 14	Encofrados del segundo nivel.	50
Figura 15	Encofrados del tercer nivel.	51
Figura 16	Definición de las características del concreto.	52
Figura 17	Definición de las propiedades de la albañilería.	52
Figura 18	Secciones transversales de los elementos estructurales.	53
Figura 19	Cargas muertas provenientes de acabados, en piso típico y azotea.	53
Figura 20	Cargas vivas presentes en piso típico y azotea.	54
Figura 21	Vista tridimensional del modelos analizado en el programa ETABS.....	55
Figura 22	Cuatro primeras formas de modo de la estructura analizada.	56
Figura 23	Espectro de aceleraciones para el caso de los pórticos de concreto armado.....	57
Figura 24	Espectro de aceleraciones de la estructura para el caso de la albañilería. ...	58
Figura 25	Fuerzas cortantes en direcciones X e Y.	59
Figura 26	Máximas distorsiones en direcciones X e Y.	60
Figura 27	Curva de comportamiento del acero.	61

Figura 28	Curva de comportamiento del concreto.	62
Figura 29	Diagrama momento curvatura de la columna 25x45 en el eje mayor.....	64
Figura 30	Diagrama momento curvatura de la columna 25x45 en el eje menor.....	65
Figura 31	Diagrama momento curvatura de la columna 25x45 en el eje mayor.....	65
Figura 32	Diagrama momento curvatura de la columna 25x45 en el eje menor.....	66
Figura 33	Diagrama momento curvatura de la viga 25x50 en el eje menor.	67
Figura 34.	Calculo en el programa Mathcad de los modelos puntal tirante para el muro 01	69
Figura 35.	Definición en el software ETABS V.2018 del modelo constitutivo de Martinelli para el muro 01	70
Figura 36.	Fenómeno pinching en muros de albañilería	71
Figura 37	Modelo tridimensional puntal tirante.....	72
Figura 38	Modelo de fibras de la sección analizada.	73
Figura 39	Curva de capacidad de la estructura sin reforzar en dirección X.....	74
Figura 40	Curva de capacidad de la estructura sin reforzar en dirección Y.....	74
Figura 41	Comportamiento de la estructura en dirección X, paso 05.	75
Figura 42	Comportamiento de la estructura en dirección X, paso 15	75
Figura 43	Comportamiento de la estructura en dirección X, paso 30.	76
Figura 44	Elevación del eje vertical 3.	76
Figura 45	Curvas de comportamiento de la columna C2, momento M3 y carga axial P.....	77
Figura 46	Curvas de comportamiento de la columna C7, momento M3 y carga axial P.....	77
Figura 47	Curvas de comportamiento de la columna C4, momento M3 y carga axial P.....	78
Figura 48	Comportamiento del concreto presente en una fibra de análisis.....	78
Figura 49	Comportamiento monotónico de una fibra de acero.....	79
Figura 50	Comportamiento de la estructura en dirección Y en el paso 10.	79
Figura 51	Comportamiento de la estructura en dirección Y en el paso 20.	80
Figura 52	Eje central E de la estructura analizada, donde hay presentes muros de albañilería confinada.	80
Figura 53	Curva de comportamiento de un muro de albañilería confinada central del primer nivel.	81

Figura 54	Curva de comportamiento de un muro de albañilería confinada central del segundo nivel.	81
Figura 55	Curva de comportamiento de un muro de albañilería confinada central del tercer nivel.....	82
Figura 56	Curva de comportamiento de columna central del primer nivel.....	82
Figura 57.	Método del coeficiente del desplazamiento utilizando el programa Mathcad en el eje X	83
Figura 58.	Desplazamiento esperado y lateral máximo utilizando el programa Mathcad en el eje X	84
Figura 59	Curva de capacidad de la estructura sin reforzar en dirección X.....	84
Figura 60.	Método del coeficiente del desplazamiento utilizando el programa Mathcad en el eje Y	85
Figura 61.	Desplazamiento esperado y lateral máximo utilizando el programa Mathcad en el eje Y	86
Figura 62	Curva de capacidad de la estructura sin reforzar en dirección Y.....	86
Figura 63	Elementos estructurales a reforzar.	87
Figura 64	Discretización de las secciones reforzadas.	88
Figura 65	Diagrama de interacción y demanda sísmica de la sección 01.	89
Figura 66	Diagrama de interacción y demanda sísmica de la sección 02.	90
Figura 67	Primera forma de modo de la estructura analizada.	91
Figura 68	Segunda forma de modo de la estructura analizada.	91
Figura 69	Máximas distorsiones laterales de la estructura reforzada.....	93
Figura 70	Curva de capacidad de la estructura analizada en dirección X.....	93
Figura 71	Curva de capacidad de la estructura analizada en dirección Y.....	94
Figura 72	Objetivos de desempeño sísmico.	94
Figura 73	Niveles de desempeño sísmico en función de la curva de capacidad.	95
Figura 74	Niveles de desempeño sísmico en función de los desplazamientos.	96
Figura 75.	Método del coeficiente del desplazamiento utilizando el programa Mathcad en el eje X	97
Figura 76.	Método del coeficiente del desplazamiento utilizando el programa Mathcad en el eje X	98
Figura 77.	Método del coeficiente del desplazamiento utilizando el programa Mathcad en el eje X	98
Figura 78	Curva de capacidad de la estructura reforzada en dirección X.....	99

Figura 79	Punto de desempeño de la estructura reforzada en dirección X.	100
Figura 80.	Método del coeficiente del desplazamiento utilizando el programa Mathcad en el eje Y	101
Figura 81.	Método del coeficiente del desplazamiento utilizando el programa Mathcad en el eje Y	102
Figura 82.	Método del coeficiente del desplazamiento utilizando el programa Mathcad en el eje Y	102
Figura 83	Punto de desempeño de la estructura analizada en dirección Y.	103
Figura 84	Desempeño de la estructura analizada en dirección Y.....	103

RESUMEN

El objetivo del presente trabajo de investigación fue estudiar el comportamiento sísmico de una edificación educativa existente y proponer un método de reforzamiento basado en encamisado de columnas. La metodología usada consiste en la evaluación del desempeño sísmico de la edificación existente. Para esto se realizó una serie de análisis estáticos no lineales considerando modelos de plasticidad concentrada para elementos viga columna y modelos puntal tirante para el caso de muros de albañilería. La propuesta de reforzamiento se basó en el estudio del comportamiento no lineal de la edificación existente y la formación de mecanismos debida a la aplicación de cargas laterales. Finalmente se evaluó el desempeño sísmico siguiendo los lineamientos dados en el caso inicial. Los resultados encontrados muestran que la edificación existente es altamente vulnerable a la acción de un sismo raro y muy raro. Ante esto, la propuesta de reforzamiento consistió en incrementar las secciones de las columnas en la dirección transversal hasta en un 100% de su valor original. Los resultados del análisis mostraron que la propuesta de reforzamiento logró un incremento de la resistencia lateral de hasta un 300% del valor original, logrando así un desempeño sísmico de seguridad de vida. Estos resultados indican que se ha conseguido un desempeño sísmico acorde con los lineamientos exigidos en la norma peruana E030.

Palabras clave

Desempeño sísmico, Reforzamiento estructural, encamisado de columnas

ABSTRACT

The objective of this research work is to study the seismic behavior of an existing educational building and propose a reinforcement method based on cladding of columns. The methodology used consists of evaluating the seismic performance of the existing building. For this, a series of non-linear static analyzes was carried out considering concentrated plasticity models for column beam elements and tie-rod models for the case of masonry walls. The reinforcement proposal was based on the study of the non-linear behavior of the existing building and the formation of mechanisms due to the application of lateral loads. Finally, the seismic performance was evaluated following the guidelines given in the initial case. The results found show that the existing building is highly vulnerable to the action of a rare and very rare earthquake. In addition, the reinforcement proposal consisted of increasing the sections of the columns in the transverse direction, which resulted in less rigidity. The results of the analysis showed that the reinforcement proposal achieved a life safety seismic performance, achieving seismic performance in accordance with the guidelines of the Peruvian standard E030.

Keywords

Seismic performance, Structural reinforcement, column cladding.

INTRODUCCIÓN

El Perú en la actualidad tiene importantes edificaciones construidas durante la década de los 60, 70, 80 y que a pesar del tiempo se encuentran en buen estado, pero existen estructuras que se encuentran en un nivel elevado de vulnerabilidad sísmica, ya sea porque son estructuras antiguas o enfrentaron sismos de magnitudes muy considerables.

Considerando la magnitud del daño que ocasiona un sismo en edificaciones antiguas, es necesario plantear métodos de reforzamiento que nos ayudara a incrementar la resistencia, rigidez y capacidad de deformarse de una estructura, como también el uso de nuevas tecnologías, que nos proporcionara un mejor comportamiento estructural. Teniendo en cuenta estas consideraciones, se puede contemplar las demandas requeridas en diseño, cumpliendo con lo indicado en la norma técnica peruana.

En esta investigación se propone como método de reforzamiento; el encamisado de columnas, de la estructura existente. Es así que la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa nos servirá como modelo de análisis por ser una edificación esencial y que en la actualidad ha sufrido sismos considerables a lo largo de los años.

La presente tesis se desarrolla por capítulos.

El capítulo I se menciona el planteamiento del problema, la realidad problemática, importancia y justificación de estudio, limitación, objetivos y las hipótesis.

El capítulo II se desarrolla el marco teórico, donde se mencionará los antecedentes nacionales e internacionales, bases teóricas, definiciones de términos básicos e hipótesis y variables.

El capítulo III se encuentra el tipo y método de investigación, población de estudio, relación entre variables, técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos como también técnicas de procesamiento y análisis de datos.

El capítulo IV se desarrolla los resultados y análisis de resultados de la estructura existente sin reforzar, esto con ayuda del software Etabs v18.1.

El capítulo V se desarrolla el análisis no lineal y se propone el encamisado de columnas de la estructura con el método de reforzamiento.

El capítulo VI se procede a la interpretación de resultados.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Realidad problemática

El Perú es un país ubicado en una de las regiones de mayor actividad sísmica del mundo, el denominado Cinturón de Fuego del Pacífico. Esta es una extensa zona que abarca numerosos continentes y donde, de acuerdo con la BBC NEWS “el 90% de todos los sismos del mundo y el 80% de los terremotos más grandes”, Según indicó Herando Taveras (2014), director del área de sismología del Instituto Geofísico del Perú (IGP).

Además de tales datos, en el pasado reciente existen numerosos eventos sísmicos que ponen de manifiesto el elevado nivel de peligro sísmico del Perú. Algunos de tales eventos fueron, por ejemplo, los sismos ocurridos en Pisco, en el 2007; en Arequipa, en el 2001; y más recientemente, el sismo de Yurimaguas, ocurrido en el 2019.

De acuerdo con el instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI), los mencionados sismos dejaron cuantiosas pérdidas materiales, tales como viviendas destruidas, viviendas seriamente dañadas entre otras. Resaltando que muchas de estas estructuras no cumplían con criterios de estructuración mínimos contemplados en la norma peruana de diseño sísmico (E030).

Además del elevado nivel de peligro sísmico, el Perú enfrenta otra realidad muy complicada, la autoconstrucción. La autoconstrucción es un conjunto de procesos no calificados orientados a la construcción de estructuras. Estas son llevadas a cabo por personas sin preparación formal y basada únicamente en el conocimiento empírico del desarrollo de su actividad. El resultado es una estructura construida con materiales de calidad inferior a las requeridas por la normativa vigente, en el caso del concreto; y en el caso del acero, frecuentemente con cantidades de acero insuficientes a las requeridas.

Aunque pareciera que este fenómeno es localizado, lo cierto es que de acuerdo con la Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO), en el Perú, aproximadamente el 60% de las viviendas son autoconstruidas. La combinación de este hecho y el elevado nivel de Peligro sísmico generan un escenario muy complicado para el Perú.

Además de viviendas, existen numerosas estructuras con un elevado nivel de vulnerabilidad frente a sismos, algunas de las más importantes son, por ejemplo, las estructuras educativas. De acuerdo con la norma peruana de diseño sísmico del 2018,

las estructuras educativas están calificadas como esenciales, es decir, son aquellas estructuras que deben de tolerar la ocurrencia de sismos con periodos de retorno de 2500 años, sin colapsar ni sufrir de daños severos, ya que esta debe fungir de albergues en el caso de un evento sísmico de gran magnitud. La realidad, sin embargo, es que existen numerosas estructuras educativas a lo largo del país, puesto que, por su antigüedad, fueron construidas en épocas en las que las normativas sísmicas no estaban del todo desarrolladas, provocando que queden vulnerables frente a la acción de sismos severos. Tal es el caso del edificio de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín (UNSA) de la ciudad de Arequipa.

Figura 1.

Área de Intervención (Facultad de Psicología Relaciones Industriales y Ciencias de la Comunicación).



Fuente: unsa.edu.pe

La escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín (UNSA) es una de las estructuras más antiguas de esta casa de estudios, por lo que el sistema estructural no es muy eficiente al ser contrastada con los requerimientos de la normativa de diseño sísmico vigente. La estructura es de tres niveles con un sistema de pórticos esbeltos de concreto armado en la dirección longitudinal, mientras que en la dirección transversal se tienen muros de albañilería confinada. Dadas las características de esta estructura se prevé que un sismo con periodo de retorno de 2500 años genere un gran daño a la estructura, pudiendo provocar su colapso. Ante esta realidad, la presente investigación se propone la evaluación del desempeño sísmico de la estructura

considerada, y dar una propuesta de reforzamiento usando el método del encamisado, para lograr una mejora en el desempeño sísmico y lograr que su comportamiento ante un sismo con periodo de retorno de 2500 años sea el idóneo y el esperado de acuerdo con los lineamientos de la norma peruana de diseño sísmico.

1.2 Formulación del problema

1.2.1 Problema General

¿Qué mejoras en el desempeño sísmico de la escuela de psicología de la Universidad Nacional San Agustín se pueden lograr mediante el uso del encamisado de columnas?

1.2.2 Problema Específico

- a) ¿Cuál es el desempeño sísmico de la estructura existente de concreto armado de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín de acuerdo con los lineamientos de la NTE E.030?
- b) ¿Qué propuesta de reforzamiento estructural es la más adecuada para la Escuela de Psicología de la Universidad Nacional de San Agustín (Universidad Nacional San Agustín) de Arequipa?
- c) ¿Cuál es la capacidad de deformación de la estructura antes y después del reforzamiento propuesto en la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín, haciendo uso del análisis estático no-lineal?
- d) ¿Cuál es la comparación del punto de desempeño de la estructura existente y reforzamiento de concreto armado de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín, haciendo uso del método del coeficiente de desplazamiento?

1.3 Delimitación del problema

El presente trabajo de investigación se propone el estudio del desempeño sísmico de la estructura educativa de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín, así como de proponer un reforzamiento que logre una mejora sustancial de esta.

1.4 Importancia y justificación de estudio

1.4.1 Importancia de Estudio

El colapso de estructuras puede generar la pérdida de la vida de los ocupantes, puede provocar lesiones severas en el cuerpo y la salud, que posteriormente requieran de atención médica intensiva. A nivel económico, provoca el paro de la producción de las actividades desarrolladas. Además, genera numerosos costos materiales, ya que el colapso implica la remoción de escombros y limpieza, además de los costos asociados a la reconstrucción.

En suma, el colapso de una edificación es un problema severo para la sociedad ya que provoca una serie de trastornos que podrían ralentizar la economía y provocar la pérdida de vidas humanas y numerosos daños a la salud, un efecto muy parecido ha tenido actualmente la propagación del Sars-Covid. Y si además se trata de estructuras esenciales, como el caso de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín, su colapso traerá como consecuencia adicional que las personas que han perdido su vivienda en un evento sísmico de gran magnitud, no tengan un refugio temporal donde guarecerse y protegerse, no solo de la inclemencia de la naturaleza, sino de la delincuencia.

Por tanto, la importancia del presente trabajo de investigación radica en que la mejora del desempeño sísmico de la estructura analizada evitará su colapso, evitando, por consiguiente, la pérdida de vidas humanas y materiales. Los beneficios de esta propuesta son evidentes.

1.4.2 Justificación de Estudio

1.4.2.1 Aporte práctico

Este trabajo de investigación pretende minimizar el nivel de vulnerabilidad sísmica existente en la escuela de psicología de Universidad Nacional San Agustín, mediante el uso de la técnica de reforzamiento estructural denominada encamisado de columnas.

1.4.2.2 Aporte teórico

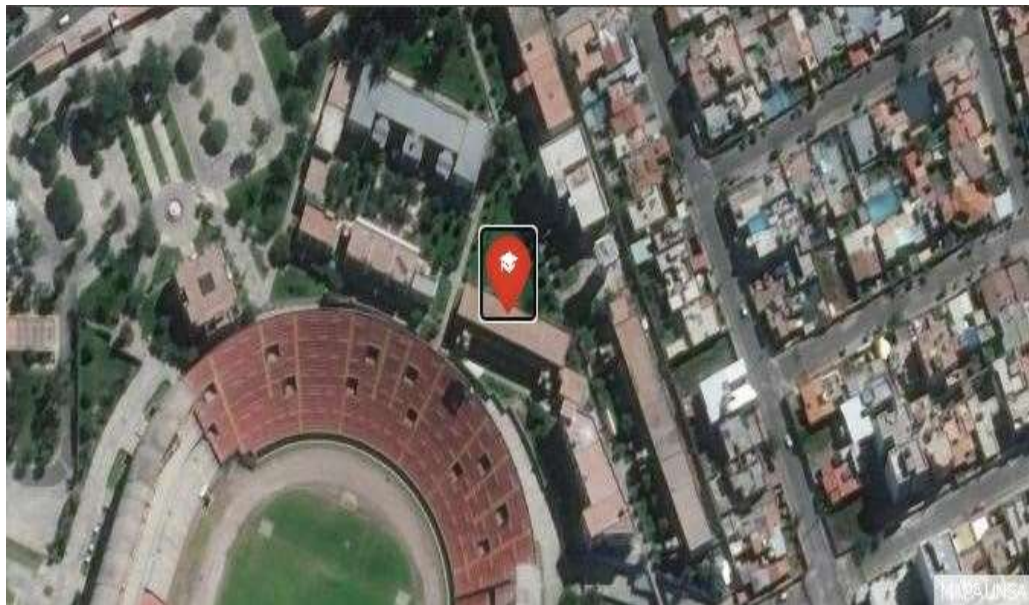
El aporte teórico de esta investigación es la aplicación y fomento del análisis estático no lineal. Esta técnica permite la predicción y verificación del comportamiento estructural en el rango inelástico. En consecuencia, esta técnica permite evaluar el desempeño esperado del sistema estructural.

1.4.3 Espacial

La edificación existente de la Facultad de Psicología de la Universidad Nacional de San Agustín se encuentra ubicada en Av. Venezuela s/n - Pab. Ps. RR. II, Arequipa, Perú, con una elevación de 2373 msnm. La estructura cuenta con 3 niveles, más azotea y con un área terreno de 282.24 m² e inicio construcción en 1987 y finalizado en 1988.

Figura 2.

Vista satelital del pabellón de la facultad de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín de Arequipa.



Fuente: extraído de Google Earth

1.5 Limitación de estudio

El presente estudio no considerará la interacción suelo estructura ya que no se disponen de los datos necesarios y debido a la pandemia del Covid 2019 existen limitaciones para el acceso.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo general

Mejorar el desempeño sísmico de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín mediante el encamisado de columnas.

1.6.2 Objetivo específico

- a) Evaluar el comportamiento sísmico de la estructura existente actual de concreto armado de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín de acuerdo con los lineamientos de la NTE E.030.
- b) Proponer un reforzamiento estructural para la Escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín que incluya el encamisado de columnas.
- c) Determinar la capacidad de deformación de la estructura antes y después del reforzamiento propuesto en la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín, haciendo uso del análisis estático no-lineal.
- d) Comparar el punto de desempeño de la estructura existente y reforzamiento de concreto armado de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín, haciendo uso del método del coeficiente de desplazamiento.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Marco histórico

El reforzamiento de estructuras en el país se ha venido desarrollando desde hace muchos años como un método preventivo para evitar el colapso de estructuras. De hecho, ya en la antigua escuela de ingenieros del Perú (Actual Universidad Nacional de Ingeniería) se orientaba los métodos de construcción no solo a la edificación de nuevas estructuras, sino mejorar las ya existentes.

Recién en los años setenta hace su aparición la primera normativa de diseño antisísmico del Perú, como influencia de las recientes normativas sísmicas establecidas en los Estados Unidos de Norteamérica, específicamente a las desarrolladas a raíz de los terremotos de los Ángeles, debido a la gran falla de San Andrés.

El criterio fundamental era de resistencia, es decir, de proveer a las estructuras resistencias tales que puedan tolerar la carga sísmica impuesta por un movimiento telúrico. En esta normativa no se hace mención al control de desplazamientos ni control de deformaciones, por lo que incluso los proyectos de reforzamientos debieron basarse en el criterio de resistencia.

Los posteriores eventos sísmicos, como los ocurridos en Ancash, 1970; Lima, 1974; y los más recientes hasta el sismo de Arequipa, obligaron a la actualización de las normativas sísmicas vigentes hasta ese entonces. Haciendo su aparición la primera normativa basada en el control de deformaciones, la recientemente válida norma sísmica E030 del 2003.

La citada normativa pretende minimizar el daño en edificaciones mediante el control de un parámetro de deformaciones laterales llamada distorsión lateral. De aquí en más, se consideró que una estructura merece ser rehabilitada o reforzada si las máximas distorsiones laterales superan este valor.

Finalmente, recién en los años 2016 y 2018, aparecen las recientes normativas sísmicas vigente en todo el Perú desde aquellas fechas. Esta normativa agrega

criterios claros para la evaluación de las irregularidades de las edificaciones. Además, incrementa considerablemente el nivel de peligros sísmico de diferentes zonas, especialmente la zona costa, donde el nivel de peligro sísmico paso e 0.40 g a 0.45g.

Estos cambios no se dan de manera caprichosa, sino que están basados en diferentes estudios sobre el comportamiento dinámico de numerosos tipos de suelos, el comportamiento dinámico de las estructuras entre otras. De acuerdo con esto, las estructuras, tanto nuevas como reforzadas, deberán cumplir los requerimientos de esta normativa.

2.2. Investigaciones relacionadas con el tema

2.2.1 Antecedentes nacionales

Loa Canales, (2017), en su tesis “Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997”, desarrollada por Gustavo Juan Franklin Loa Canales en el año 2017. Tesis fue desarrollada para la obtención del grado de Magister en Ingeniería Civil por la Pontificia Universidad Católica del Perú, la presente investigación consistió en validar las tres opciones de reforzamiento que fueron propuestas mediante métodos de análisis no lineal de la estructura como método Análisis Dinámico Incremental (IDA), Performance Based Earthquake Engineering (PBEE) y método de espectro de capacidad. La investigación se basa en la metodología basada en desempeño sísmico. Se podría implementar un plan de gran envergadura de refuerzo incremental para minimizar el riesgo que existe en gran parte de la población de los resultados de los análisis. El método IDA se interpretará la respuesta estructural global y local, se estimarán los daños de la estructura en un sismo ocasional o sismo raro de gran envergadura. En la presente tesis se estimará costos de reparación de la estructura existente y la reforzada, para validar el beneficio económico y social del reforzamiento.

Pérez Mundaca (2019), En su tesis “Evaluación del desempeño sísmico en edificaciones esenciales mediante la aplicación del análisis inelástico por desplazamientos”, desarrollada por Br. Alberto Pérez Mundaca en el año 2019. Tesis desarrollada para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras por la Escuela de Posgrado Universidad Cesar Vallejo,

el estudio se ha realizado mediante la metodología de diseño estructural para el análisis estático incremental (pushover) basándose en los desplazamientos de la estructura, se determina la capacidad que tiene la estructura ante determinada sollicitación espectral de un sismo real o basándose en la norma, tal que permita realizar predicciones del comportamiento sísmico de la estructura, en la realidad actual de nuestro país las edificaciones se diseñan mediante el método de resistencia que determina la resistencia sísmica la cual prevé la rigidez de la estructura, con un análisis basado en predicciones y ductilidad estructural comprendida cuando actúa en el rango elástico mientras que la metodología de diseño estructural basada en desplazamientos se considera el comportamiento en el rango elástico e inelástico y requiere estimar su capacidad y ductilidad reales en conocimiento del comportamiento último de los materiales.

Congona Cuellar & Yucra Pumacota (2016), La tesis “Diseño estructural sísmico comparativo aplicando el método de desempeño estático no lineal (PBD) y el método convencional de un edificio de concreto armado de 10 niveles”, desarrollada por Edgar Manuel Congona Cuellar y Juan Carlos Yucra Pumacota en el año 2016. Tesis desarrollada para obtener el título profesional de Ingeniero Civil por la Universidad Nacional de San Agustín, el presente trabajo consta del diseño de la estructura con la norma Peruana, posterior análisis no lineal y la optimización de este diseño considerando un comportamiento en el rango inelástico de una edificación de 10 niveles con una estructuración basada en muros estructurales, columnas y vigas peraltadas para ambas direcciones del edificio, considerando la degradación de la rigidez de estos elementos al incursionar en el rango no lineal de los materiales al ser esforzados en distintas situaciones de sismo. En este trabajo indican en sus resultados las exigencias de rigidez de las normas peruanas conservadoras; esta razón es necesario desarrollarse estudios adicionales con el fin de que permita edificios seguros, más económicos estableciéndose nuevos límites de deriva del diseño de los elementos estructurales.

Guerrero Mamani & Puma Condori (2018), La tesis “Análisis sísmico no lineal estático del puente Grau y reforzamiento estructura”, desarrollada por Guerrero Mamani, Edison Jesús y Puma Condori, Maison Cosme en el año 2018. Tesis

desarrollada para obtener el título profesional de Ingeniero Civil por la Universidad Nacional de San Agustín, el presente trabajo consiste en una investigación experimental en el sillar y argamasa, que conforman la mampostería tipo (sándwich). La presente tesis realizó ensayos a escala 1/2 en prismas de mampostería y también pruebas en 04 muros en escala 1/10, como carga lateral coplanar monotónica, sometiendo a cada elemento la carga de precompresión, para que los otros elementos estructurales últimos sean reforzados con un confinamiento de concreto armado habiendo realizado ensayos a carga lateral, para lograr conocer el incremento de su capacidad de resistencia y deformación. Para finalizar la tesis se tiene como resultados experimentales, y la implementación de metodología para la intervención del puente, que brindan resultados que podrían ser de utilidad para analizar otras estructuras del patrimonio de la región, así como conocimiento científico que podría ser incluida para establecer una norma estructural de elementos históricos de mampostería tipo (sándwich) en nuestro país y a nivel local.

2.2.2 Internacional

Vargas, Á. (2018), en su tesis “Análisis no lineal de edificios de muros de hormigón armado mediante beam-truss model”, desarrollada por Álvaro Ignacio Vargas Malebrán en el año 2018. Tesis desarrollada para obtener el grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería por la Pontificia Universidad Católica de Chile Escuela de Ingeniería, el presente trabajo de investigación se basa en el análisis no lineal de edificios de hormigón armado para evaluar el desempeño sísmico y acotarlo minimizando la dificultad de las estructuras. Se enfocó en el BTM que se validó mediante la simulación de un muro en T basado en ensayos experimentales, la factibilidad del BTM fue considerado en un modelo numérico no lineal tridimensional de ambos edificios de estudio. Estos edificios fueron diseñados en referencia de la normativa chilena vigente y se sometieron a análisis estáticos no lineales con el programa computacional Opensees. Se finaliza que el BTM es un enfoque que presentan dificultades de convergencia, que complica su aplicación práctica. Finalizando los resultados del análisis estático no lineal concluye con la distribución del esfuerzo de corte entre muros, la variación de la carga axial y el modo de falla es diferente para el edificio estructurado de muros T y el estructurado constando con muros rectangulares.

Borja & Torres (2015), La tesis “Diseño de Reforzamiento Estructural de un edificio de departamento 4 plantas ubicado en el sector Quitumbe, Ciudad de Quito, Provincia de Pichincha”, desarrollada por Luis Felipe Borja Escobar y María José Torres Tamayo en el año 2015. Tesis desarrollada para obtener el grado de título de ingeniero civil mención estructuras por la Escuela Politécnica Nacional -Facultad De Ingeniería Civil y Ambiental, la presente tesis inicia con la ubicación de una estructura representativa de Quito, la que fue construida informalmente, con el sistema tradicional de losas planas con vigas banda, mediante un análisis e investigación poder determinar el estado existente de la estructura y su vulnerabilidad ante la presencia de un eventual sismo. Con anteriormente se realizó la seguridad sísmica y el diagnóstico estructural teniendo como resultado que la estructura cuenta con: alta flexibilidad lateral e inadecuado comportamiento dinámico, por motivo se indicó que la estructura presenta una alta vulnerabilidad sísmica. Como resultado al análisis de cada una de las alternativas de reforzamiento se analizó, que el enchapado de mampostería es rigidizado y alivia al pórtico de la estructura, presentándose la solución a nivel de estructura, a lo contrario del encamisado de columnas, a diferencia del enchapado de mampostería, no brinda el objetivo de rigidizar y aliviar al pórtico, pues es un reforzamiento a nivel de elemento. Finalmente se realizó el presupuesto referencial basado en los planos estructurales graficados de la mejor alternativa de reforzamiento que es el enchapado de mampostería.

2.3 Estructura teórica y científica que sustenta el estudio

2.3.1 Peligro sísmico

La peligrosidad sísmica es la probabilidad de ocurrencia sísmica dentro de un periodo específico en el tiempo a nivel regional o local, los movimientos sísmicos para de acuerdo al tipo de suelo presenta parámetros de aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad que son cuantificados.

Se debe considerar los fenómenos que producen desde el hipocentro hasta el lugar de interés, el diseño sísmico de estructuras, principalmente se necesita saber cuál es la aceleración máxima del suelo que se va implantar en la zona del proyecto durante la vida útil de la misma estructura. (Vasco & Patricio, 2018, pág. 2)

2.3.2 Diseño Sismo Resistente por Desempeño

El diseño sismo resistente tiene el objetivo básico de evitar colapsos de estructuras durante los sismos de gran intensidad producidos por las placas tectónicas que se presentan durante la vida útil de todos los elementos estructurales y minimizar daños de importancia durante sismos moderados, aquellas que son frecuentes en la mencionada vida útil.

“Se ha contemplado el diseño por desempeño como una alternativa más viable para la implementación de metodologías de diseño sísmico a estructuras que satisfagan las necesidades básicas de las sociedades modernas e innovadoras” (Vasco & Patricio, 2018, pág. 2).

2.3.3 Análisis y diseño elástico lineal de la estructura

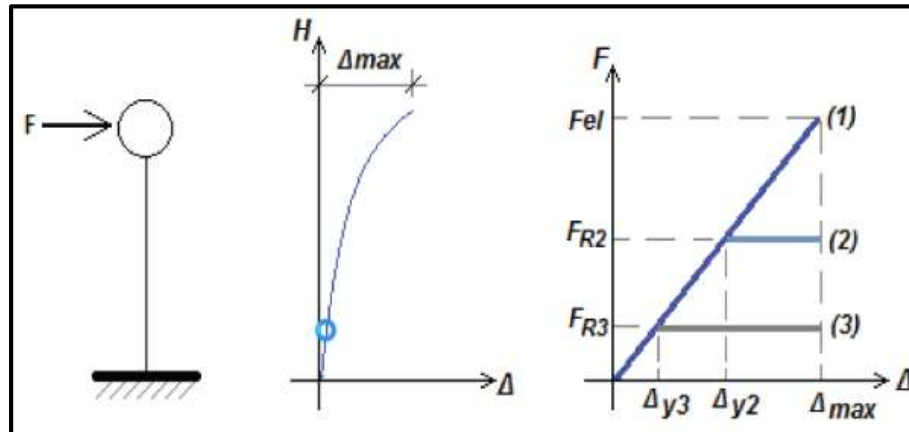
Es un análisis basado en fuerzas, el cual provee de valores aproximados de la deformación de una estructura hasta su colapso.

La actual normal E.030 está basada con el principio se basa en mencionar que no es tan específico en como evaluar ciertos parámetros como la ductilidad y el amortiguamiento que Influyen en el análisis no-lineal, esto no especifica un comportamiento estructural cuando las dimensiones de algunos elementos incurren en un rango inelástico.

La fuerza máxima F_{el} para una estructura con respuesta elástica lineal está dada por un desplazamiento máximo elástico, es decir que la máxima resistencia de la estructura puede resistir un sismo sin presentar daño, en las curvas 2 y 3 son bilineales elastoplásticas que representan distintos niveles de demanda sísmica, daño y ductilidad, ver figura 3. (Fajardo, 2012)

Figura 3.

Idealización del sistema estructural.



Fuente: Fajardo Galliani, 2012.

El Reglamento Nacional de Edificaciones nos brindará las normas básicas para el diseño elástico que son:

Norma E.020 Cargas, Norma E.030 Diseño Sismo resistente y Norma E.060 Diseño en Concreto Armado.

Datos de los materiales empleados:

- Módulo de elasticidad del acero = 2 000 000 kg/cm².
- Módulo de Poisson (ν)= 0.15
- Resistencia del concreto = 210 kg/cm²
- Resistencia del acero en fluencia = 4200 kg/cm²
- Módulo de elasticidad del concreto: $15000 \sqrt{f'_c} = 217370.651 \text{ kg/cm}^2$

Carga muerta:

Se considerará el peso real propio de los materiales que lo conforman y todos aquellos elementos que deberán de soportar la edificación, calculados en base a los pesos, ver tabla 1. (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006).

Los materiales a utilizar:

Tabla 1

Pesos Unitarios

MATERIALES	PESO (Kgf/m ³)	
Albañilería de arcilla cocida sólidas	1800	
Concreto Armado	Añadir 100 al peso simple del concreto.	
Concreto Simple	2300	
Para el aligerado de concreto armado en una sola dirección se considerar:		
Espesor (m)	Espesor de capa superior de la losa	Peso (kgf/m ²)
0,25	0,05	350

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones - E.020 Cargas, 2006.

Carga Viva:

Se utilizará los valores mínimos de ocupación o uso, que se establece en la tabla 2 para los centros educativos. (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006)

Tabla 2

Cargas Vivas Mínimas Repartidas

Centros de Educación	Cargas Repartidas kgf/m ²
Aulas	250
Corredores	400

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones - E.020 Cargas, 2006.

Requisitos generales de resistencia:

Las combinaciones utilizadas de cargas (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2009):

$$U = 1,25 (C_m + C_v) \pm C_s$$

$$U = 1,25 (C_m + C_v \pm C_{vi})$$

$$U = 1,4 C_m + 1,7 C_v$$

$$U = 0,9 C_m \pm C_s$$

Donde:

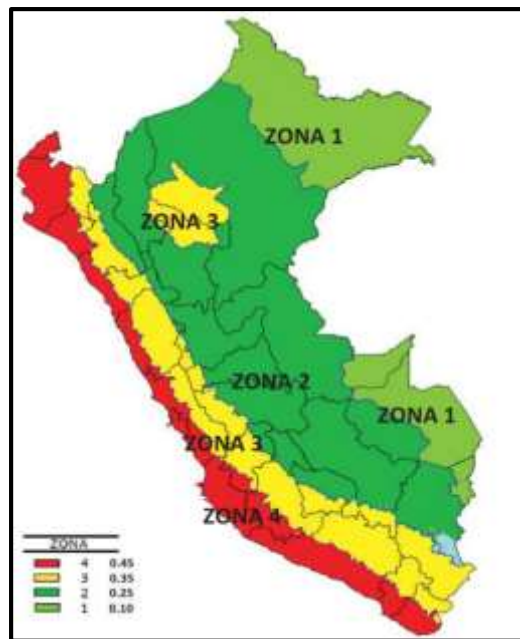
- Cs= Carga de sismo
- Cv= Carga viva
- Cm = Carga muerta
- Cvi = Carga de viento

2.3.4 Peligro Sísmico

El territorio peruano se ha dividido en 4 zonas basado en su distribución espacial sísmica observada y analizado, de acuerdo a sus características generales de movimientos sísmicos y la atenuación a la distancia epicentral como en la base de datos geotectónica, la zonificación se observa en la figura 4. (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016)

Figura 4

Zonas Sísmicas.



Fuente: R.N.E. - E.030 Cargas, 2016.

Cada zona la norma nos permite diseñar con un factor que expresa una fracción de la aceleración de la gravedad como se muestra en la tabla 3.

Tabla 3

Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio (Z)

Zonas	Z
3	0.35

Fuente: R.N.E. - E.030 Cargas, 2016.

2.3.5 Los parámetros de Sitio

Los parámetros indicados en la norma nos brinda parámetros de sitio basado en el tipo de suelo y la zonificación de la zona que se considerará el diseño del proyecto, se utilizarán valores del factor de amplificación del suelo S y los períodos TP y TL como indica la Tablas 4 y 5. (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016)

Tabla 4

Factor de Suelo.

FACTOR DE SUELO "S"	
Suelo	S2
Zona	
Z3	1,15

Fuente: R.N.E. - E.030 Cargas, 2016.

El tipo de suelo es un suelo S3 considerado un suelo blando.

Tabla 5

Periodos "TP" y "TL"

PERÍODOS "TP" y "TL"	
	Perfil de suelo
	S3
TP (s)	0,6
TL (s)	2,0

Fuente: R.N.E. - E.030 Cargas, 2016.

Factor de Amplificación Sísmica (C):

Es la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo Sistema estructural, categoría y regularidad de las edificaciones.

Categoría y Factor Uso (U):

En la Tabla 6 de la NTE E.030 se clasifican por categorías según el uso, las cuales se considerará para Centros educativos como edificaciones esenciales U=1.5.

Categoría y Sistema Estructural:

En la tabla 6 muestra la categoría de una edificación y el tipo de sistema que prevalece se realiza por dirección sísmica.

Tabla 6

Categoría y sistema estructural.

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural. Estructuras de acero tipo SCBF y EBF.
	2 y 1	Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.

Fuente: R.N.E. - E.030 Cargas, 2016.

Coefficiente de Reducción y Sistemas Estructurales de las Fuerzas Sísmicas:
Se clasificarán según sus materiales y su sistema de estructuración usados en cada una de sus direcciones, como se muestra en la Tabla 7. (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016).

Tabla 7

Sistemas estructurales.

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R0
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Fuente: R.N.E. - E.030 Cargas, 2016.

Factores de Irregularidad:

No presenta irregularidades por altura ni por planta, debido a que en la tabla N°8 nos indica la norma que no puede presentar dichas irregularidades por estar ubicado en la zona 3. Por lo tanto, el factor de reducción de fuerzas sísmicas R será igual a Ro, porque Ia y Ip están representadas por el valor numérico 1.

Tabla 8

Categoría y regularidad.

Categoría	Zona	Restricción
A1 y A2	3	No se permiten irregularidades
		No se permiten irregularidades extremas

Fuente: R.N.E. - E.030 Cargas, 2016.

2.4 Análisis estructural

2.4.1 Estimación del Peso Estructural

Se calcula la carga permanente y total de la edificación la cual se incluirá un porcentaje de sobrecarga (carga viva) para edificaciones educativas correspondiente a la categoría A y considerando las azoteas, como lo muestra la tabla N°9.

Tabla 9

Estimación de peso

Categoría	% Carga Viva
A y B	50%
Techos	25%

Fuente: R.N.E. - E.030 Cargas, 2016.

Para el cálculo del periodo fundamental teórico T_n se considerará la relación de H_n y CT , donde:

H_n : Altura total del edificio.

Para los valores del periodo predominante de un edificio serán definidos el tipo de sistema las cuales serán considerados como indica la siguiente tabla 10:

Tabla 10

Coficiente para estimar el periodo.

CT	Tipo de Sistema
35	Pórticos de concreto armado sin considerarse muros de corte.
60	Concreto armado duales de muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

Fuente: R.N.E. - E.030 Cargas, 20016.

2.4.2 Análisis Dinámico Lineal

Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles:

Se calculan multiplicando por $0,75R$ para las estructuras regulares como la siguiente ecuación, no deberá exceder el desplazamiento máximo relativo de la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la tabla 11. (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2009)

$$\delta_{enl} = 0.75\delta_{el}$$

Donde:

δ_{enl} : Estimación de desplazamiento para un análisis sísmico estático no lineal.

δ_{el} : Desplazamiento producto de un análisis sísmico estático lineal.

Tabla 11

Límites de desplazamientos lateral de entrepiso.

Límites para el desplazamiento lateral de entrepiso	
Material predominante	δ/hei
Concreto Armado	0,007
Edificios concretos armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: R.N.E. - E.030 Cargas, 20016.

2.4.3 Diseño de Concreto Reforzado:

Se considerará la estructura y elementos estructurales que se deberán diseñarse para la obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos a las resistencias requeridas (R_u). Que nos indica la norma con la expresión $\phi R_n \geq R_u$, donde:

Φ : Factor de Reducción de Resistencia, ver tabla 12.

R_u : Resistencia de Diseño requeridas.

R_n : Resistencia Nominal.

Tabla 12

El factor de reducción de resistencia

Solicitud	Factor Φ de Reducción
Flexión	0.90
Tracción y tracción + flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Compresión y flexocompresión	
• Elementos con espirales	0.75
• Elementos con estribos	0.70
Aplastamiento en el concreto	0.70

Fuente: R.N.E. - E.60 Concreto Armado, 20016.

2.4.4 Desempeño Sísmico

2.4.4.1 Método del coeficiente de desplazamiento

El FEMA 273 definido como la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, recomienda la metodología del método del Coeficiente de Desplazamiento, MCD, para el Desempeño Sísmico que presenta la estructura ante una acción sísmica definida por su espectro.

Esta metodología nos determina el desplazamiento lateral D_t máximo tope de un edificio mediante una ecuación que tiene un fundamento teórico, estadístico y práctico. (Aguilar, 2015)

A. Cálculo Del Desplazamiento Lateral Máximo

El desplazamiento lateral máximo de una estructura en el límite del edificio se calcula de la siguiente manera:

$$D_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

Donde:

S_a : aceleración espectral elástica vinculada al período fundamental efectivo

T_e y los coeficientes, C_0 , C_1 , C_2 y C_3 son factores de ajuste los que se indican a continuación.

C : factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral y el desplazamiento en el tope del edificio, con valores que van desde 1 a 1.5 como muestra la tabla 13.

Tabla 13

Valores recomendados del factor C_0

Número de pisos	Valor C_0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
Más de 10 pisos	1.5

Fuente: Roberto Aguilar, 2015.

C_1 : Es un factor que relaciona el desplazamiento inelástico máximo con el hallado para la respuesta elástica lineal, la cual FEMA recomienda:

$$C_1 = 1 \quad T_e \geq T^*$$

$$C_1 = 1.5 \quad T_e \geq 0.1$$

Donde:

T^* : período que define el punto de cambio del segmento de aceleración constante al de velocidad constante. A los valores de T_e dados entre 0.1 y T^* , en consecuencia, se recomienda interpolar y C_1 se calculará con a la siguiente ecuación:

$$C_1 = 1.5 - 0.5 \left(\frac{T_e - 0.1}{T^* - 0.1} \right)$$

C2: factor que considera los efectos de degradación de rigidez, pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histeréticos, el máximo valor será de 1.2 para $T_e \geq T^*$ y para $T_e \leq T^*$ se calcula:

$$C_2 = 1 + \frac{0.2T_e}{T^*}$$

C3: Es el incremento de desplazamiento debido al efecto P- Δ , para el sistema con rigidez post fluencia mayor al 5% de la rigidez elástica se tomará como valor 1, de lo contrario se calcula de la siguiente manera:

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_e}$$

$$R = \frac{\frac{S_a}{g}}{\frac{V_y}{W}} \frac{1}{C_o}$$

Donde:

α : viene definida por la ecuación

$$\alpha = \frac{K_e}{K_p}$$

K_e : rigidez elastica

K_p : rigidez plastica

S_a : es la aceleración espectral elástica para el período fundamental efectivo T_e

g : es la gravedad

V_y : cortante de fluencia de la estructura

W : es el peso total de la estructura.

2.4.5 Diseño sísmico basado en el desempeño sísmico

La metodología basada en el desempeño sísmico consiste en la selección de elementos apropiados para la estimación que permitan el dimensionamiento y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido que cuando se presenta diferentes niveles de confiabilidad para un nivel de

movimiento explícito del modelo estructural presentando límites de no presentar daños de los aceptables.

En la primera etapa se establece sobre la base de tres conceptos fundamentales: el nivel de amenaza, nivel de desempeño y nivel de desempeño esperado de la edificación. (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995).

A. Nivel de Desempeño:

Este nivel de desempeño describe el estado límite de daño de una estructura en condición al límite tolerable en función de posibles ocurrencias de daños físicos a la estructura, amenaza a sus ocupantes en consecuencia de los daños de la estructura y su futura funcionalidad después del evento sísmico. (Comartin, 1996).

I. Propuesta VISIÓN 2000

La Propuesta del Comité VISIÓN 2000 define en cuatro niveles de desempeño descritos en el siguiente ítem. (SEAOC, 1995)

a. Totalmente Operacional.

Es el nivel totalmente operacional por el cual no presenta la estructura daños en la estructura, las consecuencias sobre los ocupantes son consideradas despreciables, la edificación soporta las fuerzas sísmicas permaneciendo totalmente segura para sus ocupantes, así como todos los servicios de la edificación que permanecen funcionales y disponibles para el uso correspondiente, por lo que no requieren reparación alguna ni falla en la estructura.

b. Operacional.

El nivel operacional, se limita a presenciar daños moderados en elementos no estructurales, considerando algunos daños ligeros en elementos estructurales. El daño contemplado es limitado y no interfiere en la seguridad de la edificación la cual deberá permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales, después de presenciar el sismo, aunque algunos daños en los elementos no estructurales podrían interrumpir con las funciones parcialmente de

algunas funciones, por lo que en general se requieren algunas reparaciones menores.

c. Seguridad.

El nivel de seguridad de desempeño ocurre daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, que generan degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema de toda la edificación. Causan la interrupción de servicios mecánicos, eléctricos quedando fuera de servicio y perturbación de vías de escape generando posiblemente reparaciones importantes en la edificación.

d. Pre-Colapso.

Es el nivel de desempeño de pre-colapso donde habría degradación de rigidez lateral y su capacidad resistente del sistema compromete a su estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural, causando la interrupción de servicios y vías de escape. En general la edificación se encontraría completamente insegura para sus ocupantes y las reparaciones podrían resultar no factible técnicamente ni económicamente (Ver tabla 14)

Tabla 14

Estados de daño y niveles de desempeño

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

Fuente: (SEAOC, 1995).

II. Propuesta ATC-40

La propuesta del ATC-40 (1996) especifica separadamente el nivel de desempeño de la estructura y el nivel de desempeño de componentes no estructurales como son los siguientes descritos:

Nivel de desempeño para la estructura

Este nivel de desempeño nos indica los posibles daños sobre la estructura para lo cual se definen en tres estados de daño discretos o límites como son: inmediata ocupación, estabilidad estructural, y seguridad, y dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada que se designan con la abreviación SP-n, (“Structural Performance”, donde n es un número).

a. SP-1: Inmediata ocupación

- Resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado,
- Presencia que podría ocurrir un daño estructural pero muy limitado
- El peligro de los ocupantes es despreciable
- La edificación permanece en funcionalidad en su totalidad

b. SP-2: Daño controlado

- Su daño varía entre las condiciones límite de seguridad e inmediata ocupación
- La vida de los ocupantes no está en peligro, pero posibles presencias de algunos sean afectadas.

c. SP-3: Seguridad

- Ocurrencia de posibles daños significativos en la estructura, pero se mantienen la mayoría de los elementos estructurales.
- La vida de los ocupantes interiores y exteriores amenazan contra la vida y posibles presencias de algunos afectados.
- El costo de las reparaciones muy elevadas económicamente.

d. SP-4: Seguridad limitada

- Ocurrencia de daño estructural que varía entre las condiciones límite de estabilidad estructural y seguridad
- Peligro lato para los ocupantes.

- e. SP-5: Estabilidad estructural
 - Ocurrencia de daño estructural está al límite de experimentar un colapso parcial o total.
 - Los daños ocasionados son sustanciales con degradación de resistencia estructural del sistema y rigidez resistente a cargas laterales, aun cuando los elementos del sistema resistente a las cargas verticales se mantengan con una capacidad suficiente para evitar que el sistema colapse.
 - El peligro para los ocupantes y transeúntes colindantes por la zona se encuentran en peligro elevado en caso de réplicas.
 - Las reparaciones para las edificaciones serán considerables y muy significativas.
- f. SP-6: No considerado
 - No corresponde un nivel de desempeño estructural, sino esta será una condición donde incluye una evaluación sísmica de sus componentes estructurales, esta se limita a considerarse los elementos no estructurales.

Nivel de desempeño para los componentes no estructurales

Son los posibles estados de daño no estructurales las cuales se definen en 4 estados: operacional, seguridad, inmediata ocupación y amenaza que se designan con la abreviación NP-n (“No estructural Performance”, donde “n” es una letra).

- a. NP-A: Operacional
 - Luego de un evento sísmico los componentes y elementos del sistema no estructurales permanecen sin daño y funcionamiento.
 - Las maquinarias y equipos deben permanecer operativos, aunque puede ver algunos servicios externos que no se encuentren disponibles.
- b. NP-B: Inmediata ocupación
 - Los elementos y componentes del sistema permanecen en su sitio con algunas interrupciones que no comprometen o limitan su funcionamiento.

- Los ocupantes mantienen la seguridad propiciada.
- c. NP-C: Seguridad
- Los elementos y componentes del sistema contemplan daños considerables, pero sin colapso o interrupción de los elementos que puedan causar y atentar contra los ocupantes.
 - No se contemplará fallo en componentes peligrosos, sin embargo, algunas maquinarias y equipamiento puedan quedar fuera de servicio.
 - Sobre los ocupantes puede haber algunos afectados, pero el peligro contra la vida de los ocupantes es bajo.
- d. NP-D: Amenaza
- Los elementos y componentes del sistema influyen un daño en los elementos no estructurales, pero sin causar colapso grandes y pesados que puedan ocasionar peligro sustancial en los ocupantes.
 - Pueden generarse peligro alto a sus ocupantes.
- e. NP-E: No considerado
- Los elementos y componentes del sistema solo se considera una evaluación, se limita considerarse el desempeño de los elementos estructurales.

Nivel de desempeño de la edificación

Se considera los posibles estados de daño de la combinación de los niveles de desempeño no estructurales y estructurales de la edificación, en la tabla nos muestra para la edificación. Estos niveles de desempeño se obtienen de la apropiada combinación de los niveles de desempeño de la estructura y de los componentes no estructurales. La Tabla 15, nos muestra las posibles combinaciones de estas en los 4 niveles más comúnmente representados por operacional (1-A), seguridad (3-C), inmediata ocupación (1B) y estabilidad estructural (5-E), así como otros niveles de desempeño posibles (2-A, 2-B, etc.). Los niveles no recomendables se designan con la letra “NR” las cuales no deberán ser considerados.

Tabla 15

Niveles de desempeño de la edificación.

	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No aplicable

Fuente: (Comartin, 1996).

Los niveles de desempeños asociados son los siguientes:

a. 1-A: Operacional

- Es la funcionalidad básicamente relacionada las cuales permanecen funcionando.
- Son limitados los daños de los elementos.
- Las reparaciones son básicas y no perturba ninguna función.
- Los ocupantes son se ven afectado ni atenta contra su vida y los servicios se mantienen funcionando.

b. 1-B: Inmediata ocupación

- Son más representados para edificaciones esenciales.
- Las áreas, los equipamientos y sistemas permanecen estables y utilizables.
- Los servicios primarios permanecen funcionando, los secundarios presentan pequeñas interrupciones, pero de fácil reparación.
- Los ocupantes no se afectan brindando la seguridad.

c. 3-C: Seguridad vital

- Se espera un nivel de desempeño equivalente que se obtendría con la aplicación de códigos actuales de diseño sísmico mejorando los límites de daños que podría presentar las edificaciones.
- La probabilidad de daño contra los ocupantes es baja.
- Se presenta daños limitados en los componentes estructurales con un eventual fallo de sus componentes no estructurales con la posibilidad de fallo en algún elemento peligroso o elemento

secundario o primario (servicios de agua, electricidad, etc.).

- Los ocupantes no se atentarán contra la vida.

d. 5-E: Estabilidad estructural

- Para este estado de daño no queda reserva alguna del sistema resistente a carga lateral que soporte réplicas sísmicas, sólo se mantiene una cierta capacidad a cargas verticales del sistema para mantener la estabilidad de la estructura, ya que el peligro para la vida de los ocupantes es muy alto.
- Genera un peligro a los ocupantes y transeúntes por la falla estructural o colapso de los componentes no estructurales que no sería habitable.
- No se requiere la revisión de los componentes no estructurales al nivel de daño estructural.

B. Desempeño esperado de la edificación:

La metodología de desempeño esperado del sistema describe el comportamiento sísmico que describe un comportamiento satisfactorio para una edificación sometida a fuerzas sísmicas de diferentes magnitudes. (Comartin, 1996)

El desempeño deseado debe ser capaz de soportar un determinado movimiento sísmico, pueden definirse varios niveles de desempeño de la edificación para los diferentes movimientos especificados, deberá estar basada en la ocupación de la edificación, su importancia en funcione sus instalaciones, consideraciones económicas enlazadas a los costos de sus reparaciones por daño y la interrupción de sus servicios primarios y secundarios, se considerará el ámbito cultural e histórico.

El período retorno está basado en el período de tiempo medio, en meses, años, entre la presencia de sismos, es una representación en base de caculos estadísticos en consecuencia de los efectos de los diferentes niveles de un sismo en un tiempo específico de exposición en años (SEAO, 1995).

El período medio de retorno y la probabilidad de excedencia pueden relacionarse directamente como:

$$T = - \frac{t}{\ln(1-p)}$$

Donde:

p: Probabilidad de excedencia.

T: Periodo medio de retorno, en años

t: Tiempo de exposición, en años.

I. Propuesta VISION 2000:

La tabla 16 define la propuesta en 4 niveles de amenaza sísmica, brindando el periodo medio de retorno y probabilidad de excedencia.

Tabla 16

Niveles de movimiento sísmico

Nivel del movimiento sísmico	Período medio de retorno T (años)	Probabilidad de excedencia (p, t)
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	2500 años	02 % en 50 años

Fuente: (SEAOC, 1995).

En la tabla 17 nos muestra los niveles recomendados de desempeño sísmico esperados en la edificación, conforme a su clasificación de acuerdo a su ocupación y su uso en instalaciones esenciales, de seguridad crítica e instalaciones básicas.

Tabla 17

Niveles recomendados de desempeños esperados.

Nivel del Movimiento Sísmico		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Colapso
Nivel del Movimiento Sísmico	Frecuente (T=43 años)	1	0	0	0
	Ocasional (T=72 años)	2	1	0	0
	Raro (T=475 años)	3	2	1	0
	Muy Raro (T=970 años)	-	3	2	1

Fuente: (SEAOC, 1995).

Leyenda:

1 = Instalaciones Básicas

2= Instalaciones Esenciales/Riesgosas

3= Instalaciones de Seguridad Crítica

0= Desempeño inaceptable

II. Propuesta del ATC-40

Se establece los límites de daño tolerable una vez identificados y las fuerzas sísmicas, para el nivel de desempeño esperado se basa prácticamente en consideraciones funcionales, económicas (costos), políticas y de preservación.

La tabla 18 muestra que existe una amplia variedad de combinación, según su uso, importancia y función de cada edificación.

Sismo de Servicio (SS)

Son sismo de moderada a baja intensidad, de frecuencia, magnitud, generalmente son vinculados con un 50% de probabilidad de exceder en un período de 50 años. con un retorno de periodo medio de aproximadamente 72 años de forma que se presente varias veces durante el tiempo de vida útil de la edificación.

Según sus datos de peligrosidad típicos en un emplazamiento determinado, este movimiento representa aproximadamente la mitad del nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, por tratarse de sismos más frecuentes y de menor severidad.

Sismo de Diseño (SD):

Correspondiente a movimientos sísmicos de moderada a severa intensidad, de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociados con un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 475 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por la mayoría de los códigos de diseño para edificaciones convencionales y se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de una edificación.

Sismo Máximo (SM):

Correspondiente a movimientos de intensidad entre severos o muy severos, de muy rara ocurrencia, generalmente asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 975 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por los códigos de diseño para edificaciones esenciales y representa cerca de 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificados en los códigos, de allí que la mayoría asocian esta relación al factor de importancia de las edificaciones esenciales, por tratarse de sismos menos frecuentes de mayor severidad.

Tabla 18

Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica.

Nivel de movimiento del terreno	Niveles de desempeño de la edificación		
	Operacional	Inmediata Seguridad Ocupación Vital	Estabilidad Estructural
Servicio (SS)			
Diseño (SD)		X	
Máximo (SM)			X

Fuente: (Comartin, 1996).

2.4.6 Reforzamiento estructural

“El reforzamiento de estructuras contempla el aumento de la capacidad de los elementos estructurales debido a alguna deficiencia con respecto a las nuevas solicitaciones de demanda debido a sismo o viento o cambios de uso” (Proaño, 2014)

La siguiente lista muestra una serie de casos que ameritan la intervención estructural.

- Edificios diseñados con deficiencia de capacidad por sismo o vientos.
- Edificios con cambios de uso para los cuales no fueron diseñados
- Cambio de posición de elementos que conectan niveles, como rampas o escaleras.
- Modificación de la arquitectura en uno o varios niveles.
- Necesidad de agregar equipamiento a la estructura, tanques de agua, sistemas de aire acondicionado, entre otros.

2.5 Proceso De Reforzamiento

De acuerdo con Proaño (2014), el reforzamiento es un proceso sistemático y debe seguir una secuencia lógica, el mencionado autor recomienda el siguiente esquema para poder alcanzar los objetivos de desempeño estructural, como el mostrado en la Fuente: Proaño, 2014.

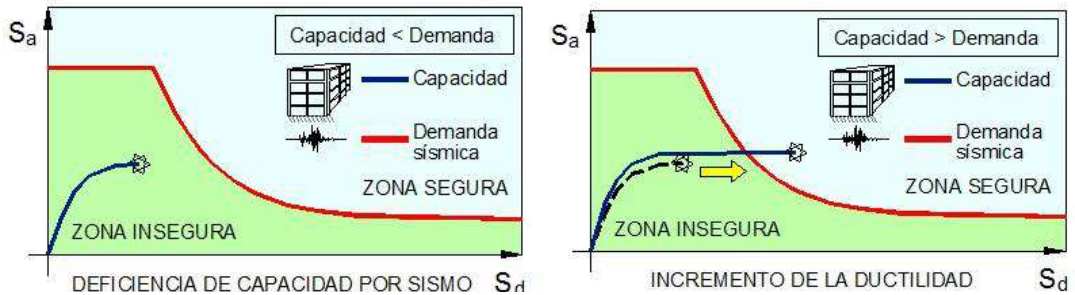
1. Identificación sistema estructural existente
2. Identificar las relaciones de aspecto de la estructura
3. Irregularidades en planta
4. Irregularidades en altura
5. Estimación de masa y propiedades estructurales
6. Valor Global
7. Distribución en planta
8. Distribución en elevación
9. Estimación de la rigidez de la estructura
10. Distribución de la rigidez en planta
11. Distribución de la rigidez en la altura
12. Identificar discontinuidades o deficiencias
13. Definir interacción estructura con excitación sísmica.
14. Análisis elástico (Estático o dinámico).
15. Definir posibilidad de mal comportamiento sísmico
16. Identificar deficiencias.

El proceso de reforzamiento (figura 5) en la imagen izquierda se tiene una edificación sin reforzar y se está calculando su curva de capacidad (línea azul), después se calcula la demanda sísmica (línea roja), como podemos observar la demanda sísmica está mucho más allá del límite máximo de la curva de capacidad, es implica que la edificación tiene un comportamiento inadecuado frente al sismo, entonces se decimos que la capacidad de la estructura es menor a la demanda sísmica. En la imagen de la derecha, se hicieron las operaciones de reforzamiento y observamos cómo cambio la curva de capacidad, pasó de la línea negra punteada a la línea azul y la demanda sísmica sigue siendo la misma, y al mismo tiempo ha incrementado y mejorado su curva de capacidad, también hay una intersección entre la curva de capacidad y la demanda sísmica por lo cual podemos decir que la estructura reforzada tiene un mejor desempeño sísmico. Se puede decir que, en la imagen de la izquierda,

la estructura sin reforzar tiene un desempeño sísmico “colapso” y en la imagen de la derecha, la estructura reforzada tiene un desempeño sísmico “seguridad de vida”.

Figura 5

Proceso de reforzamiento en estructuras.



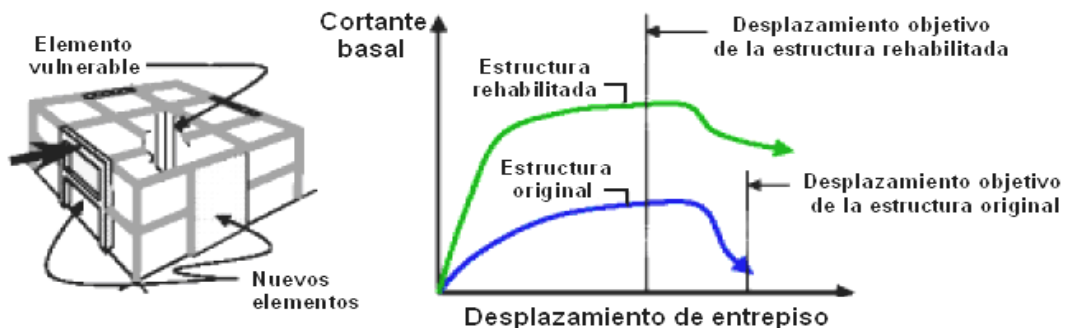
Fuente: Proaño, 2014.

2.6 Estudio cuantitativo del reforzamiento estructural

En la figura 6 observamos que pasa cuando se refuerza una edificación, en principio la estructura original (sin reforzar) tiene como curva de capacidad la línea de color azul. Una vez que la estructura ha sido rehabilitada (reforzada) tiene como curva de capacidad la línea de color verde, como podemos observar hay un incremento sustancial de resistencia y rigidez, ese es el objetivo de un reforzamiento estructural.

Figura 6

Incremento de la rigidez y resistencia lateral.

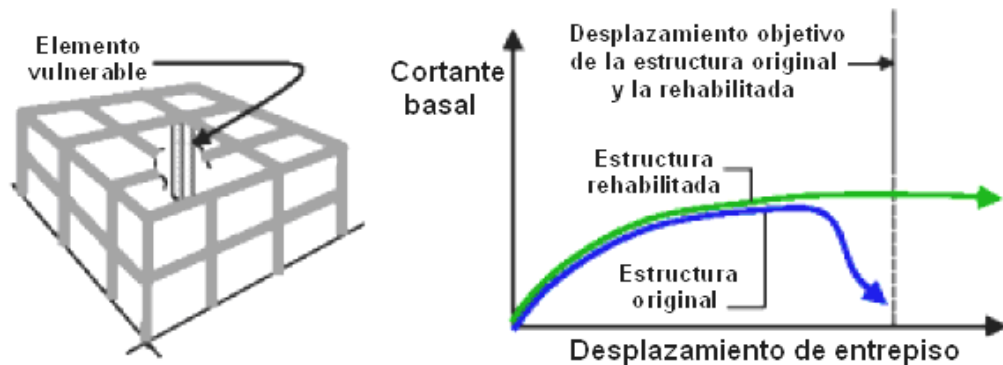


Fuente: Rehabilitación de estructuras de concreto. Soto (2008).

En la figura 7 se ha intentado incrementar la ductilidad del elemento, esto se puede lograr con técnicas como el uso de fibras de carbono o encamisado de columnas, que también incrementa la capacidad de deformación, pero hay técnicas que solo incrementan la capacidad de deformación mas no la resistencia y la rigidez como en este caso. En color azul tenemos la curva de capacidad inicial de la estructura y una vez rehabilitada o reforzada tenemos la curva verde, como podemos observar la resistencia y la rigidez casi no se ha incrementado, pero si la capacidad de deformación. La capacidad de deformación es una de las variables más importantes dentro del análisis sísmico.

Figura 7

Incremento de la ductilidad de la estructura.



Fuente: Rehabilitación de estructuras de concreto. (Soto, 2008).

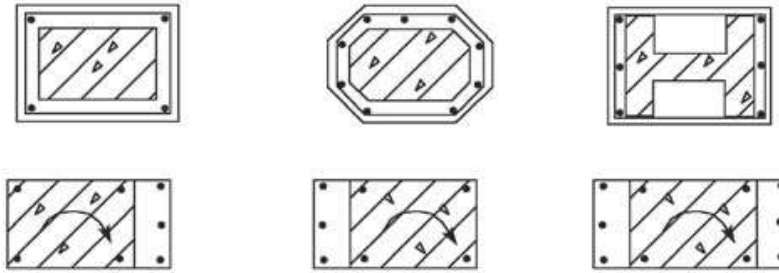
2.7 Reforzamiento de elementos estructurales

El reforzamiento de estructuras en general tiene como objetivo incrementar variables tales como resistencia, rigidez y capacidad de deformación lateral, ya que son estas características las que le permitirán a la estructura poder afrontar con éxito la ocurrencia de un evento sísmico. Con la finalidad de cumplir con los objetivos mencionados, a menudo es usual el reforzamiento de elementos estructurales estratégicos, usualmente los que componen parte del sistema resistente a cargas laterales.

Dentro de las técnicas de reforzamiento más conocidas, tenemos el encamisado de vigas y columnas de concreto armado, que esencialmente consiste en incrementar la resistencia y rigidez lateral de los elementos de concreto armado, mediante el incremento de su sección transversal, tal como se muestra en la figura 8.

Figura 8

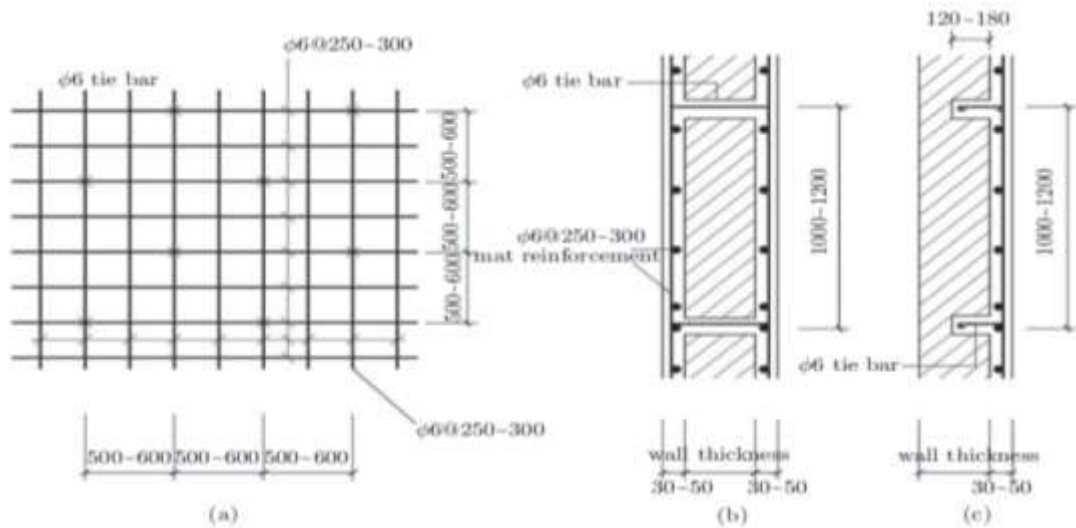
Reforzamiento de columnas mediante el incremento de la sección transversal.



Fuente: *Retrofitting Design of Building Structures*, (Lu , 2010)

Figura 9

Reforzamiento de muros de mampostería.



Fuente: *Retrofitting Design of Building Structures*. (Lu , 2010)

2.8 Rehabilitación De Estructuras

La rehabilitación de estructuras contempla el aumento de la capacidad de los elementos estructurales debido a que estos fueron diseñados considerando lineamientos para el detalle de los refuerzos correspondientes a códigos de diseño pasados (Proaño, 2014).

- Edificaciones antiguas diseñadas con o sin códigos sísmicos
- Puentes antiguos cuyo diseño original no contempla las recomendaciones actuales la determinación de la demanda sísmica y con detalles de refuerzo antiguos.
- Edificios históricos con materiales antiguos, métodos de construcción antiguos y que no contemplan los nuevos lineamientos de construcción.

2.9 Definición de términos básicos

- **Diafragmas estructurales:** Elementos estructurales, tales como las losas de piso, que transmiten las fuerzas de inercia a los elementos del sistema de resistencia sísmica.
- **Estribo de confinamiento:** Un estribo cerrado de diámetro no menor de 8 mm. El confinamiento puede estar constituido por un estribo cerrado en el perímetro y varios elementos de refuerzo, pero todos ellos deben tener en sus extremos ganchos sísmicos que abracen el refuerzo longitudinal y se proyecten hacia el interior de la sección del elemento. Las espirales continuas enrolladas alrededor del refuerzo longitudinal también cumplen función de confinamiento, en la
- Figura 9 se muestran algunos casos.
- **Elementos colectores:** Elementos que sirven para transmitir las fuerzas de inercia en los diafragmas hacia los elementos del sistema resistente a fuerzas laterales.
- **Elementos de borde:** Zonas a lo largo de los bordes de los muros y de los diafragmas estructurales, reforzados con acero longitudinal y transversal. Los elementos de borde no requieren necesariamente un incremento del espesor del muro o del diafragma. Los bordes de las aberturas en los muros y diafragmas deben estar provistos de elementos de borde. se presenta de manera la disposición de estos en la práctica del diseño estructural.
- **Gancho sísmico:** Es el gancho que debe formarse en los extremos de los estribos de confinamiento y grapas suplementarias. Consiste en un dobléz de 135° o más. Los ganchos deben tener una extensión de 8 veces el diámetro de la barra, pero no menor a 75 mm, que abraza el refuerzo longitudinal y se proyecta hacia el interior de la sección del elemento.
- **Grapa suplementaria:** Refuerzo transversal de diámetro mínimo 8 mm que tiene ganchos sísmicos en ambos extremos. Los ganchos deben abrazar a las barras longitudinales de la periferia de la sección.
- **Región de rótula plástica:** Región de un elemento de pórtico (columnas, vigas) o muro estructural en la que se espera que ocurra fluencia por flexión durante la respuesta sísmica inelástica de la estructura.
- **Resistencia:** De acuerdo a la mecánica de materiales, la resistencia de un elemento

es la fuerza o momento máximo que un elemento estructural es capaz de resistir, en un edificio sería la fuerza cortante basal máxima que la estructura es capaz de soportar, debe aclararse que en general la resistencia máxima de un elemento no coincide con su máxima capacidad de deformación.

- **Ductilidad:** La ductilidad de un elemento estructural es la relación obtenida entre la capacidad de deformación última y la deformación de inicio de fluencia, por tanto, si la ductilidad es mayor a la unidad el elemento es capaz de exhibir grandes deformaciones, y si este es el caso, estos elementos son llamados dúctiles, mientras que, si el coeficiente de ductilidad es igual a la unidad, los elementos son llamados frágiles.
- **Capacidad:** La capacidad global de una estructura depende de las capacidades de resistencia y de deformación de los componentes individuales de la estructura. Para determinar las capacidades más allá de los límites elásticos, se requiere alguna forma de análisis no lineal, tal como el procedimiento pushover. Este procedimiento utiliza una serie de análisis elásticos secuenciales, superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad fuerza–desplazamiento en la totalidad de la estructura. El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la resistencia reducida de los componentes que alcanzaron la fluencia. Una distribución de la fuerza lateral se aplica nuevamente hasta que los componentes adicionales fluyan. Este proceso se continúa hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que se alcanza un límite predeterminado. Para modelos bidimensionales, se dispone de programas informáticos que modelan directamente el comportamiento no lineal y pueden crear directamente una curva Pushover. La curva de capacidad del Pushover nos aproxima cómo se comportan las estructuras después de superar su límite elástico.
- **Demanda (desplazamiento):** Los movimientos de la tierra durante un terremoto producen patrones complejos de desplazamiento horizontal en estructuras que pueden variar con el tiempo. Haciendo el seguimiento de este movimiento en cada paso de tiempo para determinar los requisitos de diseño estructural es juzgado poco práctico. Los métodos de análisis lineal tradicional utilizan fuerzas laterales para representar una condición de diseño. Para métodos no lineales es más fácil y más directo utilizar un conjunto de desplazamientos laterales como condición de diseño. Para una estructura dada y movimiento del suelo, la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada del edificio

durante el movimiento del suelo.

- Desempeño: Una vez definida la curva de capacidad y la demanda de desplazamiento, se puede realizar una comprobación del desempeño o rendimiento de la estructura. Una comprobación del desempeño comprueba que los componentes estructurales y no estructurales no se dañan más allá de los límites aceptables del objetivo de desempeño para las fuerzas y desplazamientos implicados por la demanda de desplazamiento. Los métodos más usados y conocidos para determinar el desempeño de una estructura son el método del espectro de capacidad y el método del coeficiente de desplazamiento.
- Aislamiento de base: Es un sistema que permite desacoplar en dirección lateral la superestructura y la cimentación, para este fin existen numerosos dispositivos en el mercado, tales como el aislador de caucho, aisladores de caucho con alto amortiguamiento, aisladores de fricción simples, aisladores de doble péndulo de fricción, aisladores de triple fricción, entre otros.
- Aislador elastomérico: Es un tipo de aislador de caucho que usualmente viene en diversas formas, dependiendo de las aplicaciones requeridas.
- Aislador de fricción: Es un tipo de aislador de base que usa la fricción para la transmisión de la fuerza cortantes de la cimentación a la superestructura, además de acuerdo a la ley coulomb, la fuerza de fricción máxima es una fracción del peso sobre este, por tanto, en este sistema se tiene un límite práctico para la fuerza cortante transmitida por la cimentación a la superestructura.
- Sismo de diseño. De acuerdo con el REDI, el sismo de diseño es representado por un espectro de respuesta elástico, que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, además es importante tener en cuenta que este nivel de probabilidad deberá ser obtenido de un estudio de peligro sísmico probabilístico de sitio específico (*Site-Specific Probabilistic Seismic Hazard Analysis* “PSHA”). El espectro mencionado deberá construirse con una razón de amortiguamiento adecuada.

2.10 Hipótesis de la investigación

2.10.1 Hipótesis general

El uso del encamisado de columnas permitirá mejorar de manera sustancial el desempeño sísmico de la edificación frente a sismos raros y muy raros.

2.10.2 Hipótesis específica

- a) El actual desempeño sísmico de la escuela de psicología de la Universidad Nacional San Agustín es deficiente con respecto de los requerimientos exigidos por la actual norma de diseño sísmico peruana E030 2018.
- b) El sistema de reforzamiento estructural propuesto para la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín, cumple los parámetros dados en la norma E030 de resistencia y rigidez.
- c) El reforzamiento propuesto incrementara la capacidad de deformación de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín, no cumple con lo estipulado en la norma.
- d) Con el uso del método del coeficiente de desplazamiento, se logrará determinar el punto de desempeño en ambos modelos estructurales existente y reforzado, de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DEL ESTUDIO

3.1 Tipo, método y diseño de la investigación

3.1.1 Tipo de investigación

La investigación es Aplicada con un enfoque cuantitativo. De acuerdo con Borja (2014), una investigación es aplicada si esta pretende resolver un problema práctico usando el conocimiento existente. En este caso se pretende resolver el inadecuado desempeño sísmico de la estructura de la escuela de psicología de la Universidad Nacional San Agustín mediante el uso de la técnica del encamisado de columnas.

3.1.2. Método de investigación

El alcance de la investigación es explicativo, pues busca dar respuesta a cómo mejorar la respuesta sísmica usando el encamisado de columnas. De acuerdo con Hernández Sampieri et al. (2014) una investigación es explicativa cuando pretende establecer las causas del efecto de la variable independiente en otra.

La metodología aplicada en el desarrollo de este trabajo de investigación se basa en tres etapas esenciales, recolección de información, estudio de los materiales y modelamiento del problema. A continuación, se detallan cada una de ellas.

A. Recolección de la información

En esta etapa se recolecta información relativa a la estructura, planos de estructuras, planos de arquitectura.

B. Estudio de los materiales

En esta etapa se estudian las características típicas de los materiales que están colocados en la estructura analizada.

C. Modelamiento del problema

En esta etapa se modela la estructura en un software de estructuras. Se estudian parámetros estructurales como distorsiones y su evolución temporal.

3.1.3. Diseño de investigación

De acuerdo con Hernández Sampieri et al. (2014) una investigación no experimental cuantitativa está definida cuando el investigador no puede hacer variar intencionalmente las variables, ya que debe observar el fenómeno en su contexto natural. El diseño de esta investigación, por su naturaleza, es de tipo no experimental de carácter descriptiva explicativa, por lo tanto, se hizo el modelo matemático con las características propias al proyecto a reforzar, como conocer el desempeño de una estructura reforzada por encamisado de columnas ante un sismo.

3.2 Población de estudio

La población es el total de unidades de análisis disponibles para el estudio, resulta que la población es unitaria y conformada por la estructura analizada. La unidad de análisis es la estructura de la escuela de psicología de la Universidad Nacional San Agustín.

3.2.1 Diseño muestral

De acuerdo con Hernández Sampieri et. al (2014) la muestra es un subconjunto de la población obtenida mediante un muestreo probabilístico o no probabilístico. En el caso de una población unitaria, ambos tipos de muestreo coinciden. Se concluye que la muestra es igual a la población.

La estructura analizada es de pórticos de concreto armado en dirección longitudinal, mientras que en la dirección transversal el sistema estructural fue de albañilería confinada. La estructura analizada tiene tres niveles en los que se mantienen los sistemas estructurales comentados previamente.

3.3 Relación entre variables

3.3.1 Identificación de la variable independiente

De acuerdo con Hernández Sampieri et. al (2014), la variable independiente es aquella que es susceptible de ser manipulada durante el proceso de investigación. De hecho, se pretende evaluar el efecto de esta manipulación en la variable dependiente. Si la variable es compleja esta puede ser definida en términos de variables más simples o dimensiones.

Encamisado de las columnas

Dimensiones

- 1) Área de la sección transversal
- 2) Dimensiones de la sección

3.3.2 Identificación de la variable dependiente

El desempeño sísmico de la estructura de concreto armado esencial.

Dimensiones

- 1) Desplazamiento lateral.
- 2) Distorsiones laterales
- 3) Fuerza cortante.

3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.4.1 Técnicas

La recopilación de datos se hará mediante búsqueda documentaria. La idea es buscar los planos de arquitectura y estructuras, así como información relacionada al suelo y los materiales de construcción. A continuación, se detallan las técnicas de aprovisionamiento de información a usar en el desarrollo de esta investigación.

En el caso de los estudios de mecánica de suelos y comportamiento dinámico de estos, se obtendrán de planos de microzonificación sísmica elaborados por el Centro Peruano Japonés de Mitigación de Desastres (CISMID).

El estudio de la calidad de los materiales existentes, como la resistencia a la compresión del concreto, se obtendrá del expediente técnico elaborado el 2008 por la universidad nacional de San Agustín (UNSA).

Los planos de estructuras disponibles datan del año 1987 y serán usados para definir las características geométricas y distribución del acero de refuerzo en los elementos estructurales, tales como vigas o columnas. Así mismo brindarán información útil sobre los aligerados existentes y materiales empleados en su construcción.

3.4.2 Instrumentos

El presente estudio empleará variables cuantitativas y cualitativas, para ello las principales técnicas e instrumentos utilizados son los siguientes:

Análisis documentario, las variables que se pretenden medir en este trabajo de investigación pueden ser medidas de manera directa. Tal es el caso de dimensiones, áreas, volúmenes por lo que no se requiere de validar ni evaluar la confianza de los instrumentos de medición, pues son de uso cotidiano de la práctica de la ingeniería civil.

- 1) Libros, publicaciones indexadas.
- 2) Gráficas comparativas.
- 3) Revisión de las normas del SEAOC, ATC y FEMA.
- 4) Revisión de bibliografía aplicada al análisis no lineal.
- 5) Aplicación de programas
- 6) Hojas de Cálculo
- 7) Software especializado (ETABS V18.1)

3.5 Criterio de validez y confiabilidad de los instrumentos

El modelo matemático fue diseñado usando el software ETABS v18.1 previamente habiendo adquirido los conocimientos en el área de estructuras.

Se realizó el análisis de la estructura con y sin reforzamiento propuesto, teniendo en consideración el cumplimiento de los parámetros establecidos por la norma peruana “Diseño sísmo resistente” E.030, norma de “cargas” E.020, “concreto armado”, asegurando la confiabilidad de los resultados con los requerimientos mínimos nacionales

Para el cálculo del desplazamiento lateral promedio y máximo, se usó la Metodología del Coeficiente de Desplazamiento (MCD), recomendado por la Agencia Federal para el manejo de emergencias (FEMA).

También nos basaremos en 3 conceptos fundamentales: el nivel de amenaza, el nivel de desempeño y el nivel de desempeño esperado de la estructura, el cual vamos utilizar los criterios de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) y el Consejo de Tecnología Aplicada – California (ATC-40).

3.6 Procedimientos para la recolección de datos

Revisión de la documentación existente para extraer una mejor delimitación del trabajo, objetivos, hipótesis y variables, ajustándolo a la realidad en la que se va desarrollar la investigación para obtener datos reales y confiables.

3.7 Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Las técnicas usadas para el procesamiento de información, se utilizó la norma E.030 Diseño sismo resistente, Los datos obtenidos se procesarán mediante el uso de modelo numéricos implementados en el software de análisis sísmico ETABS v18.1.

3.8 Descripción de procedimiento de análisis

Como primer paso en el proceso de recolección de la información, se estudiaron minuciosamente los planos de estructuras disponibles y suministrados por las autoridades competentes de la institución. Es importante aclarar que los planos disponibles existían únicamente en soporte físico, por lo que fue necesario su digitalización usando AutoCAD.

El siguiente paso considerado fue estudiar las fotografías disponibles de la estructura, así como un estudio detallado a través de Google Earth. El siguiente paso se realizó el modelamiento matemático de nuestro edificio en el software ETABS V.18.1, utilizando el análisis modal espectral, considerando las dimensiones originales de los elementos estructurales en los planos hechos a mano.

Seguidamente se hizo la comparación de los resultados del modelo matemático con los requisitos mínimos de la norma vigente E.030 (Diseño sismo resistente) del año 2018. Estos resultados no cumplieron con los requisitos de la norma de diseño E.030 vigente, y, por lo tanto, se hizo un análisis no lineal de la estructura, mediante la metodología de coeficientes del desplazamiento, identificando los elementos estructurales que van a fallar por rotulas plásticas, concluyendo que el desempeño sísmico de la edificación no es aceptable desde el punto de vista de la norma peruana de diseño sísmico.

Como tercer paso, se estudió y diseño la propuesta de reforzamiento planteada (encamisado de columnas), realizando un modelamiento matemático en el software

ETABS V.18.1 usando las técnicas de análisis modal espectral y el análisis estático no lineal, dando como resultado de dichas técnicas un incremento notable en el punto de desempeño de la edificación.

Como cuarto paso, se determinaron los resultados del punto de desempeño de la edificación.

CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Evaluación de la estructura

Este trabajo consiste estudiar en principio en estudiar las características dinámicas que se muestran en la edificación, de la figura 10 observamos el frontis del pabellón de la facultad de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín (UNSA).

Figura 10

Vista panorámica de la edificación analizada.



Fuente: unsa.edu.pe

Esta facultad se construyó entre los años 1987 a 1988 y consta de 3 niveles con un área de 282.24 metros cuadrados y fue diseñado por el ING. Manuel Gonzales Vergara C.I.P. 9933.

Figura 11

Vista panorámica de la edificación analizada.

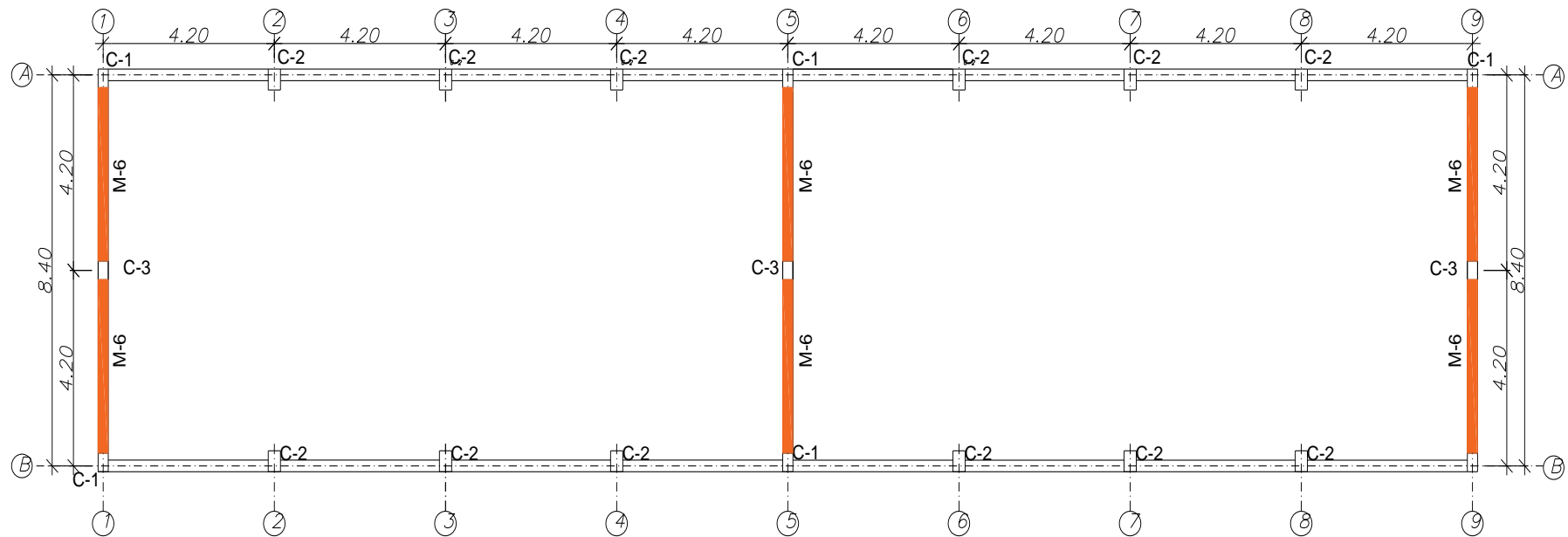


Fuente: unsa.edu.pe

En la figura 12 observamos nuestro plano en vista en planta, el cual en el eje X está conformado por pórticos, y en el eje Y tenemos un sistema combinado de albañilería con pórticos, en este sistema combinado con 3 ejes (1-5-9) que son de albañilería confinada y los 6 ejes (2-3-4-6-7-8) que son pórticos, quien prima más el sistema que absorba más fuerza cortante, en este caso el sistema que absorbe más fuerza cortante son los muros de albañilería que absorbe casi el 80% de la fuerza cortante, por lo tanto, vamos a considerar el eje Y como albañilería confinada ya que este sistema es el dominante.

Figura 12

Vista en planta de la estructura analizada, donde se ven los elementos del sistema resistente.

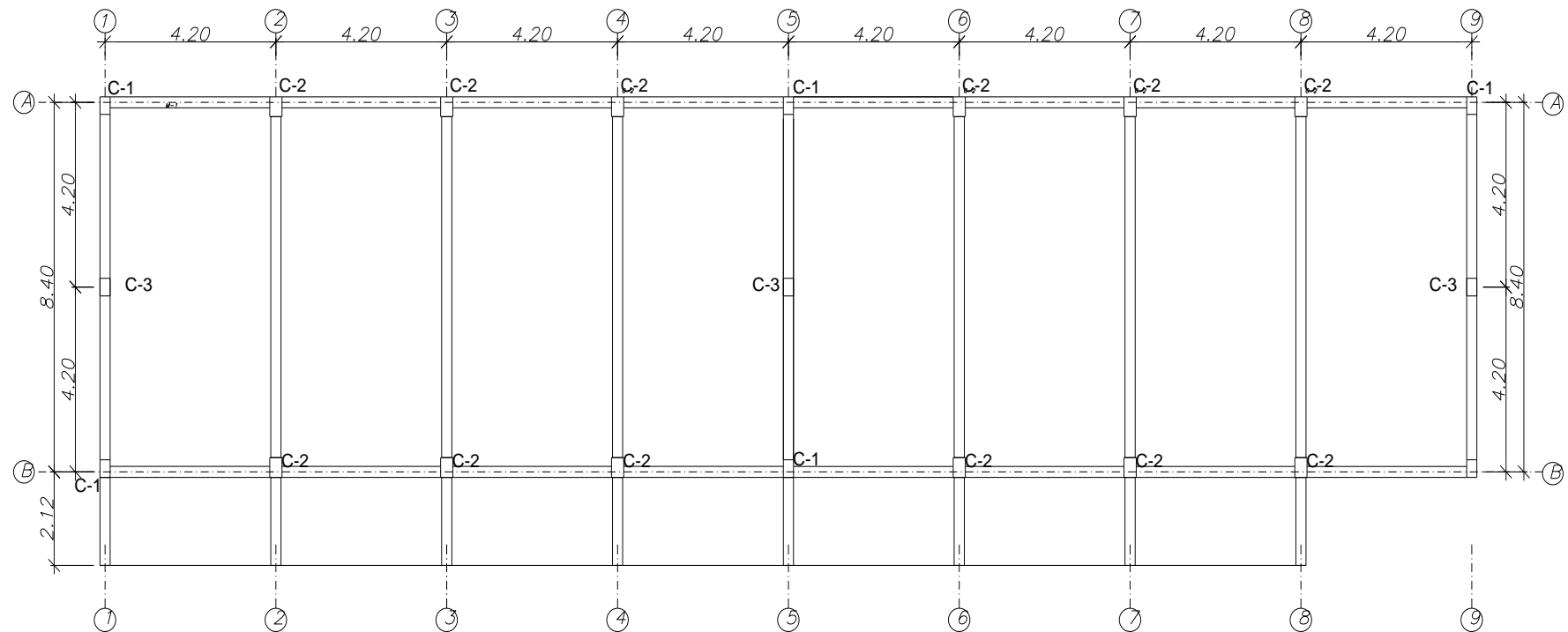


Fuente: propia

Nuestro plano en planta del primer piso, en la figura 13, tiene 33.6 m de largo, 8.80 m de ancho y un área de 282.24 m², y además consta de 3 ejes en el sentido “X” con 4.20 m de distancia de eje a eje, y 9 ejes en el sentido “Y” con 4.20 m de distancia de eje a eje, también existen volados de 2.12m de ancho. También se observa que los ejes 1-2-3 tienen 3 columnas, mientras que los ejes restantes 2-3-5-6-7-8 solo tienen 2 columnas.

Figura 13

Encofrados primer nivel.

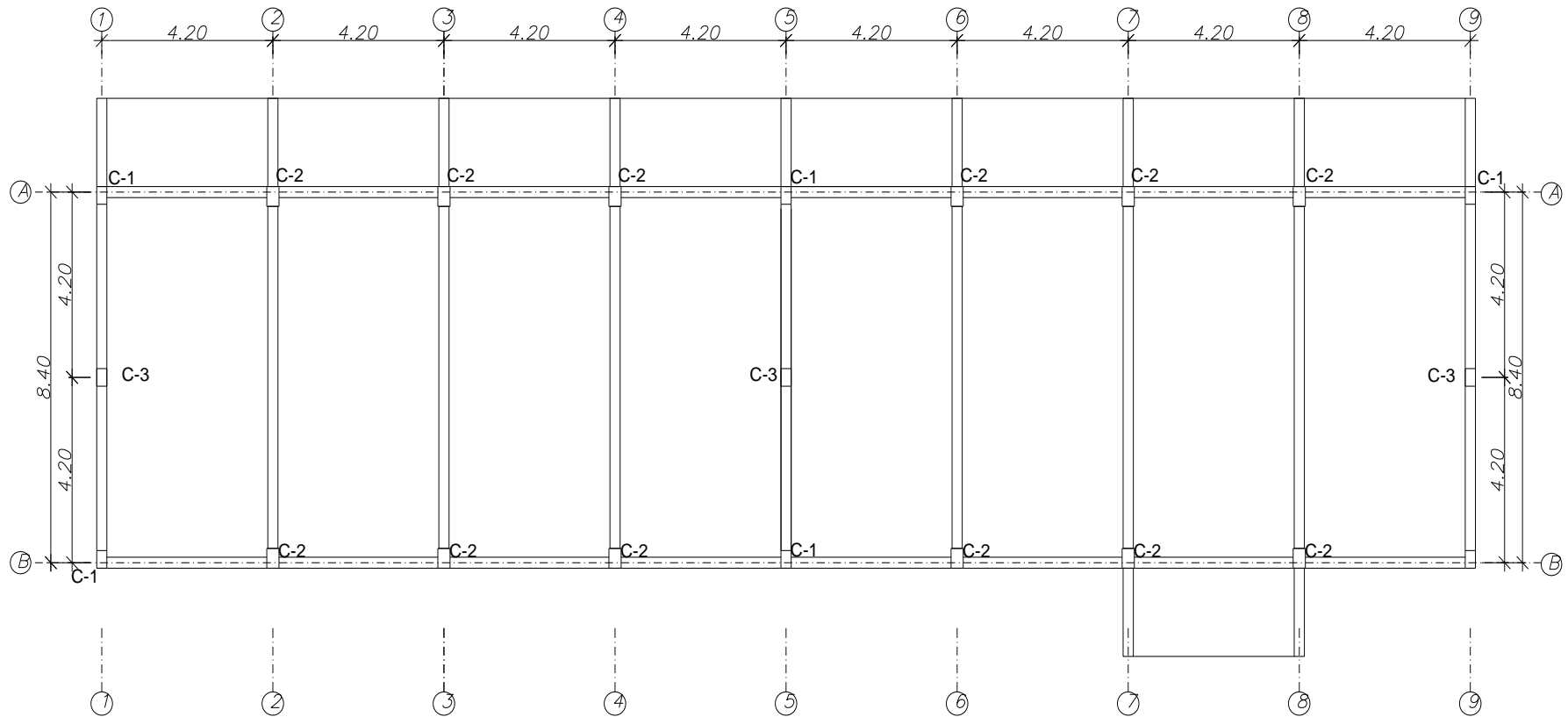


Fuente: propia

En la figura 14 observamos el plano de encofrados del techo del segundo nivel y vemos que el edificio mantiene la misma distribución de elementos estructurales, también se observa que las columnas C-1 y C-3 están distribuidas en los ejes 1-5-9, en estos ejes es donde tenemos un sistema de albañilería confinada.

Figura 14

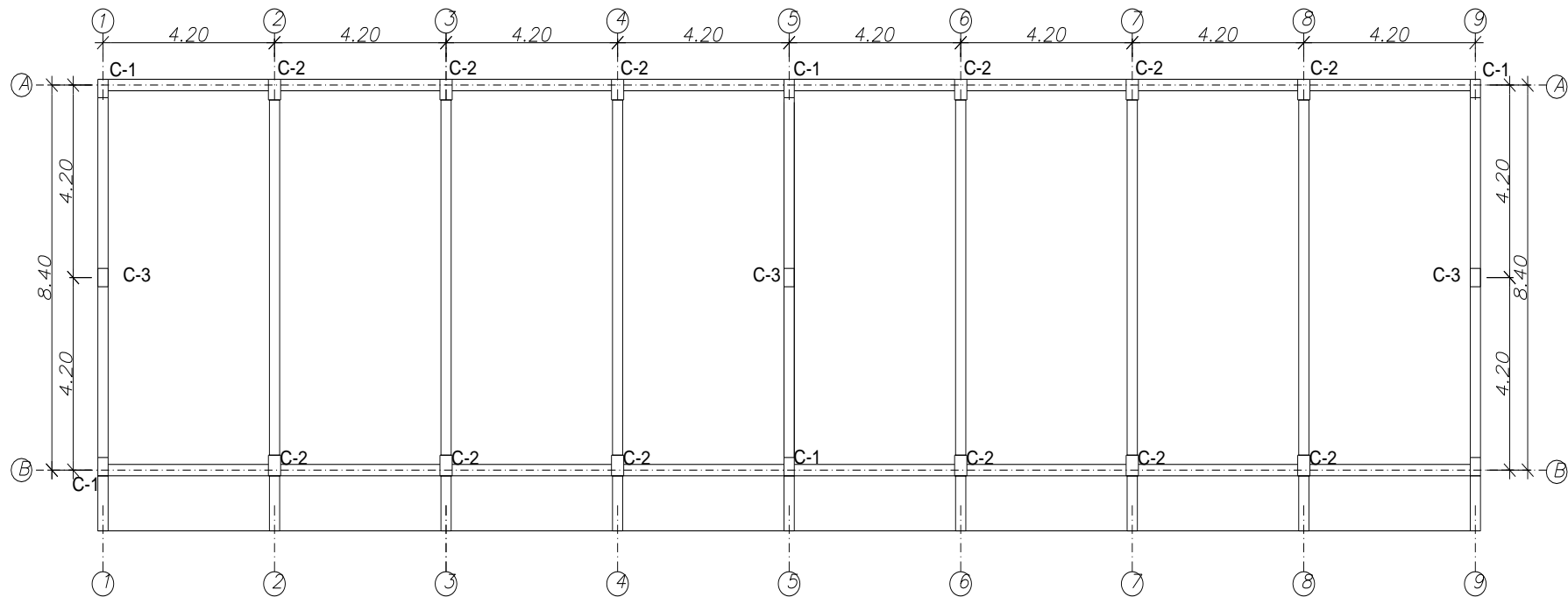
Encofrados del segundo nivel.



Fuente: propia

En la figura 15 observamos el plano de encofrados del techo del tercer nivel y vemos que el edificio mantiene la misma distribución de elementos estructurales, excepto el volado que es menor longitud (ancho), por lo tanto podemos decir que pisos 1,2,3 son típicos. Se observa que las columnas C-2 y C-1 están distribuidas en los ejes A y B, es donde tenemos el sistema de pórticos en el eje X.

Figura 15
Encofrados del tercer nivel.



Fuente: propia

4.2 Análisis lineal

4.2.1 Definición de los materiales

En esta imagen mostramos las características del concreto con 210kg/cm² o 3000psi definidos en el ETBAS v.2018.

Figura 16

Definición de las características del concreto.

The screenshot shows the 'General Data', 'Material Weight and Mass', and 'Mechanical Property Data' sections for a concrete material. The 'General Data' section includes fields for Material Name (3000Psi), Material Type (Concrete), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color, and Material Notes. The 'Material Weight and Mass' section has radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density', with input fields for Weight per Unit Volume (2402.77 kgf/m³) and Mass per Unit Volume (0.245 tonf-s²/m⁴). The 'Mechanical Property Data' section includes fields for Modulus of Elasticity, E (2194996.45 tonf/m²), Poisson's Ratio, U (0.2), Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000099 1/C), and Shear Modulus, G (914581.85 tonf/m²).

Fuente: propia

En esta imagen mostramos las características de la albañilería con un $f'm=$ y un módulo de elasticidad de 248000 tonf/m² ETABS V.2018.

Figura 17

Definición de las propiedades de la albañilería.

The screenshot shows the 'General Data', 'Material Weight and Mass', and 'Mechanical Property Data' sections for a masonry material. The 'General Data' section includes fields for Material Name (Albañilería), Material Type (Masonry), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color, and Material Notes. The 'Material Weight and Mass' section has radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density', with input fields for Weight per Unit Volume (1600 kgf/m³) and Mass per Unit Volume (0.163 tonf-s²/m⁴). The 'Mechanical Property Data' section includes fields for Modulus of Elasticity, E (248000 tonf/m²), Poisson's Ratio, U (0.2), Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000081 1/C), and Shear Modulus, G (103333.33 tonf/m²).

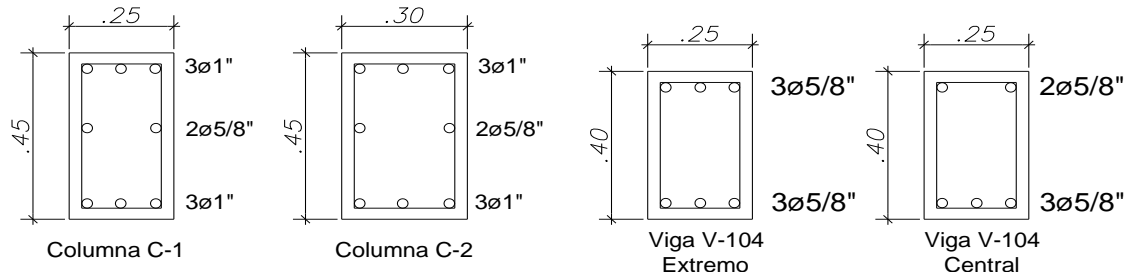
Fuente: propia

4.3 Definición de las secciones transversales

En la figura 18 observamos los diferentes tipos de secciones transversales de los elementos verticales y horizontales que son las columnas y vigas.

Figura 18

Secciones transversales de los elementos estructurales.



Fuente: Planos de estructuras de la UNSA

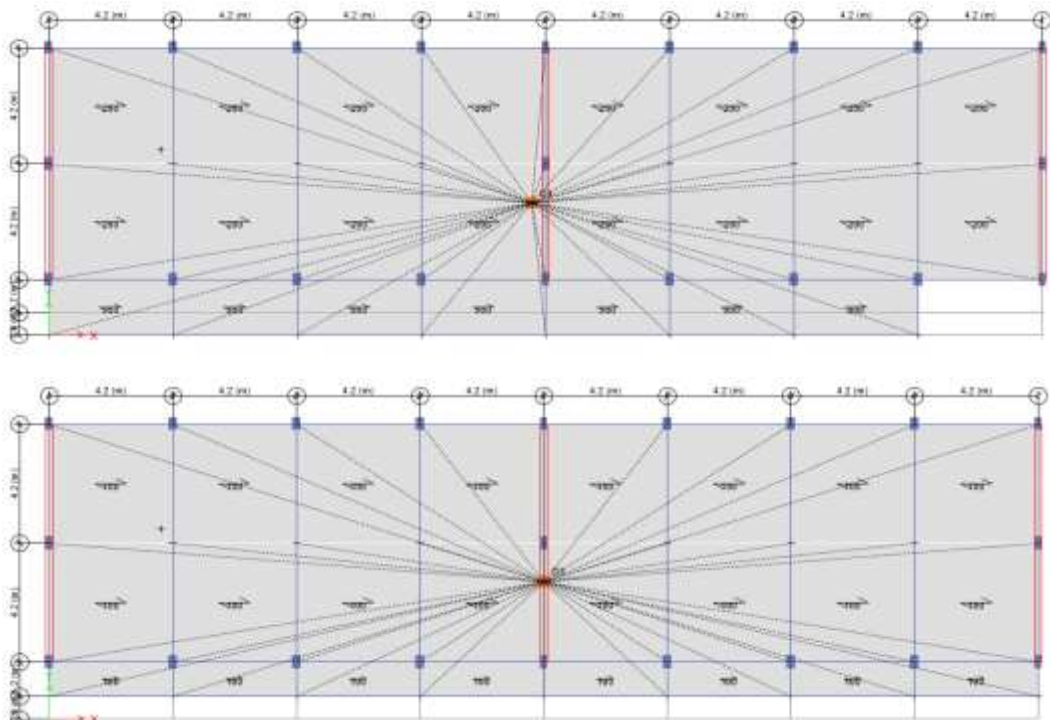
4.4 Definición de las cargas gravitacionales

4.4.1 Cargas muertas

Se observa en la figura 19 en el primer plano de planta tenemos las cargas muertas de los pisos 1, 2 y 3 que son 200kg/m^2 y en el segundo plano tenemos la carga muerta de 100kg/m^2 que pertenecen a la planta de azotea.

Figura 19

Cargas muertas provenientes de acabados, en piso típico y azotea.



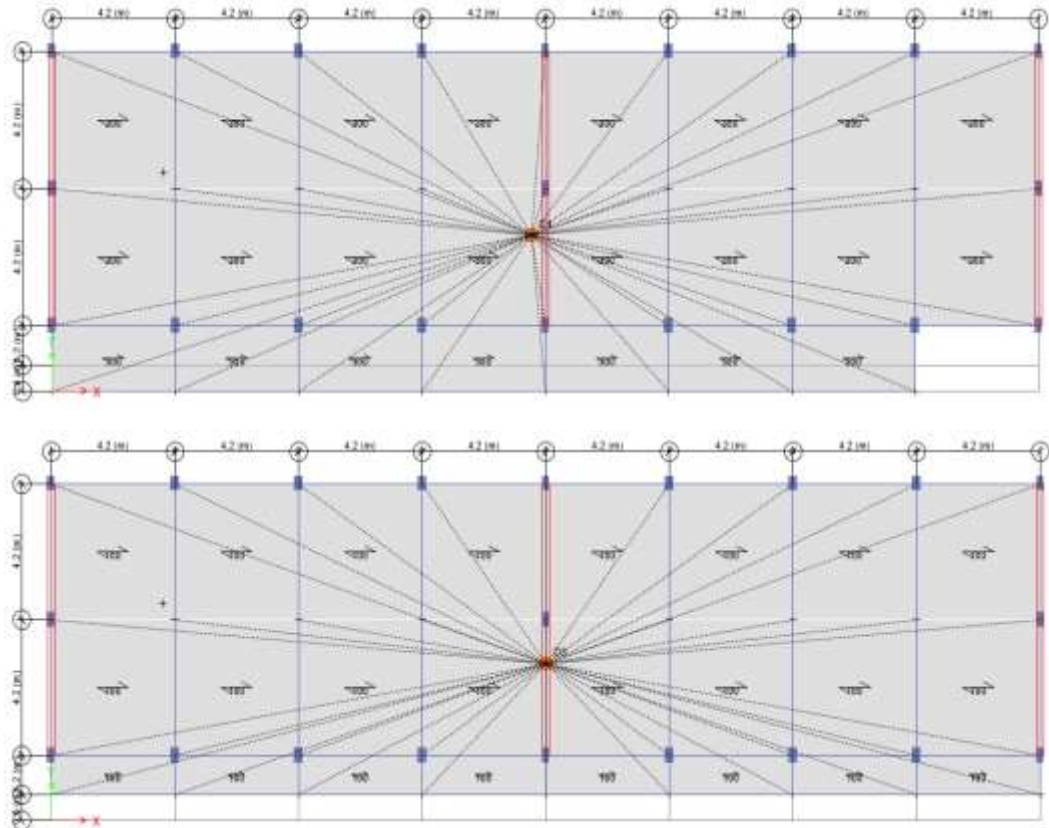
Fuente: propia

4.4.2 Cargas vivas

Se observa en la figura 20, en el primer plano de planta tenemos las cargas vivas de los pisos 1, 2 y 3 que son 300kg/m^2 y en el segundo plano tenemos las cargas vivas de 100kg/m^2 que pertenecen a la planta de azotea.

Figura 20

Cargas vivas presentes en piso típico y azotea.



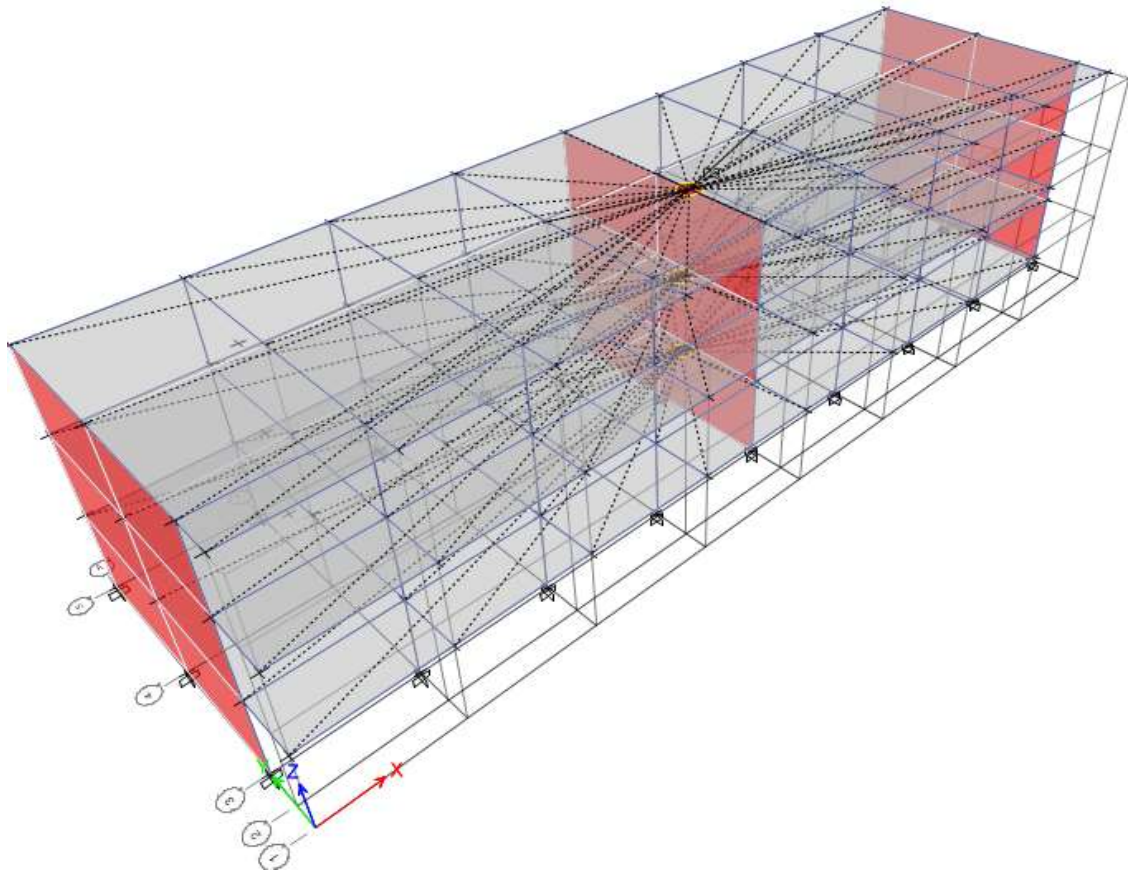
Fuente: propia

4.5 Definición del modelo matemático

En esta vista tridimensional (figura 21) observamos una típica estructura educativa, tenemos corredores y aulas donde en el sistema estructural eje X tenemos pórticos mientras que en el sistema estructural eje Y tenemos un sistema combinado de albañilería confinada con pórticos, donde el sistema dominante es el de albañilería confinada porque absorbe más fuerza cortante tal como mencionamos en la figura 11, también observamos los centros de masa de cada piso, y los ejes A-E-I están sombreados con de color rojo, estos representan los muros de albañilería confinada,

Figura 21

Vista tridimensional del modelos analizado en el programa ETABS.



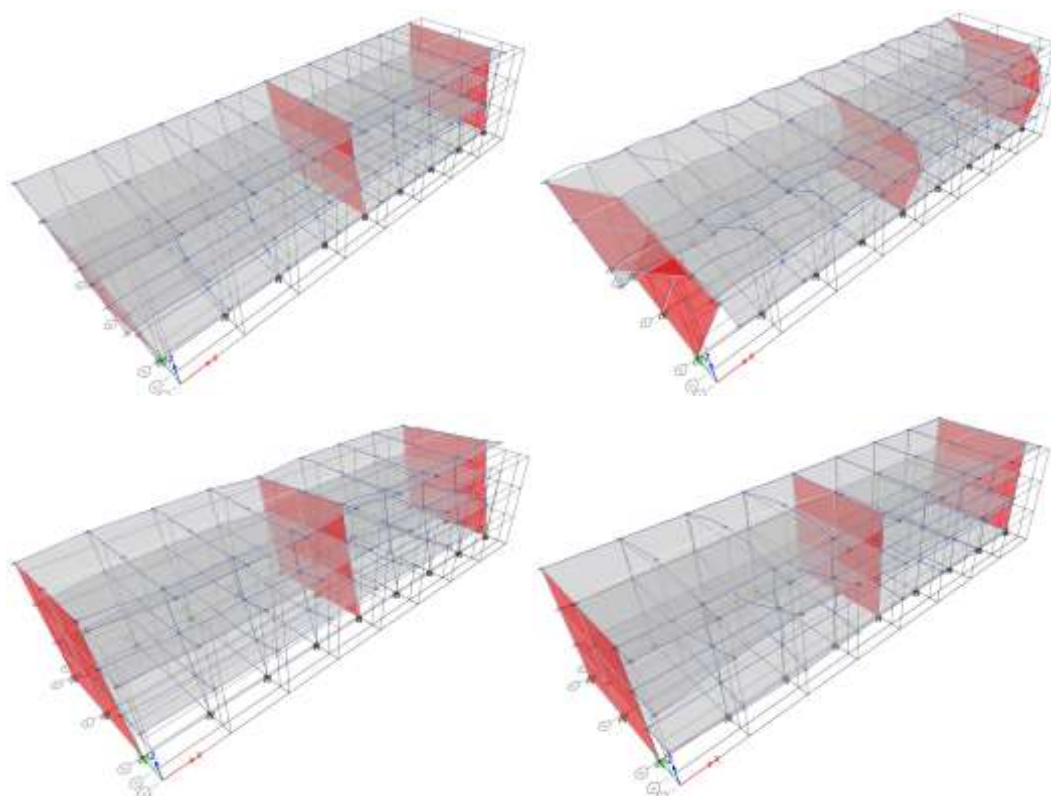
Fuente: propia

4.6 Análisis modal espectral

En la figura 22 están las cuatro formas de modo que las tres primeras formas de modo tienen preferencia por vibrar en la dirección X, mientras que en la cuarta forma de modo vibra en la dirección Y.

Figura 22

Cuatro primeras formas de modo de la estructura analizada.



Fuente propia

Tabla 19

Formas de modo y periodos asociados.

Modo	Periodo Sec	Frecuencia cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
1	0.742	1.348	8.47	71.75
2	0.244	4.102	25.77	664.23
3	0.175	5.705	35.84	1284.68
4	0.153	6.520	40.96	1678.04
5	0.153	6.534	41.06	1685.69
6	0.151	6.610	41.53	1724.87
7	0.151	6.619	41.59	1729.70
8	0.150	6.655	41.82	1748.51
9	0.149	6.716	42.20	1780.83
10	0.148	6.743	42.37	1795.05
11	0.141	7.070	44.42	1973.12
12	0.140	7.119	44.73	2000.52

Fuente: propia

En la tabla número 19 se muestran las formas de modos y los periodos asociados, la forma de modo número uno tiene periodo asociado 0.742 segundos, la segunda forma de modo tiene un periodo asociado 0.244 segundos y así sucesivamente hasta el modo número 12.

4.7 Definición de la demanda sísmica

4.7.1 Pórticos de concreto armado

Tabla 20

Parámetros sísmicos en el sistema estructural del eje X

Z	0.35	Factor de zona
S	1.15	Factor de suelo
Tp	0.60	Periodo corto
Tl	2.00	Periodo largo
U	1.50	Factor de uso
Ro	8.00	Factor de reducción básico
Ia	1.00	Irregularidad en altura
Ip	1.00	Irregularidad en planta
R	8.00	Factor de reducción $R=Ro.Ia.Ib$

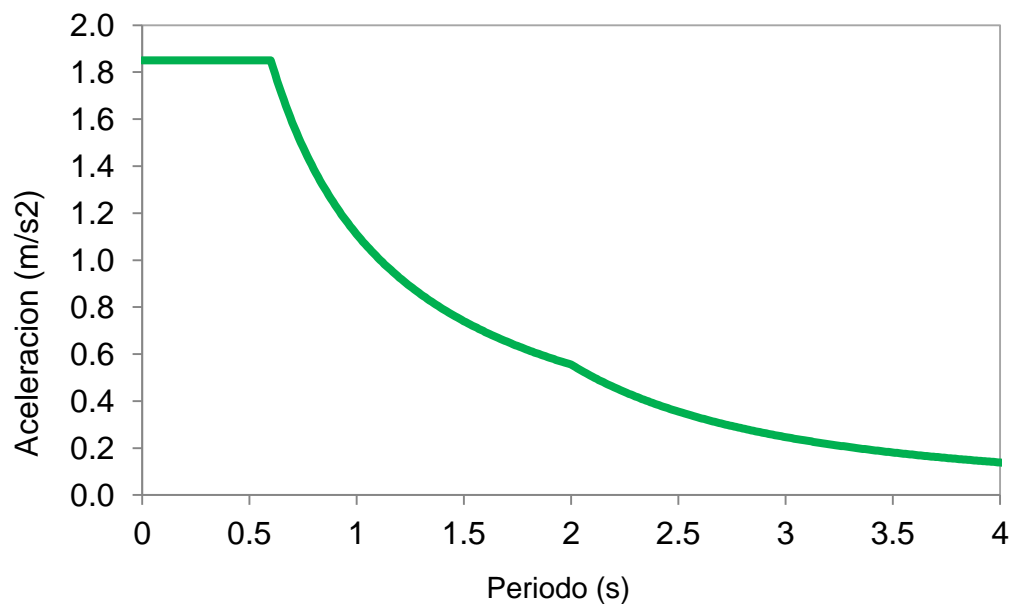
Fuente: propia

En la tabla 20 observamos los parámetros sísmicos de nuestro edificio en el sistema estructural del eje X que son pórticos.

Con los parámetros sísmicos que están en la tabla 20 obtenemos la curva de espectro de aceleraciones (figura 23) para el caso de pórticos de concreto armado el cual vamos a utilizar para el análisis espectral.

Figura 23

Espectro de aceleraciones para el caso de los pórticos de concreto armado.



Fuente: propia

4.7.2 Albañilería confinada

Tabla 21

Parámetros sísmicos en el sistema estructural del eje Y

Z	0.35	Factor de zona
S	1.15	Factor de suelo
Tp	0.60	Periodo corto
Tl	2.00	Periodo largo
U	1.50	Factor de uso
Ro	3.00	Factor de reducción básico
Ia	1.00	Irregularidad en altura
Ip	1.00	Irregularidad en planta
R	3.00	Factor de reducción $R=Ro.Ia.Ib$

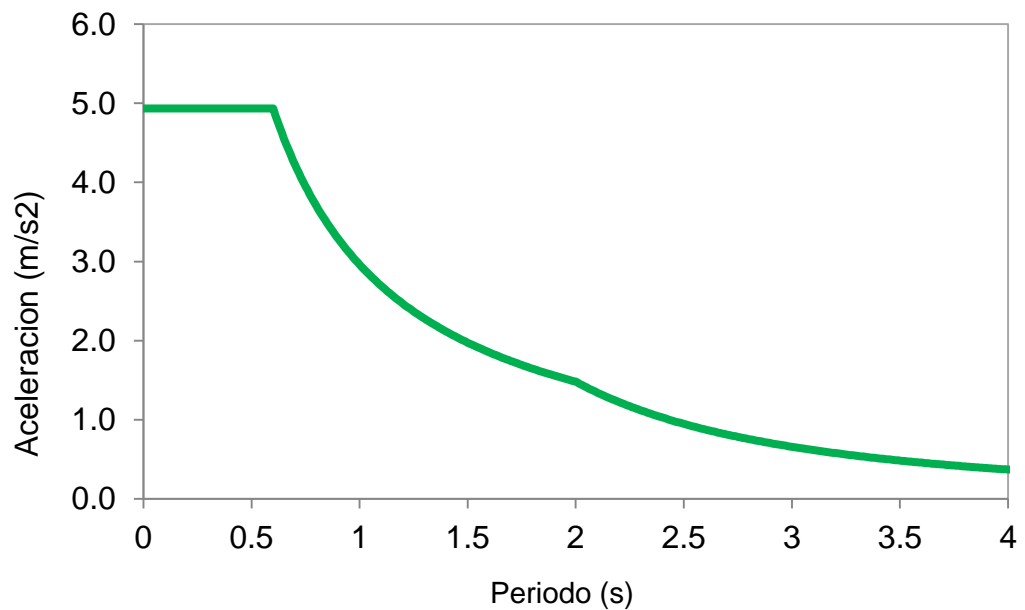
Fuente: propia

En la tabla 21 observamos los parámetros sísmicos de nuestro edificio en el sistema estructural del eje Y que son de albañilería confinada.

Con los parámetros sísmicos que están en la tabla 21 obtenemos la curva de espectro de aceleraciones (figura 24) para el caso de albañilería confinada el cual vamos a utilizar para el análisis espectral.

Figura 24

Espectro de aceleraciones de la estructura para el caso de la albañilería.



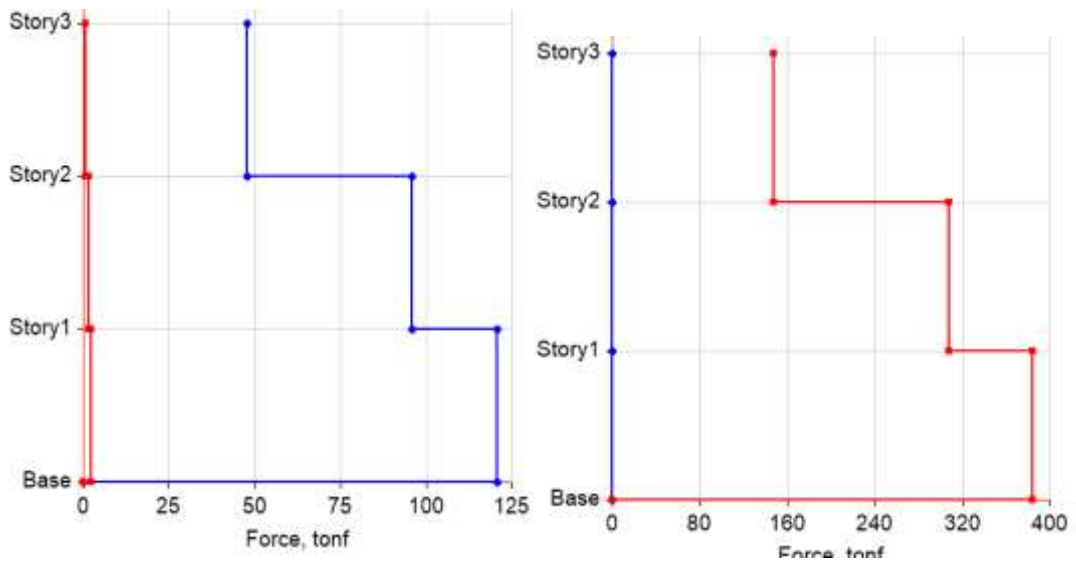
Fuente propia

4.8 Definición del sistema estructural

en la figura número 25 podemos ver las fuerzas cortantes en el cual actúan 123 Tonf en el sentido X mientras que en el sentido Y actúan 390 Tonf.

Figura 25

Fuerzas cortantes en direcciones X e Y.



Fuente: propia

4.9 Definición del factor de reducción

$$R=I_a \cdot I_b \cdot R_o$$

$$I_a=1.0$$

$$I_p=1.0$$

$$R_x=8$$

$$R_y=3$$

Observamos que no tenemos irregularidades en altura (I_a) e irregularidades en planta (I_p) por lo tanto colocamos $I_a=1.0$ y $I_p=1.0$ que corresponden a sin restricciones según la norma E.030 2018.

4.10 Evaluación de la rigidez del sistema estructural

Tabla 22

Formas de modo y periodos asociados.

Story	Elevation m	Sx		Sy	
		X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
Story3	9	0.016816	0.0001	0	0.001564
Story2	6	0.029985	0.00016	0.000111	0.002196
Story1	3	0.026125	0.000167	0	0.002056
Base	0	0	0	0	0

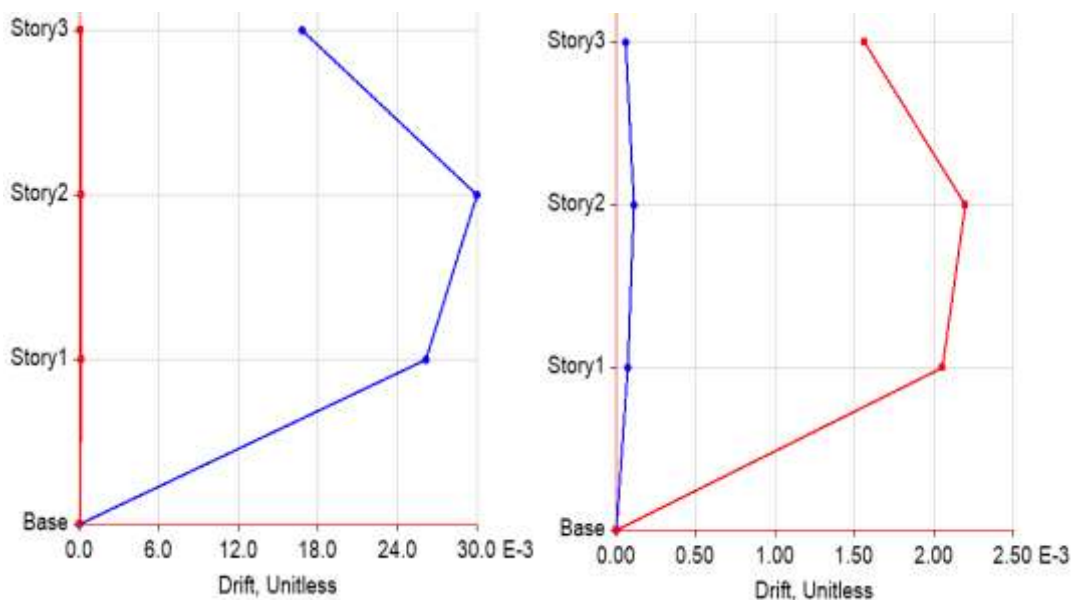
Fuente: propia

En la tabla número 22 en la columna número 1 tenemos los nombres de los pisos desde la base hasta el piso 3, tenemos las elevaciones de 0 metros a 9 metros y tenemos las formas de modo y periodos asociados en Sx y en Sy.

En la figura 26 observamos que la máxima distorsión en el eje x de 30/1000 en el segundo piso. mientras que la máxima distorsión en el eje Y es de 2.2/1000 en el segundo piso.

Figura 26

Máximas distorsiones en direcciones X e Y.



Fuente: propia

CAPÍTULO V: ANÁLISIS NO LINEAL

5.1 Comportamiento no lineal de los materiales

5.1.1 Acero

Módulo de elasticidad : $E=2.1 (10)^6 \text{ kg/cm}^2$

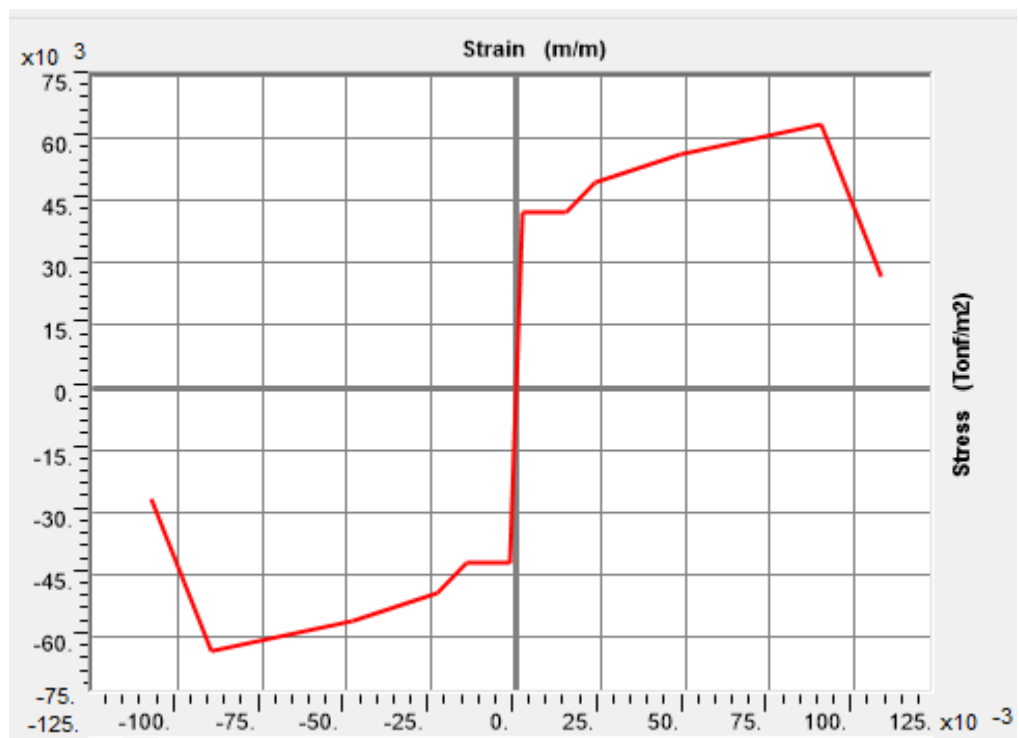
Esfuerzo de fluencia : $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Deformación unitaria : $e_y=0.0021$

En la figura 27 observamos la curva de comportamiento del acero donde en el segundo cuadrante representa el comportamiento del acero en tensión mientras que en el tercer cuadrante representa el comportamiento del acero a compresión, observamos que aproximadamente tienen simetría.

Figura 27

Curva de comportamiento del acero.



Fuente: propia

5.1.2 Concreto

Resistencia a la compresión: $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$.

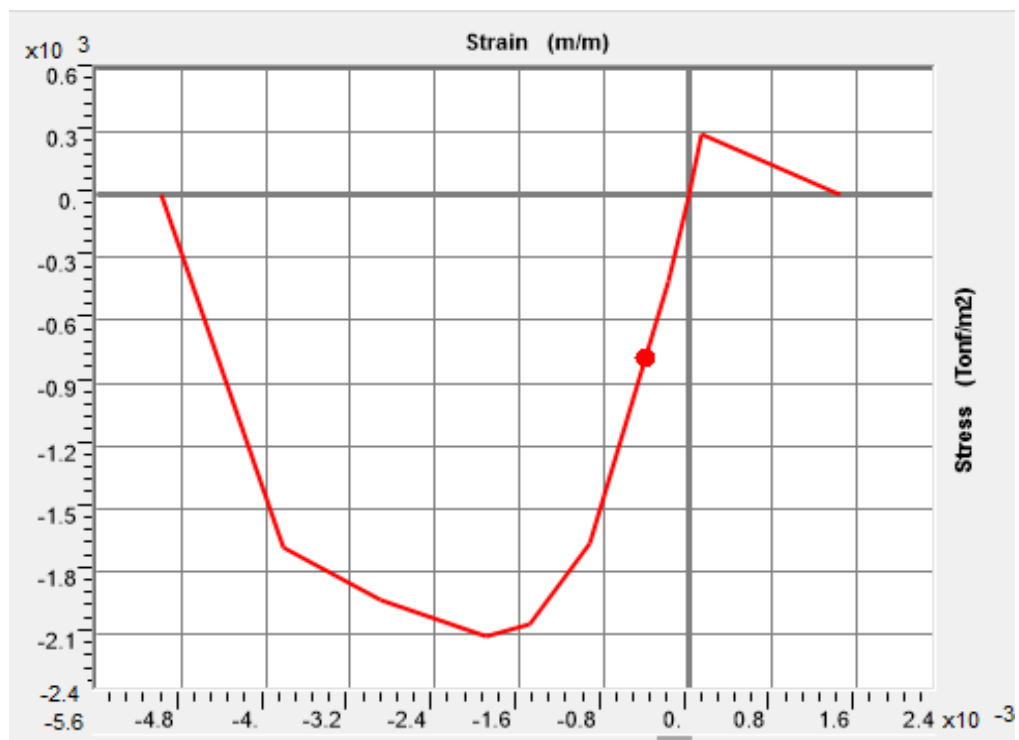
Resistencia a la tracción : $f_t=30 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad : $E=15000\sqrt{f_c}=217370$

En la figura 28 observamos la curva de comportamiento del concreto en el segundo cuadrante se comporta a tensión donde ofrece poca resistencia mientras que en el tercer cuadrante funciona muy a compresión el cual la curva tiene un pico que es el $f_c=210\text{kg/cm}^2$, este material no tiene simetría en la parte de compresión y tensión.

Figura 28

Curva de comportamiento del concreto.



Fuente: propia

5.2 Masas faltantes

Los modelos puntal tirante usados para el modelado de los muros de albañilería requieren de la sustitución de los elementos Shell por los mencionados macromodelos, mismos que usualmente carecen de masa, por lo que al realizar la sustitución comentada existe una pérdida de masa. Sin embargo, si se tiene en cuenta lo mencionado, es posible recuperar la masa perdida por los muros de albañilería realizando una simple diferencia.

Tabla 23

Cargas gravitacionales con modelos puntal tirante.

Nivel	D tonf	L tonf	D+0.5LL tonf
Story3	232.1065	32.26	329.59
Story2	511.8736	137.09	637.69
Story1	791.6406	241.92	820.06

Fuente: propia

Tabla 24

Cargas gravitacionales con modelos convencionales.

Nivel	D tonf	L tonf	D+0.5LL tonf
Story3	246.9436	32.26	225.82
Story2	541.5478	137.09	536.94
Story1	836.1519	241.92	848.07

Fuente: propia

Como se ve existen diferencias entre las masas de los casos de carga muerta para el caso de los modelos puntal tirante y modelos elásticos basados en elementos Shell. A continuación, se muestra un cálculo de esta diferencia y una compensación basada en cargas uniformemente distribuidas.

Tabla 25

Masas por piso.

Masas por piso				
Modelo 1 (t)	Modelo 2 (t)	Dif (t)	Área (m ²)	C.U (t/m ²)
248.24	263.07	14.84	360.00	0.04
332.18	347.02	14.84	360.00	0.04
332.18	347.02	14.84	360.00	0.04

Fuente: propia

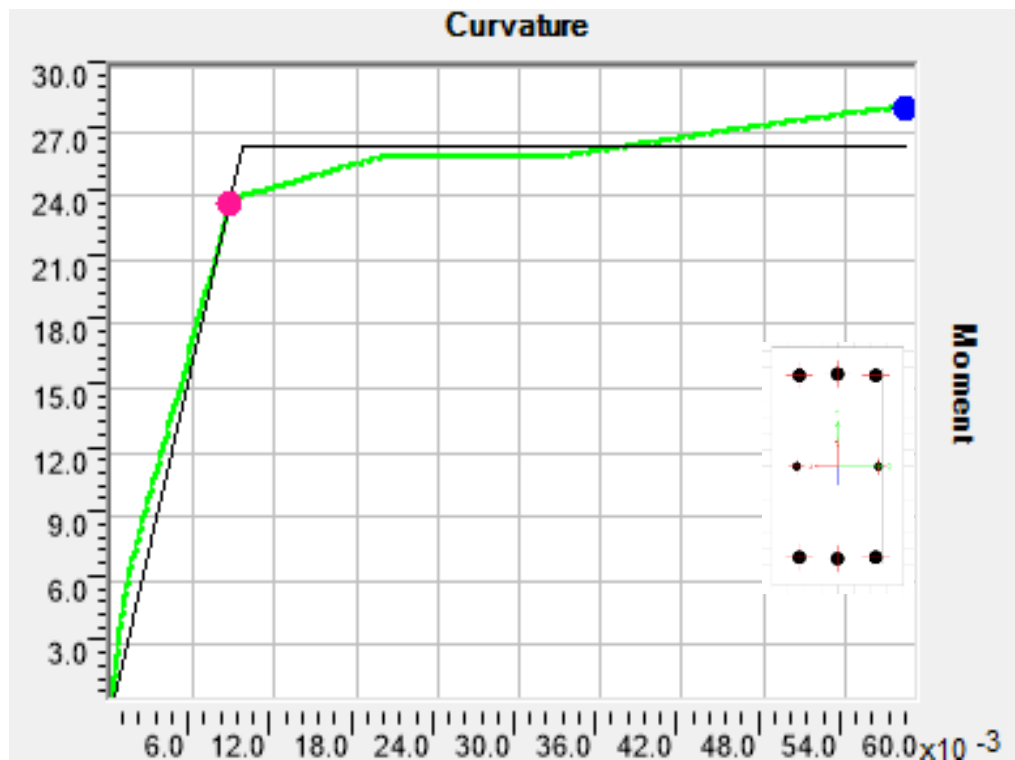
5.3 Diagramas momento curvatura de las secciones

5.3.1 Columnas

En la figura 29 este grafico nos indica cómo se está comportando la sección para los momentos y curvaturas aplicados, observamos que la capacidad de esta sección a la flexión es de 27ton-m y la curvatura asociada al inicio de la fluencia es de $12 \times 10^{-3} \text{m}^{-1}$.

Figura 29

Diagrama momento curvatura de la columna 25x45 en el eje mayor.

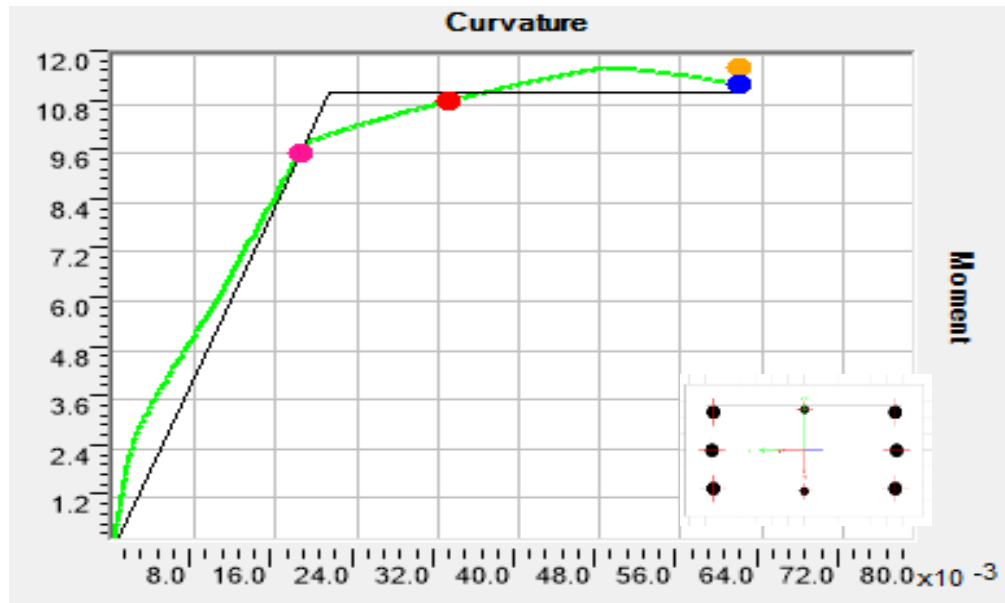


Fuente: propia

En la figura 30 este grafico nos indica cómo se está comportando la sección para los momentos y curvaturas aplicados, observamos que la capacidad de esta sección a la flexión es de 11 ton-m y la curvatura asociada al inicio de la fluencia es de $20 \times 10^{-3} \text{m}^{-1}$

Figura 30

Diagrama momento curvatura de la columna 25x45 en el eje menor.

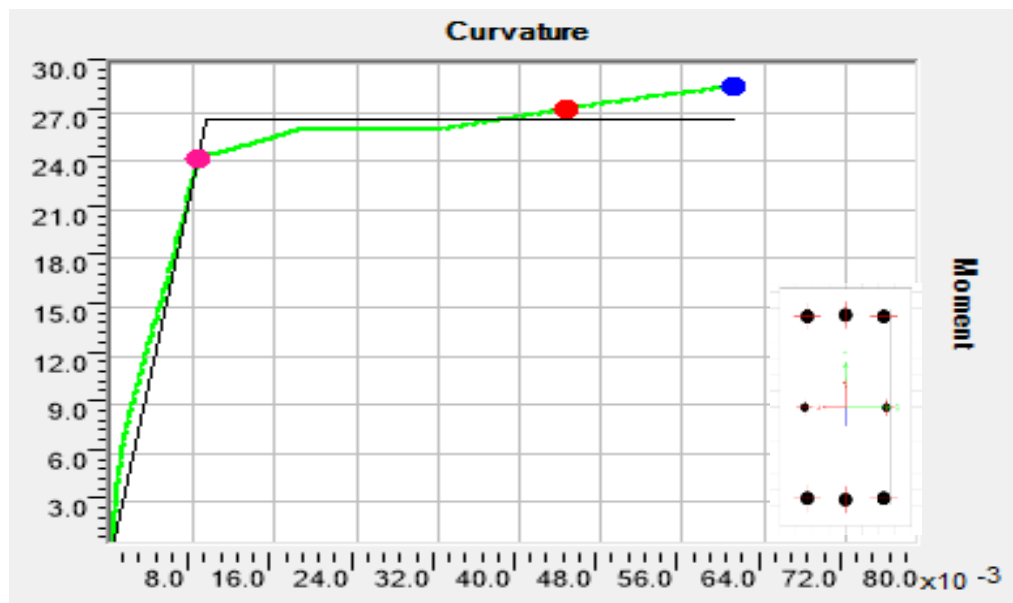


Fuente: propia

En la figura 31 este grafico nos indica cómo se está comportando la sección para los momentos y curvaturas aplicados, observamos que la capacidad de esta sección a la flexión es de 27 ton-m y la curvatura asociada al inicio de la fluencia es de 12x10⁻³m⁻¹

Figura 31

Diagrama momento curvatura de la columna 25x45 en el eje mayor.

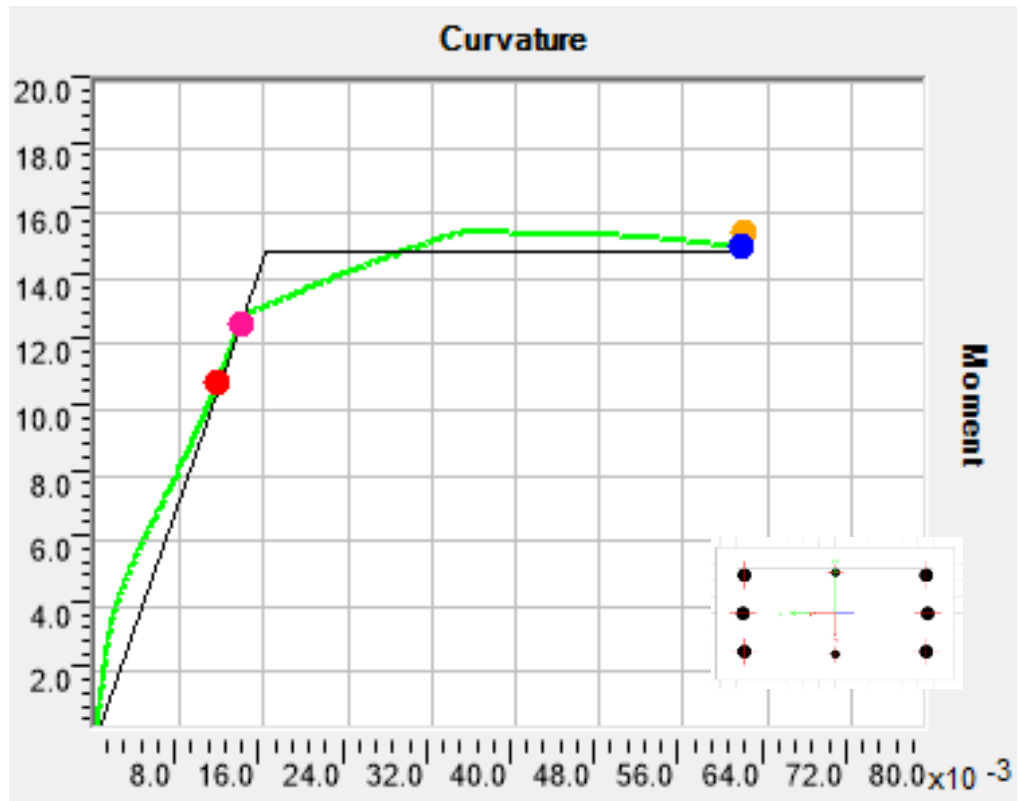


Fuente: propia

En la figura 32 este grafico nos indica cómo se está comportando la sección para los momentos y curvaturas aplicados, observamos que la capacidad de esta sección a la flexión es de 15 ton-m y la curvatura asociada al inicio de la fluencia es de $20 \times 10^{-3} \text{m}^{-1}$

Figura 32

Diagrama momento curvatura de la columna 25x45 en el eje menor.



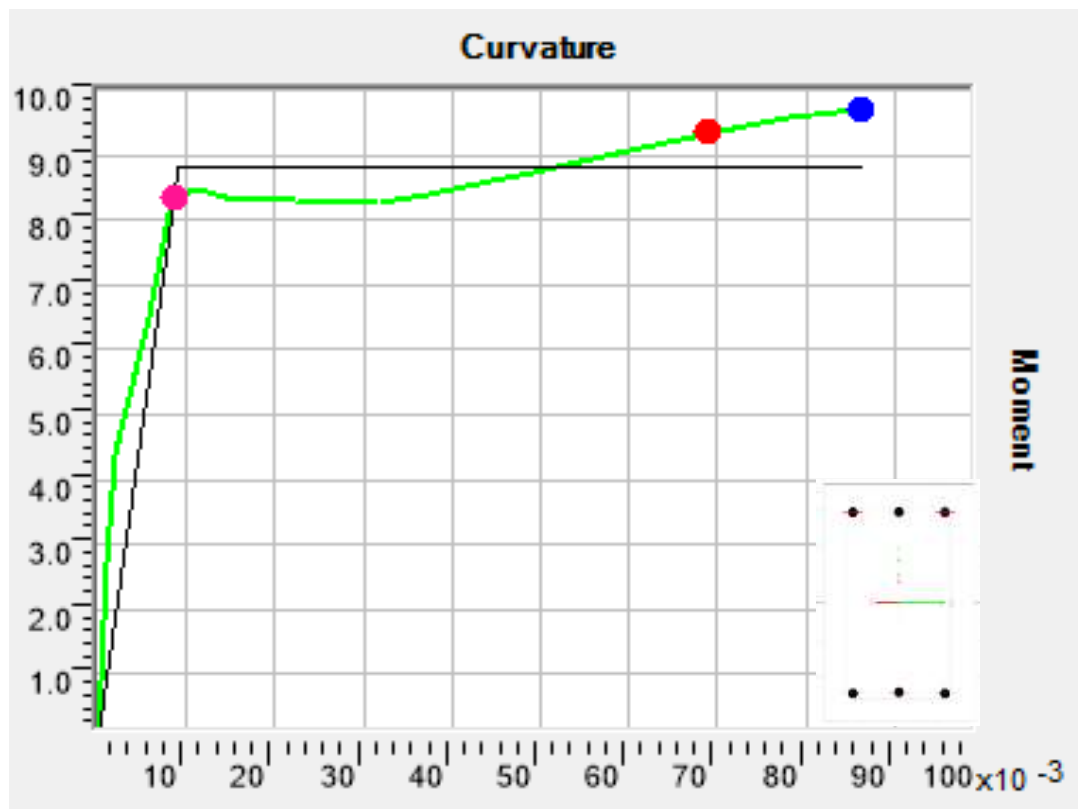
Fuente: propia

5.3.2 Vigas

En la figura 33, este grafico nos indica cómo se está comportando la sección para los momentos y curvaturas aplicados, observamos que la capacidad de esta sección a la flexión es de 8.9 ton-m y la curvatura asociada al inicio de la fluencia es de $9.8 \times 10^{-3} \text{m}^{-1}$

Figura 33

Diagrama momento curvatura de la viga 25x50 en el eje menor.



Fuente: propia

5.4 Longitud de rotula plástica

A continuación, se muestran una serie de expresiones usadas para estimar la longitud de rotulas plásticas.

Tabla 26

Expresiones empíricas para la longitud plástica.

Referencia del Investigador	Expresión de Longitud de Rótula Plástica
(Baker 1956)	$k \cdot (L/d)^{1/4} \cdot d$
(Sawjer Jr 1964)	$0,25 \cdot d + 0,075 \cdot L$
(Mattock 1964)	$0,5 \cdot d + 0,05 \cdot L$
(W. Gene Corley 1966)	$0,5 \cdot d + 0,2 (d)^{1/2} \cdot (L/d)$
(Park et al 1982)	$0,42 \cdot L$
(Priestley and Park 1987)	$0,08 \cdot L + 6 \cdot d$
(Paulay and Priestley 1992)	$0,08 \cdot L + 0,022 \cdot d \cdot f_y$
(Sheikh and Khoury 1993)	$1,0 \cdot L$
(Watson, S., & Park 1994)	$\frac{L_c}{h} = 1 + 2,8 \frac{P}{d \cdot f_{ck} \cdot A}$
(Panagiotakos and Fardis 2001)	$0,18 \cdot L + 0,021 \cdot d \cdot f_y$
(Bae SJ and Bayrak O 2008)	$\frac{L_p}{h} = \left(0,3 \left(\frac{P}{P_0}\right) + 3 \left(\frac{A_s}{A_g}\right) - 0,1\right) \cdot \left(\frac{L}{h}\right) + 0,25$
(Berry et al 2008)	$0,05 \cdot L + \frac{0,1 \cdot d \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$
(Bairán J. and Bou I. 2014)	$\left(1 - \frac{M_y}{M_u} + \left(1 - \frac{1}{2} \frac{V_s L_v}{M_u}\right) \frac{z}{L_v} \cotan \theta\right) L_v$

Fuente: Cristian Velázquez Londoño, (2017)

De todas estas expresiones, la mas es la expresion dada por Priestley y Paulay, expresada mediante la siguiente expresion:

$$l_p = 0.08 \cdot l + 0.022 \cdot d_b \cdot f_{yd} \text{ (MPa)}$$

En el caso de análisis considerado se tiene que, para las columnas, l=3m, db=0.0254, fyd=420 MPa. Al sustituir estas expresiones en la expresión mostrada, se obtiene:

$$L_p = 0.475 = d$$

Es decir, la longitud de rotula plástica es aproximadamente el peralte de la sección analizada.

5.5 Definición de los modelos puntal tirante

5.5.1 Muro 01

En la figura 34 Observamos los cálculos en el programa MathCad usando el modelo de comportamiento de Martinelli donde nos permite representar de manera razonable el comportamiento de elementos estructurales en especial los elementos de albañilería. Para un muro de longitud (lw) de 4 m, con una altura (hw) de 3 m y un espesor (tw) de 25 cm, usando los parámetros del modelo constitutivo $Ci=1.925 \times (lw/hw)=2.567$. se consideró 9kgf/cm² la resistencia a la tracción diagonal, la fuerza máxima del muro (Fm) donde se obtuvo 118.712 tonf, la fuerza de fluencia (Fy) 71.227 tonf , con estos parámetros se han definido los modelos constitutivos para el muro 01.

Figura 34

Calculo en el programa Mathcad de los modelos puntal tirante para el muro 1

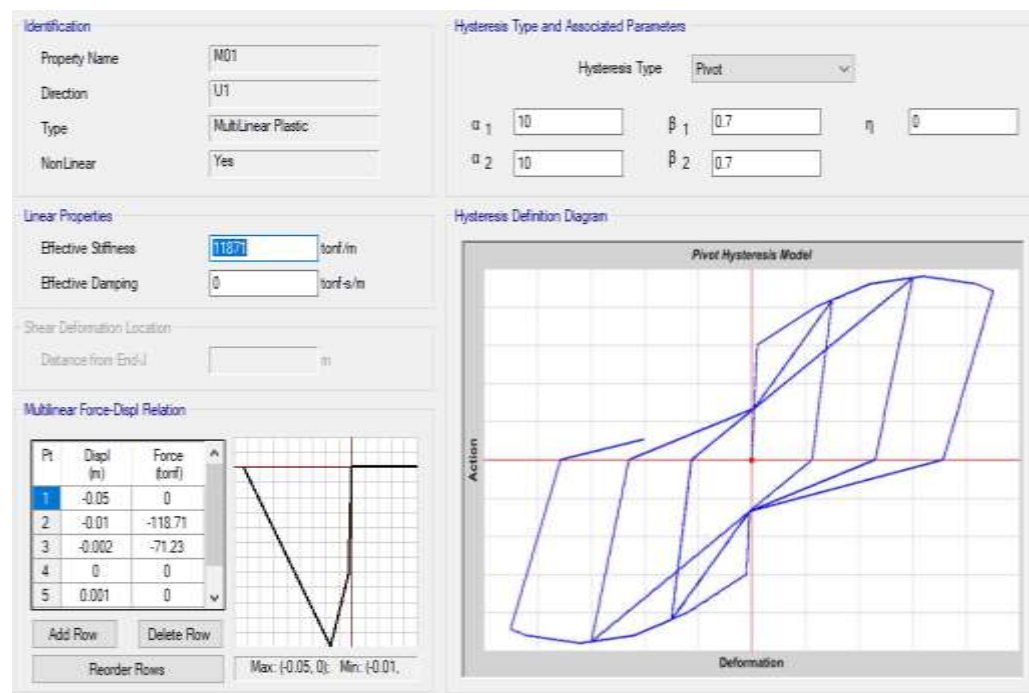
Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento			
$lw := 4 \text{ m}$	$hw := 3 \cdot \text{m}$	$tw := 25 \text{ cm}$	Datos geometricos del muro
$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 2.567$			
$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$		+	Resistencia a la traccion diagonal
$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$			
$Fm = 118.712 \text{ tonf}$		Fuerza maxima resistida	
$Fy := 0.6 \cdot Fm = 71.227 \text{ tonf}$		Fuerza de fluencia	
$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.01 \text{ m}$			
$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.05 \text{ m}$		$ke := \frac{Fm}{\delta m} = 11871.2 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$	
$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$			
$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 40465.6 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$			
$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.002 \text{ m}$			

Fuente: propia

Los parámetros que definen la envolvente del comportamiento de los muros de albañilería se han definido en la figura 35. Es importante comentar que tal envolvente forma parte de la metodología presentada por Martinelli et. al (2015), y que en esencia se define mediante la fuerza de fluencia, fuerza máxima y desplazamiento último.

Figura 35

Definición en el software ETABS V.2018 del modelo constitutivo de Martinelli para el muro 01

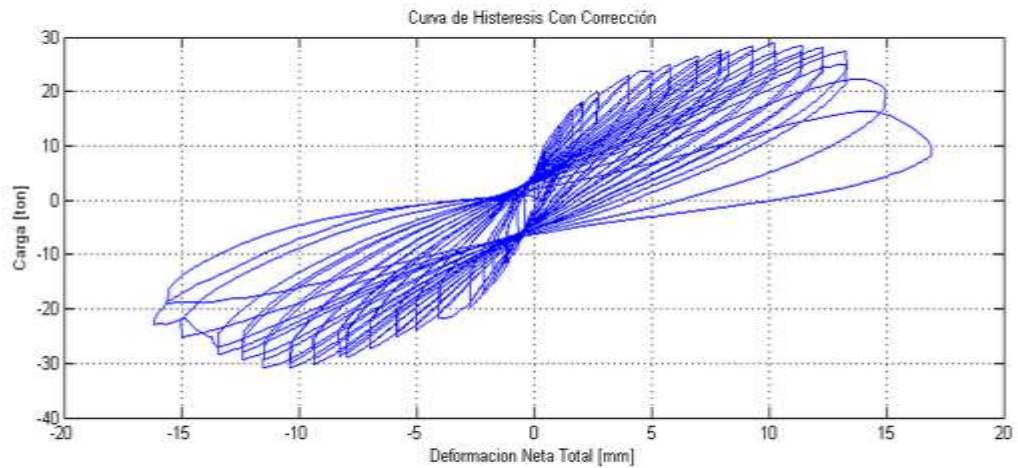


Fuente: propia

Antes de comentar el modelo usado para el desarrollo de lazos de histéresis se debe comentar brevemente el comportamiento de muros de albañilería confinada. En la figura 36 El comportamiento cíclico de tales elementos tiene como característica fundamental el estrechamiento de los lazos de histéresis cerca del origen, a tal fenómeno se le denomina usualmente Pinching, entonces, cualquier modelo no lineal debe ser capaz de reproducir tal efecto.

Figura 36

Fenómeno Pinching en muros de albañilería



Fuente: Ayala y Almazán (2015)

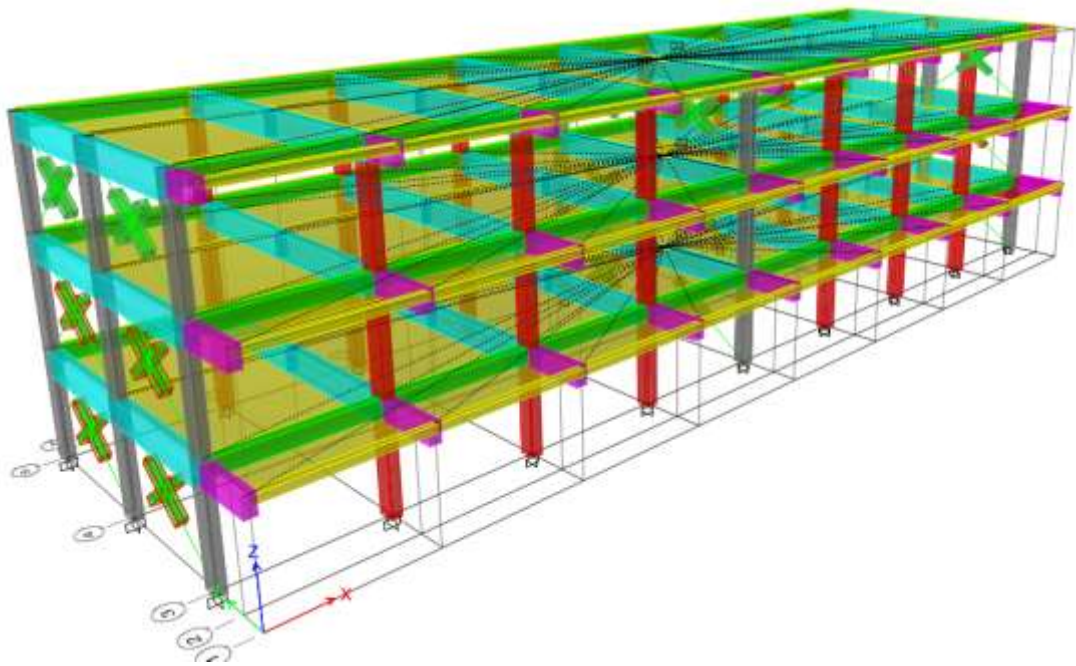
Dentro de la librería de modelos de histéresis presentes en ETABS, existe una opción llamada Pivot, se ha elegido es modelo puesto que es capaz de reproducir el estrechamiento cerca del origen, con un ajuste adecuado de los parámetros que definen este modelo.

5.6 Definición del modelo

Para la generación de los modelos puntal tirante se parte del modelo elástico lineal basado en elementos Shell. Se eliminan estos elementos y se sustituyen con estos otros modelos. Evidentemente, las propiedades de rigidez de estos elementos se han definido previamente y se muestran en la sección anterior. A continuación, en la figura 37 se muestra el modelo realizado para este caso.

Figura 37

Modelo tridimensional puntal tirante.



Fuente: propia

5.6.1 Modelo de fibras para columnas

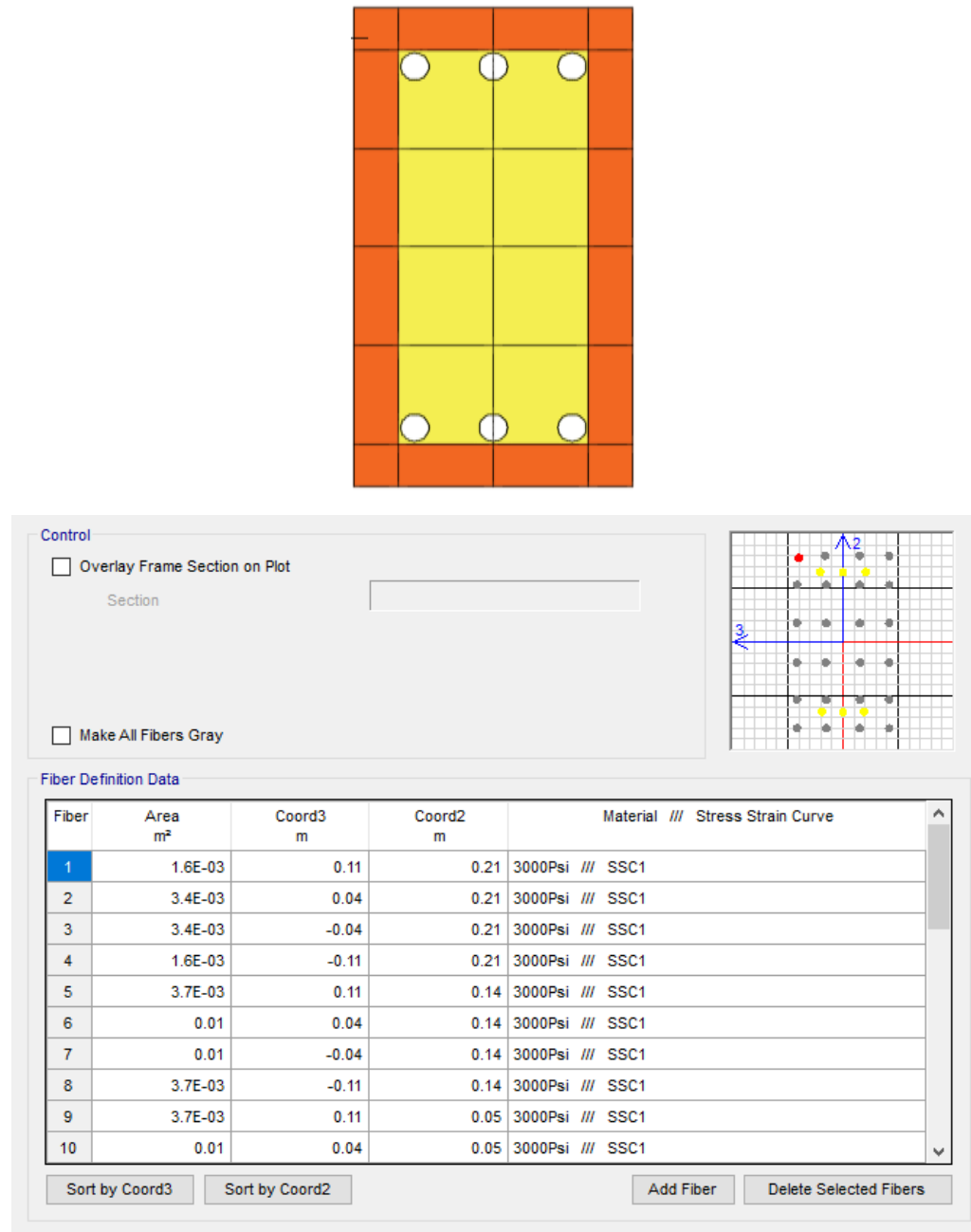
Las rotulas plásticas de las columnas se han generado usando los modelos de fibras. Este tipo de modelos considera que toda sección es una superposición de fibras longitudinales a los que le corresponden materiales diferentes en función de las características de la sección analizada.

En el caso analizado, se consideraron separadamente fibras de acero y de concreto en la sección. Una de las mayores ventajas de los modelos de fibras es que no requieren de la definición de diagramas momento curvatura previos, sino que, al dotar a la sección de las propiedades completas, el algoritmo es capaz de considerar la interacción carga axial y momento flector bidireccional de manera directa.

En la figura 38 podemos observar las propiedades de los materiales asignados a cada fibra, también tenemos las definiciones de las fibras del 1 al 32.

Figura 38

Modelo de fibras de la sección analizada.



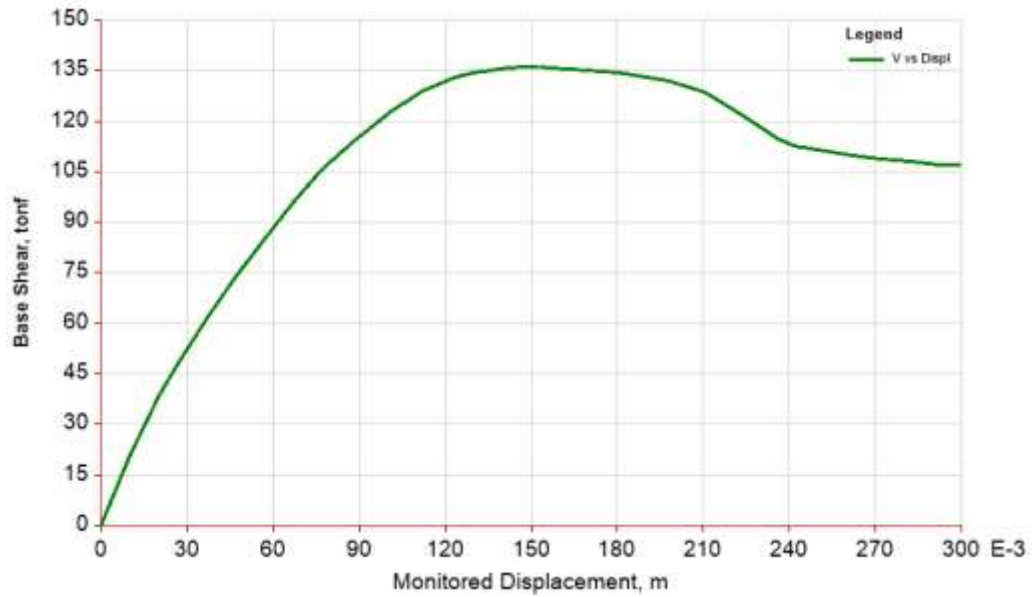
Fuente: propia

5.7 Curva de capacidad

En la figura 39 Los resultados del análisis estático no lineal se muestran a continuación. Como se puede observar de estos gráficos, la curva de capacidad de la estructura analizada en la dirección X alcanzó una resistencia lateral de 135t, mientras que la su máxima capacidad de deformación fue de 150 mm.

Figura 39

Curva de capacidad de la estructura sin reforzar en dirección X.

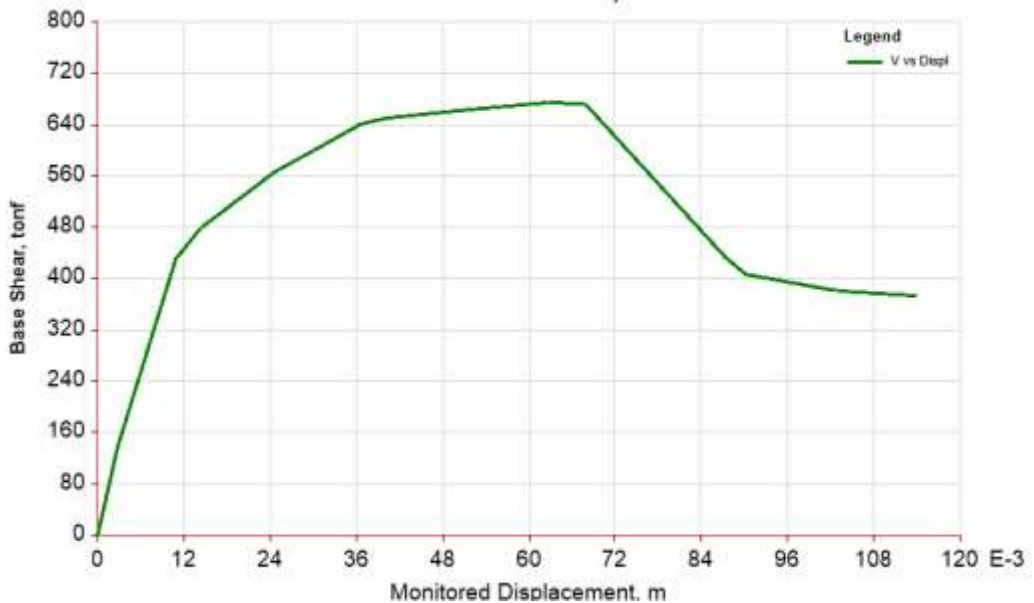


Fuente: propia

En la figura 40, similar al caso obtenido en la dirección X, se muestra la curva de capacidad de la estructura en dirección Y. Como se puede apreciar, la resistencia lateral máxima fue de 650 t, mientras que la máxima capacidad de deformación fue de 70 mm.

Figura 40

Curva de capacidad de la estructura sin reforzar en dirección Y.



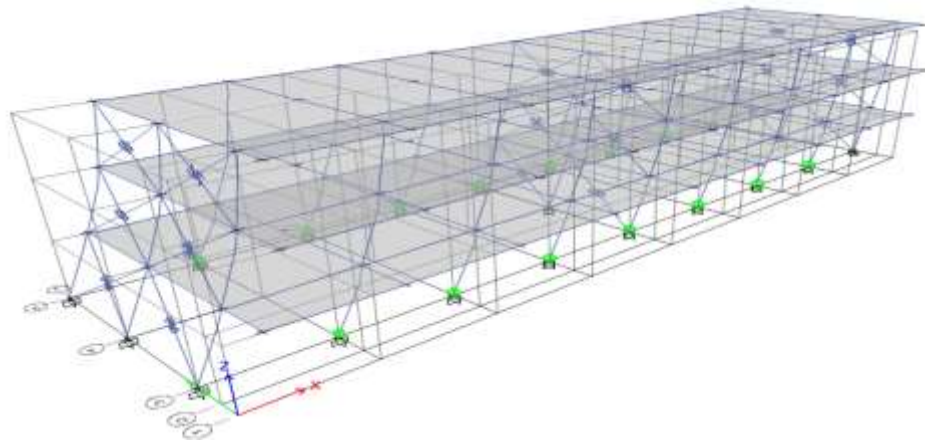
Fuente: propia

5.8 Comportamiento

A continuación, se muestran partes del proceso de formación de rotulas plásticas obtenidas en el caso del sismo en X.

Figura 41

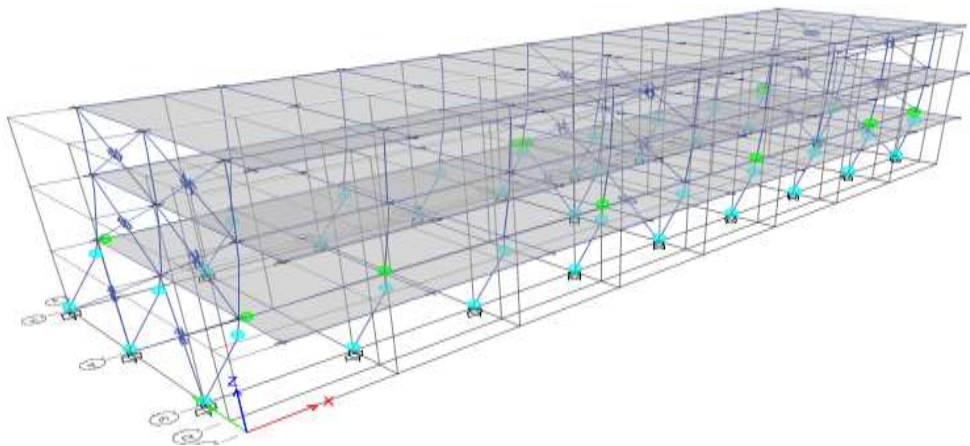
Comportamiento de la estructura en dirección X, paso 05.



Fuente: propia

Figura 42

Comportamiento de la estructura en dirección X, paso 15

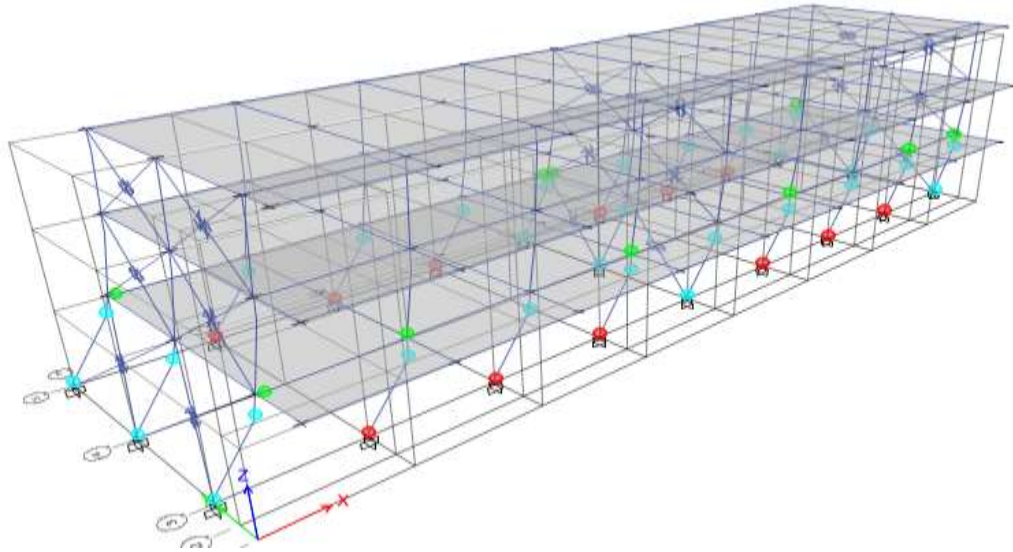


Fuente: propia

En la figura 43, como se puede observar de los resultados presentados, la aplicación de las cargas laterales ha provocado la formación de un mecanismo en la base de la estructura analizada los puntos de color rojo es la formación de rotulas plásticas en cada columna eso significa que el acero que el acero fluyó. Esto implica que la inestabilidad de la estructura se ha alcanzado y por ende la falla del sistema estructural.

Figura 43

Comportamiento de la estructura en dirección X, paso 30.

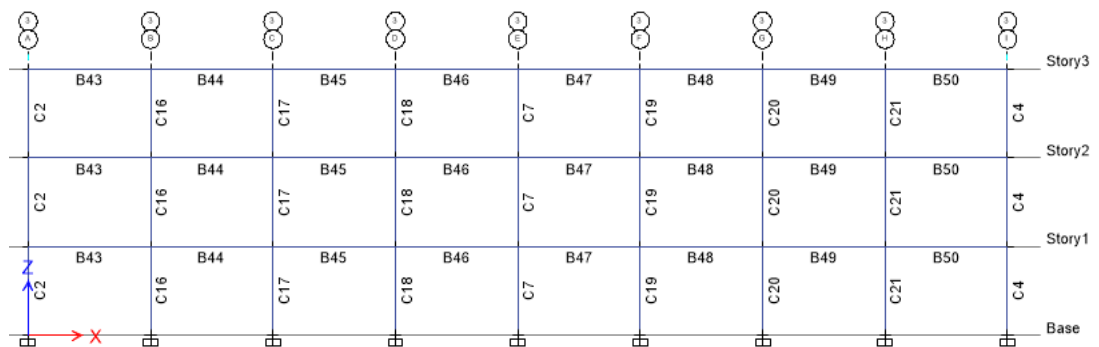


Fuente: propia

Ahora se examinará el comportamiento de las secciones más importantes del sistema resistente a cargas laterales, específicamente las columnas presentes en el primer nivel del pórtico 3, mostrado a continuación en la figura 44.

Figura 44

Elevación del eje vertical 3.



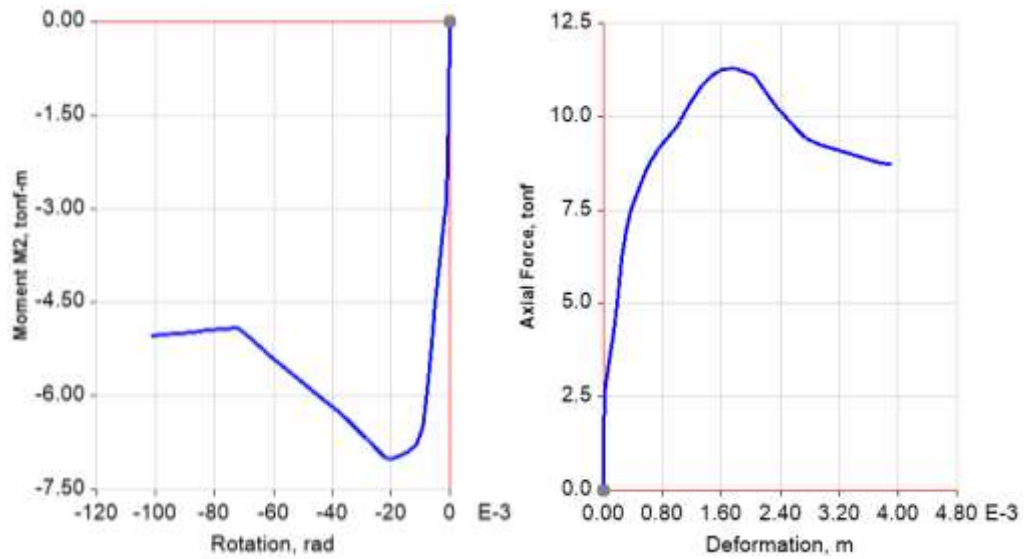
Fuente: propia

5.8.1 Comportamiento de las columnas del primer nivel

En la figura 45 se muestra el comportamiento de las columnas presentes en primer nivel de la estructura específicamente, columna C2. Se muestra el comportamiento a flexión y a carga axial.

Figura 45

Curvas de comportamiento de la columna C2, momento M3 y carga axial P.

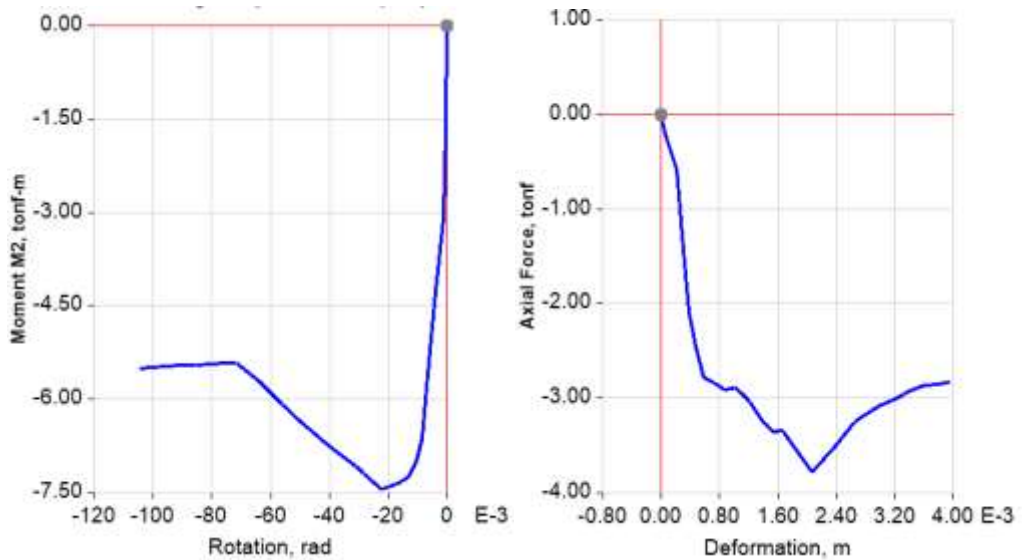


Fuente: propia

En la figura 46 se muestra el comportamiento de las columnas presentes en primer nivel de la estructura específicamente, columna C7. Se muestra el comportamiento a flexión y a carga axial.

Figura 46

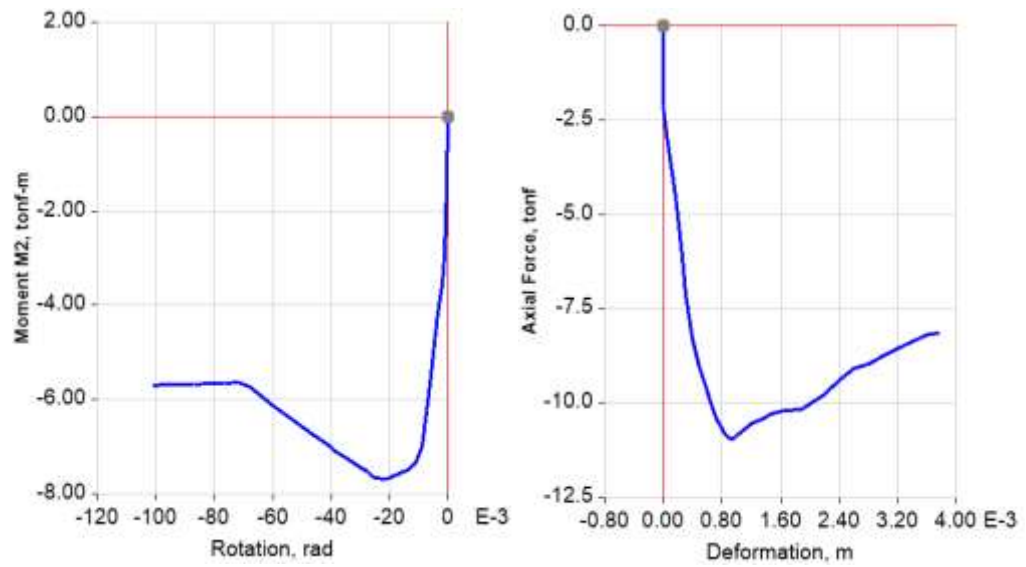
Curvas de comportamiento de la columna C7, momento M3 y carga axial P.



Fuente: propia

Figura 47

Curvas de comportamiento de la columna C4, momento M3 y carga axial P.

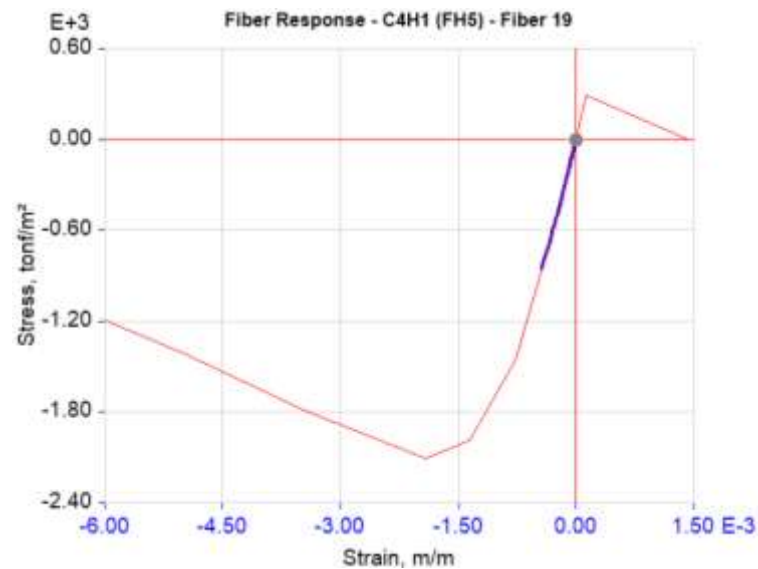


Fuente: propia

En la figura 48 observamos estudio a nivel de material donde vemos el nivel de demanda del concreto.

Figura 48

Comportamiento del concreto presente en una fibra de análisis.

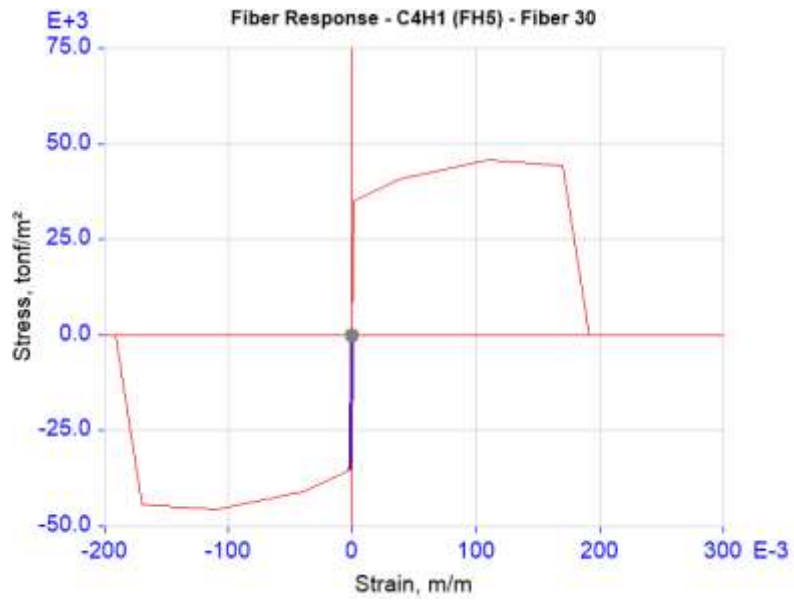


Fuente: propia

En la figura 49 observamos estudio a nivel de material donde vemos el nivel de demanda del acero.

Figura 49

Comportamiento monotónico de una fibra de acero.

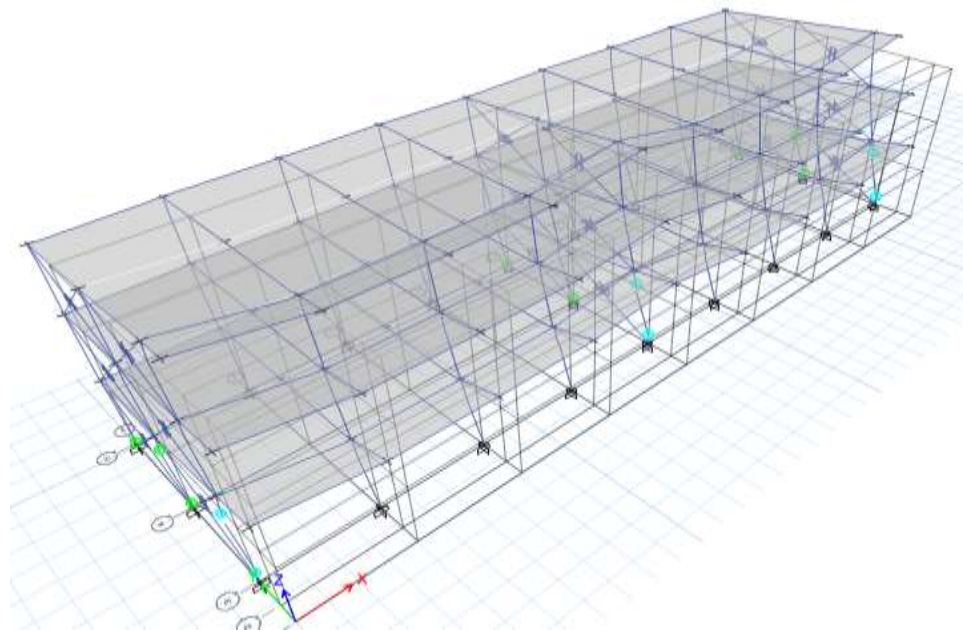


Fuente: propia

En la figura 50 observamos el estudio del comportamiento cuando el sismo actúa en la dirección de los muros o la dirección Y.

Figura 50

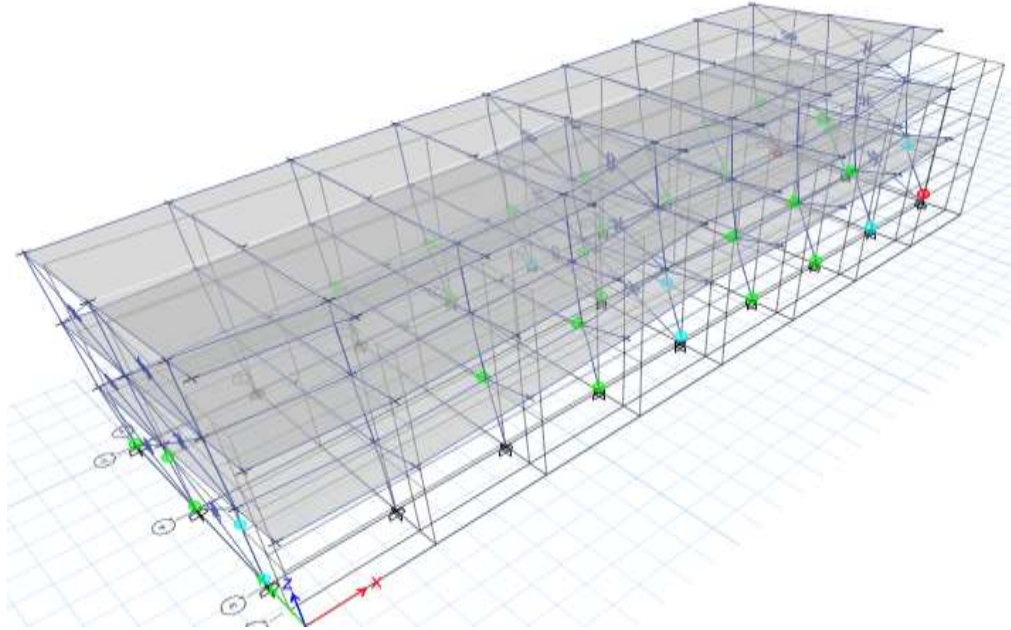
Comportamiento de la estructura en dirección Y en el paso 10.



Fuente: propia

Figura 51

Comportamiento de la estructura en dirección Y en el paso 20.

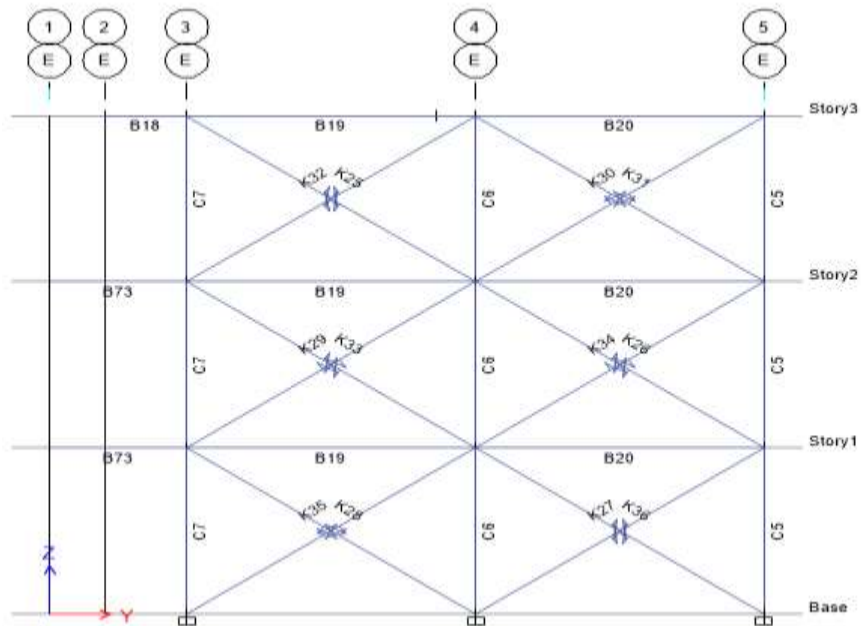


Fuente: propia

En la figura 52 podemos observar la aparición de elementos estructurales que se han rotulado en el paso 20 y están representados por esferas de color rojas.

Figura 52

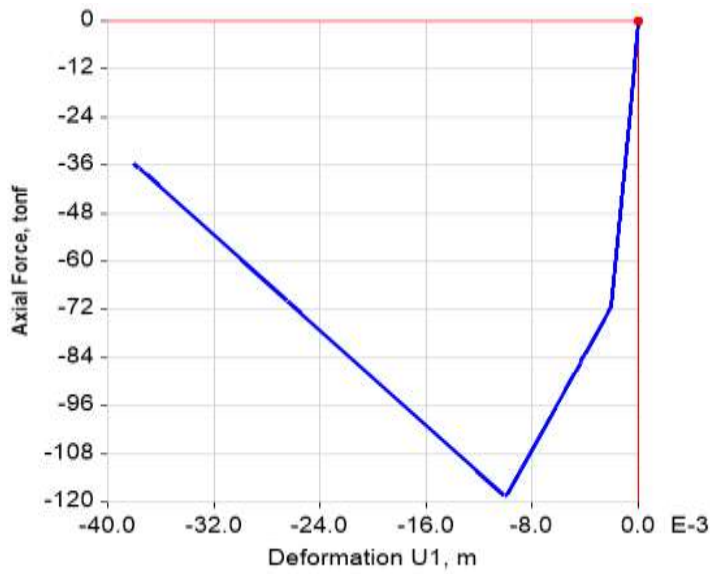
Eje central E de la estructura analizada, donde hay presentes muros de albañilería confinada.



Fuente: propia

Figura 53

Curva de comportamiento de un muro de albañilería confinada central del primer nivel.

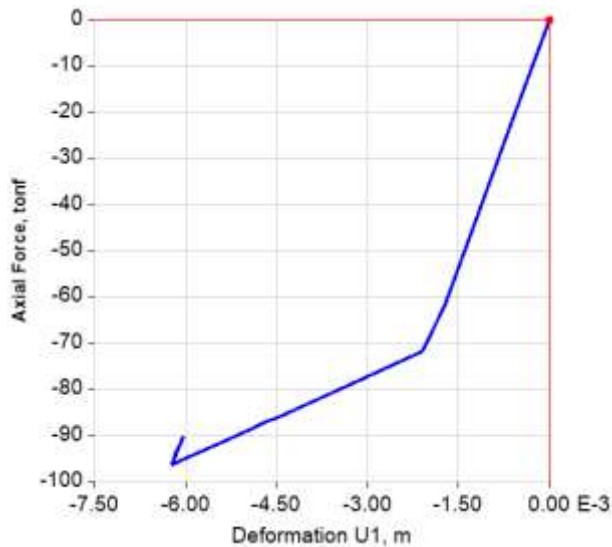


Fuente: propia

En la figura 54 se observa la demanda de las cargas laterales donde la curva pasa por el punto de la fuerza de agrietamiento, luego llega hasta la fuerza máxima y por ultimo termina en el punto de colapso.

Figura 54

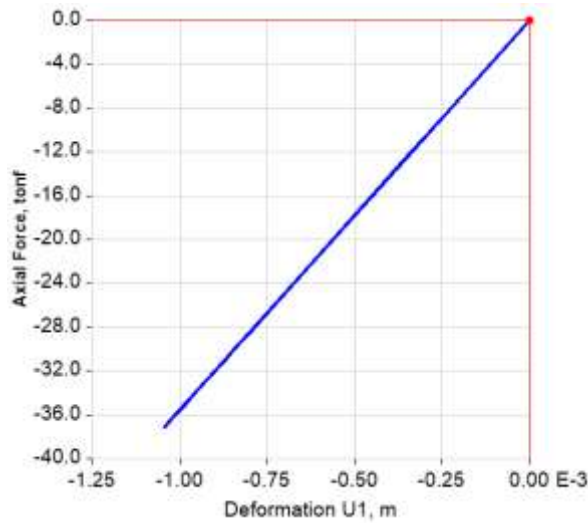
Curva de comportamiento de un muro de albañilería confinada central del segundo nivel.



Fuente: propia

Figura 55

Curva de comportamiento de un muro de albañilería confinada central del tercer nivel.

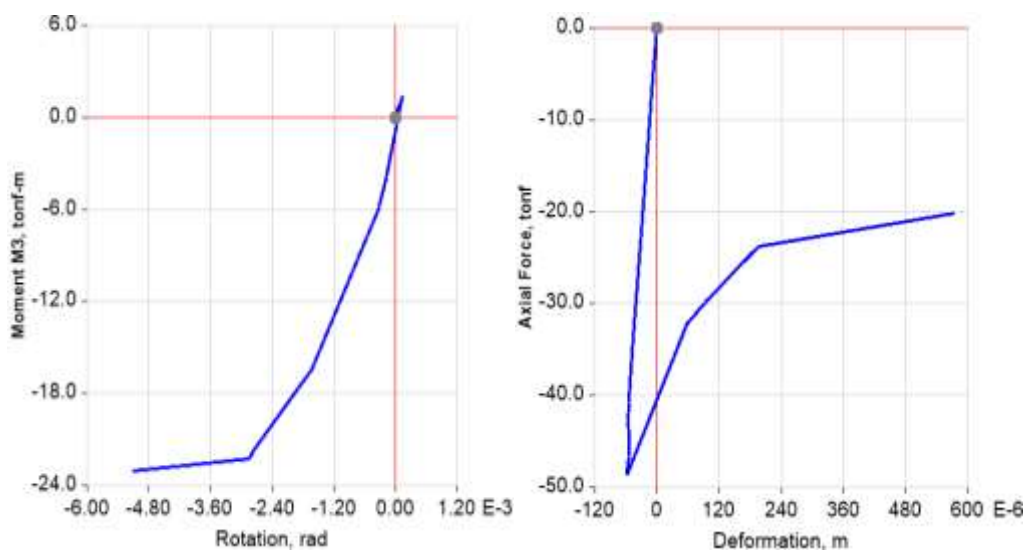


Fuente: propia

En la figura 56 se observa que, debido a la acción de las cargas sísmicas, este elemento llega a cargarse con fuerzas sísmicas a tal punto máximo y después ha recibido fuerzas decrecientes, es decir ha ido descargándose, por ejemplo, si en el elemento empieza a cargarse de nuevo, entonces se completaría un ciclo, a esto lo llamamos lazo de histéresis.

Figura 56

Curva de comportamiento de columna central del primer nivel.



Fuente: propia

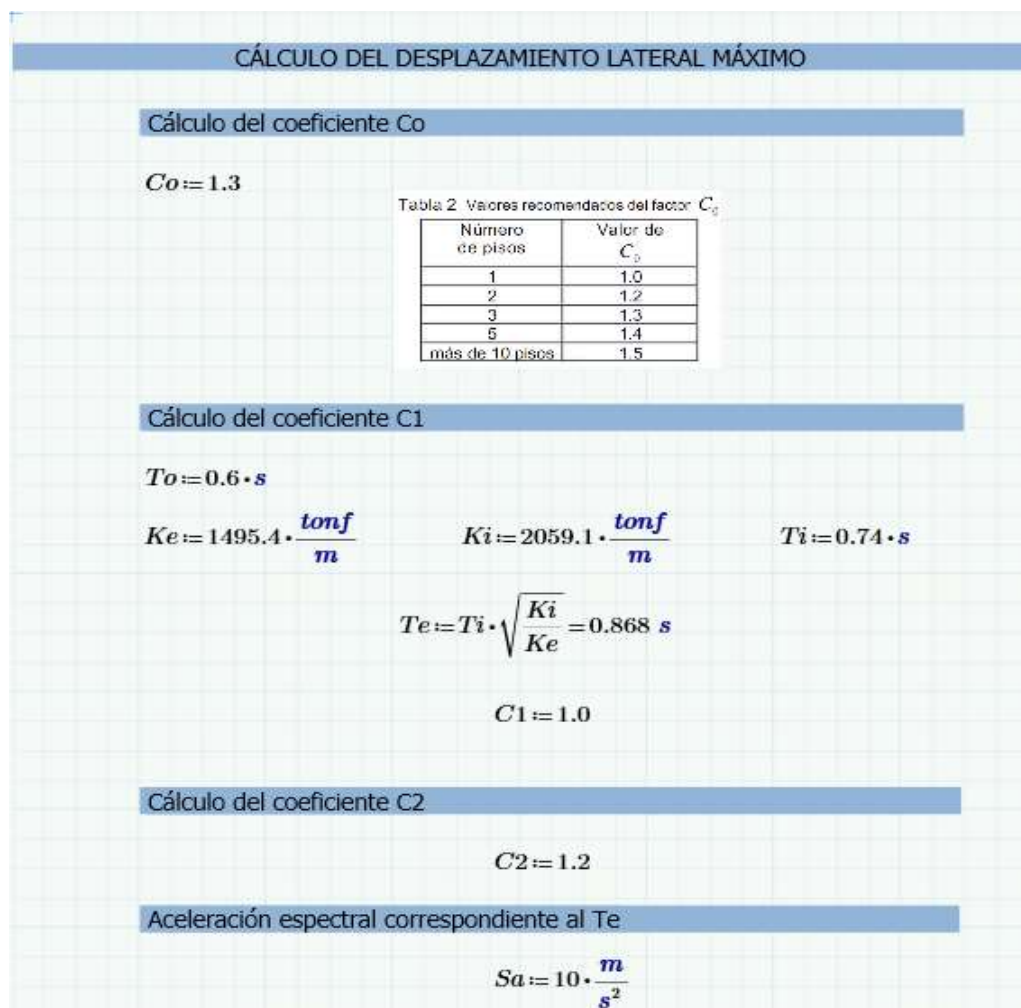
5.9 Punto de desempeño

5.9.1 Sismo con $T_r=2500$ años

En la figura 57 vamos a ver si la estructura es capaz de tolerar un sismo con periodo de retorno de 2500 años, para eso hemos empleado el método del coeficiente del desplazamiento, este método consiste en estimar el desplazamiento máximo esperado para un sismo esperado en el eje X.

Figura 57.

Método del coeficiente del desplazamiento utilizando el programa Mathcad en el eje X

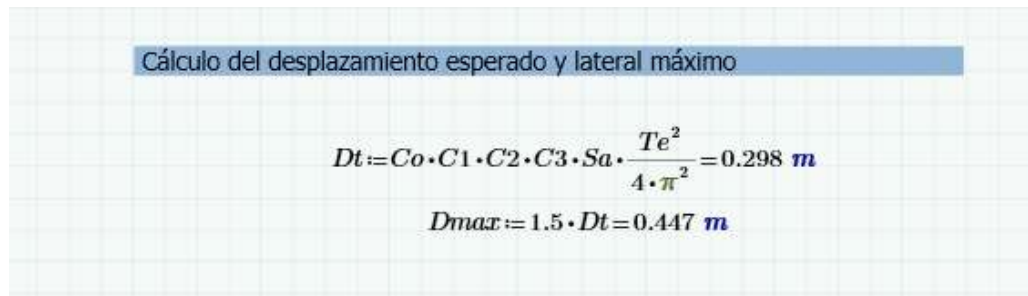


Fuente: propia

En la figura 58 obtenemos los resultados del desplazamiento esperado que es de 0.298m y el desplazamiento máximo que es el desplazamiento esperado multiplicado por 1.5 veces y nos da como resultado 0.447m para un sismo con periodo de retorno de 2500 años

Figura 58.

Desplazamiento esperado y lateral máximo utilizando el programa Mathcad en el eje X

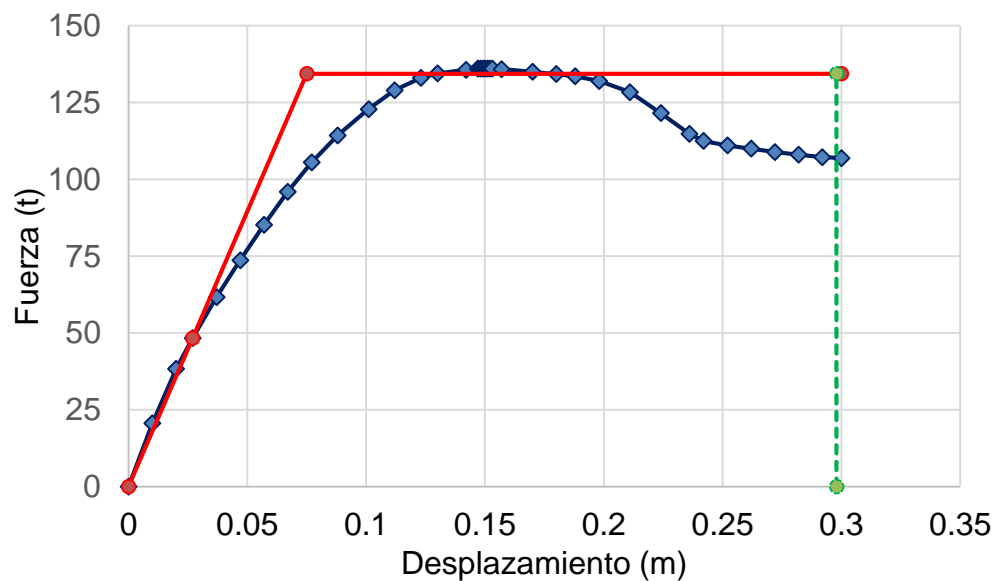


Fuente: propia

En la figura 59 se observa la curva de capacidad de la estructura analizada en el eje X, la línea de discontinua de color verde es el desplazamiento total de aproximadamente 0.3m, eso nos quiere decir que el sismo con periodo de retorno de 2500 años va a demandar 135 Tonf con un desplazamiento de 30 cm en el eje X, mientras que nuestra estructura tiene una capacidad de 15 cm de deformación, por lo tanto estamos en la zona de colapso y eso conlleva la destrucción de nuestra estructura en la dirección X.

Figura 59

Curva de capacidad de la estructura sin reforzar en dirección X.

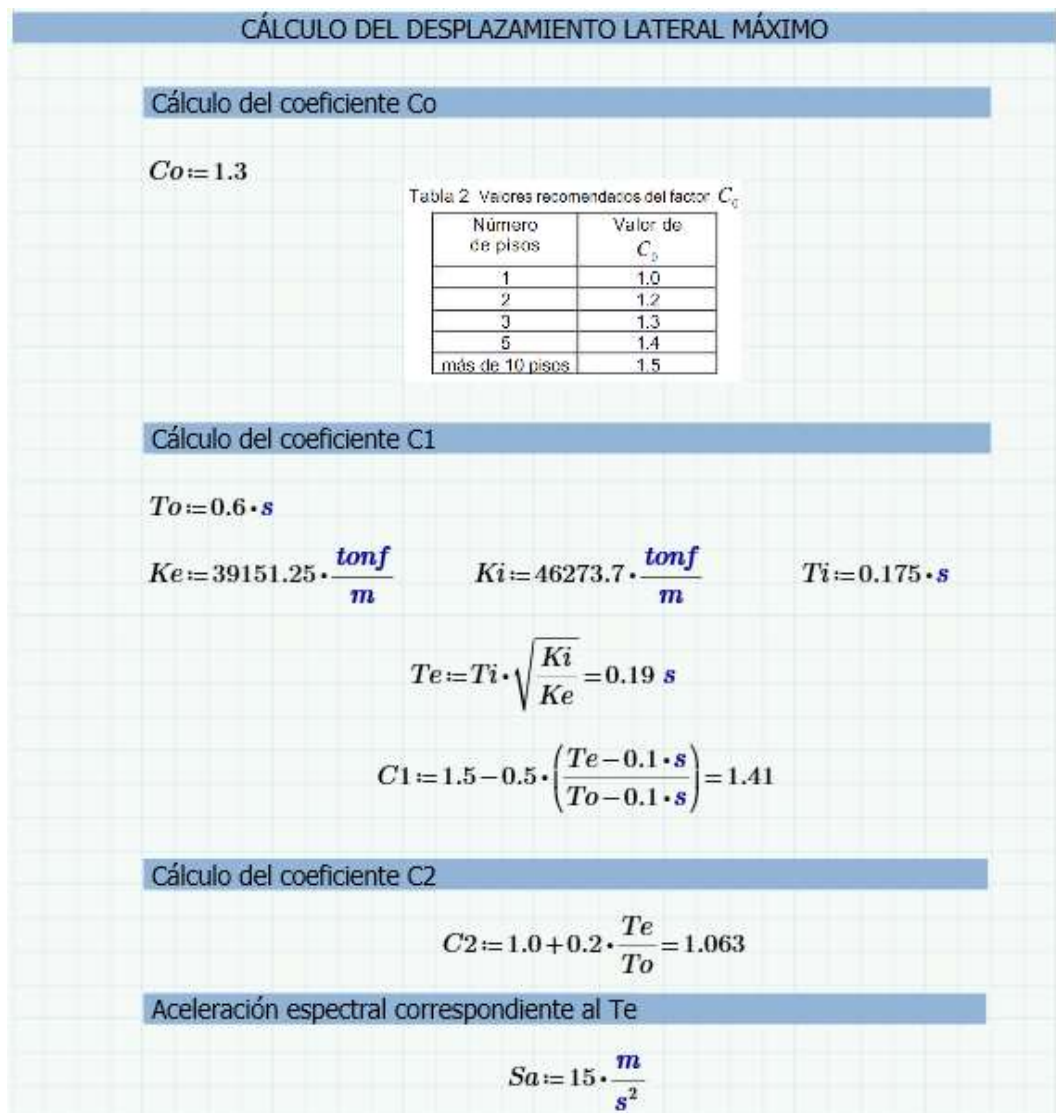


Fuente: propia

En la figura 60 vamos a ver si la estructura es capaz de tolerar un sismo con periodo de retorno de 2500 años, para eso hemos empleado el método del coeficiente del desplazamiento, este método consiste en estimar el desplazamiento máximo esperado para un sismo esperado en el eje Y.

Figura 60.

Método del coeficiente del desplazamiento utilizando el programa Mathcad en el eje Y

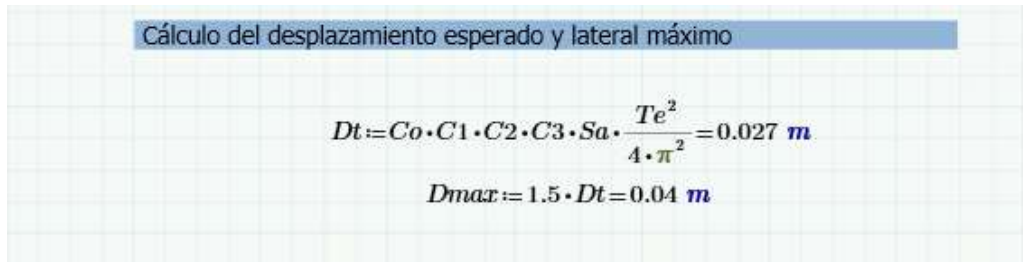


Fuente: propia

En la figura 61 obtenemos los resultados del desplazamiento esperado que es de 2.7 cm y el desplazamiento máximo que es el desplazamiento esperado multiplicado por 1.5 veces y nos da como resultado 4 cm para un sismo con periodo de retorno de 2500 años

Figura 61.

Desplazamiento esperado y lateral máximo utilizando el programa Mathcad en el eje Y

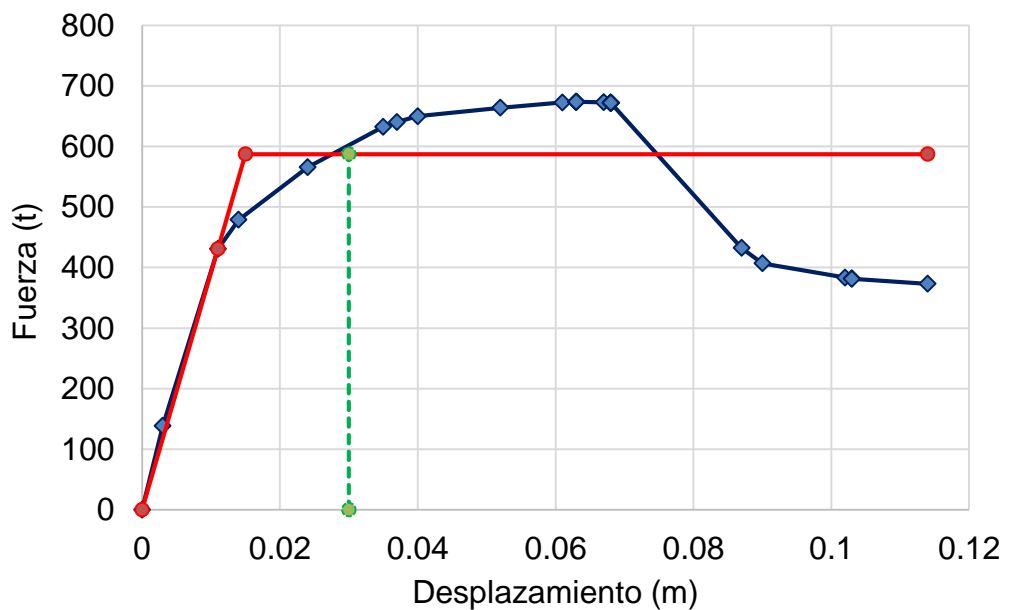


Fuente: propia

En la figura 62 se observa la curva de capacidad de la estructura analizada en el eje Y, la línea de discontinua de color verde es el desplazamiento total de aproximadamente 0.03m, eso nos quiere decir que el sismo con periodo de retorno de 2500 años va a demandar 590 Tonf con un desplazamiento de 3 cm en el eje X, mientras que nuestra estructura tiene una capacidad de 7 cm de deformación, por lo tanto, el eje Y si va a soportar un sismo con periodo de retorno de 2500 años.

Figura 62

Curva de capacidad de la estructura sin reforzar en dirección Y.



Fuente: propia

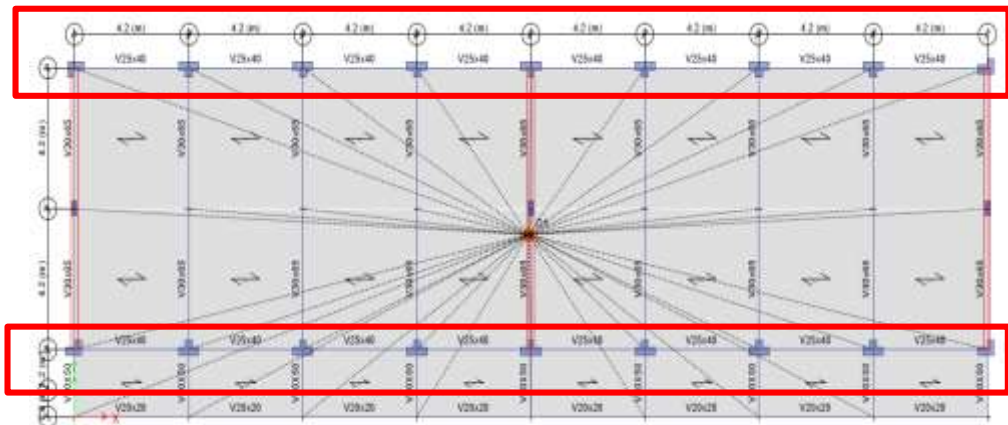
5.10 Reforzamiento estructural propuesto

5.10.1 Reforzamiento de columnas

En esta sección se indican las columnas que fueron intervenidas para el reforzamiento estructural. Como se aprecia en la siguiente figura, se optó por reforzar las columnas del perímetro longitudinal. En este punto es importante aclarar que el proceso de reforzamiento es iterativo y que se optó por reforzar únicamente las columnas externas, sin embargo, no se lograron los objetivos de desempeño. Finalmente se concluyó que era necesario intervenir las columnas indicadas.

Figura 63

Elementos estructurales a reforzar.



Fuente: propia

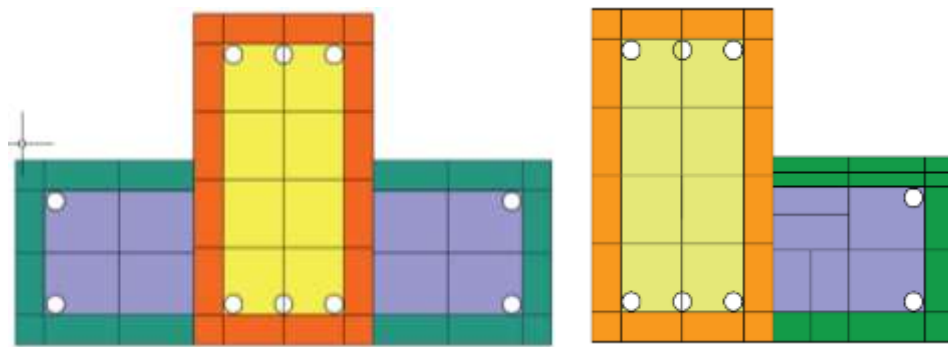
En la figura 66 observamos columnas en T y en L, las columnas en L están en las esquinas y las columnas en T están en todo el perímetro, vemos también que la columna en L superior derecha y la columna en L inferior izquierda tienen un pequeño detalle de practicidad la cual el refuerzo está en la parte exterior, pero como nos interesa evaluar la rigidez en la dirección X, no habría implicancias por los refuerzos exteriores de las columnas en L.

Las secciones requeridas para lograr adecuados niveles de rigidez lateral y resistencia lateral se muestran a continuación. Como se puede observar el incremento de la sección se hace necesario únicamente en la dirección longitudinal, lo que da origen secciones T y L, para columnas perimetrales y esquineras respectivamente.

En la figura 67 observamos columnas en T y en L, la cual fue reforzada en esta forma, porque esto nos permite mantener una dimensión e incrementar la otra, la región de color verde y morado es el reforzamiento propuesto, la región verde representa un concreto confinado, este confinamiento le provee unas propiedades diferentes al concreto sin confinar que está representando de color verde, el incremento de las columnas en T fue de dos peraltes o dos veces la base (50 cm) y el incremento para las columnas en L (25 cm) fue de un peralte o una vez la base, como sabemos las columnas tiene como dimensiones 0.25 m x 0.40 .m

Figura 64

Discretización de las secciones reforzadas.



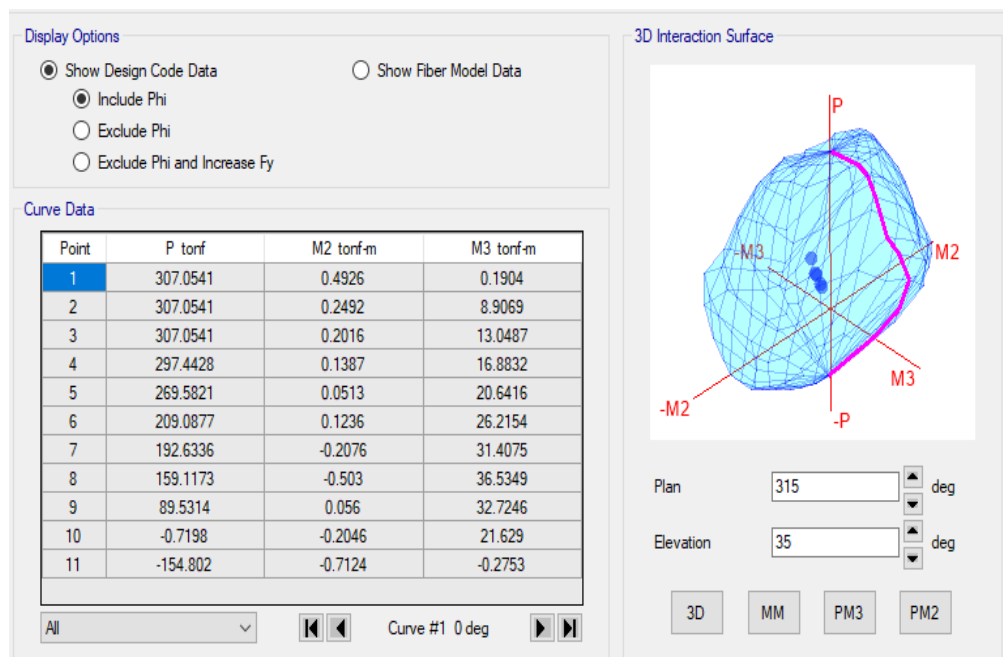
Fuente: propia

Los diagramas interacción de las secciones reforzadas se muestran a continuación. En el mismo gráfico se muestran las demandas provenientes del análisis sísmico. Como se puede observar de cada uno de estas gráficas, la capacidad de las curvas es la necesaria para resistir las combinaciones de carga requeridas.

En la figura 65 se muestran los diagramas de interacción tridimensional del reforzamiento propuesto, los puntos azules representan la demanda de resistencia, lo cual están dentro de la superficie de interacción o capacidad de la sección que está representada por un cuerpo tridimensional de color celeste. Si encaso los puntos azules estuvieran fuera del cuerpo tridimensional celeste, entonces la demanda estaría excediendo la capacidad de nuestra sección en T.

Figura 65

Diagrama de interacción y demanda sísmica de la sección 01.

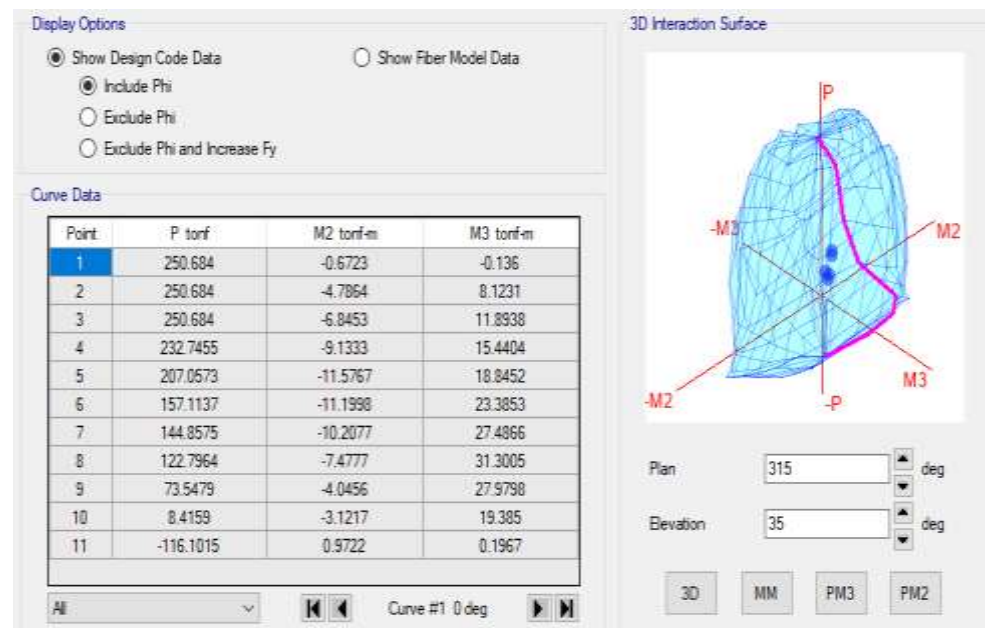


Fuente: propia

En la figura 66 se muestran los diagramas de interacción tridimensional del reforzamiento propuesto, los puntos azules representan la demanda de resistencia, lo cual están dentro de la superficie de interacción o capacidad de la sección que está representada por un cuerpo tridimensional de color celeste. Si encaso los puntos azules estuvieran fuera del cuerpo tridimensional celeste, entonces la demanda estaría excediendo la capacidad de nuestra sección en L.

Figura 66

Diagrama de interacción y demanda sísmica de la sección 02.



Fuente: propia

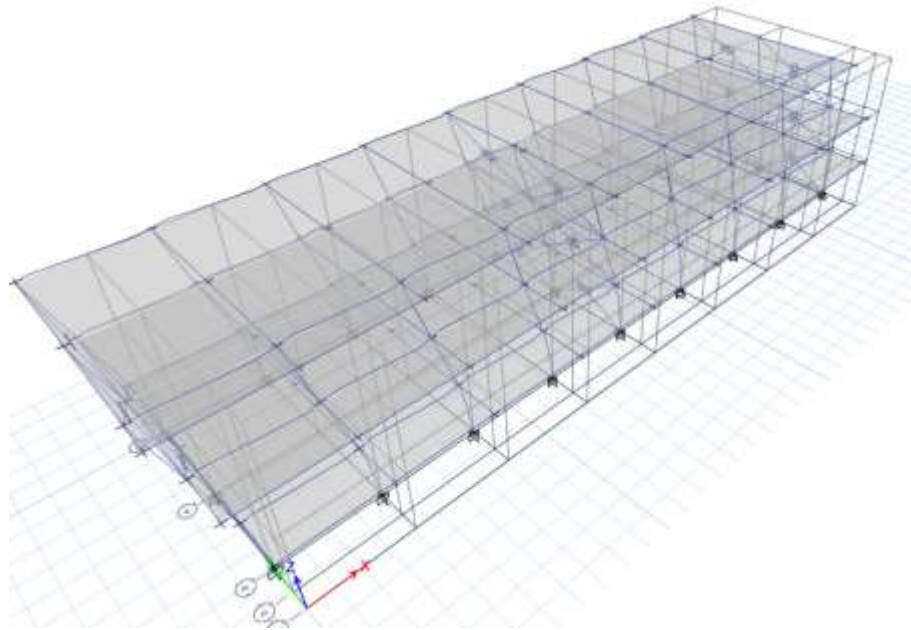
5.10.2 Formas de modo de la estructura

Las formas de modo de la estructura analizada son formas de vibración libre de la estructura analizada obtenida de algún tipo de excitación externa. Un ejemplo típico de esto es cuando se empuja de manera horizontal una edificación y luego se deja vibrar libremente, la forma de modo obtenida se llama forma traslacional.

En la figura 67 como se observó la primera forma de modo de la estructura está en sentido traslacional en X, lo que significa que la rigidez en el sentido Y sigue siendo mucho mayor en el sentido X.

Figura 67

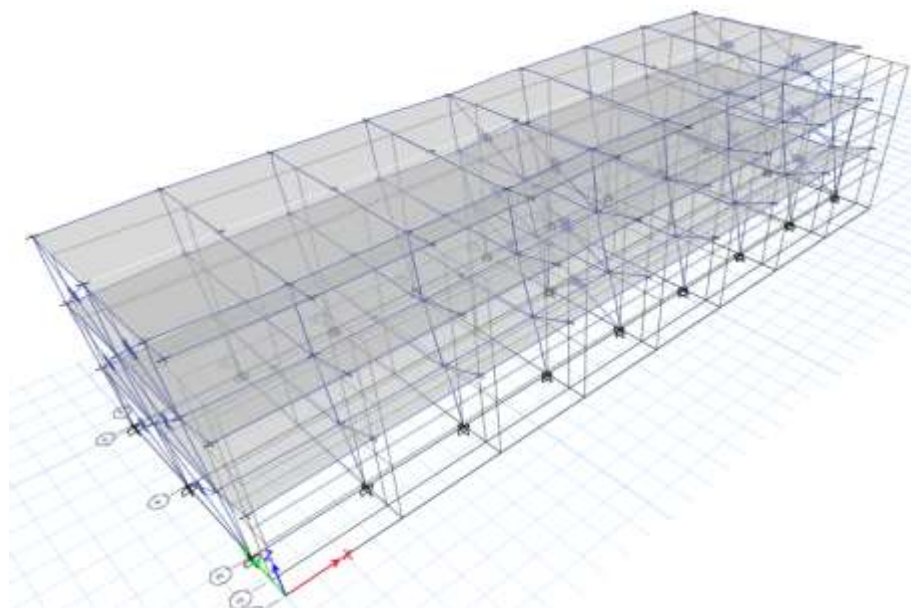
Primera forma de modo de la estructura analizada.



Fuente: propia

Figura 68

Segunda forma de modo de la estructura analizada.



Fuente: propia

En general, una estructura tiene infinitas formas de modo; sin embargo, para el análisis modal espectral solo bastan unas cuantas de estas. A continuación, en la tabla 27 se muestran las formas de vibrar de la estructura analizada. El cuadro adjunto muestra las diez primeras formas de modo y sus respectivos periodos. Es útil indicar que la primera forma de modo tuvo un valor de 0.46s.

Tabla 27

Formas de modo y periodos asociados.

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.458	1.58	9.90	98.00
Modal	2	0.167	4.30	27.02	730.22
Modal	3	0.144	4.50	28.28	799.78
Modal	4	0.144	4.50	28.29	800.20
Modal	5	0.142	4.54	28.53	814.18
Modal	6	0.142	4.54	28.54	814.75
Modal	7	0.141	4.58	28.76	827.16
Modal	8	0.141	4.58	28.76	827.38
Modal	9	0.136	4.76	29.88	892.96
Modal	10	0.132	4.76	29.89	893.32

Fuente: propia

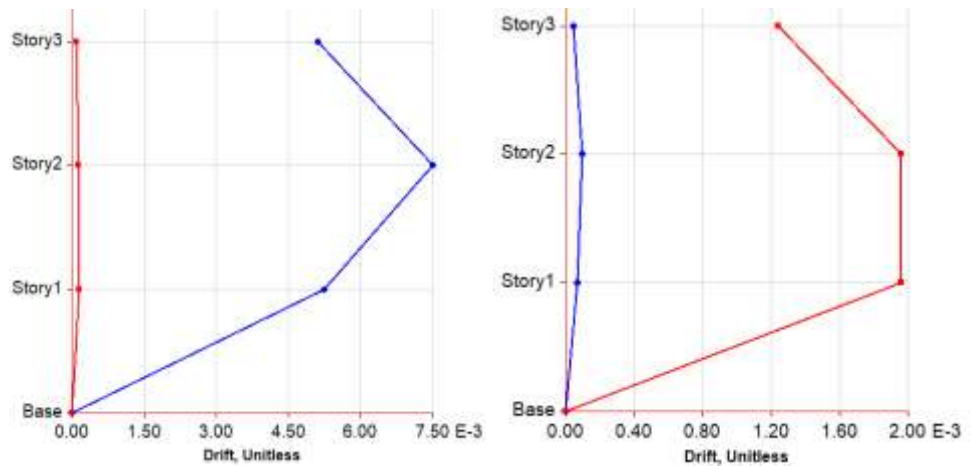
En la tabla 27 se observó que el periodo en el modo 1 es de 0.458 segundos lo cual es más favorable cuando la estructura sin reforzar tenía un periodo fundamental de 0.742 segundos lo cual ya estamos en el rango con esta propuesta de reforzamiento.

5.10.3 Máximas distorsiones laterales inelásticas

A continuación, se muestran las máximas distorsiones inelásticas de la estructura analizada en la siguiente figura.

Figura 69

Máximas distorsiones laterales de la estructura reforzada.



Fuente: propia

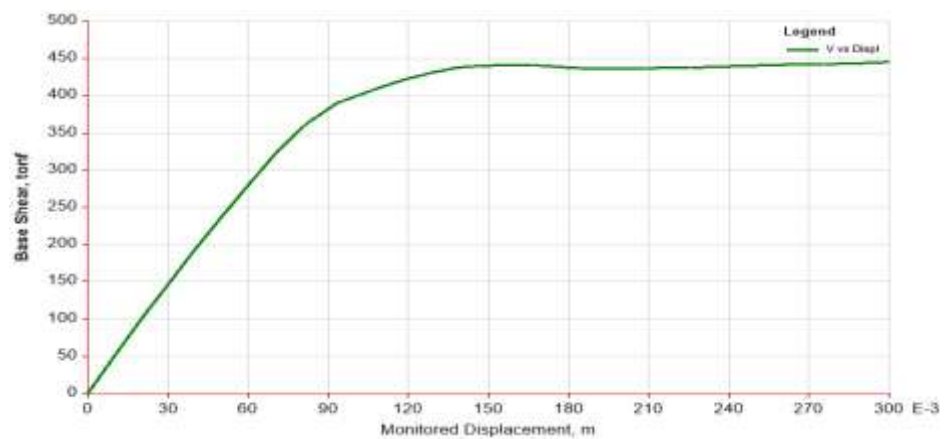
De el grafico anterior figura 69, se observa que las máximas distorsiones laterales en X fueron de 7.5/1000, mientras que las máximas distorsiones laterales en Y fueron de 2/1000. Estos valores muestran que las nuevas características dinámicas de la estructura analizada tienen un mejor comportamiento sísmico que las estructuras previas al reforzamiento.

5.10.4 Curva de capacidad de la estructura analizada

En la figura 70, La curva de capacidad de la estructura reforzada se muestra a continuación. Como se observa, la resistencia lateral de la estructura analizada es de 450 t, mientras que la capacidad de deformación fue de 0.30m.

Figura 70

Curva de capacidad de la estructura analizada en dirección X.

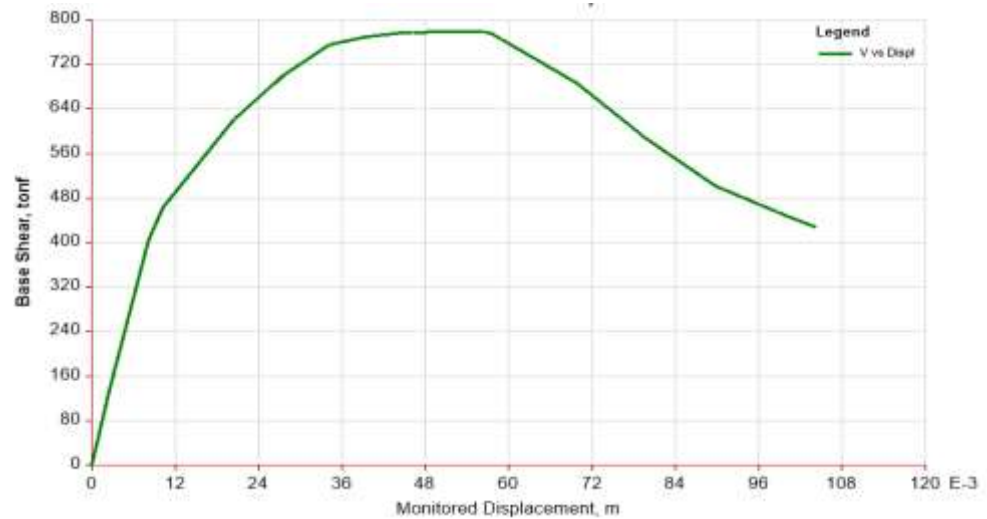


Fuente: propia

En la figura 71, La curva de capacidad de la estructura reforzada en dirección Y, se muestra a continuación. De este grafico se puede ver que la resistencia lateral tuvo un valor de 760t con una capacidad de deformación de aproximadamente 60 mm.

Figura 71

Curva de capacidad de la estructura analizada en dirección Y.

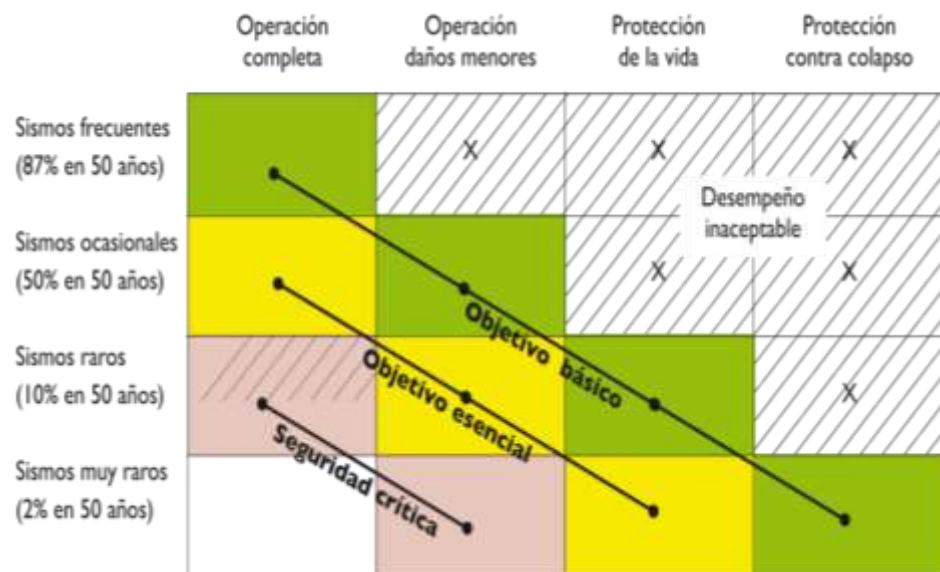


Fuente: propia

5.10.5 Objetivos de desempeño sísmico

Figura 72

Objetivos de desempeño sísmico.

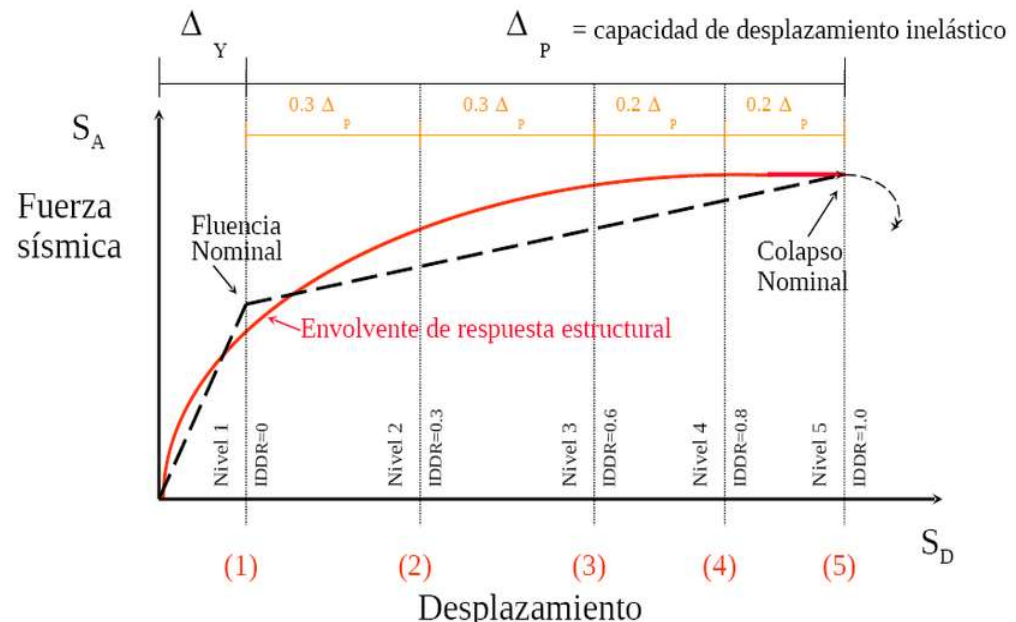


Fuente: Unidad de instrumentación sísmica

En la figura 72, se observa los objetivos de desempeño y la demanda sísmica, donde nos muestra los niveles de desempeño considerados para un diseño por desempeño, donde la primera columna (operación completa) representa cuando la edificación no sufrió ningún tipo de daño esto se da en la parte lineal de la curva de capacidad. la segunda columna (operación de daños menores) representa cuando la edificación presenta pequeñas grietas esto se da poco después de la parte lineal de la curva de capacidad, nada que represente peligro de colapso. La tercera columna (protección de la vida o seguridad de vida) representa cuando el edificio sufre daño estructural donde no hay posibilidades de colapso, esto se da poco antes de que la curva esta poco antes de la zona inestable y la cuarta columna (protección contra colapso) representa cuando nuestro edificio sufrió un daño tan severo que la estructura quedo inestable, esto se da cuando la curva de capacidad entra a la zona inestable.

Figura 73

Niveles de desempeño sísmico en función de la curva de capacidad.



Fuente: Patricio Bonelli (2010)

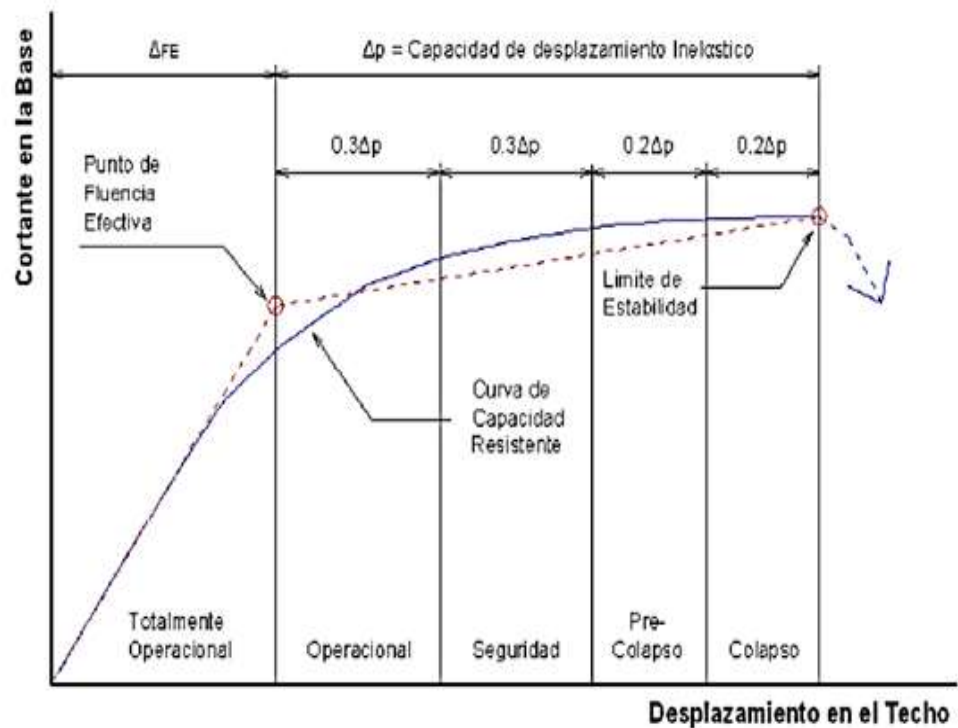
En la figura 73 tenemos definida las zonas de desempeño, lo mismo que está en la figura 64 pero aquí está relacionado con la curva de capacidad, se observa la zona operacional que es la parte lineal y después se observa que

hay niveles de daño de acuerdo con el estado en el que nos encontremos dentro de la curva de capacidad.

En la figura 74 observamos la zona operacional que es la parte lineal, está ubicada justo antes del punto de fluencia efectiva, observamos el delta P (ΔP) que es el desplazamiento plástico que ocurre después del punto de fluencia o es el desplazamiento de la edificación que está en el rango no línea. En la curva de capacidad el ΔP es el desplazamiento que la estructura sufre después del desplazamiento elástico.

Figura 74

Niveles de desempeño sísmico en función de los desplazamientos.



Fuente: Luis Borda y Adolfo Pastor (2007)

5.10.6 Determinación del punto de desempeño en X

En la figura 75 Se muestran los cálculos para el punto de desempeño haciendo uso de la metodología coeficiente del desplazamiento del FEMA 273 que nos permitió estimar el desplazamiento esperado de la edificación debido a un sismo considerado, se calculó el C_0 mediante la tabla de valores recomendados por número de pisos, también se calculó el Coeficiente C1 que nos da como resultado 1.118 y el coeficiente C2 que es 1.161.

Figura 75.

Método del coeficiente del desplazamiento utilizando el programa Mathcad en el eje X

CÁLCULO DEL DESPLAZAMIENTO LATERAL MÁXIMO

Cálculo del coeficiente C_0

$C_0 := 1.3$

Tabla 2 Valores recomendados del factor C_{ii}

Número de pisos	Valor de C_{ii}
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
más de 10 pisos	1.5

Cálculo del coeficiente C1

$T_0 := 0.6 \cdot s$

$K_e := 4649.26 \cdot \frac{\text{tonf}}{m}$ $K_i := 5102.91 \cdot \frac{\text{tonf}}{m}$ $T_i := 0.46 \cdot s$

$T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.482 \text{ s}$

$C_1 := 1.5 - 0.5 \cdot \left(\frac{T_e - 0.1 \cdot s}{T_0 - 0.1 \cdot s} \right) = 1.118$

Cálculo del coeficiente C2

$C_2 := 1.0 + 0.2 \cdot \frac{T_e}{T_0} = 1.161$

Fuente: propia

En la figura 76 Mostramos el cálculo del coeficiente del desplazamiento C3, el cual nos da un resultado de 1.

Figura 76.

Método del coeficiente del desplazamiento utilizando el programa Mathcad en el eje X

Aceleración espectral correspondiente al T_e

$$S_a := 14.8 \cdot \frac{m}{s^2}$$

Cálculo del coeficiente C3

$$g := 9.81 \cdot \frac{m}{s^2} \quad V_y := 430 \cdot tonf \quad w := 830 \cdot tonf \quad \alpha_o := 0.0$$

$$R := \frac{\frac{S_a}{g} \cdot \frac{1}{V_y} \cdot \frac{1}{w}}{C_o} = 2.24 \quad C3 := 1 + \frac{\alpha_o \cdot (R - 1)^{1.5}}{T_e \cdot \frac{1}{s}} = 1$$

Fuente: propia

En la figura 77 se calculó el desplazamiento esperado o promedio (Dt) el cual es el desplazamiento que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido y nos da como resultado 14.7 cm, mientras que el desplazamiento máximo (Dmax) el cual es el desplazamiento que tiene un 5 % de probabilidad de ser excedido y nos da como resultado 22 cm.

Figura 77.

Método del coeficiente del desplazamiento utilizando el programa Mathcad en el eje X

Cálculo del desplazamiento esperado y lateral máximo

$$D_t := C_o \cdot C1 \cdot C2 \cdot C3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} = 0.147 \text{ m}$$

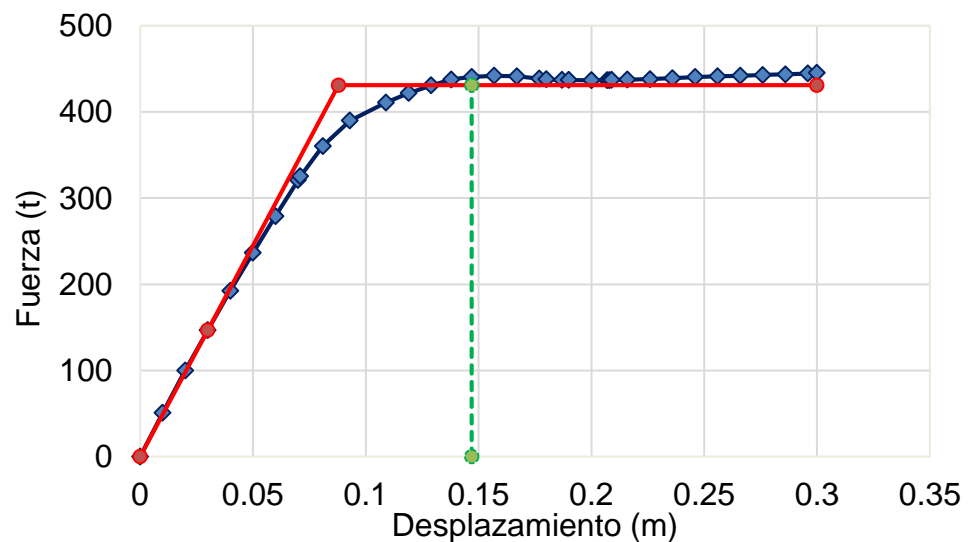
$$D_{max} := 1.5 \cdot D_t = 0.22 \text{ m}$$

Fuente: propia

En la figura 78 hemos ubicado el punto de desempeño que es el estado final de la edificación reforzada cuando es sometido a un sismo. El nivel de desempeño o punto de desempeño es el resultado de combinar la curva de capacidad de la edificación con el sismo considerado. Para estimar el desplazamiento esperado de la edificación, hemos usado una metodología llamada coeficiente del desplazamiento que pertenece al Federal Emergency Management Agency (FEMA), Siesmic Performace Assessment of Buildings P58.

Figura 78

Curva de capacidad de la estructura reforzada en dirección X.

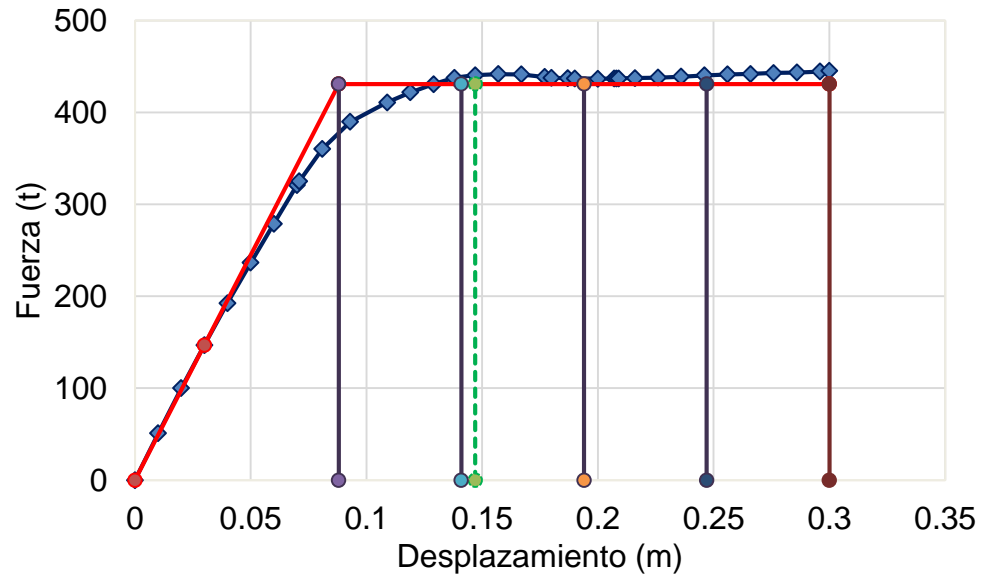


Fuente: propia

En la figura 79 hemos ubicado el desplazamiento promedio o desplazamiento esperado (Dt) 0.15m utilizando la figura 74 el cual se hizo las divisiones correspondientes, y estamos ante un nivel de desempeño al que llamaríamos seguridad de vida, es decir si ocurre un sismo muy raro, la edificación va a sufrir daño moderado, pero ya no va a colapsar como en el caso de la estructura sin reforzar.

Figura 79

Punto de desempeño de la estructura reforzada en dirección X.



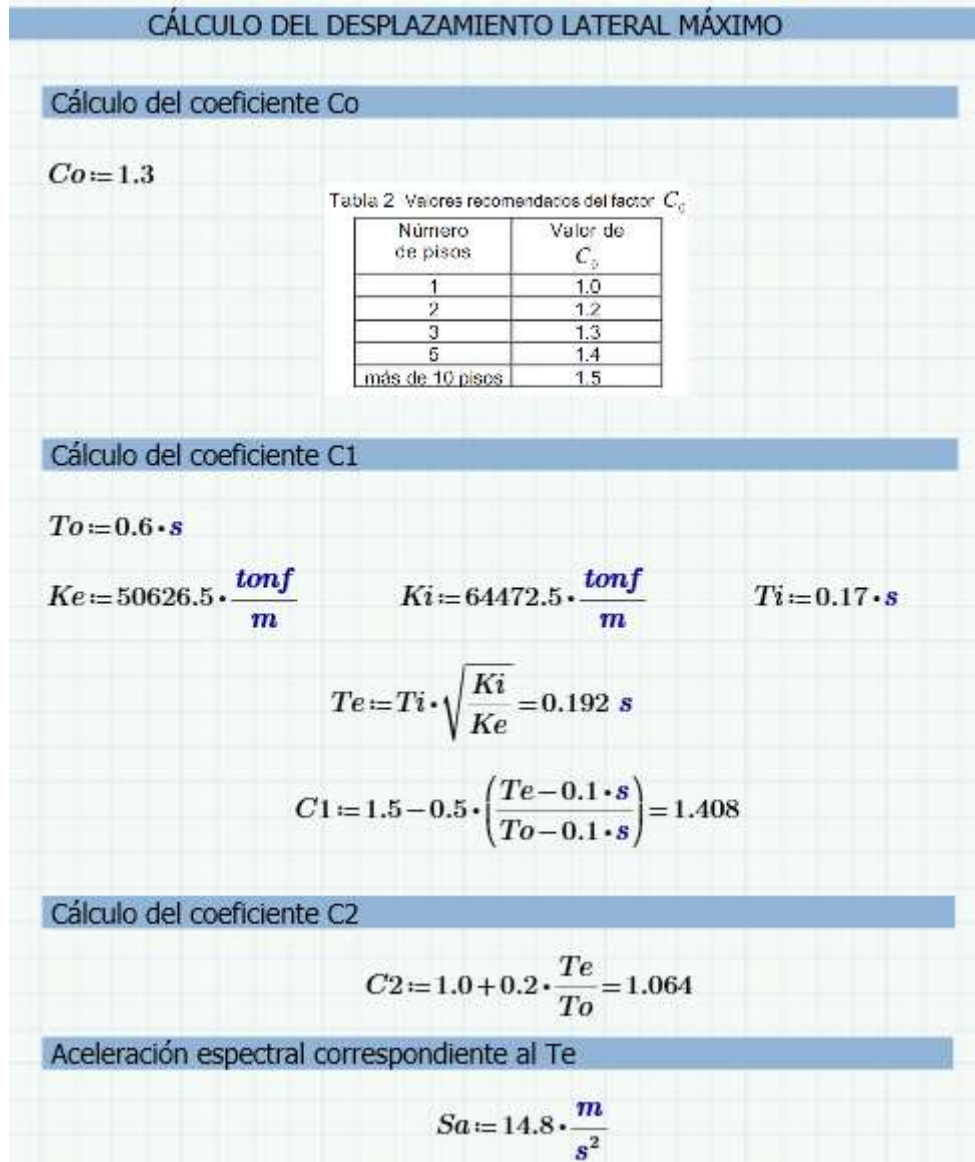
Fuente: propia

5.10.7 Determinación del punto de desempeño en dirección Y

En la figura 80 se muestran los cálculos para el punto de desempeño haciendo uso de la metodología coeficiente del desplazamiento del FEMA-P58 que nos permitió estimar el desplazamiento esperado de la edificación debido a un sismo considerado, se calculó el C_0 mediante la tabla de valores recomendados por número de pisos, también se calculó el Coeficiente C1 que nos da como resultado 1.408 y el coeficiente C2 que es 1.064.

Figura 80.

Método del coeficiente del desplazamiento utilizando el programa Mathcad en el eje Y



Fuente: propia

En la figura 81 Mostramos el cálculo del coeficiente del desplazamiento C3, el cual nos da un resultado de 1.

Figura 81.

Método del coeficiente del desplazamiento utilizando el programa Mathcad en el eje Y

Cálculo del coeficiente C3

$$g := 9.81 \cdot \frac{m}{s^2} \quad V_y := 644.72 \cdot \text{tonf} \quad w := 830 \cdot \text{tonf} \quad \alpha := 0.0$$
$$R := \frac{S_a}{V_y} \cdot \frac{1}{w} = 1.494 \quad C_3 := 1 + \frac{\alpha \cdot (R-1)^{1.5}}{T_e \cdot \frac{1}{s}} = 1$$

Fuente: propia

En la figura 82 se calculó el desplazamiento esperado o promedio (Dt) el cual es el desplazamiento que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido y nos da como resultado 2.7 cm, mientras que el desplazamiento máximo (Dmax) el cual es el desplazamiento que tiene un 5 % de probabilidad de ser excedido y nos da como resultado 4 cm.

Figura 82.

Método del coeficiente del desplazamiento utilizando el programa Mathcad en el eje Y

Cálculo del desplazamiento esperado y lateral máximo

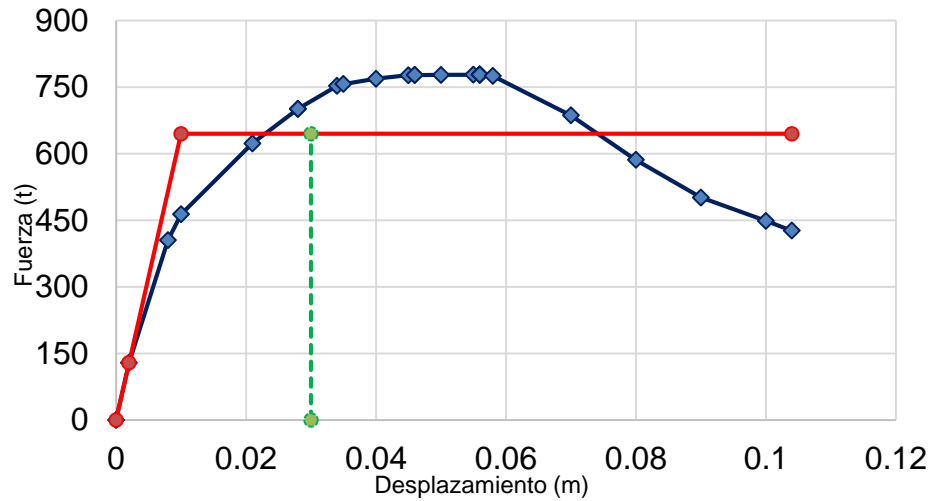
$$D_t := C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} = 0.027 \text{ m}$$
$$D_{max} := 1.5 \cdot D_t = 0.04 \text{ m}$$

Fuente: propia

En la figura 83 observamos el punto de desempeño de la estructura analizada en la dirección Y no hay cambios tan radicales porque hemos considerado el reforzamiento en la dirección longitudinal y no en la sección transversal.

Figura 83

Punto de desempeño de la estructura analizada en dirección Y.

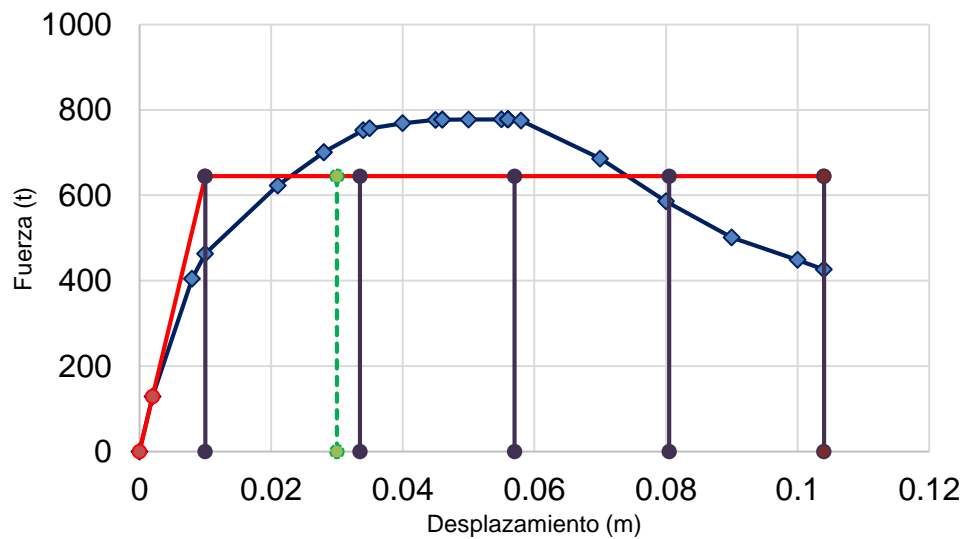


Fuente: propia

En la figura 84 hemos ubicado el desplazamiento promedio o desplazamiento esperado en la dirección Y que es de (Dt) 0.027m utilizando la figura 74, y estamos ante un nivel de desempeño operacional, es decir si ocurre un sismo muy raro, la edificación va a sufrir daño estructural leve, aunque en esta dirección la estructura sin reforzar podía soportar un sismo muy raro, hubo una leve mejoría de 796 tonf en su resistencia lateral máxima producto del reforzamiento longitudinal.

Figura 84

Desempeño de la estructura analizada en dirección Y.



Fuente: propia

CAPÍTULO VI: INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

6.1 Análisis e interpretación de resultados

El análisis cualitativo realizado en la estructura analizada mostró que las columnas presentes en este trabajo de investigación fueron de 25cmx40cm, con la mayor dirección en dirección transversal, mientras que la menor dimensión se orientó en la dirección longitudinal. Este primer hecho muestra de manera inmediata que la estructura posee muy poca rigidez en la dirección longitudinal, mientras que, en la dirección transversal, se tuvieron, además de mayores peraltes, muros de albañilería confinada.

El análisis modal espectral realizado en la tesis tuvo como consideraciones el uso de secciones brutas y una masa sisma que tiene en cuenta el 100% del peso muerto y el 50% de las cargas gravitacionales vivas. Además, se consideró un aporte modal mínimo del 90% de masas en ambas direcciones.

Los resultados encontrados mostraron que, efectivamente, la rigidez lateral de la estructura analizada fue considerablemente menor en dirección longitudinal que en dirección transversal. De los resultados obtenidos se observó que las máximas distorsiones laterales encontradas tuvieron valores de 30/1000 y 2/1000, en direcciones X e Y, respectivamente. Este análisis cuantitativo muestra efectivamente que la edificación analizada necesita de un reforzamiento en dirección longitudinal, o de acuerdo con el modelo, un reforzamiento en dirección X.

El análisis estático no lineal permite determinar los elementos que se ven más afectados debido a la acción de la carga sísmica. Este análisis nos permitió observar que fueron las columnas ubicadas en el primer nivel, específicamente aquellas ubicadas en el perímetro longitudinal de la estructura las que se vieron más afectadas por los efectos del sismo. Estos datos permitieron determinar que se deben intervenir a todas las columnas presentes en la estructura, con la finalidad de lograr un desempeño sísmico aceptable, desde el punto de vista de la norma peruana de diseño sísmico.

Finalmente, se estudió la propuesta de reforzamiento planteada, usando para esto las

técnicas del análisis modal espectral y el análisis estático no lineal. Los resultados del análisis modal espectral nos indican que la edificación analizada incremento notablemente. De acuerdo con los resultados de distorsiones laterales encontrados, las máximas distorsiones laterales en X alcanzaron un valor de 7.5/1000, mientras que en la dirección Y, estas alcanzaron un valor de 2/1000. Estos valores muestran claramente que el reforzamiento propuesto logro incrementar de manera considerablemente la rigidez lateral de la estructura analizada.

Desde el punto de vista del análisis estático no lineal, el reforzamiento propuesto logro incrementar la resistencia lateral desde 135 t hasta 450 t, es decir, se logró un incremento del 300% en la resistencia lateral en dirección X. La resistencia lateral en dirección Y fue de 680 t, previo al reforzamiento, mientras que alcanzó un valor de 760 t después del reforzamiento.

Finalmente, el análisis del punto de desempeño muestra que el desempeño sísmico de la edificación reforzada logro una mejora del desempeño sísmico, pasando de un nivel de desempeño de prevención de colapso a un nivel operacional. Esto resulta de gran interés, pues los análisis a la estructura existente mostraban que la edificación fallaría debido a la acción de un sismo muy raro.

6.2 Contrastación de hipótesis

Verificación de la Hipótesis general

El uso del encamisado de columnas permitirá mejorar de manera sustancial el desempeño sísmico de la edificación frente a sismos raros y muy raros.

Contrastación de hipótesis general

Los resultados obtenidos durante el desarrollo del trabajo de investigación, nos muestran que se verifica nuestra hipótesis general por los siguientes puntos. En primer lugar, se ha visto que el reforzamiento de encamisado de columnas ha permitido obtener distorsiones laterales de 7.5/1000, cuando originalmente este valor era de 30/1000. En el caso de la resistencia lateral, se observó de los resultados que gracias al encamisado este paso de 150 t a 350t, y finalmente, el desempeño sísmico evaluado muestra que la edificación reforzada mediante encamisado de columna tiene un desempeño sísmico de seguridad de vida, mientras que antes del

reforzamiento este era de prevención de colapso. Debido a lo expuesto, se cumple la hipótesis general planteada.

Verificación de la Hipótesis Específica 01

El actual desempeño sísmico de la escuela de psicología de la Universidad Nacional San Agustín es deficiente con respecto de los requerimientos exigidos por la actual norma de diseño sísmico peruana E030 2018.

Contrastación de la Hipótesis Específica 01

Esta hipótesis se ha verificado claramente del análisis dinámico modal espectral, pues de acuerdo con los resultados encontrados la máxima distorsión lateral encontrada fue de 30/1000 en la dirección X. Este resultado contradice directamente el criterio de rigidez exigido por la norma peruana de diseño sísmico, la que exige que las máximas distorsiones laterales sean de 7/1000. Entonces al haber obtenido estos resultados, se cumple la hipótesis específica 1.

Verificación de la Hipótesis Específica 02

El sistema de reforzamiento estructural propuesto para la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín, cumple los parámetros dados en la norma E030 de resistencia y rigidez.

Contrastación de la Hipótesis Específica 02

Esta hipótesis no logró verificarse del análisis modal espectral desarrollado, pues con el reforzamiento lateral propuesto se encontraron distorsiones laterales de 7.5/1000. Estas distorsiones laterales son mayores a la distorsión lateral máxima exigida por la norma peruana de diseño sísmico; sin embargo, pese a esto, los análisis no lineales desarrollados posteriormente, y mostrados en la sección anterior, mostraron que el reforzamiento lateral logro un desempeño sísmico adecuado y que garantiza el cumplimiento del desempeño sísmico esperado en la edificación analizada.

“Para la reparación y reforzamiento sísmico de edificaciones se siguen los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Se puede emplear otros criterios y procedimientos diferentes a los indicados en la RNE, con la debida justificación técnica y con aprobación del propietario y de la autoridad competente”

(Artículo 49.3 norma técnica E030 2018), debido a los resultados y a lo expuesto, la hipótesis específica 02 si cumple.

Verificación de la Hipótesis Específica 03

El reforzamiento propuesto incrementará la capacidad de deformación de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín, no cumple con lo estipulado en la norma.

Contrastación de la Hipótesis Específica 03

De acuerdo con los resultados del análisis estático no lineal, la capacidad de deformación de la estructura analizada, previa al reforzamiento, en dirección X fue de 15cm; mientras que después del reforzamiento lateral, este valor es incremento hasta 30cm. (revisar los resultados), por lo tanto, con estos resultados, se cumple la hipótesis específica 03.

Verificación de la Hipótesis Específica 04

Con el uso del método del coeficiente de desplazamiento, se logrará determinar el punto de desempeño en ambos modelos estructurales existente y reforzado, de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín.

Contrastación de la Hipótesis Específica 04

Esta hipótesis se verifica de los resultados obtenidos, pues en cada caso, estructura sin reforzamiento y reforzada, se ha logrado determinar con claridad el punto de desempeño. La comparación de los desempeños sísmicos obtenidos ha mostrado que la edificación reforzada tiene un desempeño sísmico superior al de la estructura en su estado actual, que fue de colapso. Estos resultados dan fe de la efectividad del reforzamiento propuesto. Debido a lo comentado, si se cumple con la hipótesis específica 4.

CONCLUSIONES

1. Del reforzamiento propuesto y de los resultados obtenidos sobre su desempeño sísmico, se determinó que el reforzamiento basado en el incremento de la sección transversal de las columnas tanto perimetrales como esquineras fue efectivo, a nivel de rigidez lateral, resistencia lateral y capacidad de deformación lateral.
2. La estructura analizada en su estado actual mostró tener deficiencias estructurales tales, como falta de rigidez lateral, y resistencia lateral insuficiente frente a las demandas sísmicas contempladas en la norma peruana de diseño sísmico. Se observó que las máximas distorsiones laterales en dirección X fueron de 30/1000, mientras que la norma peruana tiene como límite máximo el valor de 7/1000. Además, en cuanto a la resistencia lateral, se observó que el desempeño sísmico de esta edificación fue colapso, por lo que la resistencia lateral fue insuficiente.
3. El encamisado de columnas se hizo solo en la dirección longitudinal, pues fue en este eje que se tenía déficit de rigidez lateral. De acuerdo con los resultados del análisis, las columnas resultantes del reforzamiento tienen secciones en L y T. Estos refuerzos lograron un desempeño sísmico adecuado, en ambas direcciones.
4. La capacidad de deformación de la estructura en su estado actual fue de 15cm mientras que la capacidad de deformación de la estructura con el refuerzo propuesto fue de 30cm. Estos resultados muestran con claridad que el reforzamiento propuesto logro incrementar de manera notable la capacidad de deformación.
5. La estructura existente tuvo un desempeño sísmico de colapso, tal como muestran los resultados de la sección anterior. De acuerdo con el análisis la estructura formo una serie de rotulas plásticas en las columnas de primer nivel, alcanzando un numero de rotulas plásticas suficientes para generar el colapso de la edificación. En contraste, la edificación reforzada tuvo un desempeño sísmico de seguridad de vida. En esta, la demanda sísmica considerada no generó rotulas plásticas en las columnas, por lo que el desempeño sísmico fue superior.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda el reforzamiento de las columnas en la dirección en la que se tenga menos rigidez lateral, ya que esto provocará una mejora sustancial en el desempeño sísmico. Los incrementos de sección son tales que permitan mejorar de manera sustancial la rigidez lateral medida a través de las máximas distorsiones laterales.
2. Se recomienda el reforzamiento estructural cuando en la edificación se tienen columnas esbeltas y cuando se tenga vigas peraltadas únicamente en una dirección, tal como se puede apreciar en la estructura analizada.
3. Se recomienda incrementar el área de la sección únicamente en la dirección con déficit de rigidez, y no en la dirección transversal o en la dirección donde se tiene mayor rigidez lateral.
4. Se recomienda el reforzamiento por encamisado de columnas, porque además de incrementar la resistencia lateral, incrementa la capacidad de deformación lateral, tal como se ha podido observar en los resultados obtenidos.
5. Se recomienda que el reforzamiento de estructuras se haga considerando objetivos de desempeño, ya que un reforzamiento propuesto puede darnos un nivel de desempeño de seguridad de vida, mientras que otro criterio puede darnos un nivel de desempeño superior.
6. Se recomienda que el reforzamiento propuesto armonice las hipótesis de diseño contempladas durante el desarrollo de este trabajo de investigación y el proceso constructivo. En este sentido se debe garantizar que la sección resultante del reforzamiento funcione de manera monolítica con las secciones existentes. Para esto se debe garantizar plena adherencia entre el concreto existente y concreto nuevo. Además, el acero de refuerzo requerido deberá anclarse en la cimentación existente, de tal forma que se garantice el desarrollo de la longitud de adherencia.
7. Se recomienda investigar otros métodos de reforzamiento estructura que incrementen la rigidez lateral de las estructuras analizadas de tal forma que sean mucho menos invasivas que el método del encamisado.

REFERENCIAS

- Aguilar, R. (2015). Método del coeficiente de desplazamiento. *ResearchGate*, 1-11.
- Borja, L., & Torres, M. (2015). *Diseño del reforzamiento estructural de un edificio de departamentos de 4 plantas ubicado en el Sector Quitumbe, Ciudad de Quito, Provincia de Pichincha*. Quito.
- Casabonne, C., & Merino, A. (2019). *Enfoque de la ingeniería estructural ante un inminente evento sísmico severo en el Perú*. Peru. Recuperado de <https://www.unicon.com.pe/noticias/enfoque-de-la-ingenieria-estructural-ante-un-inminente-evento-sismico-severo-en-el-peru/>
- Comartin, C. (1996). *ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Report No. sse 96-01.
- Congona, E., & Yucra, J. (2016). *Diseño estructural sísmico comparativo aplicando el método de desempeño estático no lineal (Pbd) y el método convencional de un edificio de concreto armado de 10 niveles*. Arequipa.
- Fajardo, C. (2012). *Evaluación estructural de una de las edificaciones del hospital ERM usando el método del espectro de capacidad*. Lima: Universidad Nacional de Ingenierías.
- Guerrero, E., & Puma, M. (2018). *Análisis sísmico no lineal estático del Puente Grau y reforzamiento estructural*. Arequipa.
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, M. (2014). *Metodología de la investigación*. (6ta ed.). México: Mc Graw Hill.
- Loa, G. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997*. Lima, Peru.
- Lu, X. (2010). *Retrofitting Design of Building Structures*. Boca Raton: CRC Press.
- Martinelli, E. (2015). Un procedimiento simplificado para el análisis estático no lineal de mampostería rellena marcos RC. *Ingeniería Estructural*, 1-18.
- Perez, A. (2019). *Evaluación del desempeño sísmico en edificaciones esenciales mediante la aplicación del análisis inelástico por desplazamientos*. Tesis de grado de Maestro en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras, Universidad Cesar Vallejo, Escuela de Posgrado, Chiclayo.
- Proaño, R. (2014). *Reforzamiento Estructura*. Lima: Geocon.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Lima: El Peruano.

- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2009). *E.060 Concreto Armado*. Lima.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2016). *Norma E.030 Diseño Sismoresistente*. Lima: El Peruano.
- Rodríguez, O. (2012). *Diseño por desempeño de edificios altos de hormigón armado a través del análisis no lineal de historia en el tiempo*. Cuba.
- SEAOC Vision 2000 Committe. (1995). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. California: Structural Engineers Association of California.
- Soto, E. (2008). *Rehabilitación de estructuras de concreto*. Tesis para obtener el grado de maestro en ingeniería, Universidad Nacional Autónoma De México, Programa de maestría y doctorado en ingeniería, México. Recuperado de <http://132.248.52.100:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/2680/sotobarraza.pdf?sequence=1>
- Vargas, A. (2018). *Análisis no lineal de edificios de muros de hormigón armado mediante Beam -Truss Model*. Tesis para obtener el grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería , Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería, Santiago de Chile.
- Vasco, L., & Patricio, M. (2018). *Evaluación del Desempeño Estructural mediante Análisis Estático No Lineal*. Quito.

ANEXOS

Anexo 1: Matriz de consistencia

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLE	METODOLOGÍA
General	General	General		
¿Qué mejoras en el desempeño sísmico de la escuela de psicología de la Universidad Nacional San Agustín se pueden lograr mediante el uso del encamisado de columnas?	Mejorar el desempeño sísmico de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín mediante el encamisado de columnas.	El uso del encamisado de columnas permitirá mejorar de manera sustancial el desempeño sísmico de la edificación frente a sismos raros y muy raros.	-	Tipo: Aplicada Nivel o alcance: Explicativa Diseño: Experimental Método: La metodología aplicada en el desarrollo de este trabajo de investigación se basa en tres etapas esenciales, recolección de información, estudio de los materiales y modelamiento del problema. A continuación, se detallan cada una de ellas. A. Recolección de la información En esta etapa se recoleta información relativa a la estructura, planos de estructuras, planos de arquitectura. B. Estudio de los materiales En esta etapa se estudian las características típicas de los materiales que están colocados en la estructura analizada. C. Modelamiento del problema En esta etapa se modela la estructura en un software de estructuras. Se estudian parámetros estructurales como distorsiones y su evolución temporal.
Específicos	Específicos	Específicos		
¿Cuál es el desempeño sísmico de la estructura existente de concreto armado de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín de acuerdo con los lineamientos de la NTE E.030?	Evaluar el comportamiento sísmico de la estructura existente actual de concreto armado de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín de acuerdo con los lineamientos de la NTE E.030.	El actual desempeño sísmico de la escuela de psicología de la Universidad Nacional San Agustín es deficiente con respecto de los requerimientos exigidos por la actual norma de diseño sísmico peruana E030 2018.	Encamisado de columnas	
¿Qué propuesta de reforzamiento estructural es la más adecuada para la Escuela de Psicología de la Universidad Nacional de San Agustín (Universidad Nacional San Agustín) de Arequipa?	Proponer un reforzamiento estructural para la Escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín que incluya el encamisado de columnas.	El sistema de reforzamiento estructural propuesto para la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín, cumple los parámetros dados en la norma E030 de resistencia y rigidez.	El desempeño sísmico de la escuela de psicología de la Universidad Nacional San Agustín	
¿Cuál es la capacidad de deformación de la estructura antes y después del reforzamiento propuesto en la escuela de psicología de la Universidad Nacional San Agustín, haciendo uso del análisis estático no lineal?	Determinar la capacidad de deformación de la estructura antes y después del reforzamiento propuesto en la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín, haciendo uso del análisis estático no lineal	El reforzamiento propuesto incrementara la capacidad de deformación de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín, no cumple con lo estipulado en la norma.		
¿Cuál es la comparación del punto de desempeño de la estructura existente y reforzamiento de concreto armado de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín, haciendo uso del método del coeficiente de desplazamiento?	Comparar el punto de desempeño de la estructura existente y reforzamiento de concreto armado de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín, haciendo uso del método del coeficiente de desplazamiento.	Con el uso del método del coeficiente de desplazamiento, se logrará determinar el punto de desempeño en ambos modelos estructurales existente y reforzado, de la escuela de Psicología de la Universidad Nacional San Agustín.		

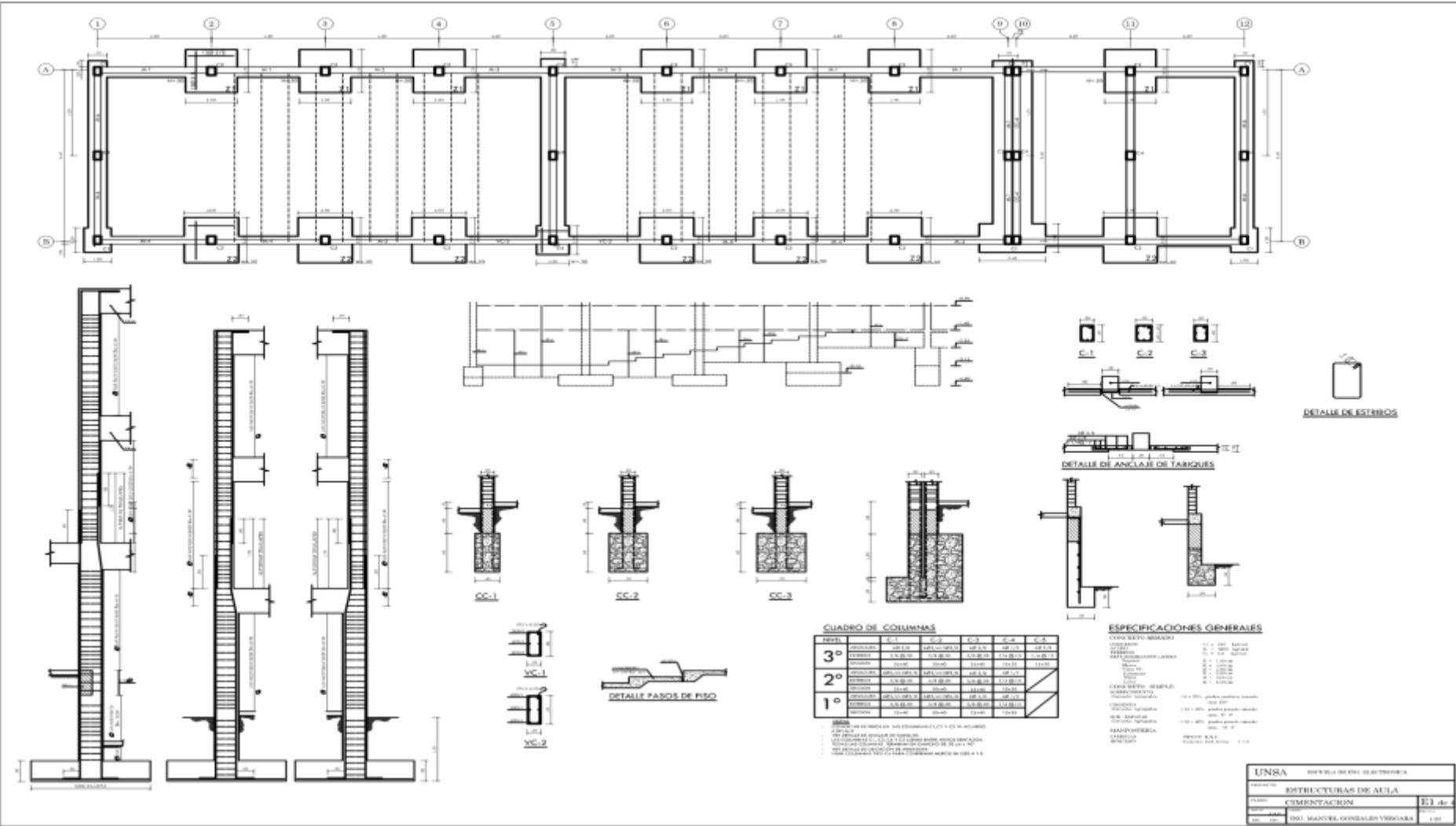
Anexo 2: matriz de variable operacional

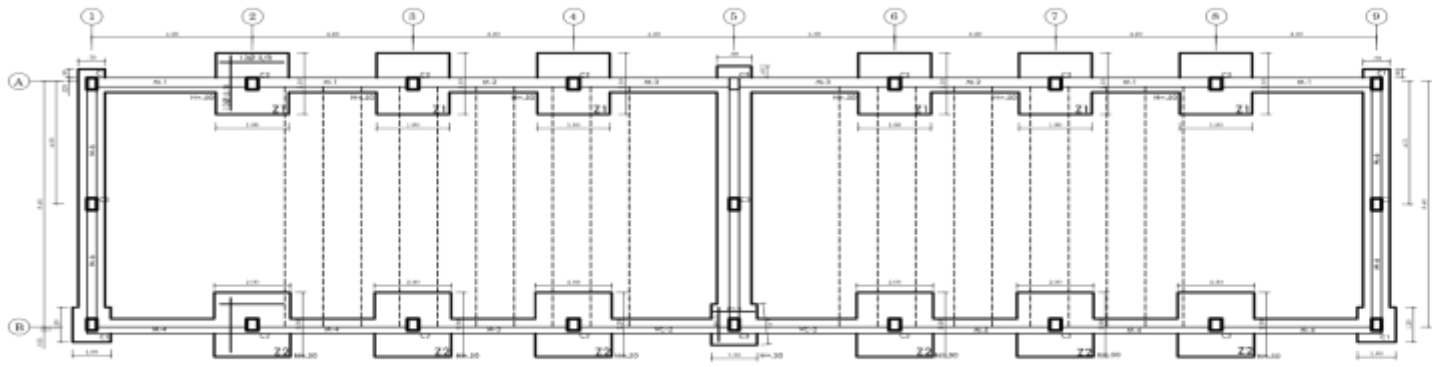
Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensión	Indicador	Instrumento	Escala de Medición
Encamisado de las columnas	Método implementado para incrementar el tamaño de una columna.	Método para incrementar el área de la sección transversal y la cantidad de acero de la misma.	Área de la sección transversal Área de acero	Dimensiones	Calculo	cm ²
				Cantidad de varillas	Calculo	cm ²
El desempeño sísmico de la estructura de concreto armado esencial.	Forma como la estructura responde ante la acción de fuerzas laterales inducidas por la acción de un sismo.	Forma en que la estructura responde en términos de desplazamientos, distorsiones y aceleraciones laterales.	Máximos desplazamientos laterales Máximas distorsiones laterales Máximas fuerzas cortantes	desplazamientos laterales	ETABS	mm
				distorsiones laterales	ETABS	mm/mm
				Cortantes de entrepiso	ETABS	t

Anexo 3: cronograma de actividades

ACTIVIDADES	Jul. -20												Agos. -20												Sep. -20												Oct -20												Nov - 20												Dic -20																																																																																			
Proyecto de tesis																																																																																																																																																
Definición del tema y título de la tesis																																																																																																																																																
Búsqueda y adquisición de bibliografía																																																																																																																																																
Antecedentes y formulación del problema																																																																																																																																																
Elaboración de las Bases Teóricas y metodológicas																																																																																																																																																
Justificación y e hipótesis de la investigación																																																																																																																																																
Diseño de la investigación																																																																																																																																																
Presentación y aprobación del proyecto																																																																																																																																																
Desarrollo de tesis																																																																																																																																																
Elaboración de planos																																																																																																																																																
Modelado de la estructura existente																																																																																																																																																
Evaluación de los resultados																																																																																																																																																
Propuesta de reforzamiento																																																																																																																																																
Modelado de la propuesta de reforzamiento																																																																																																																																																
Evaluación de los resultados																																																																																																																																																
Revisión general de los resultados																																																																																																																																																
Publicación																																																																																																																																																
Presentación y sustentación del informe final																																																																																																																																																

Anexo 4: planos estructurales de la edificación



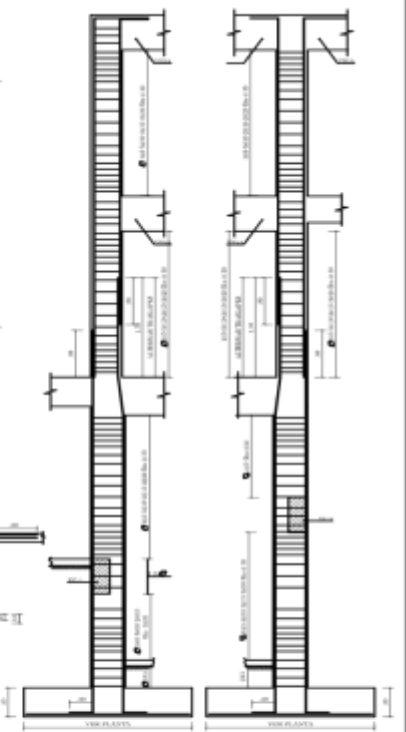
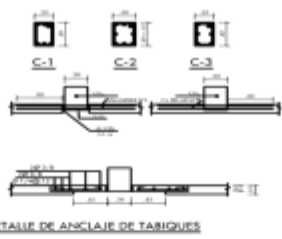


CIMENTACION

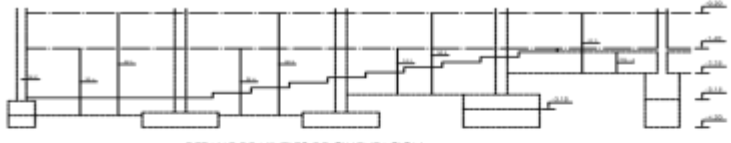
CUADRO DE COLUMNAS

NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
ARMAZONADO	400 x 400	400 x 400	400 x 400	400 x 400	400 x 400
SECCION	13.20 x 13.20	13.20 x 13.20	13.20 x 13.20	13.20 x 13.20	13.20 x 13.20
ARMAZONADO	400 x 400	400 x 400	400 x 400	400 x 400	400 x 400
SECCION	13.20 x 13.20	13.20 x 13.20	13.20 x 13.20	13.20 x 13.20	13.20 x 13.20
ARMAZONADO	400 x 400	400 x 400	400 x 400	400 x 400	400 x 400
SECCION	13.20 x 13.20	13.20 x 13.20	13.20 x 13.20	13.20 x 13.20	13.20 x 13.20

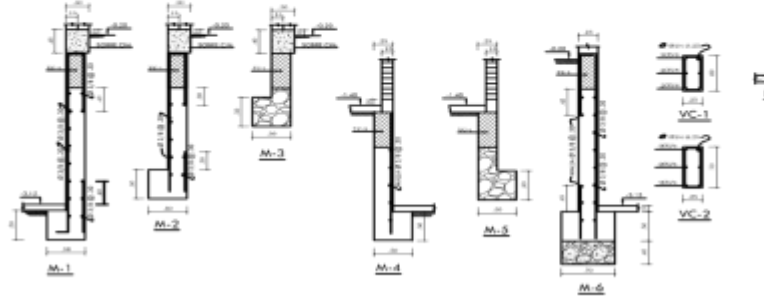
- 1. DETALLE DE ANCLAJE EN LAS COLUMNAS C-1 Y C-5 DE ACORDO A DETALLE.
- 2. DETALLE DE ANCLAJE DE TIRANTES.
- 3. DETALLE DE ANCLAJE DE TIRANTES EN COLUMNAS C-2, C-3 Y C-4 DE ACORDO A DETALLE.
- 4. DETALLE DE ANCLAJE DE TIRANTES EN COLUMNAS C-1 Y C-5 DE ACORDO A DETALLE.
- 5. DETALLE DE ANCLAJE DE TIRANTES EN COLUMNAS C-2, C-3 Y C-4 DE ACORDO A DETALLE.



DETALLE DE ESTIBOS EN COLUMNAS



DETALLE DE NIVELES DE CIMENTACION



MUROS DE CONTENCIÓN



DETALLE PASOS DE PISO

- ESPECIFICACIONES GENERALES
- CONCRETO ARMADO
- CONCRETO: 200 MPa
 - ACERO: 420 MPa
 - ACERO: 600 MPa
 - ACERO: 700 MPa
 - ACERO: 800 MPa
 - ACERO: 900 MPa
 - ACERO: 1000 MPa
 - ACERO: 1100 MPa
 - ACERO: 1200 MPa
 - ACERO: 1300 MPa
 - ACERO: 1400 MPa
 - ACERO: 1500 MPa
 - ACERO: 1600 MPa
 - ACERO: 1700 MPa
 - ACERO: 1800 MPa
 - ACERO: 1900 MPa
 - ACERO: 2000 MPa
 - ACERO: 2100 MPa
 - ACERO: 2200 MPa
 - ACERO: 2300 MPa
 - ACERO: 2400 MPa
 - ACERO: 2500 MPa
 - ACERO: 2600 MPa
 - ACERO: 2700 MPa
 - ACERO: 2800 MPa
 - ACERO: 2900 MPa
 - ACERO: 3000 MPa
 - ACERO: 3100 MPa
 - ACERO: 3200 MPa
 - ACERO: 3300 MPa
 - ACERO: 3400 MPa
 - ACERO: 3500 MPa
 - ACERO: 3600 MPa
 - ACERO: 3700 MPa
 - ACERO: 3800 MPa
 - ACERO: 3900 MPa
 - ACERO: 4000 MPa
 - ACERO: 4100 MPa
 - ACERO: 4200 MPa
 - ACERO: 4300 MPa
 - ACERO: 4400 MPa
 - ACERO: 4500 MPa
 - ACERO: 4600 MPa
 - ACERO: 4700 MPa
 - ACERO: 4800 MPa
 - ACERO: 4900 MPa
 - ACERO: 5000 MPa
 - ACERO: 5100 MPa
 - ACERO: 5200 MPa
 - ACERO: 5300 MPa
 - ACERO: 5400 MPa
 - ACERO: 5500 MPa
 - ACERO: 5600 MPa
 - ACERO: 5700 MPa
 - ACERO: 5800 MPa
 - ACERO: 5900 MPa
 - ACERO: 6000 MPa
 - ACERO: 6100 MPa
 - ACERO: 6200 MPa
 - ACERO: 6300 MPa
 - ACERO: 6400 MPa
 - ACERO: 6500 MPa
 - ACERO: 6600 MPa
 - ACERO: 6700 MPa
 - ACERO: 6800 MPa
 - ACERO: 6900 MPa
 - ACERO: 7000 MPa
 - ACERO: 7100 MPa
 - ACERO: 7200 MPa
 - ACERO: 7300 MPa
 - ACERO: 7400 MPa
 - ACERO: 7500 MPa
 - ACERO: 7600 MPa
 - ACERO: 7700 MPa
 - ACERO: 7800 MPa
 - ACERO: 7900 MPa
 - ACERO: 8000 MPa
 - ACERO: 8100 MPa
 - ACERO: 8200 MPa
 - ACERO: 8300 MPa
 - ACERO: 8400 MPa
 - ACERO: 8500 MPa
 - ACERO: 8600 MPa
 - ACERO: 8700 MPa
 - ACERO: 8800 MPa
 - ACERO: 8900 MPa
 - ACERO: 9000 MPa
 - ACERO: 9100 MPa
 - ACERO: 9200 MPa
 - ACERO: 9300 MPa
 - ACERO: 9400 MPa
 - ACERO: 9500 MPa
 - ACERO: 9600 MPa
 - ACERO: 9700 MPa
 - ACERO: 9800 MPa
 - ACERO: 9900 MPa
 - ACERO: 10000 MPa



DETALLE DE ESTIBOS

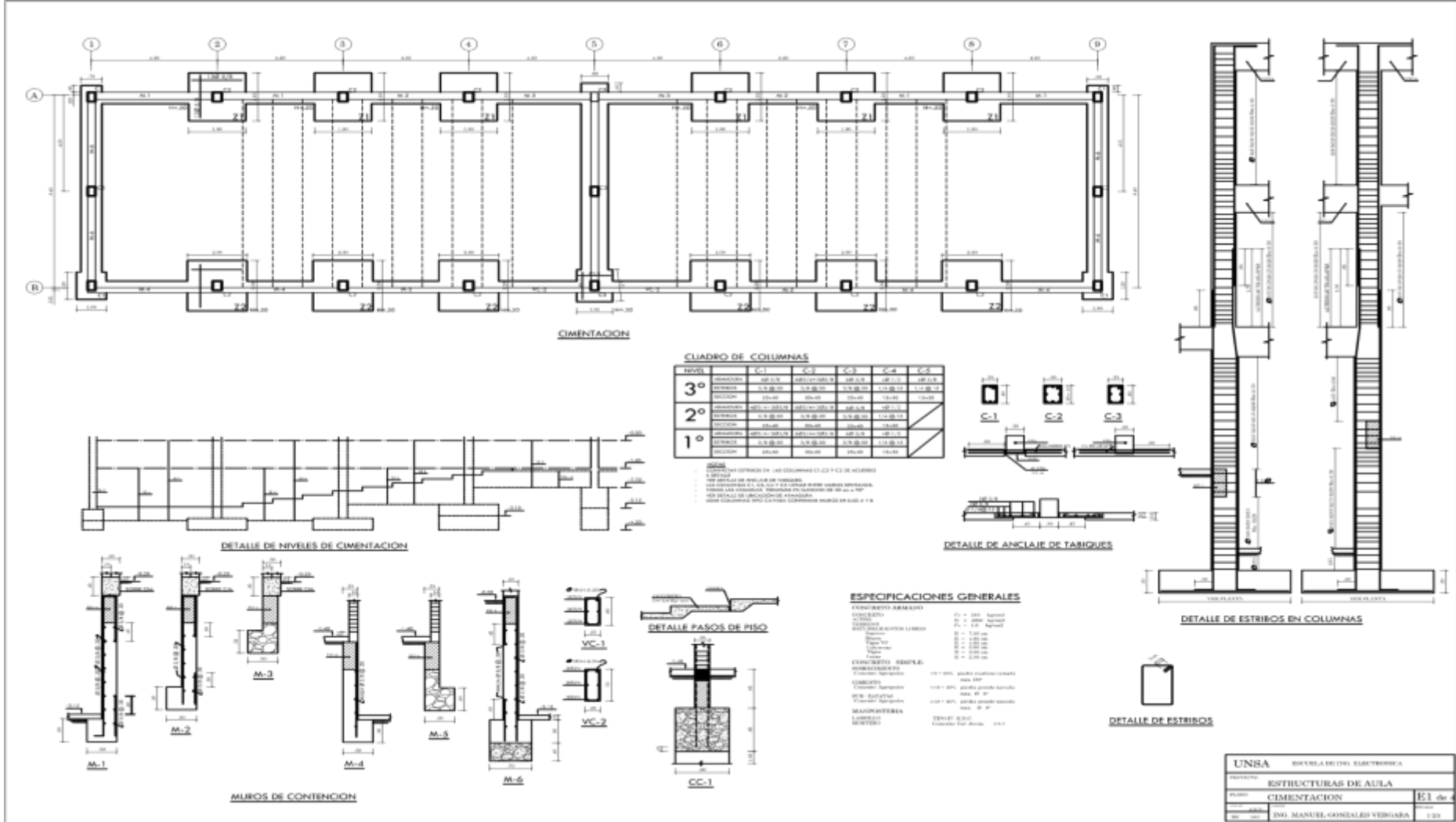
UNSA ESCUELA DE INGENIERIA ELECTRONICA

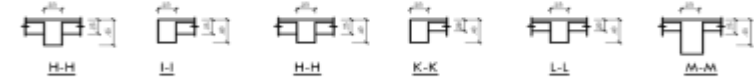
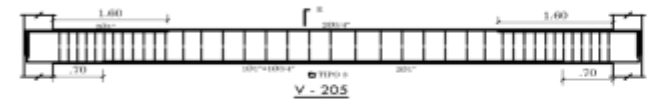
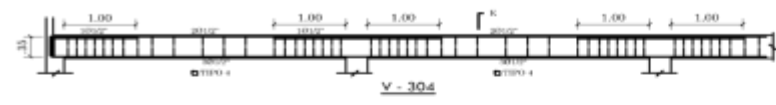
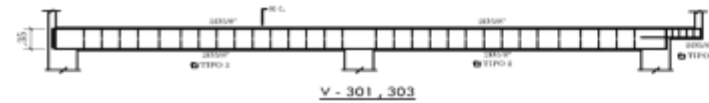
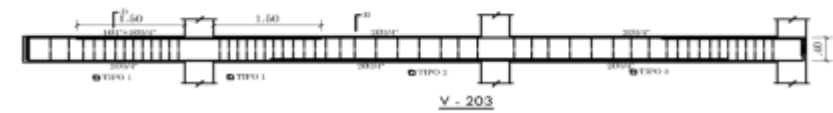
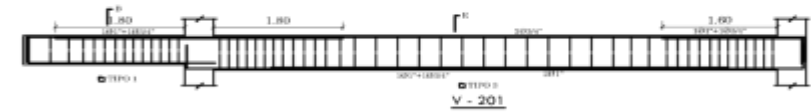
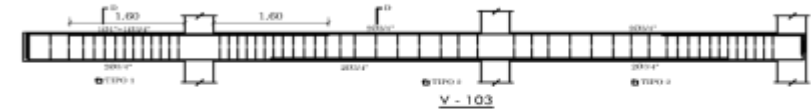
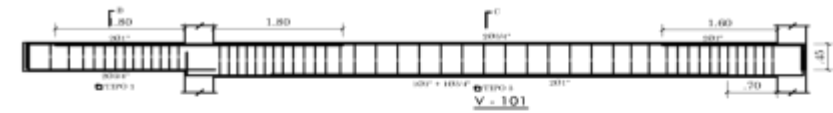
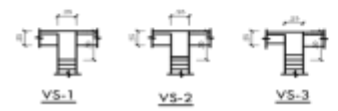
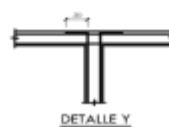
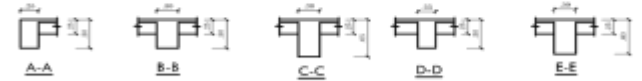
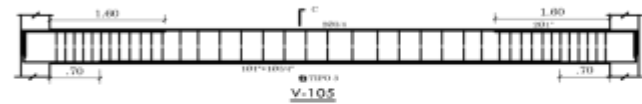
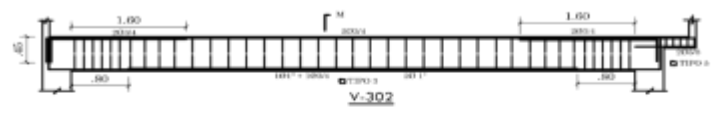
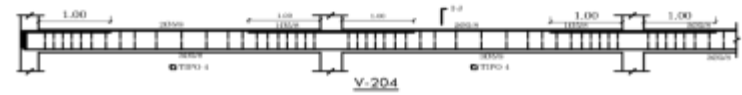
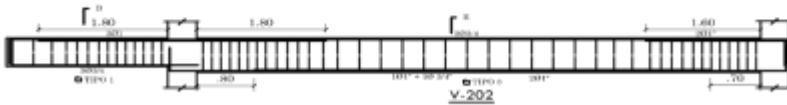
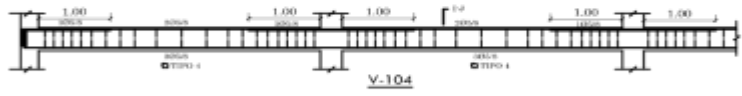
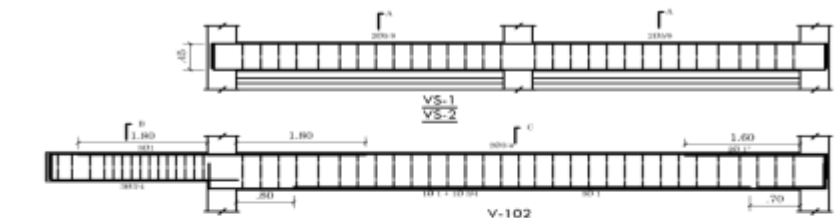
PROYECTO: ESTRUCTURAS DE AULA

PLANO: CIMENTACION

ING. MANUEL GONZALEZ VERGARA

1/25





CUADRO DE ESTIMOS

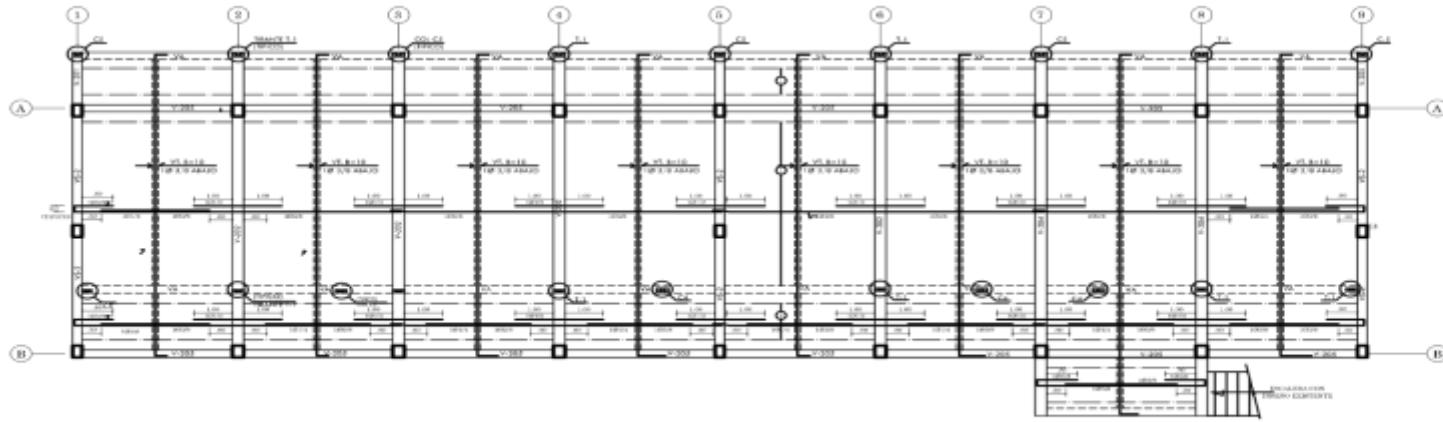
TIPO	Q	ESPESORES	ESPESORES
1	200	100	100
2	200	100	100
3	200	100	100
4	200	100	100
5	200	100	100

UNSA ESCUELA DE ING. ELECTRONICA

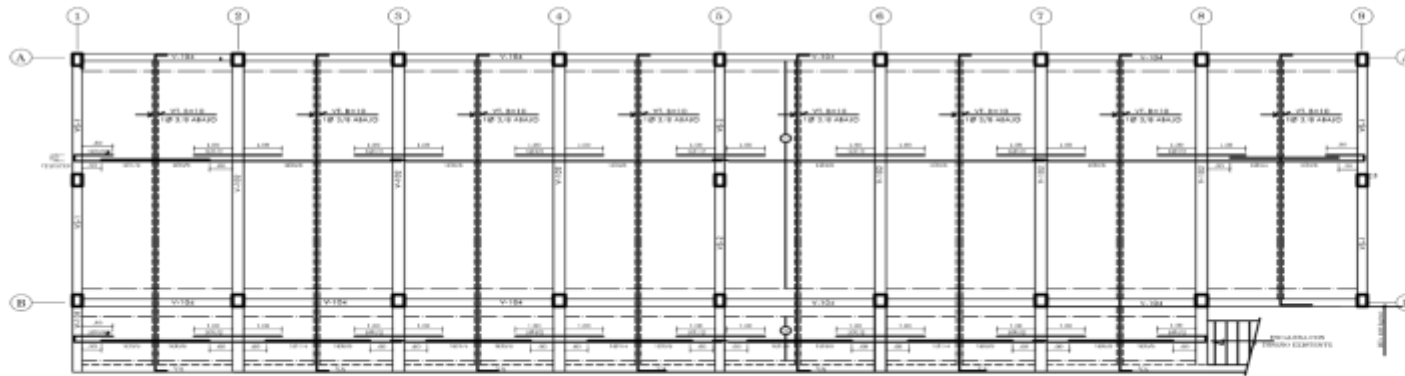
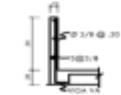
PROYECTO: ESTRUCTURAS PABELLON - 3

PLANO: VIGAS E4 de 4

ING. MANUEL GONZALEZ VERGARA 1/20



INCOFRADOS TECHO 2do NIVEL



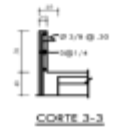
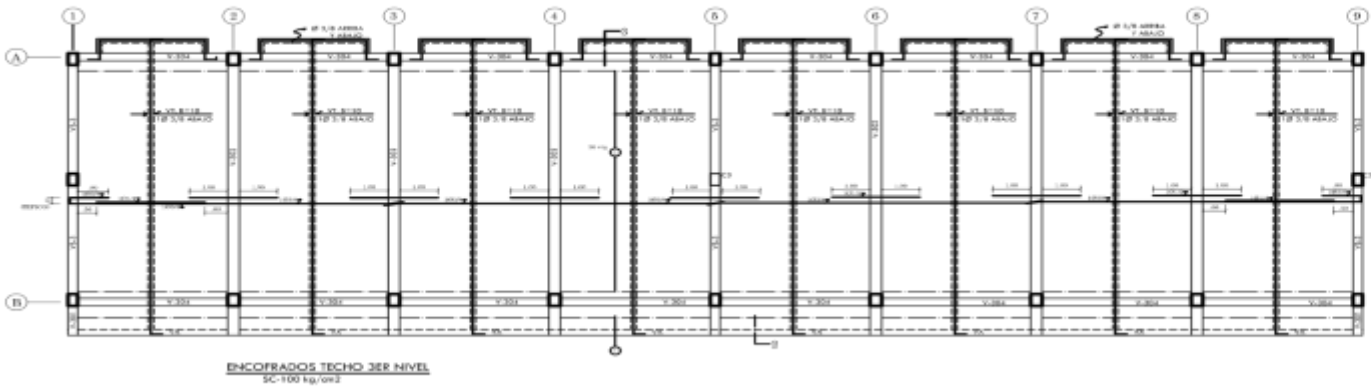
INCOFRADOS TECHO 1er NIVEL



TRANTE T2

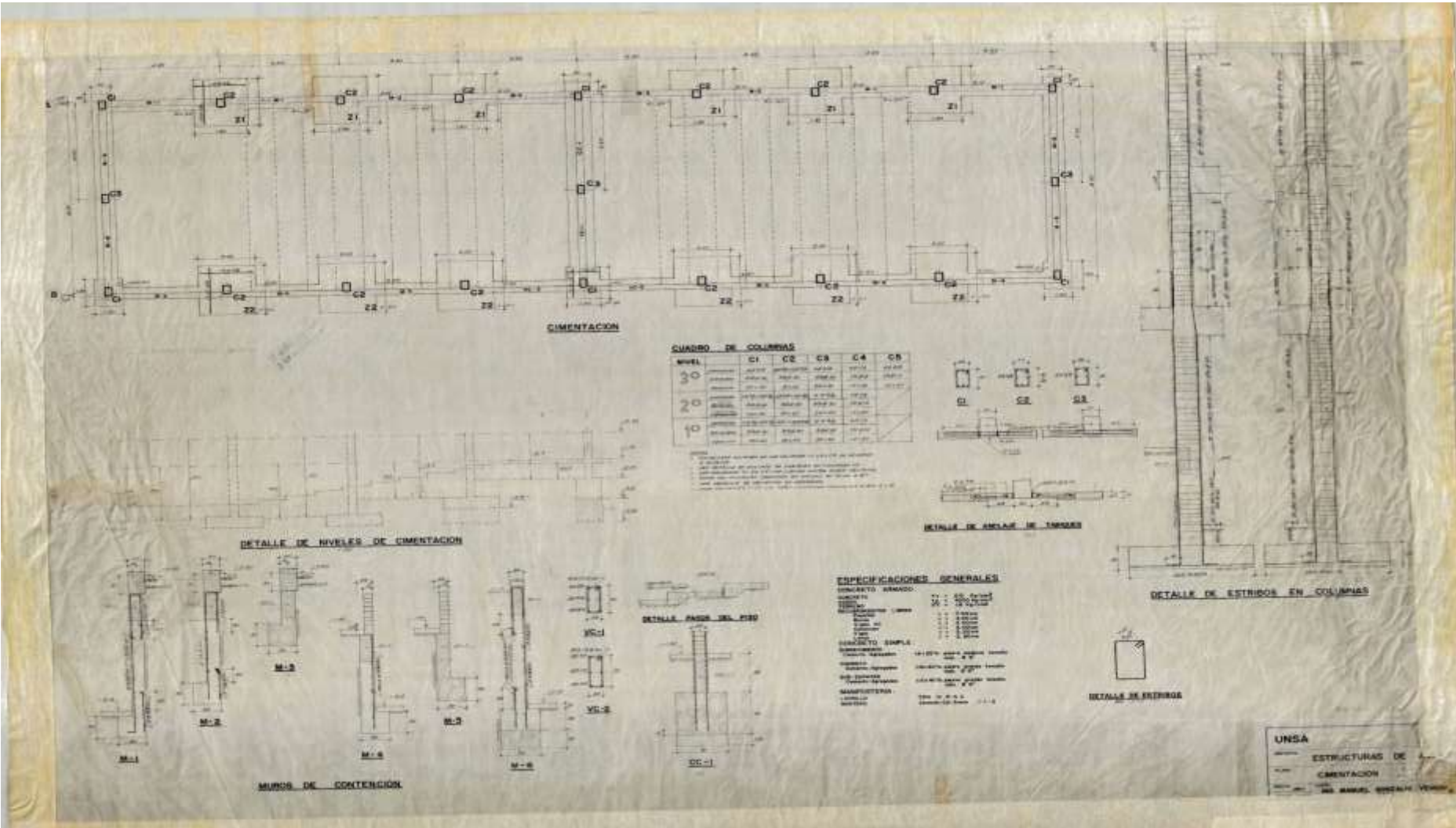
C-4, C-5 Y T-1

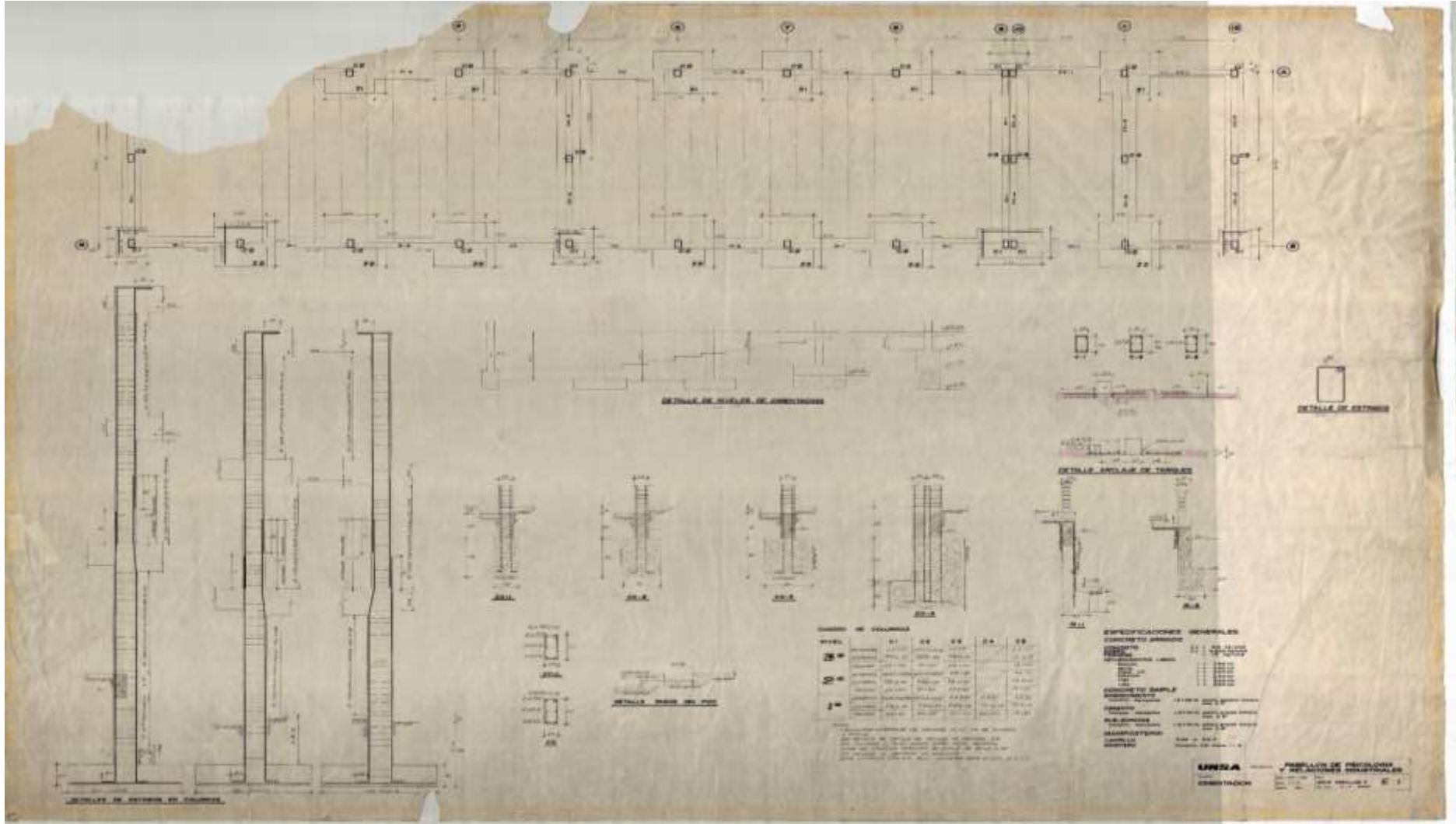
UNSA		ESCUELA DE INGENIERÍA ELÉCTRICA	
PROYECTO:		ESTRUCTURAS DE AULAS	
PLANO:		TECHO DE 1ER Y 2DO NIVEL	E22 de 4
AUTOR:		ING. MANUEL GONZÁLEZ VERRARA	
Escala:		1:20	



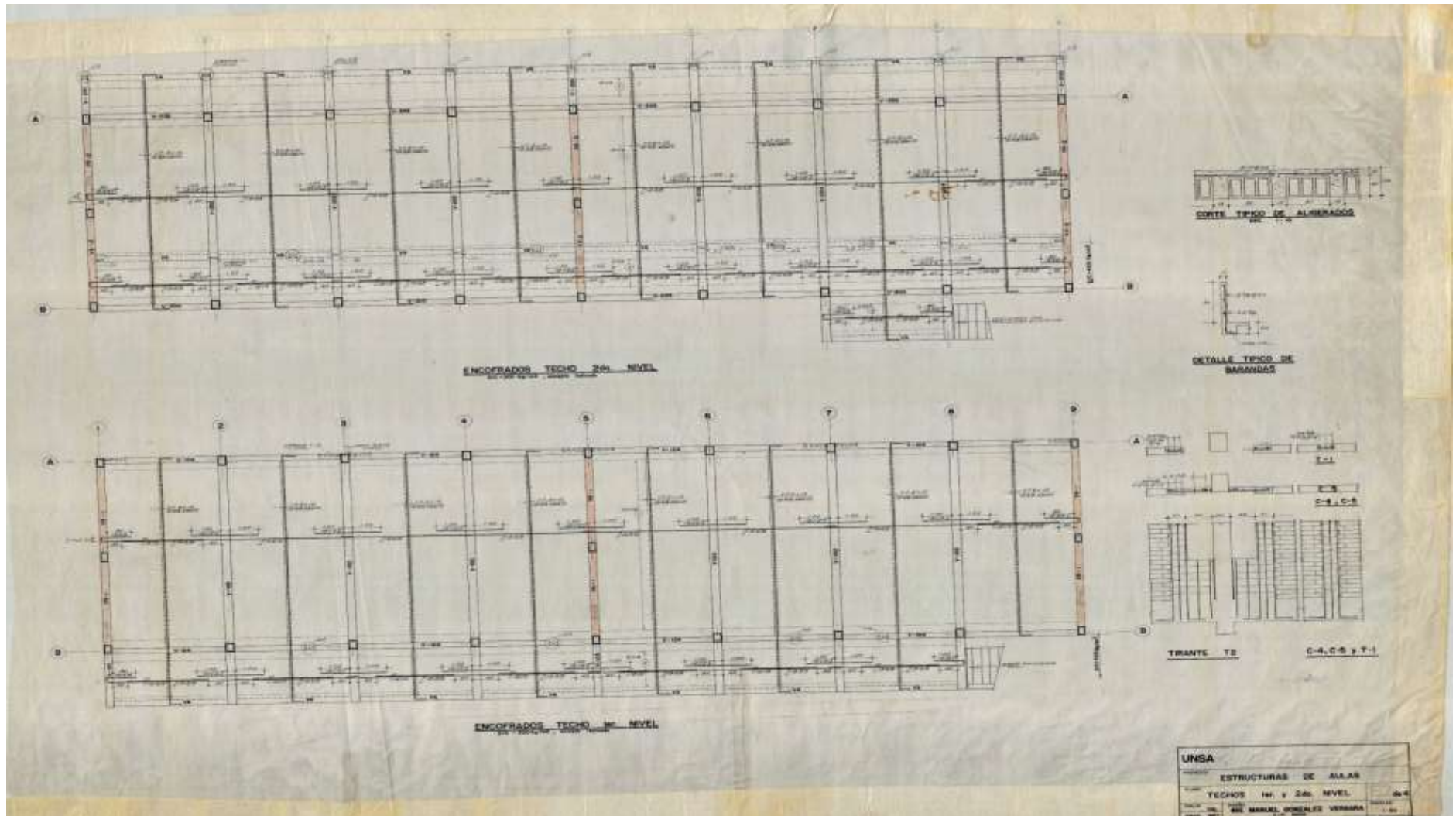
UNSA		MÓDULO DE ALUMNOS	
PROYECTO	ESTRUCTURAS PABELLON - 3		
PLANO	TECHO DE 3ER NIVEL	E3 de 4	
ELABORADO POR	ING. MANUEL GONZALEZ VERRARA		1/23

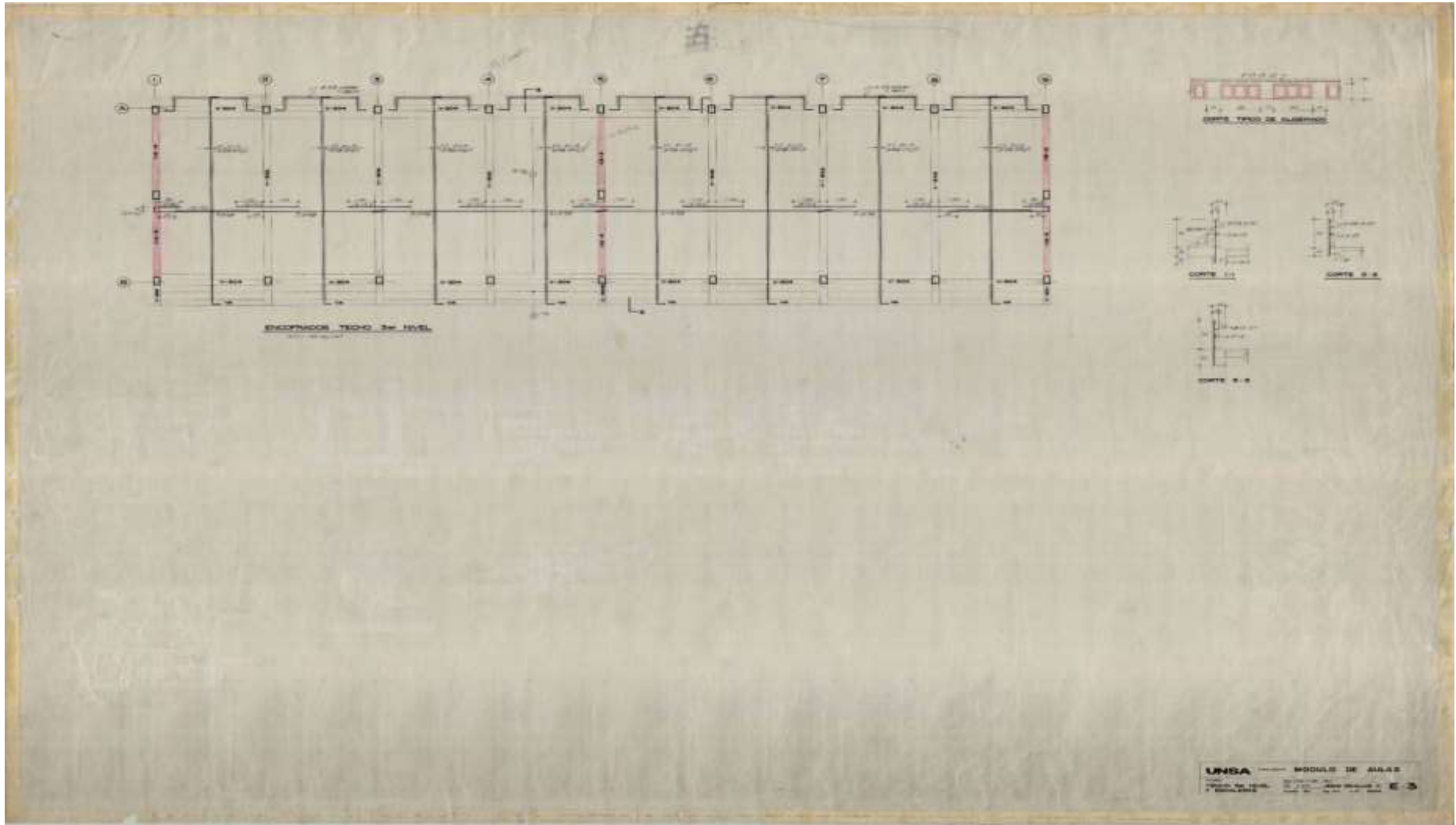
Anexo 5: planos antiguos estructurales hechos a mano











Anexo 6: presupuesto (asignación de recursos)

Tabla 28.

Presupuesto de actividades

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	P.U. (S/.)	PRECIO (S/.)
1.0 BIENES			
1.1. HOJA BOND A4	200.00	0.10	20.00
1.2. CORRECTOR LIQUIDO	2.00	2.00	4.00
1.3. BLOCK DE NOTAS	1.00	5.00	5.00
1.4. FOLDER	6.00	1.00	6.00
1.5 LEVANTAMIENTO	10	25	250
1.6 ELABORACIÓN DE PLANOS	2.0	140	280
2.0 MODELADO			
2.1 MODELADO	1.0	47.9	47.9
2.2 ANÁLISIS Y EVALUACIÓN	15	100	1500
3.0 IMPRESIONES	30	100	3000
3.0 SERVICIOS			
2.1. FOTOCOPIAS	80.00	0.10	8.00
2.2. IMPRESIONES	150.00	0.10	15.00
2.3. ANILLADO	8.00	5.00	30.00
2.4. BUSQUEDA FISICA Y TRANSPORTE	20.00	5.00	100.00
TOTAL			5265.90

Fuente: Propia